계약번호	제2012-2-303-201201-00호
문서번호	

자 료 번 호	
개 정 번 호	Rev.0(2015.4)

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구) 노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (8/20)

제 출 목 적	
	기 성 신 청
	검 토/ 승 인
	설 계 변 경
	기본설계 준 공
○	실시설계 준 공
	시 공 준 공
	기 타 설 계 용

2015. 4.

확 인	작 성 자	검 토 자	승 인 자
		임철수	
	이정선	임철수	최석운

한국철도시설공단 KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

시현기술단 SEOHYUN ENGINEERING

seoyeong |주|서영엔지니어링

주식회사 동명기술공단

sunjin ENGINEERING & ARCHITECTURE

(주)선구엔지니어링 SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구)

노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (8/20)

자료번호 :

개 정 현 황					
00	2015.4	실시설계 준공	이정선	임철수	최석운
개정 번호	일 자	개 정 사 유	작 성	검 토	승 인

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 1권

제1장 탑 리 제 1 교

1. 탑리제1교 ····· 1
1.1 상부공 ····· 3
1.1.1 PRECOM ····· 5
1.2 교대공 ····· 219
1.2.1 A1 ····· 221
1.2.2 A2 ····· 297
1.3 교각공 ····· 373
1.3.1 P1(P2) ····· 375
1.4 내진해석 ····· 489
1.5 가시설공 ····· 511
1.5.1 A1 버팀보 사보강 ····· 513
1.5.2 P1 버팀보 사보강 ····· 537
1.5.3 P2 버팀보 사보강 ····· 561
1.5.4 A2 버팀보 사보강 ····· 585

구조계산서 2권

제2장 탑 리 제 2 교

2. 탑리제2교 ····· 1
2.1 상부공 ····· 3
2.1.1 PSC ····· 5
2.2 교대공 ····· 131
2.2.1 A1 ····· 133
2.2.2 A2 ····· 227
2.3 교각공 ····· 321
2.3.1 P1(P2) ····· 323
2.3.2 P4(P3) ····· 437
2.4 내진해석 ····· 551
2.5 가시설공 ····· 571
2.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····· 573

구조계산서 3권

제3장 탑 리 제 3 교

3. 탑리제3교 ····· 1
3.1 라멘공 ····· 3
3.2 옹벽공 ····· 369
3.2.1 A1(H=5.5m) 좌우측 ····· 371
3.2.2 A2(H=3.5m) 좌측 ····· 391
3.2.3 A2(H=3.0m) 우측 ····· 411
3.3 가시설공 ····· 431
3.3.1 A1 버팀보 ····· 433
3.3.2 A1 버팀보 사보강 ····· 457
3.3.3 A2 버팀보 ····· 481
3.3.4 A2 버팀보 사보강 ····· 505

구조계산서 4권

제4장 탑 리 제 4 교

4. 탑리제4교 ····· 1
4.1 상부공 ····· 3
4.1.1 WPC ····· 5
4.2 교대공 ····· 97
4.2.1 A1 ····· 99
4.2.2 A2 ····· 193
4.3 옹벽공 ····· 287
4.3.1 A1,A2(H=4.0m) ····· 289

제5장 산 운 교

5. 산운교 ····· 309
5.1 상부공 ····· 311
5.1.1 PSC ····· 313
5.1.2 SCP ····· 439

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 5권

5.2 교대공 ····· 3
5.2.1 A1 ····· 5
5.2.2 A2 ····· 81
5.3 교각공 ····· 157
5.3.1 P1 ····· 159
5.3.2 P3(P2~P4) ····· 271
5.3.3 P5 ····· 383
5.3.4 P6 ····· 495

구조계산서 6권

5.4 내진해석 ····· 3
5.5 가시설공 ····· 23
5.5.1 P1~P3,P5 버팀보 사보강 ····· 25
5.5.2 P4 버팀보 사보강 ····· 49

제6장 순 호 교

6. 순호교 ····· 73
6.1 상부공 ····· 75
6.1.1 PSC ····· 77
6.1.2 PSC-e ····· 203
6.2 교대공 ····· 383
6.2.1 A1 ····· 385
6.2.2 A2 ····· 461

구조계산서 7권

6.3 교각공 ····· 3
6.3.1 P2 ····· 5
6.3.1 P3(P4) ····· 119
6.3.1 P5(P1) ····· 233
6.4 내진해석 ····· 347
6.5 가시설공 ····· 367
6.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····· 369
6.5.2 P5 버팀보 사보강 ····· 393

제7장 수 북 교

7. 수북교 ····· 417
7.1 상부공 ····· 419
7.1.1 PSC ····· 421

구조계산서 8권

7.2 교대공 ····· 3
7.2.1 A1 ····· 5
7.2.2 A2 ····· 81
7.3 교각공 ····· 157
7.3.1 P2(P1) ····· 159
7.4 내진해석 ····· 273
7.5 가시설공 ····· 293
7.5.1 P2 버팀보 사보강 ····· 295

제8장 파 전 제 1 교

8. 파전제1교 ····· 319
8.1 상부공 ····· 321
8.1.1 IPC ····· 323
8.1.2 RPF ····· 449

구조계산서 9권

8.1.3 PSC ····· 3
8.2 교대공 ····· 129
8.2.1 A1 ····· 131
8.2.2 A2 ····· 225
8.3 교각공 ····· 319
8.3.1 P2 ····· 321
8.3.1 P3(P1) ····· 433

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 10권

8.3.1 P4 ····3
8.3.1 P5 ····115
8.3.1 P6 ····227
8.4 내진해석 ····339
8.5 가시설공 ····359
8.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····361
8.5.2 P3 버팀보 사보강 ····385
8.5.3 P4,P6 버팀보 사보강 ····409
8.5.4 P6 버팀보 사보강 ····433

구조계산서 11권

제9장 파 전 제 2 교

9. 파전제2교 ····1
9.1 상부공 ····3
9.1.1 PSC ····5
9.1.2 RPF ····131
9.2 교대공 ····289
9.2.1 A1 ····291
9.2.2 A2 ····385
9.3 교각공 ····479
9.3.1 P1 ····481

구조계산서 12권

9.3.2 P2 ····3
9.4 내진해석 ····115
9.5 가시설공 ····135
9.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····137

제10장 파 전 제 3 교

10. 파전제3교 ····161
10.1 상부공 ····163
10.1.1 PSC(S1~S3) ····165
10.1.2 PSC(S4~S5,S7~S8) ····287

구조계산서 13권

10.1.3 RPF ····3
10.2 교대공 ····123
10.2.1 A1 ····125
10.2.2 A2 ····221
10.3 교각공 ····317
10.3.1 P1(P2) ····319
10.3.2 P3 ····419
10.3.3 P5 ····517

구조계산서 14권

10.3.4 P6 ····3
10.3.5 P7(P4) ····105
10.4 내진해석 ····205
10.5 가시설공 ····233
10.5.1 P4 버팀보 ····235
10.5.2 P4 버팀보 사보강 ····259
10.5.3 P5 버팀보 ····283
10.5.4 P5 버팀보 사보강 ····307
10.5.5 P7 버팀보 ····331
10.5.6 P7 버팀보 사보강 ····355

제11장 교 량 기 초

11. 교량기초 ····379
11.1 직접기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대) ····381

구조계산서 15권

11.2 직접기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암) ····3

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

11.3 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대) ……221
11.4 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암) …241
11.5 말뚝기초 수평지지력, 수평변위 ……285
11.6 교대 활동 검토 ……451

구조계산서 16권

제12장 구 교

12.1 학미 제3 ……3
12.2 학미 제4 ……147
12.3 탑리 제1 ……239
12.4 탑리 제2 ……331
12.5 탑리 제3 ……435

구조계산서 17권

12.6 탑리 제4 ……3
12.7 탑리 제5 ……117
12.8 탑리 제6 ……221
12.9 탑리 제7 ……335
12.10 산운 제1 ……439
12.11 산운 제2 ……553

구조계산서 18권

12.12 산운 제3 ……3
12.13 산운 제4 ……95
12.14 산운 제5 ……187
12.15 순호 제1 ……301
12.16 순호 제2 ……415

구조계산서 19권

12.17 파전 제1 ……3
12.18 파전 제2 ……117
12.19 파전 제3 ……231
12.20 파전 제4 ……345
12.21 파전 제5 ……459

구조계산서 20권

제13장 B(함)

13.1 B(함)산운제1 ……3
13.2 B(함)산운제2 ……299
13.3 B(함)산운제3~5 ……385
13.4 B(함)파전 ……471
13.5 B(함)연계, 탑리 ……631

제7장 수북교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

7.1 상부공
7.2 교대공
7.3 교각공
7.4 내진해석
7.5 가시설공

7.2 교대공

7.2.1 A1

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	946.106	289.983	326.521	1272.627	0.000	270.471
G2	867.323	768.882	865.761	1733.084	0.000	271.009
G3	942.557	514.818	579.685	1522.242	0.000	270.384
계	2755.986	1573.683	1771.967	4527.953	0.000	811.864
Pmax	1733.084				0.000	271.009
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 기동) 나. 기 초 : mass 기초

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m

2) 총 길 이 : 25.000 m

3) PSC BEAM 전장 24.800 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 40 , 연암)

흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 15 + √ (15 × N) = 39 °

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 37 °

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.488 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 2755.986 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : R(1+/) = 1771.967 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : Rl = 1573.683 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924

(철도설계기준 p.8-116)

나) 상부 관성력 : Kh'= A S = 0.154 × 1.2 = 0.185

다) 설계수직진도 : Kv = 0

5) 슈마찰 계수 : μm = 0.15 (고력황동주물 받침판 받침) "철도설계기준(2011), p8-92"

6) 시동 및 제동하중

가) 제동하중 : 20.00 kN/m × L (m) ≤ 6,000 kN

나) 시동하중 : 33.00 kN/m × L (m) ≤ 1,000 kN

7) 장대레일 종하중

가) 레일신축이음이 없는 경우 : ± 3.0 × L (m) kN (1 레일당)

8) 토압 (안정검토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용

가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2}$$

	상 시			지 진 시		
	안정검토	흉벽	벽체	안정검토	흉벽	벽체
ϕ (흙의 내부마찰각)	37	37	37	37	37	37
Θ	0.000	0.000	0.000	5.279	5.279	5.279
β (배 면 각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
δ (흙의 배면마찰각)	0.000	12.333	12.333	0.000	0.000	0.000
α (배면 뒷채움각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
i (뒷채움 흙의 경사각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
토 압 계 수 (Ka,Kae)	0.249	0.230	0.230	0.298	0.298	0.298

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

나) 탄 성 계 수 : 8500 × 3√(fck+4) = 27536 MPa

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200.000 MPa

마. 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단,2013) (KRL2012 하중 반영)

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

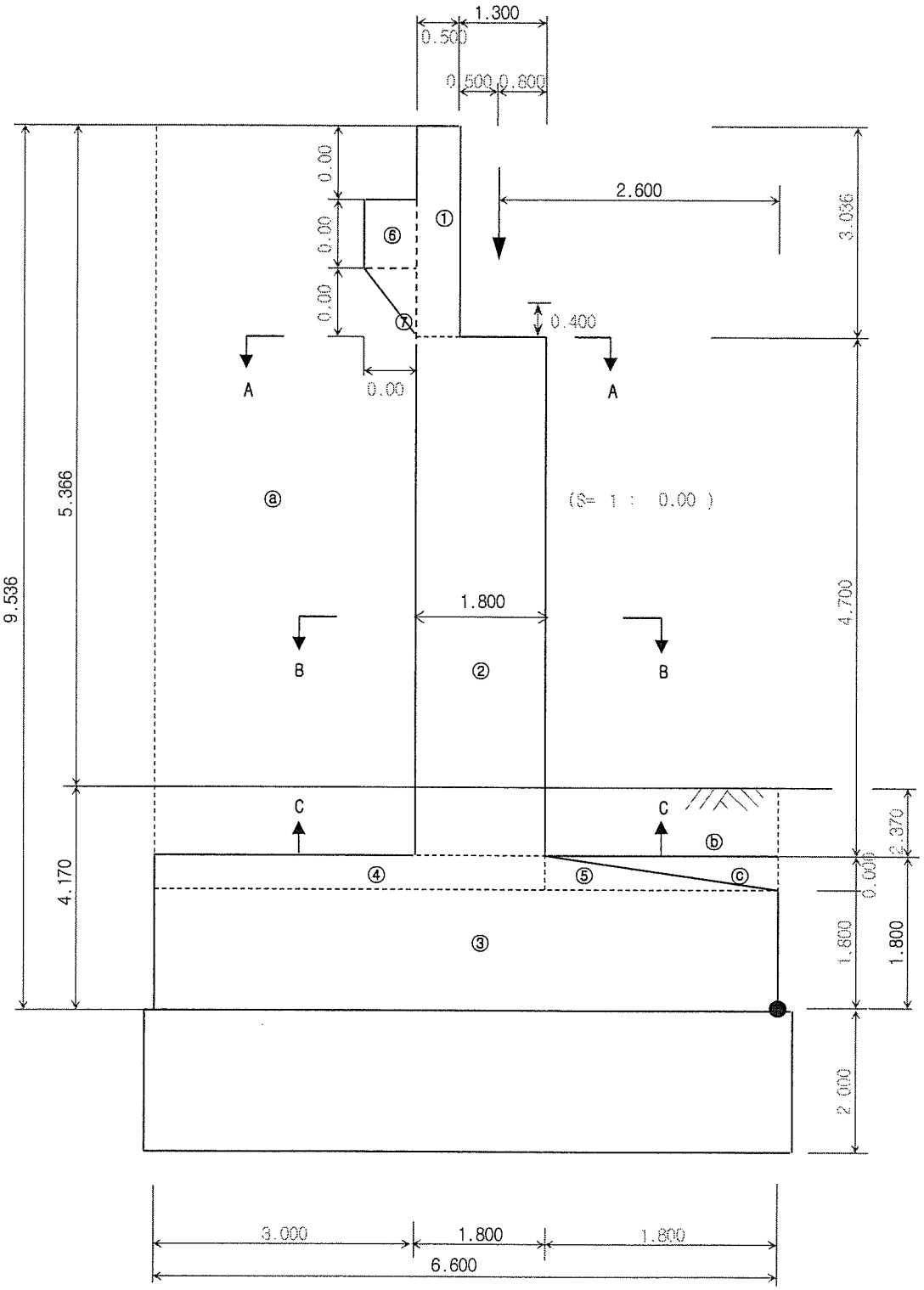
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 5.600 m
◎ 기 초 폭 : L' = 5.600 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.036	×	5.600			=	8.50	㎥
②	1.800	×	4.700	×	5.600			=	47.38	㎥
③	1.800	×	6.600	×	5.600			=	66.53	㎥
④	0.000	×	4.800	×	5.600			=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	5.600	/	2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	5.600			=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	5.600	/	2	=	0.00	㎥
ⓐ	3.000	×	7.736	×	5.600			=	129.96	㎥
ⓑ	1.800	×	2.370	×	5.600			=	23.89	㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	5.600	/	2	=	0.00	㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	8.50	24.50	208.27	3.35	697.70	19.24	8.02	154.30
	②	47.38	24.50	1160.71	2.70	3133.92	107.25	4.15	445.09
	③	66.53	24.50	1629.94	3.30	5378.79	150.61	0.90	135.55
	④	0.00	24.50	0.00	4.20	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	9.54	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	9.54	0.00
	계	122.40		2998.92		9210.41	277.10		734.93
토사	ⓐ	129.96	20.00	2599.30	5.10	13256.41	240.17	5.67	1361.31
	ⓑ	23.89	20.00	477.79	0.90	430.01	44.15		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	153.85		3077.09		13686.42	284.32		1361.31

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 2755.99 kN
- x = = 2.60 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(l+i)$ = 1771.97 kN
- x = = 2.60 m

다. 부력

- Vw = 6.600 × (231.783 - 237.613) × 5.600 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.600 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (3.000 + 0.500) × 5.600 = 294.00 kN
Xc = 6.600 - (3.000 + 0.500) / 2 = 4.85 m
Yc = 1.800 + 4.700 + 3.036 = 9.54 m
MVd = Vd × Xc = 1425.90 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 27.17 kN
MHd = Hd × Yc = 259.05 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 kN/㎡
Vql1 = 27.381 × (3.000 + 0.500) × 5.600 = 536.67 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 2602.83 kN · m

마. 슈에 작용하는 수평하중

- 고정측 : T-1/2 μm Rm (단 Tf 는 1/2 T 이상)
- 가동측 : μm Rm (단 Tm 은 1/2 T 이하) 적용!!

여기서 T : 교량거더로부터의 전수평력
Rm : 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 25.00 = 500.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.00 = 825.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 가동단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 2755.986 + 1573.683 = 4329.67 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 4,329.669
= 649.450 > 412.500 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 412.500 kN (Tm은 1/2T 이하)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 150.00 kN
Rm (지점 반력) = 2755.986 = 2755.99 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 2,755.986
= 413.398 > 75.000 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 75.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 150.00 kN

Rm (지 점 반 력) = 2755.986 + 1771.967 = 4527.95 kN

Tm (가동단수평력) = 0.15 × 4,527.953

= 679.193 > 75.000 (= 1/2 T)

Tmb (설계수평력) = 75.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/m²
- ql = 27.38 kN/m²

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 9.536 × 5.600 = 199.12 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 27.381 × 9.536 × 5.600 = 363.48 kN

y_1 = H / 2 = 4.77 m

나) 토압

h_1 = 9.536 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

Pa_2 = 1/2 × Ka × γt × h_1^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 20.00 × 90.94 × 5.600 = 1265.88 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 3.18 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 9.54 × 0.000 × 5.600 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 11.00 × 0.000 × 5.600 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.298 × 15.000 × 9.536 × 5.600 = 239.05 kN

ye_1 = H / 2 = 4.77 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 27.381 × 9.536 × 5.600 = 436.37 kN

ye_1 = H / 2 = 4.77 m

나) 토압

Pae_2 = 1/2 × Kae × (1-Kv) × γt × H^2 × L

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 90.94 × 5.600

= 1519.74 kN

ye_2 = H / 2 = 4.77 m

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다(받침 마찰계수 ; 0.150)

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

T_{s1} = 946.106 × 0.150 = 141.916 kN

T_{s2} = 867.323 × 0.150 = 130.098 kN

T_{s3} = 942.557 × 0.150 = 141.384 kN

T_{s4} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

T_{s5} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

▶ ΣT_u (단선재하시) = 413.398 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	0.000	270.471
	②	0.000	271.009
	③	0.000	270.384
	④	0.000	0.000
	⑤	0.000	0.000
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다 (철도설계기준 p.11-17)

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

LOAD CASE 2 : 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

LOAD CASE 4 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + (시동 또는 제동하중)

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9125.992		31488.300	1465.003		4973.226

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (31488.300 - 4973.226) / 9125.992 - 6.600 / 2

= -0.395 m

Mo = 9125.992 x 0.3946 = 3600.698 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/㎡) + 토압

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상부하중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상재하중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	196.000	-	950.600	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	132.748	4.768	632.941
토 압		-	-	-	1265.881		4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		6272.006		23847.437	1398.629		4656.756

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23847.437 - 4656.756) / 6272.006 - 6.600 / 2

= -0.240 m

Mo = 6272.006 x 0.2403 = 1506.937 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상재하중	고정하중	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11236.341		38182.709	1828.479		6706.278

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38182.709 - 6706.278) / 11236.341 - 6.600 / 2

= -0.499 m

Mo = 11236.341 x 0.4987 = 5603.495 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 (시동 또는 제동하중)

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.500	6.900	2846.250
합 계		11236.341		38182.709	2240.979		9552.528

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38182.709 - 9552.528) / 11236.341 - 6.600 / 2

= -0.752 m

Mo = 11236.341 x 0.7520 = 8449.745 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	6.900	-
온 도		-	-	-	413.398	6.900	2852.446
합 계		11236.341		38182.709	2241.876		9558.724

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (38182.709 - 9558.724) / 11236.341 - 6.600 / 2

= -0.753 m

M_o = 11236.341 × 0.753 = 8455.940 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	277.100	-	734.931
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	284.323	-	1361.312
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	6.900	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	6.900	0.000
상 재 하 중	고정하중	294.000	-	1425.900	27.166	9.536	259.051
	활 하 중	536.667	-	2602.833	14.876	9.536	141.861
상 재 토 압	PD	-	-	-	239.054	4.768	1139.807
	PL	-	-	-	436.368	4.768	2080.601
토 압		-	-	-	1519.743	4.768	7246.135
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11236.341		38182.709	2798.629		12963.698

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38182.709 - 12963.698) / 11236.341 - 6.600 / 2

= -1.056 m

Mo = 11236.341 x 1.0556 = 11860.914 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	9125.992	1465.003	3600.698	-0.395	
LOAD CASE 2	6272.006	1398.629	1506.937	-0.240	
LOAD CASE 3	11236.341	1828.479	5603.495	-0.499	
LOAD CASE 4	11236.341	2240.979	8449.745	-0.752	축력 최대
LOAD CASE 5	11236.341	2241.876	8455.940	-0.753	모멘트 최대
LOAD CASE 6	11236.341	2798.629	11860.914	-1.056	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	11236.341	2240.979	8449.745	-0.752	
2	모멘트 최대시	11236.341	2241.876	8455.940	-0.752	
3	지 진 시	11236.341	2798.629	11860.914	-1.056	

4-2 허용 지지력에 대한검토 (Terzaghi식)

- 교 축 방 향

$Qu = A' [\alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq]$

N = 40 [기초지반은 지질주상도 참조]

α= 1.0 + 0.3 · B/L = 1.000 + 0.300 x 6.600 / 5.600 = 1.354

β= 0.5 - 0.1 · B/L = 0.500 - 0.100 x 6.600 / 5.600 = 0.382

C = 0.00 kN/㎡

$q = \gamma_2 \times Df$ = 10.000 x 4.170 = 41.700 kN/㎡

$\Phi' = 15 + \sqrt{15 \cdot N}$ = 39 ° ≤ 45 °

≒ 39 ° (적용)

지지력계수 : Nc = 86.585

Nr = 86.930

Nq = 71.410

A. 상 시

축력최대

평상시 최대지반반력 - 1000 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 $B' = B - 2e_b$ = 6.600 - 2 x 0.752 = 5.096 m

$L' = L - 2el$ = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 $A' = B' \times L'$ = 5.096 x 5.600 = 28.538 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 28.538 x(0 + 0.382 x 10.000 x 5.096 x 86.930 + 41.700 x 71.410)

= 133289.66 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 133289.66 / 3 = 44429.89 kN

qa = Qa / A'= 44429.89 / 28.538 = 1556.890 kN/㎡

$q = \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B]$

= 11236.341 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 0.752 / 6.600)]

qmax = 511.849 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 558.849 kN/㎡

qmin = 96.178 kN/㎡

* Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	거리(m)	V(kN)	M(kN.m)
(a)	6.800	2.000	13.600	3.400	319.600	1086.640
계	-	-	13.600	-	319.600	1086.640

* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.

e = B/2-M/V = 6.800 / 2 - 1086.640 / 319.600 = 0.000 m

x = 3 x (B/2 - e) = 3 * (6.800 / 2 - 0.000) = 10.200 m

* 저면반력의 작용폭(x = 12.000m)이 B(= 8.000m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포

Qmax = 319.600 / 6.800 * (1 + 6 * 0.000 / 6.800) = 47 kN

Qmin = 319.600 / 6.800 * (1 - 6 * 0.000 / 6.800) = 47 kN

qa = 1000.000 kN/㎡ > qmax = 558.849 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

모멘트최대

평상시 최대지반반력 - 1000 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 6.600 - 2 x 0.752 = 5.096 m

L'= L - 2el = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 A'= B'× L' = 5.096 x 5.600 = 28.538 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 28.538 x(0 + 0.382 x 10.000 x 5.096 x 86.930 + 41.700 x 71.410)

= 133289.66 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 133289.66 / 3 = 44429.89 kN

qa = Qa / A'= 44429.89 / 28.538 = 1556.890 kN/㎡

q = ΣV /(B · L) · [1±(6 · e) / B]

= 11236.341 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 0.752 / 6.600)]

qmax = 511.849 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 558.849 kN/㎡

qmin = 96.178 kN/㎡

qa = 1000.000 kN/㎡ > qmax = 558.849 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

B. 지 진 시

지진시 최대지반반력 - 1500 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 6.600 - 2 x 1.056 = 4.489 m

L'= L - 2el = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 A'= B'× L' = 4.489 x 5.600 = 25.137 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 25.137 x(0 + 0.382 x 10.000 x 4.489 x 86.930 + 41.700 x 71.410)

= 112338.54 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 2 = 112338.54 / 2 = 56169.27 kN

qa = Qa / A'= 56169.27 / 25.137 = 2234.486 kN/㎡

q = ΣV /(B · L) · [1±(6 · e) / B]

= 11236.341 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 1.056 / 6.600)]

qmax = 595.752 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 642.752 kN/㎡

qmin = 12.275 kN/㎡

qa = 1333.000 kN/㎡ > qmax = 642.752 kN/㎡ -O.K-

(지반부 검토결과 적용)

4-3 전도에 대한 검토

하중의 편심거리가 평상시에는 저면의 중심으로부터 저면폭의 1/6 이내,

지진시에는 저면폭의 1/3 이내에 있어야 한다.

- 교 축 방 향

A. 축력최대인 경우 (상시)

b/6 = 6.600 / 6 = 1.100 m

e = 0.752 m < b/6 = 1.100 m -O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

b/6 = 6.600 / 6 = 1.100 m

e = 0.752 m < b/6 = 1.100 m -O.K-

C. 지진시

b/6 = 6.600 / 3 = 2.200 m

e = 1.056 m < b/3 = 2.200 m -O.K-

4-4 활동에 대한 검토

기초저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면지반에 대한 안전율은 상시 1.5 지진시 1.2 이상으로 한다.

Hu = Cb * A' + V * tanøb

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중 (부력을 뺀값)

øb : 기초저면과 지반과의 마찰각

- 교축방향

A. 축력최대인 경우 (상시)

Hu =	11236.341	x	0.488	=	5480.330	kN		
Hu/H =	5480.330	/	2240.979	=	2.446	>	1.5	-O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

Hu =	11236.341	x	0.488	=	5480.330	kN		
Hu/H =	5480.330	/	2241.876	=	2.445	>	1.5	-O.K-

C. 지진시

Hu =	11236.341	x	0.488	=	5480.330	kN		
Hu/H =	5480.330	/	2798.629	=	1.958	>	1.2	-O.K-

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압

LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중

LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중

LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중

LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)

LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)

LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	1.518	29.213
	계	8.501	24.5	208.270	-	52.067	19.244	-	29.213
B-B (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	3.868	74.436
	②	23.688	24.5	580.356	0.900	522.320	53.625	1.175	63.009
	계	32.189	24.5	788.626	-	574.388	72.869	-	137.445
C-C (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	6.218	119.660
	②	47.376	24.5	1160.712	0.900	1044.641	107.250	2.350	252.037
	계	55.877	24.5	1368.982	-	1096.708	126.494	-	371.697

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.036	×	5.600	=	58.743	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.743	×	cos δ					=	57.387	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.743	×	sin δ					=	12.547	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	3.036	×	5.600	=	107.229	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	107.23	×	cos δ					=	104.755	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	107.23	×	sin δ					=	22.904	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2					=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	2.350	×	5.600	=	45.470	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	45.470	×	cos (δ+θ)					=	44.420	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	45.470	×	sin (δ+θ)					=	9.712	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	2.350	×	5.600	=	83.000	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	83	×	cos (δ+θ)					=	81.085	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	83	×	sin (δ+θ)					=	17.729	kN
작 용 점 :	y	=	2.35	/	2					=	1.175	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	4.700	×	5.600	=	90.939	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	90.939	×	cos (δ+θ)					=	88.841	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	90.939	×	sin (δ+θ)					=	19.425	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	4.700	×	5.600	=	166.000	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	166	×	cos (δ+θ)					=	162.169	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	166	×	sin (δ+θ)					=	35.457	kN
작 용 점 :	y	=	4.7	/	2					=	2.350	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.230	×	20.0	×	3.036 ^2	×	5.600	=	118.896 kN
수평 분력 :	Ph	=	118.896	×	cos δ							=	116.152 kN
수직 분력 :	Pv	=	118.896	×	sin δ							=	25.396 kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	3							=	1.012 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.036					=	13.986 kN
	P2	=	13.986	+	0.230	×	20.0	×	2.350			=	24.813 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	24.813)	×	2.350	×	5.600		=	255.297 kN
수평 분력 :	Ph	=	255.297	×	cos (δ+θ)							=	249.405 kN
수직 분력 :	Pv	=	255.297	×	sin (δ+θ)							=	54.531 kN
작 용 점 :	y	=	2.350	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	1.066 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.036				=	13.986	kN
	P2	=	13.986	+	0.230	×	20.0	×	4.700		=	35.639	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	35.639)	×	4.700	×	5.600	=	653.066	kN
수평 분력 :	Ph	=	653.066	×	cos (δ+Θ)						=	637.994	kN
수직 분력 :	Pv	=	653.066	×	sin (δ+Θ)						=	139.494	kN
작 용 점 :	y	=	4.700	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	2.008	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.036	×	5.600		=	76.108	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	76.108	×	cos δ						=	76.108	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	76.108	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	3.036	×	5.600		=	138.927	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	138.927	×	cos δ						=	138.927	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	138.927	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2						=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	2.350	×	5.600		=	58.911	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.911	×	cos (δ+β)						=	58.911	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.911	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	2.35	×	5.600		=	107.536	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	107.536	×	cos (δ+β)						=	107.536	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	107.536 9		sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	2.350	/	2						=	1.175	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	4.700	×	5.600		=	117.822	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	117.822	×	cos (δ+β)						=	117.822	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	117.822	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	4.7	×	5.600		=	215.072	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	215.07	×	cos (δ+β)						=	215.072	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	215.07	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	4.700	/	2						=	2.350	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.298	×	20.0	×	3.036 ^2	×	5.600	=	154.043	kN
수평 분력 :	Ph	=	154.043	×	cos δ						=	154.043	kN
수직 분력 :	Pv	=	154.043	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2						=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.036			=	18.121 kN
	P2	=	18.121	+	0.298	×	20.0	×	2.350	=	32.147 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	32.147)	×	2.350	× 5.600	=	330.766 kN
수평 분력 :	Ph	=	330.766	×	cos (δ+β)					=	330.766 kN
수직 분력 :	Pv	=	330.766	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	2.350	/	2					=	1.175 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.036			=	18.121 kN
	P2	=	18.121	+	0.298	×	20.0	×	4.700	=	46.174 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	46.174)	×	4.700	× 5.600	=	846.120 kN
수평 분력 :	Ph	=	846.120	×	cos (δ+β)					=	846.120 kN
수직 분력 :	Pv	=	846.120	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	4.700	/	2					=	2.350 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	288.213	62.567	398.573	84.466	∑H =	173.539	204.660	277.663	327.455
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.868	221.974	91.820	355.158
		벽 체	1.6	9.712	0.000	0.000	15.540	0.000	44.420	1.175	52.194	71.073	83.510
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽 체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3688.798	3340.874	5005.425	4510.180	∑H =	467.365	930.465	747.784	1488.744
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	6.218	356.834	91.820	570.935
		벽 체	1.6	19.425	0.000	0.000	31.079	0.000	88.841	2.350	208.776	142.145	334.041
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽 체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4363.83	3863.194	5940.386	5215.312	∑H =	900.374	2510.301	1440.599	4016.482

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	288.213	62.567	398.573	84.466	∑H =	173.539	204.660	277.663	327.455
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.868	221.974	91.820	355.158
		벽 체	1.6	9.712	0.000	0.000	15.540	0.000	44.420	1.175	52.194	71.073	83.510
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽 체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.750	206.250	105.000	288.750
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3688.798	3340.874	5005.425	4510.180	∑H =	542.365	1136.715	852.784	1777.494
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	6.218	356.834	91.820	570.935
		벽 체	1.6	19.425	0.000	0.000	31.079	0.000	88.841	2.350	208.776	142.145	334.041
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽 체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	5.100	382.500	105.000	535.500
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4363.83	3863.194	5940.386	5215.312	∑H =	975.374	2892.801	1545.599	4551.982

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	542.553	111.299	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.868	627.165	259.427	1003.463
		벽체	1.6	27.441	0.000	0.000	43.906	0.000	125.505	1.175	147.468	200.808	235.949
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.750	206.250	105.000	288.750
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.500	2.750	1134.375	577.500	1588.125
	계			∑V =	5578.06	5132.007	7658.524	7017.767	∑H =	1140.704	2771.555	1727.626	4166.363
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	6.218	1008.198	259.427	1613.117
		벽체	1.6	54.882	0.000	0.000	87.811	0.000	251.010	2.350	589.874	401.616	943.798
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	5.100	382.500	105.000	535.500
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.500	5.100	2103.750	577.500	2945.250
	계			∑V =	6270.82	5654.328	8621.851	7722.899	∑H =	1654.798	6029.013	2550.177	9149.171

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	542.553	111.299	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.868	627.165	259.427	1003.463
		벽 체	1.6	27.441	0.000	0.000	43.906	0.000	125.505	1.175	147.468	200.808	235.949
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽 체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	2.750	1136.844	578.757	1591.582
	계			∑V =	5578.06	5132.007	7658.524	7017.767	∑H =	1066.602	2567.774	1623.884	3881.070
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	198.284	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	6.218	1008.198	259.427	1613.117
		벽 체	1.6	54.882	0.000	0.000	87.811	0.000	251.010	2.350	589.874	401.616	943.798
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽 체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	5.100	2108.329	578.757	2951.661
	계			∑V =	6270.82	5456.044	8344.254	7445.302	∑H =	1580.696	5651.092	2446.434	8620.082

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	577.053	119.924	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.868	627.165	259.427	1003.463
		벽 체	1.6	27.441	0.000	0.000	43.906	0.000	125.505	1.175	147.468	200.808	235.949
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽 체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5578.06	5132.007	8490.409	7823.777	∑H =	653.204	1430.930	1045.126	2289.488
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.4	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	6.218	1008.198	259.427	1613.117
		벽 체	1.6	54.882	0.000	0.000	87.811	0.000	251.010	2.350	589.874	401.616	943.798
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽 체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6270.82	5654.328	9453.736	8528.909	∑H =	1167.298	3542.763	1867.677	5668.421

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	620.454	130.775	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	580.356	0.900	522.320	928.570	835.713	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.868	627.165	259.427	1003.463
		벽체	1.6	27.441	0.000	0.000	43.906	0.000	125.505	1.175	147.468	200.808	235.949
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5578.06	5132.007	8924.904	8211.212	∑H =	653.204	1430.930	1045.126	2289.488
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②	1.6	1160.712	0.900	1044.641	1857.139	1671.425	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	6.218	1008.198	259.427	1613.117
		벽체	1.6	54.882	0.000	0.000	87.811	0.000	251.010	2.350	589.874	401.616	943.798
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6270.82	5654.328	10033.320	9046.925	∑H =	1167.298	3542.763	1867.677	5668.421

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	3.036	11.782	3.881	11.782
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.036	6.452	2.125	6.452
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	1.518	29.213	19.244	29.213
	상재토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	1.518	326.424	215.035	326.424
	배면토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	1.518	233.837	154.043	233.837
	계			∑V =	326.936	81.734	326.936	81.734	∑H =	394.328	607.708	394.328	607.708
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	5.386	20.902	3.881	20.902
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	5.386	11.446	2.125	11.446
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	3.868	74.436	19.244	74.436
		②,H/2	1.0	580.356	0.900	522.320	580.356	522.320	53.625	1.175	63.009	53.625	63.009
	상부하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	0.000	2.750	0.000	0.000	0.000
		활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	0.000	2.750	0.000	0.000	0.000
		충격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	3.868	831.757	215.035	831.757
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	166.447	1.175	195.575	166.447	195.575
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	3.868	595.837	154.043	595.837
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	330.766	1.175	388.650	330.766	388.650
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5236.96	4933.723	5236.961	4933.723	∑H =	945.166	2181.614	945.166	2181.614
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	7.736	30.022	3.881	30.022
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	7.736	16.441	2.125	16.441
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	6.218	119.660	19.244	119.660
		②	1.0	1160.712	0.900	1044.641	1160.712	1044.641	107.250	2.350	252.037	107.250	252.037
	상부하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	0.000	5.100	0.000	0.000	0.000
		활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	0.000	5.100	0.000	0.000	0.000
		충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	6.218	1337.091	215.035	1337.091
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	332.894	2.350	782.301	332.894	782.301
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	6.218	957.838	154.043	957.838
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	846.120	2.350	1988.382	846.120	1988.382
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5817.32	5456.044	5817.317	5456.044	∑H =	1680.592	5483.771	1680.592	5483.771

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \sum M / \sum \gamma V - B/2 \qquad M_u = \sum \gamma V \cdot e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	398.573	277.663	411.921	0.783	312.278
2	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	398.573	277.663	411.921	0.783	312.278
3	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	542.553	445.270	693.182	1.028	557.544
4	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	542.553	445.270	693.182	1.028	557.544
5	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	577.053	445.270	701.807	0.966	557.544
6	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	620.454	445.270	712.658	0.899	557.544
7	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708
Max.		278.294			348.465		445.270			607.708

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	3688.798	467.365	4271.339	0.258	951.420	5005.425	747.784	5998.923	0.298	1494.041
2	3688.798	542.365	4477.589	0.314	1157.670	5005.425	852.784	6287.673	0.356	1782.791
3	5578.065	1140.704	7903.562	0.517	2883.304	7658.524	1727.626	11184.130	0.560	4291.458
4	5578.065	1066.602	7699.782	0.480	2679.523	7658.524	1623.884	10898.837	0.523	4006.165
5	5578.065	653.204	6562.937	0.277	1542.679	8490.409	1045.126	10113.265	0.291	2471.896
6	5578.065	653.204	6562.937	0.277	1542.679	8924.904	1045.126	10500.700	0.277	2468.286
7	5236.961	945.166	7115.337	0.459	2402.072	5236.961	945.166	7115.337	0.459	2402.072
Max.		1140.704			2883.304		1727.626			4291.458

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	4363.830	900.374	6373.495	0.561	2446.049	5940.386	1440.599	9231.794	0.654	3885.447
2	4363.830	975.374	6755.995	0.648	2828.549	5940.386	1545.599	9767.294	0.744	4420.947
3	6270.825	1654.798	11683.341	0.963	6039.599	8621.851	2550.177	16872.070	1.057	9112.404
4	6270.825	1580.696	11107.136	0.871	5463.394	8344.254	2446.434	16065.384	1.025	8555.556
5	6270.825	1167.298	9197.091	0.567	3553.349	9453.736	1867.677	14197.331	0.602	5688.968
6	6270.825	1167.298	9197.091	0.567	3553.349	10033.320	1867.677	14715.346	0.567	5685.358
7	5817.317	1680.592	10939.814	0.981	5704.229	5817.317	1680.592	10939.814	0.981	5704.229
Max.		1654.798			6039.599		2550.177			9112.404

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	607.708	445.270	348.465	
벽체 중앙	4291.458	1727.626	2883.304	
벽체 하단	9112.404	2550.177	6039.599	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	766.332	308.505	514.876	
벽체 하단	1627.215	455.389	1078.5	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.036 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	108.519	79.512	62.226

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.077]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.922 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03725 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 765.082 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 16009.68 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 1400.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1020.11 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 221.540 kN · mm

ΦMn > Mu (= 108.519 kN · m) [사용률 = 2.041] ∴ O.K!!

나) 전단검토

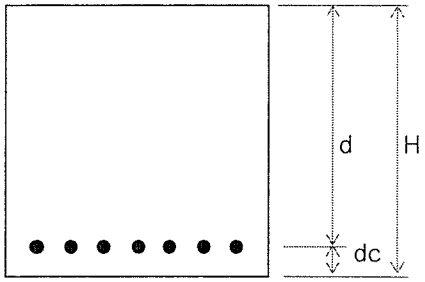
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

ΦVc= 310.38 > Vu = 79.512 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	62.226	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 83.86 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 105.270 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 105.270 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 518.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 . mm < 518 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1250.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	### ea/m	]	= 1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	### ea/m	]	= 0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	### ea/m	]	= 1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1588.800 = 317.760 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 2.35 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	766.332	308.505	514.876

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 3.218]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1259.495 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1679.33 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 766.332 kN · m) [사용률 = 3.176] ∴ O.K!!

나) 전단검토

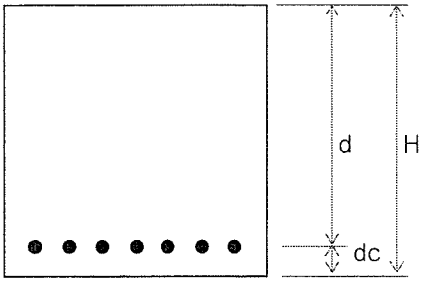
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 308.505 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	514.876	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 79.114 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 79.114 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 776.65 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 777 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 4.7 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1627.215	455.389	1078.500

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.506]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H − (a / k1) − dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 − O.K −

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2692.289 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3589.72 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d − a / 2) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1627.215 kN · m) [사용률 = 1.496] ∴ O.K!!

나) 전단검토

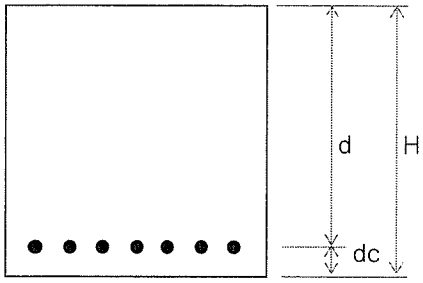
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 455.389 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	1078.500	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 165.719 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 165.719 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 256.45 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 256 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

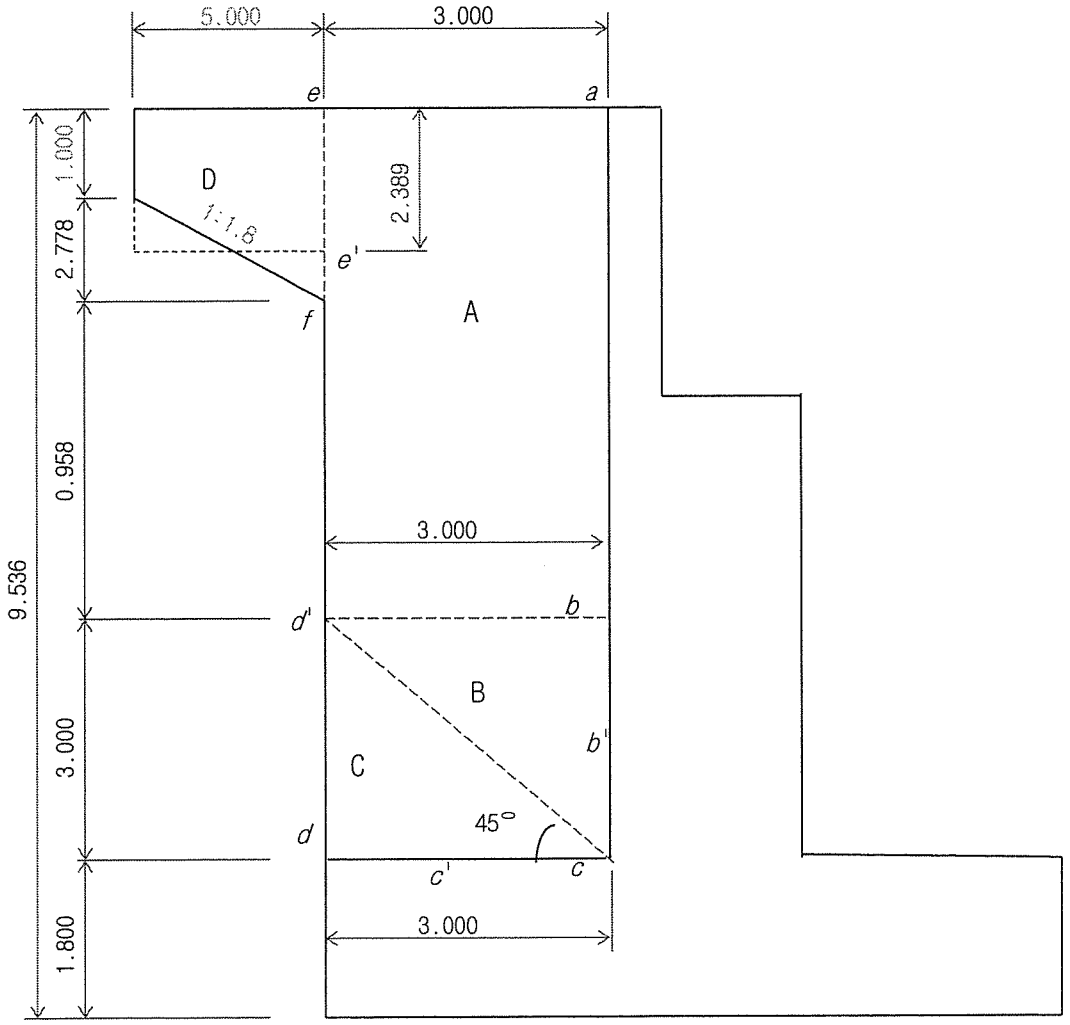
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.398

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/㎡

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

ⓐ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

Pe	=	1.0	×	0.398	×	50.000					=	19.909	kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	2.389	+	Pe	=	38.935	kN/㎡
Vd	=		1/2	×	(Pe + Pe')		×	2.389	×	5.000	=	351.444	kN
Md	=		1/2	×	Va	×	5.000				=	878.611	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000					=	31.855	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.389	+	Pe	=	62.295	kN/㎡
Vd	=		1/2	×	(Pe + Pe')		×	2.389	×	5.000	=	562.311	kN
Md	=		1/2	×	Va	×	5.000				=	1405.778	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=										=	19.909	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	4.736	+	Pe	=	57.625	kN/㎡
Va	=		1/2	×	(Pe + Pd')		×	4.736	×	3.000	=	550.81	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	902.25	kN
Ma	=		1/2	×	Va	×	3.000	+ Vd	×	3.000 + Md	=	2759.15	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=										=	31.855	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	4.736	+	Pe	=	92.201	kN/㎡
Va	=		1/2	×	(Pe + Pd')		×	4.736	×	3.000	=	881.29	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	1443.60	kN
Ma	=		1/2	×	Va	×	3.000	+ Vd	×	3.000 + Md	=	4414.64	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=										=	57.625	kN/㎡
Vb	=		Pb	×	3						=	172.876	kN/m
Mb	=		1/2	×	Pb	×	3.000	²			=	259.314	kN · m/m

나. 설계하중 상태

$$Pb = = 92.201\ kN/m^2$$
$$Vb = Pb \times 3 = 276.602\ kN/m$$
$$Mb = 1/2 \times Pb \times 3.000^2 = 414.902\ kN \cdot m/m$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$Pd' = = 57.625\ kN/m^2$$
$$Pd = 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3 + Pd' = 81.516\ kN/m^2$$
$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 3.000 = 208.713\ kN/m$$
$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 3.000^2 = 295.151\ kN \cdot m/m$$

나. 설계하중 상태

$$Pd' = = 92.201\ kN/m^2$$
$$Pd = 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3 + Pd' = 130.426\ kN/m^2$$
$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 3.000 = 333.940\ kN/m$$
$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 3.000^2 = 472.24\ kN \cdot m/m$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	588.438	932.146	414.902	472.241
설계 하중(S)	235.375	304.814	276.602	333.940
사용 하중(M)	367.774	582.591	259.314	295.151

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.778m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	588.438	235.375	367.774

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.392]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1845.858 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2461.14 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 588.438 kN · m) [사용률 = 1.383] ∴ O.K!!

나) 전단검토

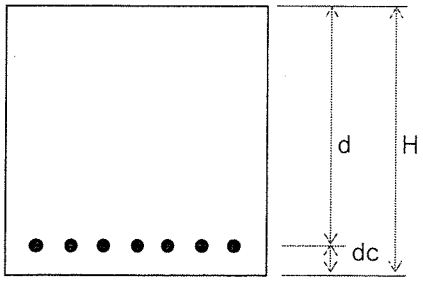
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 235.375 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	367.774	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 169.235 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 169.235 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 251.58 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 252 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 4.736m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	932.146	304.814	582.591

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.373]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03250 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2952.987 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3937.32 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1266.194 kN · mm

ΦMn > Mu (= 932.146 kN · m) [사용률 = 1.358] ∴ O.K!!

나) 전단검토

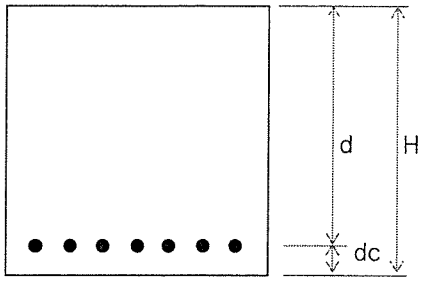
ΦVc= Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 304.814 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	582.591	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 199.40 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 172.425 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 172.425 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 237.97 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 238 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 7.736m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	414.902	276.602	259.314

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2026.800 mm^2 [사용률 1.565]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 31.793 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06800 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1295.182 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1726.91 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 32.325 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 644.890 kN · mm

ΦMn > Mu (= 414.902 kN · m) [사용률 = 1.554] ∴ O.K!!

나) 전단검토

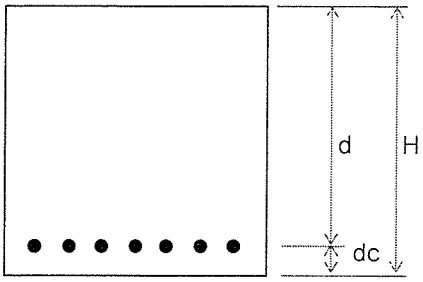
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 276.602 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	259.314	kN· m,	As =	2026.800	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 146.25 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 150.299 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 150.299 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 305.20 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 305 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 7.736m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	472.241	333.940	295.151

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.740]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1476.533 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1968.71 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 472.241 kN · m) [사용률 = 1.723] ∴ O.K!!

나) 전단검토

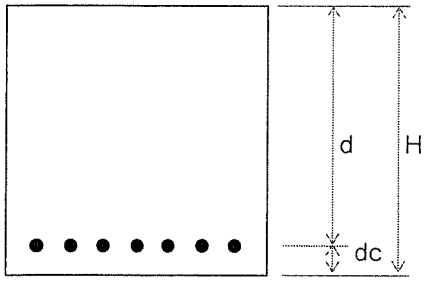
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 333.940 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	295.151	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 135.817 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 135.817 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 366.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 366 mm O.K!!

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9125.992		31488.300	1465.003		4973.226

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (31488.300 - 4973.226) / 9125.992 - 6.600 / 2

= -0.395 m

Mo = 9125.992 x 0.3946 = 3600.698 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	4154.069	-	18476.670	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12320.089		42509.205	2344.005		7957.162

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (42509.205 - 7957.162) / 12320.089 - 6.600 / 2

= -0.495 m

Mo = 12320.089 x 0.4955 = 6104.249 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	6.900	517.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9125.992		31488.300	1540.003		5490.726

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (31488.300 - 5490.726) / 9125.992 - 6.600 / 2

= -0.451 m

Mo = 9125.992 x 0.4513 = 4118.198 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	4154.069	-	18476.670	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	6.900	724.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12320.089		42509.205	2449.005		8681.662

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (42509.205 - 8681.662) / 12320.089 - 6.600 / 2

= -0.554 m

Mo = 12320.089 x 0.5543 = 6828.749 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 시동+제동하중 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	9.000	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	6.900	517.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.500	6.900	2846.250
합 계		11236.341		38191.709	2315.979		10070.028

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (38191.709 - 10070.028) / 11236.341 - 6.600 / 2
= -0.797 m
Mo = 11236.341 x 0.7973 = 8958.245 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	4154.069	-	18476.670	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	751.333	4.850	3643.967	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	PL	-	-	-	581.561	4.768	2772.883
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	6.900	724.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	577.500	6.900	3984.750
합 계		15552.176		52603.132	3608.066		15439.295

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (52603.132 - 15439.295) / 15552.176 - 6.600 / 2
= -0.910 m
Mo = 15552.176 x 0.9104 = 14158.343 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 은도하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	P_L	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
은도 하중		-	-	-	413.398	6.900	2852.446
합 계		11236.341		38182.709	2241.876		9558.724

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (38182.709 - 9558.724) / 11236.341 - 6.600 / 2
= -0.753 m

M_o = 11236.341 × 0.753 = 8455.940 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	4154.069	-	18476.670	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	751.333	4.850	3643.967	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	P_L	-	-	-	581.561	4.768	2772.883
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
은도 하중		-	-	-	578.757	6.900	3993.424
합 계		15552.176		52603.132	3504.323		14723.469

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (52603.132 - 14723.469) / 15552.176 - 6.600 / 2
= -0.864 m

M_o = 15552.176 × 0.864 = 13442.517 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11236.341		38182.709	1828.479		6706.278

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38182.709 - 6706.278) / 11236.341 - 6.600 / 2

= -0.499 m

Mo = 11236.341 x 0.4987 = 5603.495 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	4154.069	-	18476.670	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2911.313	2.600	7569.415	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	992.833	4.850	4815.242	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	PL	-	-	-	581.561	4.768	2772.883
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		16224.235		54893.862	2925.566		10730.045

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (54893.862 - 10730.045) / 16224.235 - 6.600 / 2

= -0.578 m

Mo = 16224.235 x 0.5779 = 9376.160 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	-	-	-
상 부	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
하 중	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
하 중	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재	PD		-	-	199.121	4.768	949.411
토 압	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11236.341		38182.709	1828.479		6706.278

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38182.709 - 6706.278) / 11236.341 - 6.600 / 2

= -0.499 m

Mo = 11236.341 x 0.4987 = 5603.495 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4798.268	-	14736.663	-	-	-
	배 면 토	4923.341	-	21898.276	-	-	-
상 부	고정하중	4409.578	2.600	11464.902	-	-	-
하 중	활 하 중	2517.893	2.600	6546.521	-	-	-
상 재	고정하중	470.400	4.850	2281.440	-	-	-
하 중	활 하 중	858.667	4.850	4164.533	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
토 압	PL	-	-	-	581.561	4.768	2772.883
토 압		-	-	-	2025.410	-	6840.486
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17978.146		61092.335	2925.566		11132.426

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (61092.335 - 11132.426) / 17978.146 - 6.600 / 2

= -0.521 m

Mo = 17978.146 x 0.5211 = 9367.973 kN · m

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	277.100	-	734.931
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	284.323	-	1361.312
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	6.900	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	6.900	0.000
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	27.166	9.536	259.051
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	14.876	9.536	141.861
상 재 토 압	PD	-	-	-	239.054	4.768	1139.807
	PL	-	-	-	436.368	4.768	2080.601
토 압		-	-	-	1519.743	4.768	7246.135
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11236.341		38182.709	2798.629		12963.698

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38182.709 - 12963.698) / 11236.341 - 6.600 / 2

= -1.056 m

Mo = 11236.341 x 1.0556 = 11860.914 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	277.100	-	734.931
	배 면 토	3077.088	-	13686.422	284.323	-	1361.312
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	6.900	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	6.900	0.000
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	27.166	-	259.051
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	14.876	9.536	141.861
상 재 토 압	PD	-	-	-	239.054	4.768	1139.807
	PL	-	-	-	436.368	4.768	2080.601
토 압		-	-	-	1519.743	4.768	7246.135
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11236.341		38182.709	2798.629		12963.698

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38182.709 - 12963.698) / 11236.341 - 6.600 / 2

= -1.056 m

Mo = 11236.341 x 1.0556 = 11860.914 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

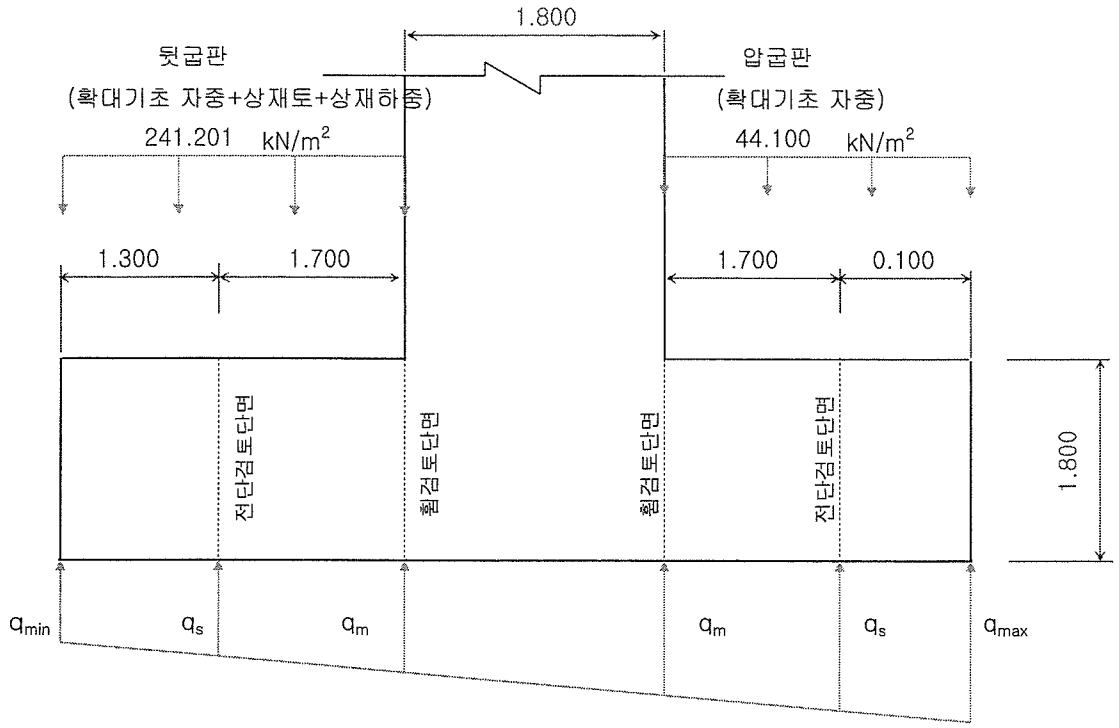
구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	9125.992	1465.003	3600.698	-0.395	
LOAD CASE2	9125.992	1540.003	4118.198	-0.451	
LOAD CASE3	11236.341	2315.979	8958.245	-0.797	
LOAD CASE4	11236.341	2241.876	8455.940	-0.753	
LOAD CASE5	11236.341	1828.479	5603.495	-0.499	
LOAD CASE6	11236.341	1828.479	5603.495	-0.499	
LOAD CASE7	11236.341	2798.629	11860.914	-1.056	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	12320.089	2344.005	6104.249	-0.495	
LOAD CASE2	12320.089	2449.005	6828.749	-0.554	
LOAD CASE3	15552.176	3608.066	14158.343	-0.910	
LOAD CASE4	15552.176	3504.323	13442.517	-0.864	
LOAD CASE5	16224.235	2925.566	9376.160	-0.578	
LOAD CASE6	17978.146	2925.566	9367.973	-0.521	
LOAD CASE7	11236.341	2798.629	11860.914	-1.056	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	11236.341	2315.979	8958.245	15552.176	3608.066	14158.343
축 력 최대시	11236.341	2241.876	8455.940	17978.146	2925.566	9367.973
지 진 시	11236.341	2798.629	11860.914	11236.341	2798.629	11860.914

6.5 기초 단면검토



가. 기초 하중 집계

- 사용하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	11236.341	2315.979	8958.245	0.797	
축 력 최대시	11236.341	2241.876	8455.940	0.753	
지 진 시	11236.341	2798.629	11860.914	1.056	

- 극한하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	15552.176	3608.066	14158.343	0.910	
축 력 최대시	17978.146	2925.566	9367.973	0.521	
지 진 시	11236.341	2798.629	11860.914	1.056	

나. 지반 반력

$$q_{max,min} = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right), \quad e \le \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (사다리꼴 분포)}$$

$$q_{max} = \frac{2V}{Lx}, \quad x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

$$, \quad e > \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (삼각형 분포)}$$

- 사용하중 재하시

조합경우	ΣV	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	11236.341	6.600	5.600	0.797	524.356	83.671	
축 력 최대시	11236.341	6.600	5.600	0.753	512.001	96.026	
지 진 시	11236.341	6.600	5.600	1.056	595.752	12.275	

- 극한하중 재하시

조합경우	ΣV	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	15552.176	6.600	5.600	0.910	769.031	72.537	
축 력 최대시	17978.146	6.600	5.600	0.521	716.842	256.001	
지 진 시	11236.341	6.600	5.600	1.056	595.752	12.275	

다. 앞굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	524.356	83.671	404.169	517.679	713.114	47.692	1.00
축 력 최대시	512.001	96.026	398.553	505.698	696.738	46.475	1.00
Max.					713.114	47.692	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	769.031	72.537	579.078	758.478	1046.809	70.422	1.35
축 력 최대시	716.842	256.001	591.158	709.860	979.108	64.279	1.60
지 진 시	595.752	12.275	436.622	586.911	807.746	54.723	1.00
Max.					1046.809	70.422	

라. 뒷굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	524.356	83.671	283.982	170.473	408.417	148.368	1.0
축 력 최대시	512.001	96.026	285.106	177.961	369.668	135.470	1.0
Max.					408.417	148.368	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	769.031	72.537	389.125	209.725	663.998	239.838	1.35
축 력 최대시	716.842	256.001	465.474	346.773	270.431	109.895	1.60
지 진 시	595.752	12.275	277.492	127.202	596.217	222.901	1.00
Max.					663.998	239.838	

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	663.998	239.838	408.417

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 1.457]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.922 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.16808 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1090.450 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1453.93 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 965.099 kN · mm

ΦMn > Mu (= 663.998 kN · m) [사용률 = 1.453] ∴ O.K!!

나) 전단검토

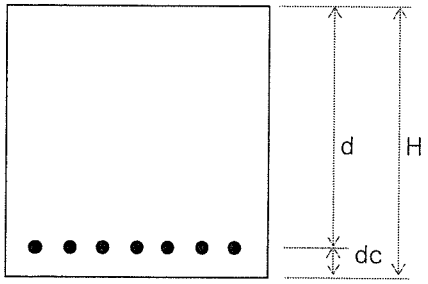
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 239.838 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	408.417	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 183.65 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 156.861 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 156.861 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 272.04 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 272 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1588.800 = 317.760 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1046.809	70.422	713.114

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.796]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08477 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 1724.188 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2298.92 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1867.710 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1046.809 kN · m) [사용률 = 1.784] ∴ O.K!!

나) 전단검토

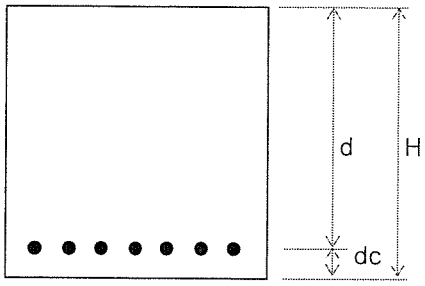
ΦVc= Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 70.422 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	713.114	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 250.67 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 142.458 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 142.458 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 330.30 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 330 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

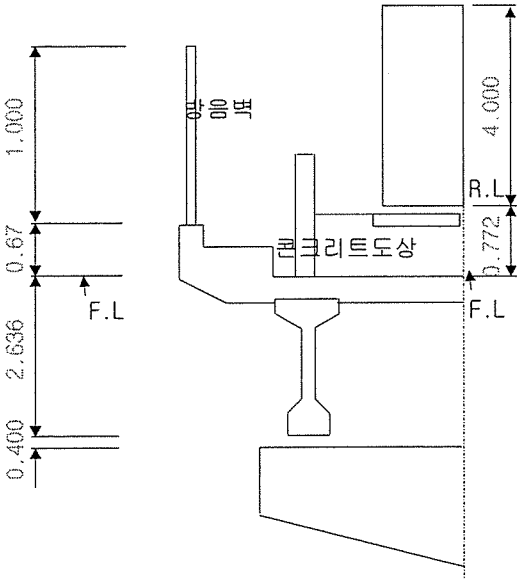
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.608 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.808 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 2.553 M

풍하중(열차재하) = 4.104 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

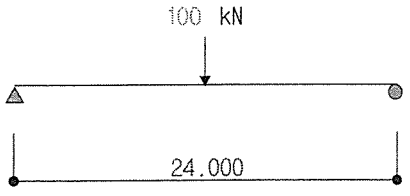
ΣR_L = 1771.967 kN

R_{L1} = 865.761 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 50.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 50.000 × 3.808 = 190.400 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_{Lf}}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	190.400	5.780	1.700	56.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	56.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 3 shoe

= 16.667 kN

P_{Lf} = 56.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 40.000 V = 200 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \left| \frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75) \times (1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 865.761 kN (충격 제외)

P_c = 865.76 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.608 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 3 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.
열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 4.306 × 14.975 = 193.447 kN

M_n = 193.447 × 2.553 = 493.87 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_n}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	493.870	5.780	1.700	145.256	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	145.256	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.408 × 14.975 = 166.402 kN

M_t = 166.402 × 4.104 = 682.914 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_t}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	682.914	5.780	1.700	200.857	↑
G2			1.700	200.857	↓

③ 적용하중

H_w = 166.402 / 3 shoe

= 55.467 kN

P_w = 200.857 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

P_E = 811.864 kN

M_c = 811.864 × 0.400 = 324.746 kN · m

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	R_{Pi}(kN)	비 고
G1	324.746	5.780	1.700	95.513	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	95.513	↓

H_E = 271.009 kN

R_E = 95.513 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 1771.967 kN

R_{L1} = 865.761 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 495.000 / 3 shoe

= 165.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 90.000 / 3 shoe

= 30.000 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 0.000 kN

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2068.724	72.134	0.80
	지진시	1907.380	271.009	
교축 방향	상시	1811.867	0.000	0.80
	지진시	1811.867	0.000	

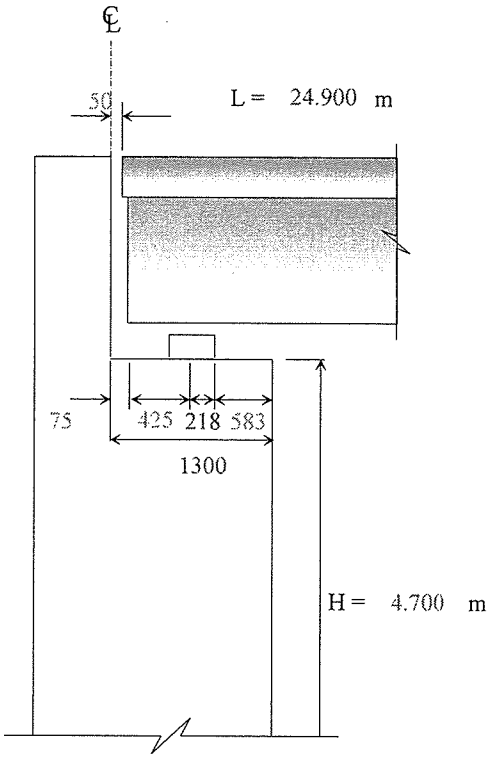
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2068.724	72.134	1532.388	53.433	1.35
	지진시	1907.380	271.009	1362.415	193.578	1.40
교축 방향	상시	1811.867	0.000	1449.494	0.000	1.25
	지진시	1811.867	0.000	1294.191	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 435 × 501 mm
▣ 높 이 : 166 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 583 mm - **O.K** -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 4.70) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 272.89$

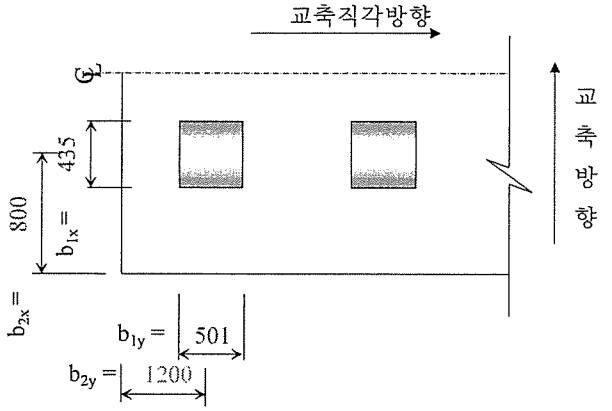
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 = 425$ mm
$S_2 = 217.5 / 2 = 108.75$ mm
$S_3 = 20 + 0.5L = 324.50$ mm
$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 108.75 + 324.50 = 858.25$ mm

∴ Max (N, ∑S) = 858.25 mm < 1225.00 - **O.K** -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2175.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 435 / 1600) \times 1449493.6 / 180$

$= 1465.9$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 435 / 1600) \times 1294190.7 / 180$

$= 1308.8$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 501 / 2400) \times 1532388.2 / 180$

$= 1684.0$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 501 / 2400) \times 1362414.58 / 180$

$= 1497.2$ ㎟

나) 수평하중에 대한 보강

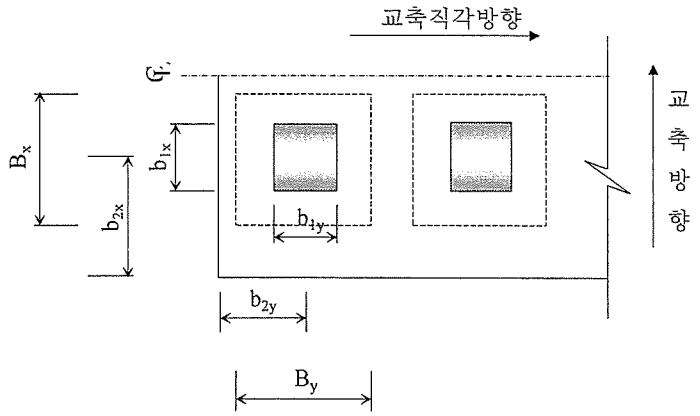
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 53433 / 180 = 296.8$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 193578 / 180 = 1075.4$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 435 + 1200 = 1635.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2$ = 817.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 800 + (435 + 1200) / 2 = 1617.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 800 = 1301.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1684.000 + 296.848 = 1980.848 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1497.200 + 1075.433 = 2572.633 ㎟

B_y = 1301.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2572.633 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

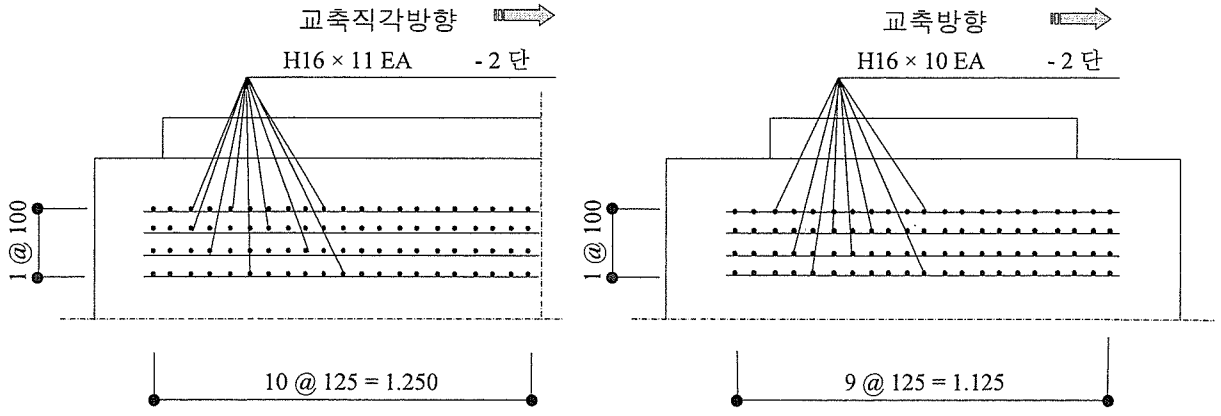
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1465.900 + 0.000 = 1465.900 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1308.800 + 0.000 = 1308.800 ㎟

B_x = 1617.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1465.900 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{193577.9}{180} = 1075.43 \text{ ㎟}$$

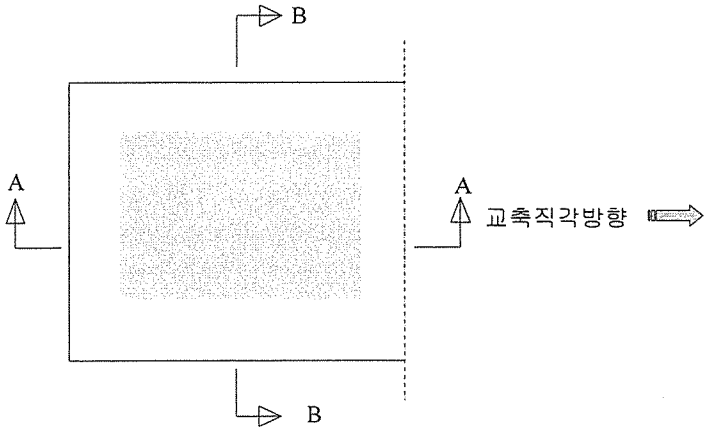
Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1075.433 ㎟ - **O.K** -
(CTC 125)

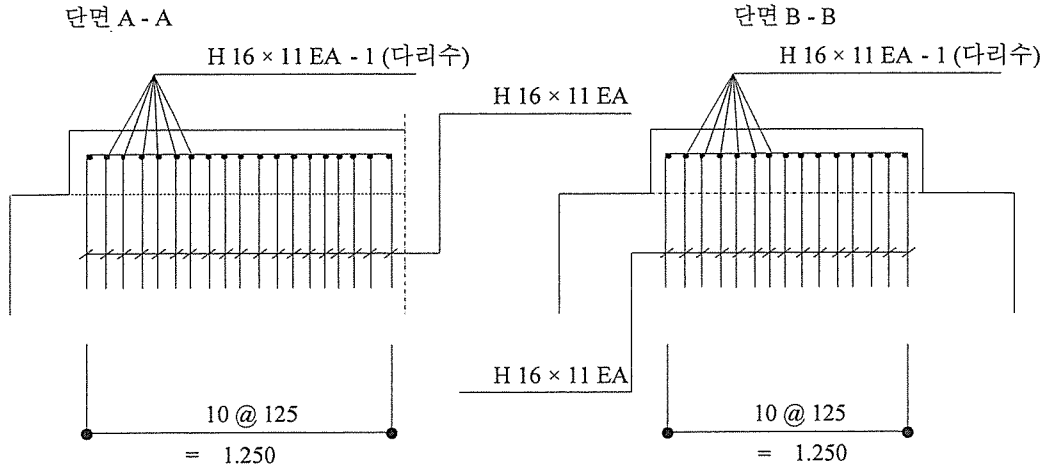
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \text{ ㎟}$$

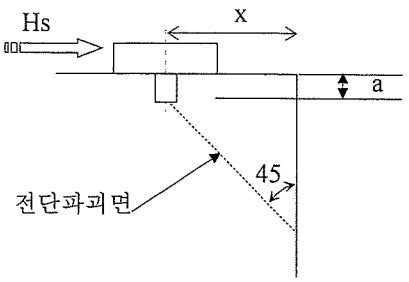
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 0.000 ㎟ - **O.K** -
(CTC 125)

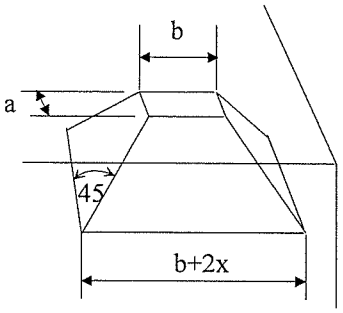
다) 철근배치도





6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{193578}{4923160} = 0.039 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 4923160 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 193578 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2302340} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2302340 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

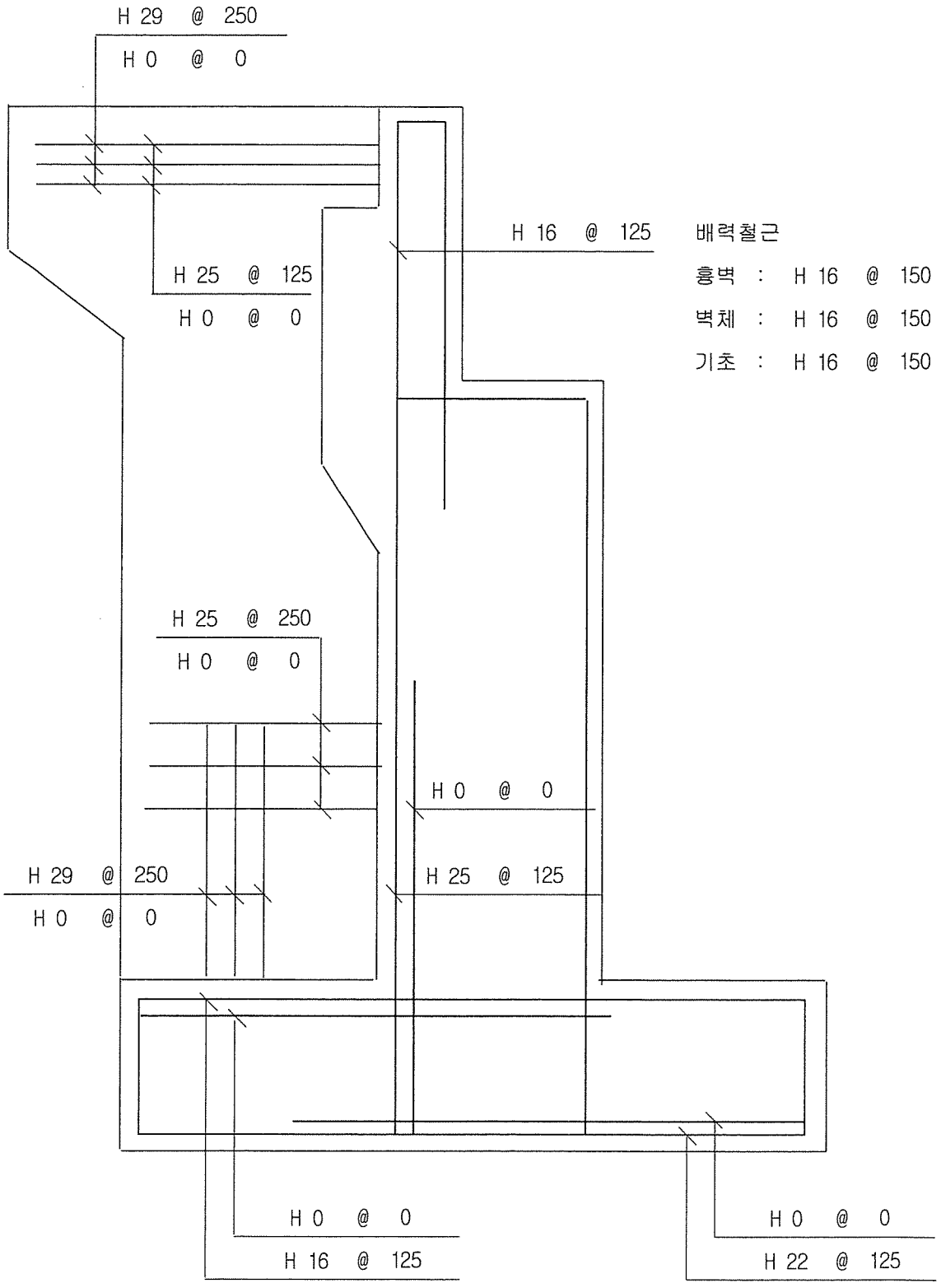
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 435 mm

8.주철근 조립도

수북교 교대 A1



7.2.2 A2

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	946.106	289.983	326.521	1272.627	919.071	282.500
G2	867.323	768.882	865.761	1733.084	811.689	283.038
G3	942.557	514.818	579.685	1522.242	917.828	282.413
계	2755.986	1573.683	1771.967	4527.953	2648.588	847.951
Pmax	1733.084				919.071	283.038
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 고정) 나. 기 초 : 직접기초

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m
2) 총 길 이 : 25.000 m
3) PSC BEAM 전장 24.800 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 40 , 연암)
흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 15 + √ (15 × N) = 39 °
흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토
흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 37 °
흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.488 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트
라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 2755.986 kN
나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : R(1+i) = 1771.967 kN
다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : RI = 1573.683 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924
(철도설계기준 p.8-116)
나) 상부 관성력 : Kh'= A S = 0.154 × 1.2 = 0.185
다) 설계수직진도 : Kv = 0

5) 슈마찰 계수 : μm = 0.15 (고력황동주물 받침판 받침) "철도설계기준(2011), p8-92"

6) 시동 및 제동하중

가) 제동하중 : 20.00 kN/m × L (m) ≤ 6,000 kN
나) 시동하중 : 33.00 kN/m × L (m) ≤ 1,000 kN

7) 장대레일 종하중

가) 레일신축이음이 없는 경우 : ± 3.0 × L (m) kN (1 레일당)

8) 토압 (안정검토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용

가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2}$$

	상 시			지 진 시		
	안정검토	흉벽	벽체	안정검토	흉벽	벽체
ϕ (흙의 내부마찰각)	37	37	37	37	37	37
θ	0.000	0.000	0.000	5.279	5.279	5.279
β (배 면 각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
δ (흙의 배면마찰각)	0.000	12.333	12.333	0.000	0.000	0.000
α (배면 뒷채움각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
i (뒷채움 흙의 경사각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
토 압 계 수 (Ka,Kae)	0.249	0.230	0.230	0.298	0.298	0.298

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

나) 탄 성 계 수 : 8500 × 3√(fck+4) = 27536 MPa

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200.000 MPa

마. 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단,2013) (KRL2012 하중 반영)

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

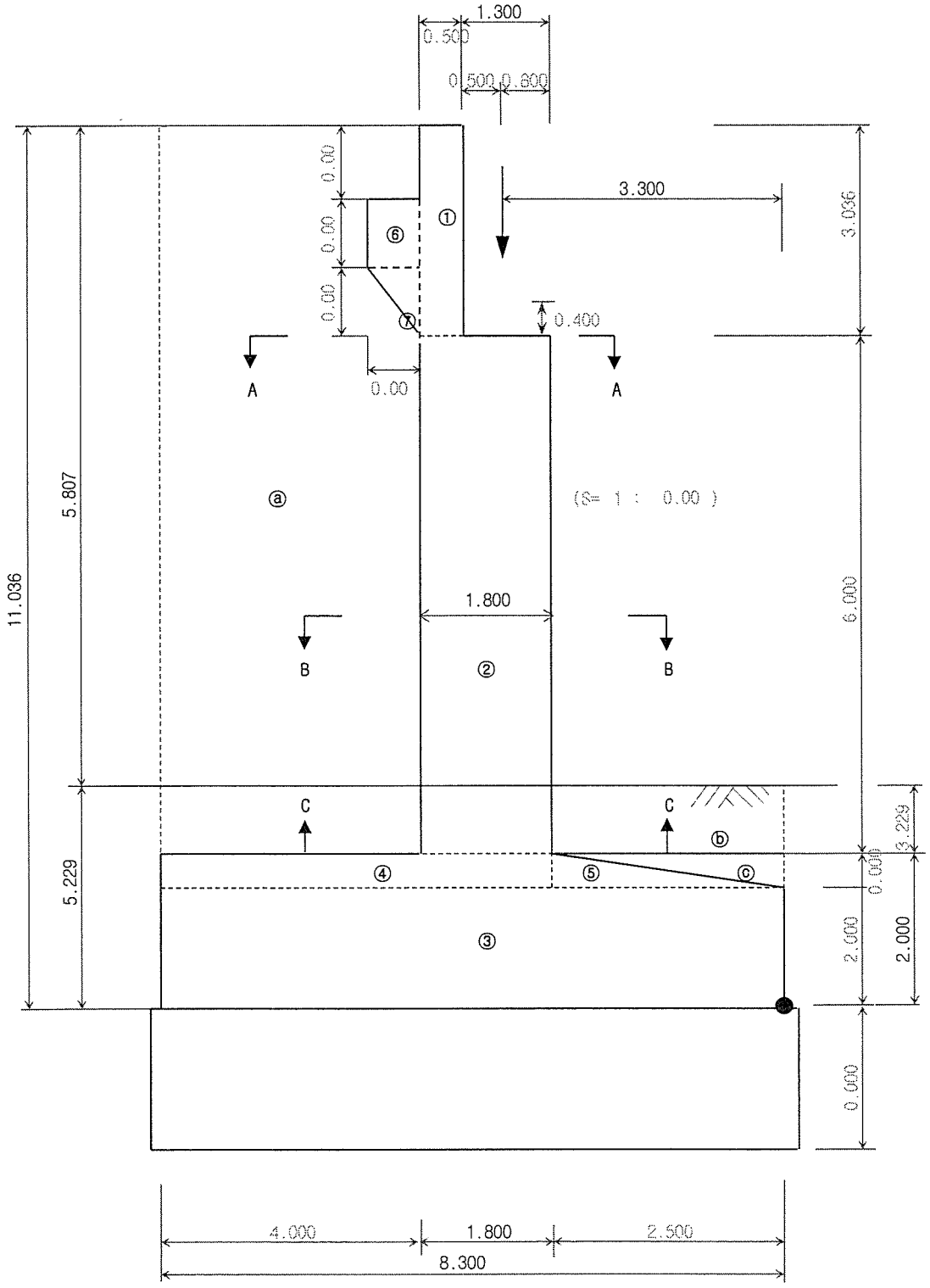
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 5.600 m
◎ 기 초 폭 : L' = 5.600 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.036	×	5.600		=	8.50	㎥
②	1.800	×	6.000	×	5.600		=	60.48	㎥
③	2.000	×	8.300	×	5.600		=	92.96	㎥
④	0.000	×	5.800	×	5.600		=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	2.500	×	5.600	/ 2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	5.600		=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	5.600	/ 2	=	0.00	㎥
ⓐ	4.000	×	9.036	×	5.600		=	202.41	㎥
ⓑ	2.500	×	3.229	×	5.600		=	45.21	㎥
ⓒ	0.000	×	2.500	×	5.600	/ 2	=	0.00	㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	8.50	24.50	208.27	4.05	843.49	19.24	9.52	183.17
	②	60.48	24.50	1481.76	3.40	5037.98	136.91	5.00	684.57
	③	92.96	24.50	2277.52	4.15	9451.71	210.44	1.00	210.44
	④	0.00	24.50	0.00	5.40	0.00	0.00	2.00	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.67	0.00	0.00	2.00	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	4.30	0.00	0.00	11.04	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	4.30	0.00	0.00	11.04	0.00
	계	161.94		3967.55		15333.18	366.60		1078.18
토사	ⓐ	202.41	20.00	4048.13	6.30	25503.21	374.05	6.52	2438.04
	ⓑ	45.21	20.00	904.12	1.25	1130.15	83.54		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.83	0.00	0.00		
	계	247.61		4952.25		26633.36	457.59		2438.04

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 2755.99 kN
- x = = 3.30 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 1771.97 kN
- x = = 3.30 m

다. 부력

- Vw = 8.300 × (230.592 - 235.363) × 5.600 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (8.300 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (4.000 + 0.500) × 5.600 = 378.00 kN
Xc = 8.300 - (4.000 + 0.500) / 2 = 6.05 m
Yc = 2.000 + 6.000 + 3.036 = 11.04 m
MVd = Vd × Xc = 2286.90 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 34.93 kN
MHd = Hd × Yc = 385.46 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 kN/㎡
Vql1 = 27.381 × (4.000 + 0.500) × 5.600 = 690.00 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 4174.50 kN · m

마. 슈에 작용하는 수평하중

- 고정측 : T-1/2 μm Rm (단 Tf 는 1/2 T 이상) 적용!!
- 가동측 : μm Rm (단 Tm 은 1/2 T 이하)

여기서 T : 교량거더로부터의 전수평력
Rm : 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 25.00 = 500.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.00 = 825.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 고정단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 2755.986 + 1573.683 = 4329.67 kN
Tf (고정단수평력) = 825.000 - 1/2 × 0.15 × 4,329.669
= 500.275 > 412.500 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 500.275 kN (Tf은 1/2T 이상)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 150.00 kN
Rm (지점 반력) = 2755.986 = 2755.99 kN
Tf (고정단수평력) = 150.000 - 1/2 × 0.15 × 2,755.986
= -56.699 < 75.000 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 75.000 kN (Tf은 1/2T 이상)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × (단선) = 150.00 kN

Rm (지 점 반 력) = 2755.986 + 1771.967 = 4527.95 kN

Tf (고정단수평력) = 150.000 - 1/2 × 0.15 × 4,527.953

= -189.596 < 75.000 (= 1/2 T)

Tfb (설계수평력) = 75.000 kN (Tf은 1/2T 이상)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/m²
- ql = 27.38 kN/m²

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 11.036 × 5.600 = 230.44 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 27.381 × 11.036 × 5.600 = 420.65 kN

y_1 = H / 2 = 5.52 m

나) 토압

h_1 = 11.036 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

Pa_2 = 1/2 × Ka × γt × h_1^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 20.00 × 121.79 × 5.600 = 1695.45 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 3.68 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 11.04 × 0.000 × 5.600 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 11.00 × 0.000 × 5.600 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.298 × 15.000 × 11.036 × 5.600 = 276.66 kN

ye_1 = H / 2 = 5.52 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 27.381 × 11.036 × 5.600 = 505.01 kN

ye_1 = H / 2 = 5.52 m

나) 토압

Pae_2 = 1/2 × Kae × (1-Kv) × γt × H^2 × L

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 121.79 × 5.600

= 2035.45 kN

ye_2 = H / 2 = 5.52 m

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다(받침 마찰계수 ; 0.150)

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

T_{s1} = 946.106 × 0.150 = 141.916 kN

T_{s2} = 867.323 × 0.150 = 130.098 kN

T_{s3} = 942.557 × 0.150 = 141.384 kN

T_{s4} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

T_{s5} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

▶ $\sum T_u$ (단선재하시) = 413.398 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	919.071	282.500
	②	811.689	283.038
	③	917.828	282.413
	④	0.000	0.000
	⑤	0.000	0.000
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다 (철도설계기준 p.11-17)

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

LOAD CASE 2 : 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

LOAD CASE 4 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + (시동 또는 제동하중)

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	-	2286.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12053.784		53348.194	1925.889		7508.564

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (53348.194 - 7508.564) / 12053.784 - 8.300 / 2

= -0.347 m

Mo = 12053.784 x 0.3471 = 4183.572 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상부하중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상재하중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	252.000	-	1524.600	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	153.629	5.518	847.723
토 압		-	-	-	1695.446		6236.980
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9171.798		43491.140	1849.074		7084.703

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (43491.140 - 7084.703) / 9171.798 - 8.300 / 2

= -0.181 m

Mo = 9171.798 x 0.1806 = 1656.523 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	-	-	-
상재하중	고정하중	378.000	-	2286.900	-	-	-
	활 하 중	690.000	-	4174.500	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	-	420.650	5.518	2321.146
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14317.467		62715.848	2346.539		9829.711

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (62715.848 - 9829.711) / 14317.467 - 8.300 / 2

= -0.456 m

Mo = 14317.467 x 0.4562 = 6531.349 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 (시동 또는 제동하중)

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	-	2286.900	-	-	-
	활 하 중	690.000	-	4174.500	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	-	420.650	5.518	2321.146
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.275	8.400	4202.309
합 계		14317.467		62715.848	2846.814		14032.019

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (62715.848 - 14032.019) / 14317.467 - 8.300 / 2

= -0.750 m

Mo = 14317.467 x 0.7497 = 10733.657 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	-	2286.900	-	-	-
	활 하 중	690.000	-	4174.500	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	-	420.650	5.518	2321.146
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	8.400	-
온 도		-	-	-	413.398	8.400	3472.542
합 계		14317.467		62715.848	2759.937		13302.253

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (62715.848 - 13302.253) / 14317.467 - 8.300 / 2

= -0.699 m

M_o = 14317.467 × 0.699 = 10003.891 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	366.602	-	1078.181
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	457.588	-	2438.039
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	1018.612	8.400	8556.344
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	174.490	8.400	1465.716
상 재 하 중	고정하중	378.000	-	2286.900	34.927	11.036	385.457
	활 하 중	690.000	-	4174.500	19.127	11.036	211.083
상 재 토 압	PD	-	-	-	276.656	5.518	1526.590
	PL	-	-	-	505.008	5.518	2786.632
토 압		-	-	-	2035.453	5.518	11231.629
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14317.467		62715.848	4888.462		29679.670

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (62715.848 - 29679.670) / 14317.467 - 8.300 / 2

= -1.843 m

Mo = 14317.467 x 1.8426 = 26381.309 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	12053.784	1925.889	4183.572	-0.347	
LOAD CASE 2	9171.798	1849.074	1656.523	-0.181	
LOAD CASE 3	14317.467	2346.539	6531.349	-0.456	
LOAD CASE 4	14317.467	2846.814	10733.657	-0.750	모멘트 최대
LOAD CASE 5	14317.467	2759.937	10003.891	-0.699	축력 최대
LOAD CASE 6	14317.467	4888.462	26381.309	-1.843	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	14317.467	2759.937	10003.891	-0.699	
2	모멘트 최대시	14317.467	2846.814	10733.657	-0.699	
3	지 진 시	14317.467	4888.462	26381.309	-1.843	

4-2 허용 지지력에 대한검토 (Terzaghi식)

- 교 축 방 향

$Qu = A' [\alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq]$

N = 40 [기초지반은 지질주상도 참조]

$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/L =$ 1.000 + 0.300 x 8.300 / 5.600 = 1.445

$\beta = 0.5 - 0.1 \cdot B/L =$ 0.500 - 0.100 x 8.300 / 5.600 = 0.352

C = 0.00 kN/㎡

$q = \gamma_2 \times Df =$ 10.000 x 5.229 = 52.290 kN/㎡

$\Phi' = 15 + \sqrt{15 \cdot N} =$ 39 ° ≤ 45 °

≒ 39 ° (적용)

지지력계수 : Nc = 86.585

Nr = 86.930

Nq = 71.410

A. 상 시

축력최대

평상시 최대지반반력 - 1490 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 $B' = B - 2e_b =$ 8.300 - 2 x 0.699 = 6.903 m

$L' = L - 2el =$ 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 $A' = B' \times L' =$ 6.903 x 5.600 = 38.654 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 38.654 x(0 + 0.352 x 10.000 x 6.903 x 86.930 + 52.290 x 71.410)

= 225930.10 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 225930.10 / 3 = 75310.03 kN

qa = Qa / A' = 75310.03 / 38.654 = 1948.294 kN/㎡

$q = \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B]$

= 14317.467 /(8.300 x 5.600)x [1±(6 x 0.699 / 8.300)]

qmax = 463.623 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 463.623 kN/㎡

qmin = 152.447 kN/㎡

* Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	거리(m)	V(kN)	M(kN.m)
(a)	8.500	0.000	0.000	4.250	0.000	0.000
계	-	-	0.000	-	0.000	0.000

* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.

e = B/2-M/V = 8.500 / 2 - 0.000 / 0.000 = 0.000 m

x = 3 x (B/2 - e) = 3 * (8.500 / 2 - 0.000) = 12.750 m

* 저면반력의 작용폭(x = 12.000m)이 B(= 8.000m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포

Qmax = 0.000 / 8.500 * (1 + 6 * 0.000 / 8.500) = 0 kN

Qmin = 0.000 / 8.500 * (1 - 6 * 0.000 / 8.500) = 0 kN

qa = 1000.000 kN/㎡ > qmax = 463.623 kN/㎡ -O.K-

(지반부 검토결과 적용)

모멘트최대

평상시 최대지반반력 - 1490 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 8.300 - 2 x 0.699 = 6.903 m

L'= L - 2el = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 A'= B'× L' = 6.903 x 5.600 = 38.654 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 38.654 x(0 + 0.352 x 10.000 x 6.903 x 86.930 + 52.290 x 71.410)

= 225930.10 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 225930.10 / 3 = 75310.03 kN

qa = Qa / A'= 75310.03 / 38.654 = 1948.294 kN/㎡

q = ΣV /(B · L) · [1±(6 · e) / B]

= 14317.467 /(8.300 x 5.600)x [1±(6 x 0.699 / 8.300)]

qmax = 463.623 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 463.623 kN/㎡

qmin = 152.447 kN/㎡

qa = 1000.000 kN/㎡ > qmax = 463.623 kN/㎡ -O.K-

(지반부 검토결과 적용)

B. 지 진 시

지진시 최대지반반력 - 2235 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 8.300 - 2 x 1.843 = 4.615 m

L'= L - 2el = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 A'= B' × L' = 4.615 x 5.600 = 25.843 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 25.843 x(0 + 0.352 x 10.000 x 4.615 x 86.930 + 52.290 x 71.410)

= 132968.84 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 2 = 132968.84 / 2 = 66484.42 kN

qa = Qa / A'= 66484.42 / 25.843 = 2572.635 kN/㎡

q = 2ΣV / [(3 · L) · (B/2 - e)]

= 28634.933 /[(3.000 x 5.600) x (8.300/2 - 1.843)]

qmax = 738.692 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 738.692 kN/㎡

qmin = 0.000 kN/㎡

qa = 1333.000 kN/㎡ > qmax = 738.692 kN/㎡ -O.K-

(지반부 검토결과 적용)

4-3 전도에 대한 검토

하중의 편심거리가 평상시에는 저면의 중심으로부터 저면폭의 1/6 이내,

지진시에는 저면폭의 1/3 이내에 있어야 한다.

- 교 축 방 향

A. 축력최대인 경우 (상시)

b/6 = 8.300 / 6 = 1.383 m

e = 0.699 m < b/6 = 1.383 m -O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

b/6 = 8.300 / 6 = 1.383 m

e = 0.699 m < b/6 = 1.383 m -O.K-

C. 지진시

b/6 = 8.300 / 3 = 2.767 m

e = 1.843 m < b/3 = 2.767 m -O.K-

4-4 활동에 대한 검토

기초저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면지반에 대한 안전율은 상시 1.5
지진시 1.2 이상으로 한다.

Hu = Cb * A' + V * tanøb

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중 (부력을 뺀값)

øb : 기초저면과 지반과의 마찰각

- 교축방향

A. 촉력최대인 경우 (상시)

Hu =	14317.467	x	0.488	=	6983.095	kN		
Hu/H =	6983.095	/	2759.937	=	2.530	>	1.5	-O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

Hu =	14317.467	x	0.488	=	6983.095	kN		
Hu/H =	6983.095	/	2846.814	=	2.453	>	1.5	-O.K-

C. 지진시

Hu =	14317.467	x	0.488	=	6983.095	kN		
Hu/H =	6983.095	/	4888.462	=	1.428	>	1.2	-O.K-

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압

LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중

LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중

LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중

LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)

LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)

LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	1.518	29.213
	계	8.501	24.5	208.270	-	52.067	19.244	-	29.213
B-B (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	4.518	86.945
	②	30.240	24.5	740.880	0.900	666.792	68.457	1.500	102.686
	계	38.741	24.5	949.150	-	718.859	87.701	-	189.631
C-C (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	7.518	144.677
	②	60.480	24.5	1481.760	0.900	1333.584	136.915	3.000	410.744
	계	68.981	24.5	1690.030	-	1385.651	156.159	-	555.421

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.036	×	5.600	=	58.743	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.743	×	cos δ					=	57.387	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.743	×	sin δ					=	12.547	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	3.036	×	5.600	=	107.229	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	107.23	×	cos δ					=	104.755	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	107.23	×	sin δ					=	22.904	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2					=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.000	×	5.600	=	58.046	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.046	×	cos (δ+θ)					=	56.707	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.046	×	sin (δ+θ)					=	12.399	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	3.000	×	5.600	=	105.958	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	105.96	×	cos (δ+θ)					=	103.512	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	105.96	×	sin (δ+θ)					=	22.632	kN
작 용 점 :	y	=	3	/	2					=	1.500	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	6.000	×	5.600	=	116.093	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	116.093	×	cos (δ+θ)					=	113.414	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	116.093	×	sin (δ+θ)					=	24.797	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	6.000	×	5.600	=	211.916	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	211.92	×	cos (δ+θ)					=	207.025	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	211.92	×	sin (δ+θ)					=	45.265	kN
작 용 점 :	y	=	6	/	2					=	3.000	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.230	×	20.0	×	3.036 ^2	×	5.600	=	118.896	kN
수평 분력 :	Ph	=	118.896	×	cos δ							=	116.152	kN
수직 분력 :	Pv	=	118.896	×	sin δ							=	25.396	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	3							=	1.012	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.036					=	13.986	kN
	P2	=	13.986	+	0.230	×	20.0	×	3.000			=	27.807	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	27.807	)	×	3.000	×	5.600	=	351.065	kN
수평 분력 :	Ph	=	351.065	×	cos (δ+θ)							=	342.963	kN
수직 분력 :	Pv	=	351.065	×	sin (δ+θ)							=	74.987	kN
작 용 점 :	y	=	3.000	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	1.335	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.036					=	13.986	kN
	P2	=	13.986	+	0.230	×	20.0	×	6.000			=	41.628	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	41.628)	×	6.000	×	5.600		=	934.315	kN
수평 분력 :	Ph	=	934.315	×	cos (δ+Θ)							=	912.753	kN
수직 분력 :	Pv	=	934.315	×	sin (δ+Θ)							=	199.569	kN
작 용 점 :	y	=	6.000	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	2.503	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.036	×	5.600			=	76.108	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	76.108	×	cos δ							=	76.108	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	76.108	×	sin δ							=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	3.036	×	5.600			=	138.927	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	138.927	×	cos δ							=	138.927	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	138.927	×	sin δ							=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2							=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.000	×	5.600			=	75.206	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	75.206	×	cos (δ+β)							=	75.206	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	75.206	×	sin (δ+β)							=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	3	×	5.600			=	137.280	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	137.280	×	cos (δ+β)							=	137.280	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	137.280 9		sin (δ+β)							=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.000	/	2							=	1.500	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	6.000	×	5.600			=	150.411	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	150.411	×	cos (δ+β)							=	150.411	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	150.411	×	sin (δ+β)							=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	6	×	5.600			=	274.560	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	274.56	×	cos (δ+β)							=	274.560	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	274.56	×	sin (δ+β)							=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	6.000	/	2							=	3.000	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.298	×	20.0	×	3.036 ^2	×	5.600		=	154.043	kN
수평 분력 :	Ph	=	154.043	×	cos δ							=	154.043	kN
수직 분력 :	Pv	=	154.043	×	sin δ							=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2							=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.036			=	18.121 kN
	P2	=	18.121	+	0.298	×	20.0	×	3.000	=	36.027 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	36.027)	×	3.000	×	5.600	= 454.843 kN
수평 분력 :	Ph	=	454.843	×	cos (δ+β)					=	454.843 kN
수직 분력 :	Pv	=	454.843	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	3.000	/	2					=	1.500 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.036			=	18.121 kN
	P2	=	18.121	+	0.298	×	20.0	×	6.000	=	53.933 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	53.933)	×	6.000	×	5.600	= 1210.509 kN
수평 분력 :	Ph	=	1210.509	×	cos (δ+β)					=	1210.509 kN
수직 분력 :	Pv	=	1210.509	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	6.000	/	2					=	3.000 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	288.213	62.567	398.573	84.466	∑H =	173.539	204.660	277.663	327.455
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	740.880	0.900	666.792	1000.188	900.169	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	4.518	259.276	91.820	414.841
		벽 체	1.6	12.399	0.000	0.000	19.838	0.000	56.707	1.500	85.060	90.731	136.096
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.012	466.001	185.843	745.602
		벽 체	1.6	74.987	0.000	0.000	119.979	0.000	342.963	1.335	457.737	548.740	732.380
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3872.465	3485.345	5259.160	4705.216	∑H =	573.209	1268.074	917.134	2028.919
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1481.760	0.900	1333.584	2000.376	1800.338	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	7.518	431.438	91.820	690.300
		벽 체	1.6	24.797	0.000	0.000	39.676	0.000	113.414	3.000	340.241	181.462	544.385
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	7.012	814.457	185.843	1303.131
		벽 체	1.6	199.569	0.000	0.000	319.310	0.000	912.753	2.503	2284.603	1460.404	3655.365
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4750.32	4152.137	6478.516	5605.385	∑H =	1199.705	3870.739	1919.529	6193.182

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	288.213	62.567	398.573	84.466	∑H =	173.539	204.660	277.663	327.455
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	740.880	0.900	666.792	1000.188	900.169	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	4.518	259.276	91.820	414.841
		벽체	1.6	12.399	0.000	0.000	19.838	0.000	56.707	1.500	85.060	90.731	136.096
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.012	466.001	185.843	745.602
		벽체	1.6	74.987	0.000	0.000	119.979	0.000	342.963	1.335	457.737	548.740	732.380
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.400	255.000	105.000	357.000
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3872.465	3485.345	5259.160	4705.216	∑H =	648.209	1523.074	1022.134	2385.919
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1481.760	0.900	1333.584	2000.376	1800.338	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	7.518	431.438	91.820	690.300
		벽체	1.6	24.797	0.000	0.000	39.676	0.000	113.414	3.000	340.241	181.462	544.385
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	7.012	814.457	185.843	1303.131
		벽체	1.6	199.569	0.000	0.000	319.310	0.000	912.753	2.503	2284.603	1460.404	3655.365
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	6.400	480.000	105.000	672.000
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4750.32	4152.137	6478.516	5605.385	∑H =	1274.705	4350.739	2024.529	6865.182

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	542.553	111.299	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	740.880	0.900	666.792	1000.188	900.169	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	4.518	732.557	259.427	1172.091
		벽체	1.6	35.031	0.000	0.000	56.050	0.000	160.219	1.500	240.329	256.351	384.526
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.012	466.001	185.843	745.602
		벽체	1.6	74.987	0.000	0.000	119.979	0.000	342.963	1.335	457.737	548.740	732.380
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.400	255.000	105.000	357.000
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.275	3.400	1700.934	700.385	2381.308
	계			∑V =	5766.63	5276.479	7920.105	7212.803	∑H =	1356.750	3852.559	2055.746	5772.907
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1481.760	0.900	1333.584	2000.376	1800.338	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	7.518	1218.982	259.427	1950.372
		벽체	1.6	70.062	0.000	0.000	112.099	0.000	320.438	3.000	961.315	512.701	1538.104
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	7.012	814.457	185.843	1303.131
		벽체	1.6	199.569	0.000	0.000	319.310	0.000	912.753	2.503	2284.603	1460.404	3655.365
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	6.400	480.000	105.000	672.000
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.275	6.400	3201.759	700.385	4482.462
	계			∑V =	6667.13	5943.271	9175.673	8112.973	∑H =	2086.760	8961.117	3223.760	13601.435

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	542.553	111.299	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	740.880	0.900	666.792	1000.188	900.169	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	4.518	732.557	259.427	1172.091
		벽 체	1.6	35.031	0.000	0.000	56.050	0.000	160.219	1.500	240.329	256.351	384.526
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.012	466.001	185.843	745.602
		벽 체	1.6	74.987	0.000	0.000	119.979	0.000	342.963	1.335	457.737	548.740	732.380
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	3.400	1405.553	578.757	1967.774
	계			∑V =	5766.63	5276.479	7920.105	7212.803	∑H =	1194.873	3302.177	1829.118	5002.373
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1481.760	0.900	1333.584	2000.376	1800.338	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	198.284	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	7.518	1218.982	259.427	1950.372
		벽 체	1.6	70.062	0.000	0.000	112.099	0.000	320.438	3.000	961.315	512.701	1538.104
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	7.012	814.457	185.843	1303.131
		벽 체	1.6	199.569	0.000	0.000	319.310	0.000	912.753	2.503	2284.603	1460.404	3655.365
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	6.400	2645.747	578.757	3704.045
	계			∑V =	6667.13	5744.987	8898.076	7835.375	∑H =	1924.883	7925.104	2997.133	12151.018

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	577.053	119.924	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	740.880	0.900	666.792	1000.188	900.169	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
		충격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	4.518	732.557	259.427	1172.091
		벽체	1.6	35.031	0.000	0.000	56.050	0.000	160.219	1.500	240.329	256.351	384.526
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.012	466.001	185.843	745.602
		벽체	1.6	74.987	0.000	0.000	119.979	0.000	342.963	1.335	457.737	548.740	732.380
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5766.63	5276.479	8751.990	8018.814	∑H =	781.476	1896.624	1250.361	3034.599
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.4	1481.760	0.900	1333.584	2000.376	1800.338	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
		충격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	7.518	1218.982	259.427	1950.372
		벽체	1.6	70.062	0.000	0.000	112.099	0.000	320.438	3.000	961.315	512.701	1538.104
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	7.012	814.457	185.843	1303.131
		벽체	1.6	199.569	0.000	0.000	319.310	0.000	912.753	2.503	2284.603	1460.404	3655.365
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6667.13	5943.271	10007.559	8918.983	∑H =	1511.485	5279.358	2418.376	8446.972

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	620.454	130.775	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	740.880	0.900	666.792	1185.408	1066.867	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	4.518	732.557	259.427	1172.091
		벽체	1.6	35.031	0.000	0.000	56.050	0.000	160.219	1.500	240.329	256.351	384.526
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.012	466.001	185.843	745.602
		벽체	1.6	74.987	0.000	0.000	119.979	0.000	342.963	1.335	457.737	548.740	732.380
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5766.63	5276.479	9226.616	8442.367	∑H =	781.476	1896.624	1250.361	3034.599
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②	1.6	1481.760	0.900	1333.584	2370.816	2133.734	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	7.518	1218.982	259.427	1950.372
		벽체	1.6	70.062	0.000	0.000	112.099	0.000	320.438	3.000	961.315	512.701	1538.104
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	7.012	814.457	185.843	1303.131
		벽체	1.6	199.569	0.000	0.000	319.310	0.000	912.753	2.503	2284.603	1460.404	3655.365
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6667.13	5943.271	10667.404	9509.234	∑H =	1511.485	5279.358	2418.376	8446.972

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	3.036	11.782	3.881	11.782
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.036	6.452	2.125	6.452
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	1.518	29.213	19.244	29.213
	상재토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	1.518	326.424	215.035	326.424
	배면토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	1.518	233.837	154.043	233.837
	계			∑V =	326.936	81.734	326.936	81.734	∑H =	394.328	607.708	394.328	607.708
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	6.036	23.425	3.881	23.425
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.036	12.828	2.125	12.828
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	4.518	86.945	19.244	86.945
		②,H/2	1.0	740.880	0.900	666.792	740.880	666.792	68.457	1.500	102.686	68.457	102.686
	상부하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	1018.612	3.400	3463.282	1018.612	3463.282
		활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	174.490	3.400	593.266	174.490	593.266
		충격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	4.518	971.530	215.035	971.530
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	212.486	1.500	318.728	212.486	318.728
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	4.518	695.965	154.043	695.965
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	454.843	1.500	682.265	454.843	682.265
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5397.49	5078.195	5397.485	5078.195	∑H =	2323.217	6950.920	2323.217	6950.920
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	9.036	35.067	3.881	35.067
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	9.036	19.203	2.125	19.203
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	7.518	144.677	19.244	144.677
		②	1.0	1481.760	0.900	1333.584	1481.760	1333.584	136.915	3.000	410.744	136.915	410.744
	상부하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	1018.612	6.400	6519.120	1018.612	6519.120
		활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	174.490	6.400	1116.736	174.490	1116.736
		충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	7.518	1616.637	215.035	1616.637
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	424.971	3.000	1274.914	424.971	1274.914
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	7.518	1158.093	154.043	1158.093
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1210.509	3.000	3631.528	1210.509	3631.528
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6138.37	5744.987	6138.365	5744.987	∑H =	3359.826	15926.719	3359.826	15926.719

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$? M = ? M_v + ? M_h \qquad e = {? M} / {? \gamma V} - {B}/{2} \qquad M_u = ? \gamma V ? e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	398.573	277.663	411.921	0.783	312.278
2	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	398.573	277.663	411.921	0.783	312.278
3	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	542.553	445.270	693.182	1.028	557.544
4	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	542.553	445.270	693.182	1.028	557.544
5	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	577.053	445.270	701.807	0.966	557.544
6	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	620.454	445.270	712.658	0.899	557.544
7	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708
Max.		278.294			348.465		445.270			607.708

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	3872.465	573.209	4753.420	0.327	1268.202	5259.160	917.134	6734.135	0.380	2000.892
2	3872.465	648.209	5008.420	0.393	1523.202	5259.160	1022.134	7091.135	0.448	2357.892
3	5766.635	1356.750	9129.038	0.683	3939.066	7920.105	2055.746	12985.710	0.740	5857.616
4	5766.635	1194.873	8578.656	0.588	3388.685	7920.105	1829.118	12215.176	0.642	5087.081
5	5766.635	781.476	7173.103	0.344	1983.132	8751.990	1250.361	11053.412	0.363	3176.621
6	5766.635	781.476	7173.103	0.344	1983.132	9226.616	1250.361	11476.965	0.344	3173.011
7	5397.485	2323.217	12029.115	1.329	7171.379	5397.485	2323.217	12029.115	1.329	7171.379
Max.		1356.750			3939.066		2323.217			7171.379

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	4750.325	1199.705	8022.876	0.789	3747.584	6478.516	1919.529	11798.567	0.921	5967.903
2	4750.325	1274.705	8502.876	0.890	4227.584	6478.516	2024.529	12470.567	1.025	6639.903
3	6667.127	2086.760	14904.388	1.336	8903.973	9175.673	3223.760	21714.407	1.467	13456.301
4	6667.127	1924.883	13670.091	1.150	7669.677	8898.076	2997.133	19986.393	1.346	11978.124
5	6667.127	1511.485	11222.629	0.783	5222.214	10007.559	2418.376	17365.955	0.835	8359.152
6	6667.127	1511.485	11222.629	0.783	5222.214	10667.404	2418.376	17956.206	0.783	8355.542
7	6138.365	3359.826	21671.706	2.631	16147.177	6138.365	3359.826	21671.706	2.631	16147.177
Max.		2086.760			8903.973		3359.826			16147.177

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	607.708	445.270	348.465	
벽체 중앙	7171.379	2323.217	3939.066	
벽체 하단	16147.177	3359.826	8903.973	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	1280.603	414.86	703.405	
벽체 하단	2883.424	599.969	1589.995	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.036 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	108.519	79.512	62.226

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.077]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.922 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03725 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 765.082 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 16009.68 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 1400.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1020.11 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 221.540 kN · mm

ΦMn > Mu (= 108.519 kN · m) [사용률 = 2.041] ∴ O.K!!

나) 전단검토

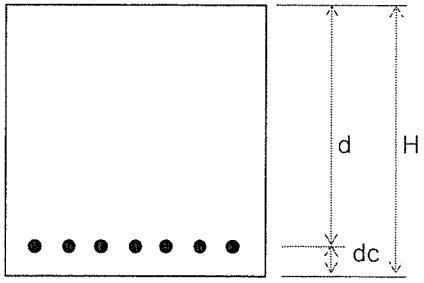
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

ΦVc= 310.38 > Vu = 79.512 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	62.226	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 83.86 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 105.270 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 105.270 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 518.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 518 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1250.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1588.800 = 317.760 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 3 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1280.603	414.860	703.405

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.918]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2113.089 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2817.45 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1280.603 kN · m) [사용률 = 1.900] ∴ O.K!!

나) 전단검토

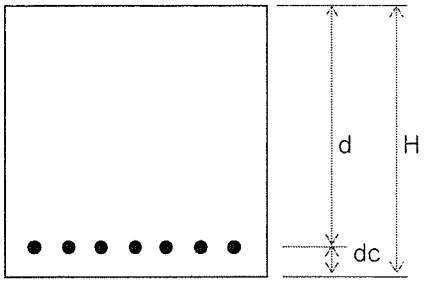
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 414.860 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	703.405	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 108.083 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 108.083 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 509.86 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 510 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 6 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1666.67	133.33	2883.424	599.969	1589.995

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm^2 ,	d2 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 6080.400 mm^2 [사용률 1.236]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 95.379 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04083 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 4919.601 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 66706.99 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5833.33 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6559.47 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 96.976 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 3542.102 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2883.424 kN · m) [사용률 = 1.228] ∴ O.K!!

나) 전단검토

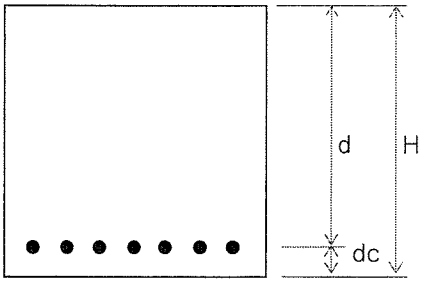
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1666.67 / 1000 = 1293.23 kN

ΦVc= 1293.23 > Vu = 599.969 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1666.67	mm,	dc =	133.33	mm ,
Mo =	1589.995	kN· m,	As =	6080.400	mm^2
N =	12		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 336.50 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 168.218 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 172.434 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 237.95 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 238 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	16	@	300	[### ea/m]	=	661.934	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2

→ Use As (total) = 3309.934 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 6080.400 = 1216.080 mm^2 < 3309.934 mm^2 O.K!!

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

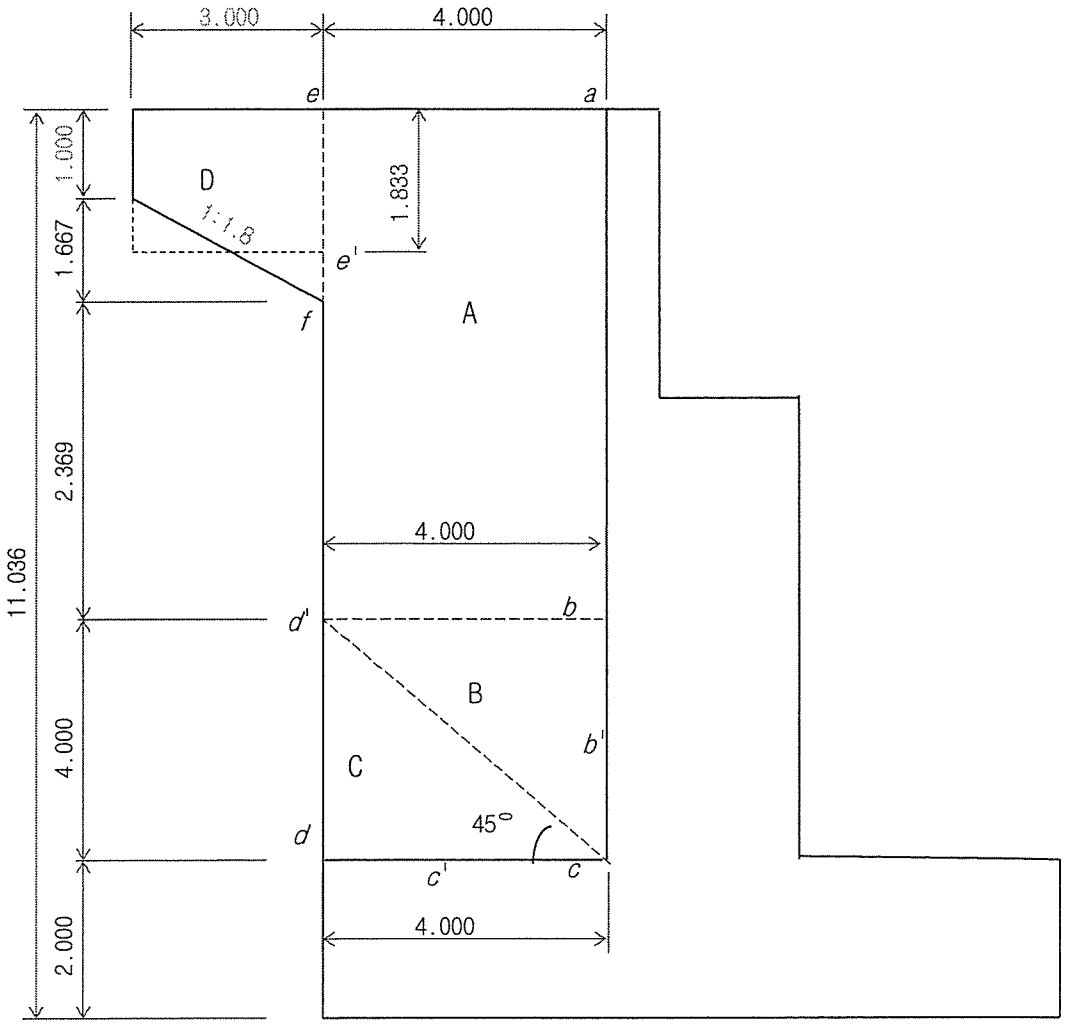
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.398

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/㎥

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

ⓐ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

| | | |

나. 설계하중 상태

$$Pd' = = 96.023\ kN/m^2$$

$$Pd = 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 4 + Pd' = 146.991\ kN/m^2$$

$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 4.000 = 486.028\ kN/m$$

$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd \times 4.000^2 = 904.10\ kN \cdot m/m$$

(4) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	195.897	772.955	768.185	904.099
설계 하중(S)	130.598	303.291	384.092	486.028
사용 하중(M)	122.436	483.097	480.116	565.062

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 2.667m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	195.897	130.598	122.436

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 2026.800 mm^2 [사용률 3.334]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 31.793 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06800 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 607.842 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 810.46 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 32.325 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 644.890 kN · mm

ΦMn > Mu (= 195.897 kN · m) [사용률 = 3.292] ∴ O.K!!

나) 전단검토

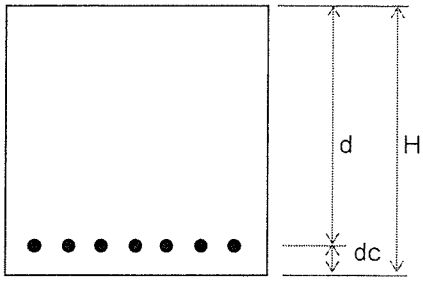
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 130.598 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	122.436	kN· m,	As =	2026.800	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 146.25 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 70.964 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 70.964 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 887.77 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 888 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 5.036m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	772.955	303.291	483.097

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.663]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03250 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2437.437 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3249.92 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1266.194 kN · mm

ΦMn > Mu (= 772.955 kN · m) [사용률 = 1.638] ∴ O.K!!

나) 전단검토

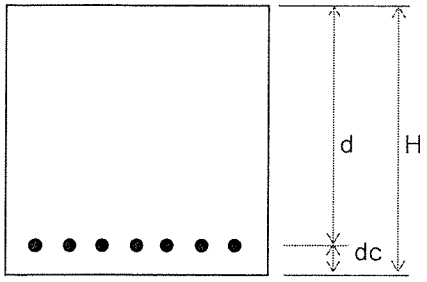
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 303.291 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	483.097	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 199.40 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 142.978 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 142.978 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 332.03 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 332 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 9.036m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	768.185	384.092	480.116

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.674]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03250 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2422.064 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3229.42 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1266.194 kN · mm

ΦMn > Mu (= 768.185 kN · m) [사용률 = 1.648] ∴ O.K!!

나) 전단검토

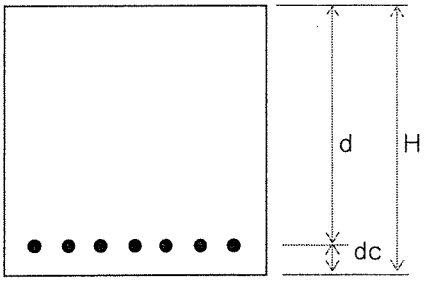
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 384.092 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	480.116	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 199.40 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 142.096 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 142.096 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 335.45 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 335 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 9.036m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	904.099	486.028	565.062

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.416]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03250 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2861.800 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3815.73 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1266.194 kN · mm

ΦMn > Mu (= 904.099 kN · m) [사용률 = 1.401] ∴ O.K!!

나) 전단검토

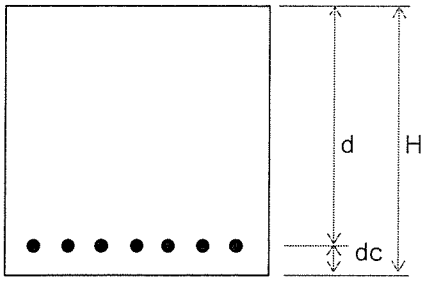
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 486.028 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	565.062	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 199.40 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 167.237 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 167.237 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 252.14 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 252 mm O.K!!

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	6.050	2286.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12053.784		53348.194	1925.889		7508.564

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (53348.194 - 7508.564) / 12053.784 - 8.300 / 2

= -0.347 m

Mo = 12053.784 x 0.3471 = 4183.572 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5356.192	-	20699.798	-	-	-
	배 면 토	6685.535	-	35955.031	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.300	12277.918	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	510.300	6.050	3087.315	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	368.709	5.518	2034.535
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2712.713	-	9979.168
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		16272.608		72020.062	3081.422		12013.703

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (72020.062 - 12013.703) / 16272.608 - 8.300 / 2

= -0.462 m

Mo = 16272.608 x 0.4624 = 7524.964 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	6.050	2286.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	8.400	630.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12053.784		53348.194	2000.889		8138.564

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (53348.194 - 8138.564) / 12053.784 - 8.300 / 2

= -0.399 m

Mo = 12053.784 x 0.3993 = 4813.572 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5356.192	-	20699.798	-	-	-
	배 면 토	6685.535	-	35955.031	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.300	12277.918	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	510.300	6.050	3087.315	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	368.709	5.518	2034.535
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2712.713	-	9979.168
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	8.400	882.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		16272.608		72020.062	3186.422		12895.703

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (72020.062 - 12895.703) / 16272.608 - 8.300 / 2

= -0.517 m

Mo = 16272.608 x 0.5166 = 8406.964 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 시동+제동하중 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	6.050	2286.900	-	-	-
	활 하 중	690.000	6.050	4174.500	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	9.000	420.650	5.518	2321.146
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	8.400	630.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.275	8.400	4202.309
합 계		14317.467		62724.848	2921.814		14662.019

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (62724.848 - 14662.019) / 14317.467 - 8.300 / 2
= -0.793 m
Mo = 14317.467 x 0.7931 = 11354.657 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5356.192	-	20699.798	-	-	-
	배 면 토	6685.535	-	35955.031	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.300	12277.918	-	-	-
	활 하 중	2480.754	3.300	8186.488	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	510.300	6.050	3087.315	-	-	-
	활 하 중	966.000	6.050	5844.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	368.709	5.518	2034.535
	PL	-	-	-	673.040	5.518	3713.834
토 압		-	-	-	2712.713	-	9979.168
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	8.400	882.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	700.385	8.400	5883.232
합 계		19719.362		86050.850	4559.847		22492.769

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (86050.850 - 22492.769) / 19719.362 - 8.300 / 2
= -0.927 m
Mo = 19719.362 x 0.9269 = 18277.270 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 온도하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	6.050	2286.900	-	-	-
	활 하 중	690.000	6.050	4174.500	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	230.443	5.518	1271.584
	P_L	-	-	-	420.650	5.518	2321.146
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	413.398	8.400	3472.542
합 계		14317.467		62715.848	2759.937		13302.253

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (62715.848 - 13302.253) / 14317.467 - 8.300 / 2
= -0.699 m

M_o = 14317.467 × 0.699 = 10003.891 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5356.192	-	20699.798	-	-	-
	배 면 토	6685.535	-	35955.031	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.300	12277.918	-	-	-
	활 하 중	2480.754	3.300	8186.488	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	510.300	6.050	3087.315	-	-	-
	활 하 중	966.000	6.050	5844.300	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	368.709	5.518	2034.535
	P_L	-	-	-	673.040	5.518	3713.834
토 압		-	-	-	2712.713	-	9979.168
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	578.757	8.400	4861.559
합 계		19719.362		86050.850	4333.219		20589.096

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (86050.850 - 20589.096) / 19719.362 - 8.300 / 2
= -0.830 m

M_o = 19719.362 × 0.830 = 16373.597 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	6.050	2286.900	-	-	-
	활 하 중	690.000	6.050	4174.500	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	-	420.650	5.518	2321.146
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14317.467		62715.848	2346.539		9829.711

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (62715.848 - 9829.711) / 14317.467 - 8.300 / 2

= -0.456 m

Mo = 14317.467 x 0.4562 = 6531.349 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5356.192	-	20699.798	-	-	-
	배 면 토	6685.535	-	35955.031	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.300	12277.918	-	-	-
	활 하 중	2911.313	3.300	9607.334	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	510.300	6.050	3087.315	-	-	-
	활 하 중	1276.500	6.050	7722.825	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	368.709	5.518	2034.535
	PL	-	-	-	673.040	5.518	3713.834
토 압		-	-	-	2712.713	-	9979.168
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20460.421		89350.221	3754.462		15727.537

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (89350.221 - 15727.537) / 20460.421 - 8.300 / 2

= -0.552 m

Mo = 20460.421 x 0.5517 = 11288.064 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	-	-	-
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	378.000	6.050	2286.900	-	-	-
	활 하 중	690.000	6.050	4174.500	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	230.443	5.518	1271.584
	PL	-	-	-	420.650	5.518	2321.146
토 압		-	-	-	1695.446	-	6236.980
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14317.467		62715.848	2346.539		9829.711

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (62715.848 - 9829.711) / 14317.467 - 8.300 / 2

= -0.456 m

Mo = 14317.467 x 0.4562 = 6531.349 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6348.079	-	24533.094	-	-	-
	배 면 토	7923.597	-	42613.370	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4409.578	3.300	14551.606	-	-	-
	활 하 중	2517.893	3.300	8309.046	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	604.800	6.050	3659.040	-	-	-
	활 하 중	1104.000	6.050	6679.200	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	368.709	5.518	2034.535
	PL	-	-	-	673.040	5.518	3713.834
토 압		-	-	-	2712.713	-	10602.866
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		22907.946		100345.356	3754.462		16351.235

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (100345.356 - 16351.235) / 22907.946 - 8.300 / 2

= -0.483 m

Mo = 22907.946 x 0.4834 = 11073.856 kN · m

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	366.602	-	1078.181
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	457.588	-	2438.039
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	1018.612	8.400	8556.344
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	174.490	8.400	1465.716
상 재 하 중	고정하중	378.000	6.050	2286.900	34.927	11.036	385.457
	활 하 중	690.000	6.050	4174.500	19.127	11.036	211.083
상 재 토 압	PD	-	-	-	276.656	5.518	1526.590
	PL	-	-	-	505.008	5.518	2786.632
토 압		-	-	-	2035.453	5.518	11231.629
장대레일종하중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14317.467		62715.848	4888.462		29679.670

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (62715.848 - 29679.670) / 14317.467 - 8.300 / 2

= -1.843 m

Mo = 14317.467 x 1.8426 = 26381.309 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3967.550	-	15333.184	366.602	-	1078.181
	배 면 토	4952.248	-	26633.356	457.588	-	2438.039
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.300	9094.754	1018.612	8.400	8556.344
	활 하 중	1573.683	3.300	5193.154	174.490	8.400	1465.716
상 재 하 중	고정하중	378.000	6.050	2286.900	34.927	-	385.457
	활 하 중	690.000	6.050	4174.500	19.127	11.036	211.083
상 재 토 압	PD	-	-	-	276.656	5.518	1526.590
	PL	-	-	-	505.008	5.518	2786.632
토 압		-	-	-	2035.453	5.518	11231.629
장대레일종하중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14317.467		62715.848	4888.462		29679.670

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (62715.848 - 29679.670) / 14317.467 - 8.300 / 2

= -1.843 m

Mo = 14317.467 x 1.8426 = 26381.309 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

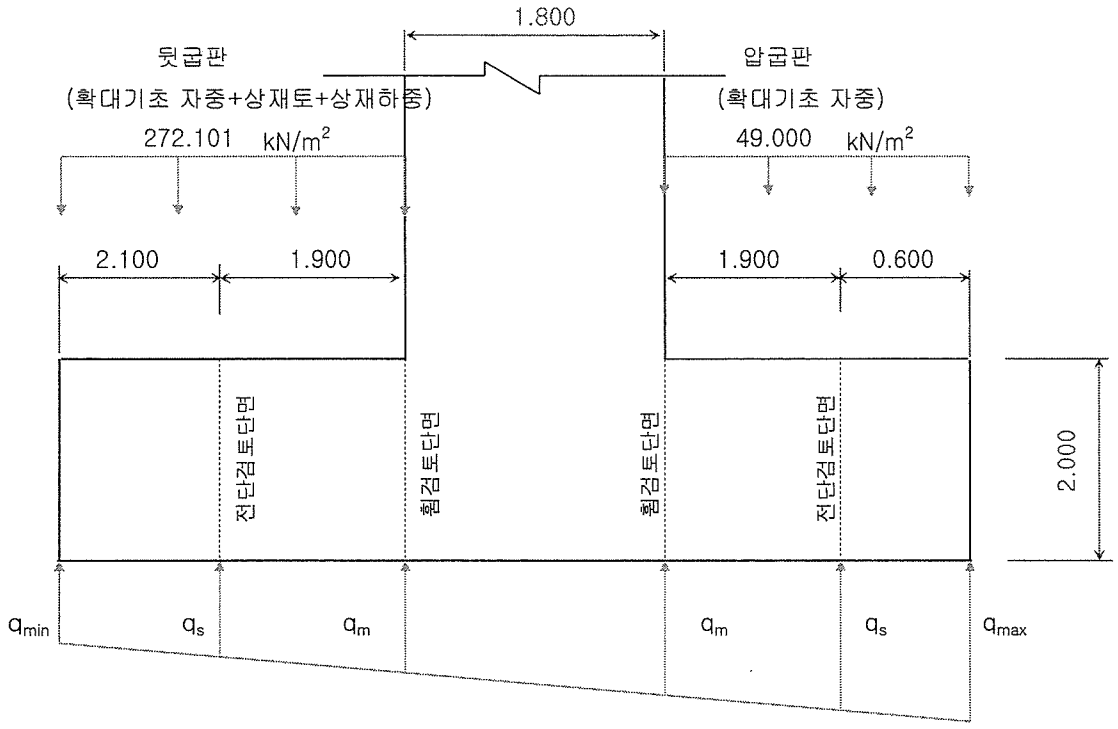
구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	12053.784	1925.889	4183.572	-0.347	
LOAD CASE2	12053.784	2000.889	4813.572	-0.399	
LOAD CASE3	14317.467	2921.814	11354.657	-0.793	
LOAD CASE4	14317.467	2759.937	10003.891	-0.699	
LOAD CASE5	14317.467	2346.539	6531.349	-0.456	
LOAD CASE6	14317.467	2346.539	6531.349	-0.456	
LOAD CASE7	14317.467	4888.462	26381.309	-1.843	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	16272.608	3081.422	7524.964	-0.462	
LOAD CASE2	16272.608	3186.422	8406.964	-0.517	
LOAD CASE3	19719.362	4559.847	18277.270	-0.927	
LOAD CASE4	19719.362	4333.219	16373.597	-0.830	
LOAD CASE5	20460.421	3754.462	11288.064	-0.552	
LOAD CASE6	22907.946	3754.462	11073.856	-0.483	
LOAD CASE7	14317.467	4888.462	26381.309	-1.843	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	14317.467	2921.814	11354.657	19719.362	4559.847	18277.270
축 력 최대시	14317.467	2759.937	10003.891	22907.946	3754.462	11073.856
지 진 시	14317.467	4888.462	26381.309	14317.467	4888.462	26381.309

6.5 기초 단면검토



가. 기초 하중 집계

- 사용하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	14317.467	2921.814	11354.657	0.793	
축 력 최대시	14317.467	2759.937	10003.891	0.699	
지 진 시	14317.467	4888.462	26381.309	1.843	

- 극한하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	19719.362	4559.847	18277.270	0.927	
축 력 최대시	22907.946	3754.462	11073.856	0.483	
지 진 시	14317.467	4888.462	26381.309	1.843	

나. 지반 반력

$$q_{max,min} = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right), \quad e \leq \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (사다리꼴 분포)}$$

$$q_{max} = \frac{2V}{Lx}, \quad x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

$$, \quad e > \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (삼각형 분포)}$$

- 사용하중 재하시

조합경우	ΣV	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	14317.467	8.300	5.600	0.793	484.631	131.439	
축 력 최대시	14317.467	8.300	5.600	0.699	463.623	152.447	
지 진 시	14317.467	8.300	5.600	1.843	738.692	0.000	

- 극한하중 재하시

조합경우	ΣV	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	19719.362	8.300	5.600	0.927	708.516	139.993	
축 력 최대시	22907.946	8.300	5.600	0.483	665.085	320.627	
지 진 시	14317.467	8.300	5.600	1.843	738.692	0.000	

다. 앞굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	484.631	131.439	378.248	459.099	1250.531	253.719	1.00
축 력 최대시	463.623	152.447	369.895	441.128	1198.064	242.025	1.00
Max.					1250.531	253.719	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	708.516	139.993	537.274	667.418	1829.018	373.090	1.35
축 력 최대시	665.085	320.627	561.333	640.184	1725.315	344.541	1.60
지 진 시	738.692	0.000	471.909	674.664	1877.388	394.607	1.00
Max.					1877.388	394.607	

라. 뒷굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	484.631	131.439	301.652	220.801	671.395	201.560	1.0
축 력 최대시	463.623	152.447	302.411	231.178	557.327	168.605	1.0
Max.					671.395	201.560	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	708.516	139.993	413.980	283.836	1088.113	326.385	1.35
축 력 최대시	665.085	320.627	486.631	407.779	475.199	149.433	1.60
지 진 시	738.692	0.000	279.825	77.070	1856.129	490.489	1.00
Max.					1856.129	490.489	

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	1856.129	490.489	671.395

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.477]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.07194 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2744.737 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 76045.96 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3659.65 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2725.490 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1856.129 kN · m) [사용률 = 1.468] ∴ O.K!!

나) 전단검토

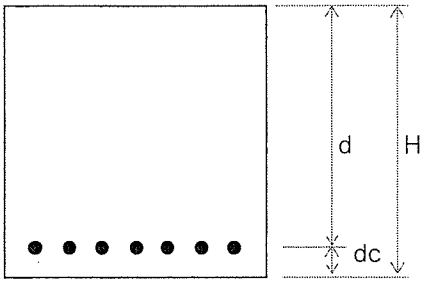
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 490.489 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	671.395	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 301.22 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 92.037 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 92.037 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 636.88 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 637 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 2000 = 4000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67 ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00 ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00 ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67 ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	1877.388	394.607	1250.531

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.460]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.07194 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 2776.542 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 76045.96 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3702.06 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2725.490 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1877.388 kN · m) [사용률 = 1.452] ∴ O.K!!

나) 전단검토

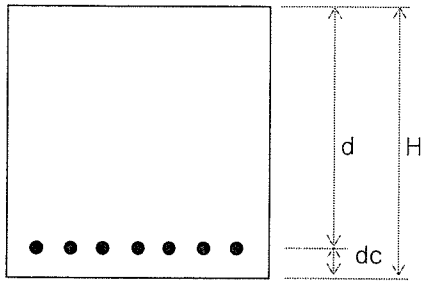
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 394.607 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	1250.531	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 301.22 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 171.427 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 171.427 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 240.63 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 241 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 2000 = 4000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10 1800.00 mm^2

인 장 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

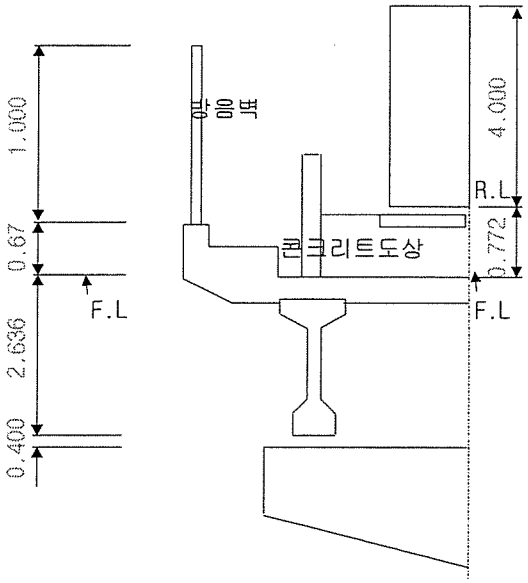
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.608 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.808 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 2.553 M

풍하중(열차재하) = 4.104 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

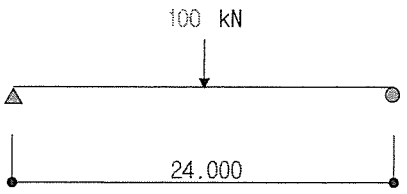
ΣR_L = 1771.967 kN

R_{L1} = 865.761 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 50.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 50.000 × 3.808 = 190.400 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_{Lf}}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	190.400	5.780	1.700	56.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	56.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 3 shoe

= 16.667 kN

P_{Lf} = 56.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 40.000 V = 200 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \left| \frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75) \times (1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 865.761 kN (충격 제외)

P_c = 865.76 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.608 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 3 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.
열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 4.306 × 14.975 = 193.447 kN

M_n = 193.447 × 2.553 = 493.87 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_n}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	493.870	5.780	1.700	145.256	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	145.256	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.408 × 14.975 = 166.402 kN

M_t = 166.402 × 4.104 = 682.914 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$P_i = \left[\frac{M_t}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	682.914	5.780	1.700	200.857	↑
G2			1.700	200.857	↓

③ 적용하중

H_w = 166.402 / 3 shoe

= 55.467 kN

P_w = 200.857 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

P_E = 847.951 kN

M_c = 847.951 × 0.400 = 339.180 kN · m

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	R_{Pi}(kN)	비 고
G1	339.180	5.780	1.700	99.759	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	99.759	↓

H_E = 283.038 kN

R_E = 99.759 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 1771.967 kN

R_{L1} = 865.761 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 495.000 / 3 shoe

= 165.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 90.000 / 3 shoe

= 30.000 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 919.071 kN

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력	
		수직하중	수평하중
		P (kN)	H (kN)
교직방향	상시	2068.724	72.134
	지진시	1911.626	283.038
교축방향	상시	1811.867	195.000
	지진시	1811.867	919.071

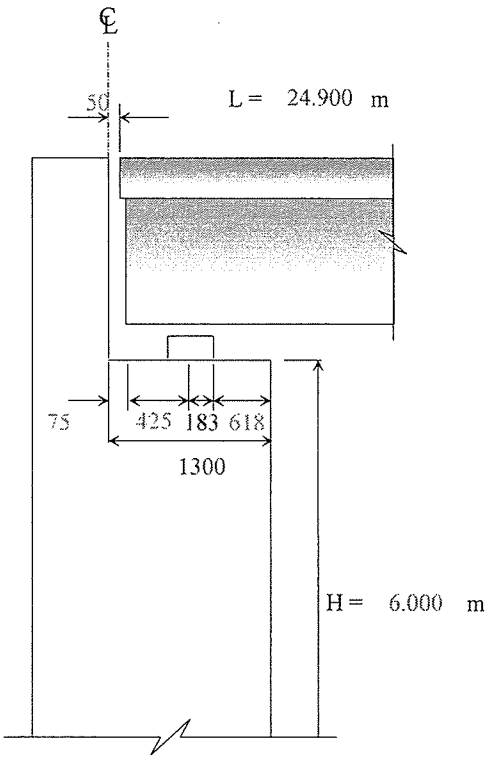
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직방향	상시	2068.724	72.134	1532.388	53.433	1.35
	지진시	1911.626	283.038	1365.447	202.170	1.40
교축방향	상시	1811.867	195.000	1449.494	156.000	1.25
	지진시	1811.867	919.071	1294.191	656.479	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 365 × 519 mm
▣ 높 이 : 183 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 618 mm - O.K -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 6.00) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 281.54$

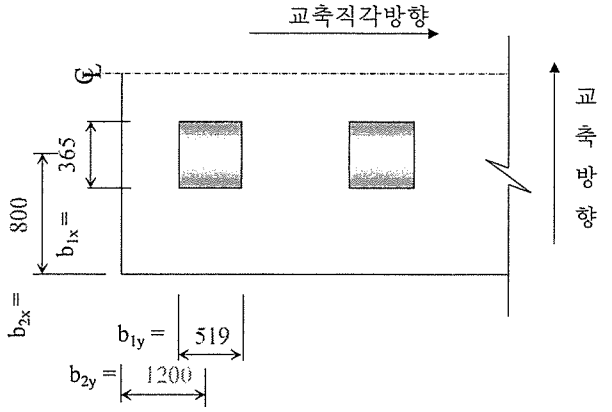
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 = 425$ mm
$S_2 = 182.5 / 2 = 91.25$ mm
$S_3 = 20 + 0.5L = 324.50$ mm
$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 91.25 + 324.50 = 840.75$ mm

∴ Max (N, ∑S) = 840.75 mm < 1225.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 1825.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2595.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 365 / 1600) \times 1449493.6 / 180$

$= 1553.9$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 365 / 1600) \times 1294190.7 / 180$

$= 1387.4$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1532388.2 / 180$

$= 1668.1$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1365447.101 / 180$

$= 1486.3$ ㎟

나) 수평하중에 대한 보강

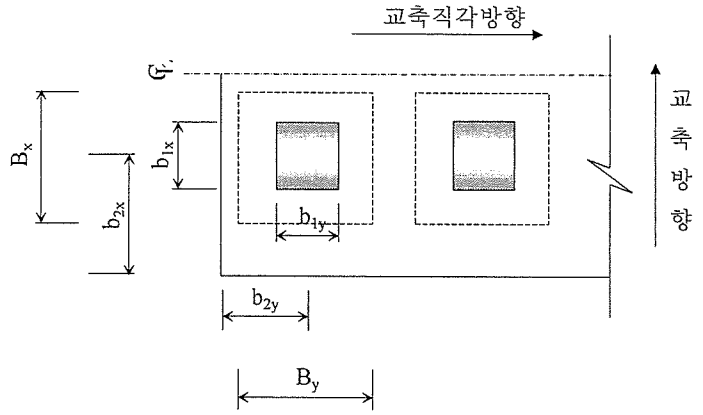
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 156000 / 180 = 866.7$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 656479 / 180 = 3647.1$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 53433 / 180 = 296.8$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 202170 / 180 = 1123.2$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 365 + 1200 = 1565.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2$ = 782.5 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 519 + 800 = 1319.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1668.100 + 296.848 = 1964.948 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1486.300 + 1123.167 = 2609.467 ㎟

B_y = 1319.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2609.467 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

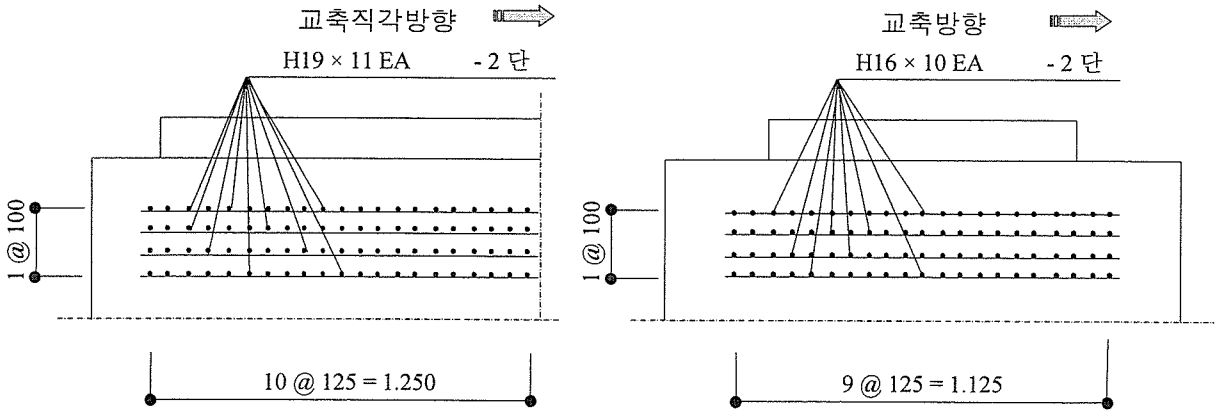
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1553.900 + 866.667 = 2420.567 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1387.400 + 3647.107 = 5034.507 ㎟

B_x = 1565.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 11 EA × 2 단 = 6303.000 ㎟ > 5034.507 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{202170.0}{180} = 1123.17 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1123.167 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

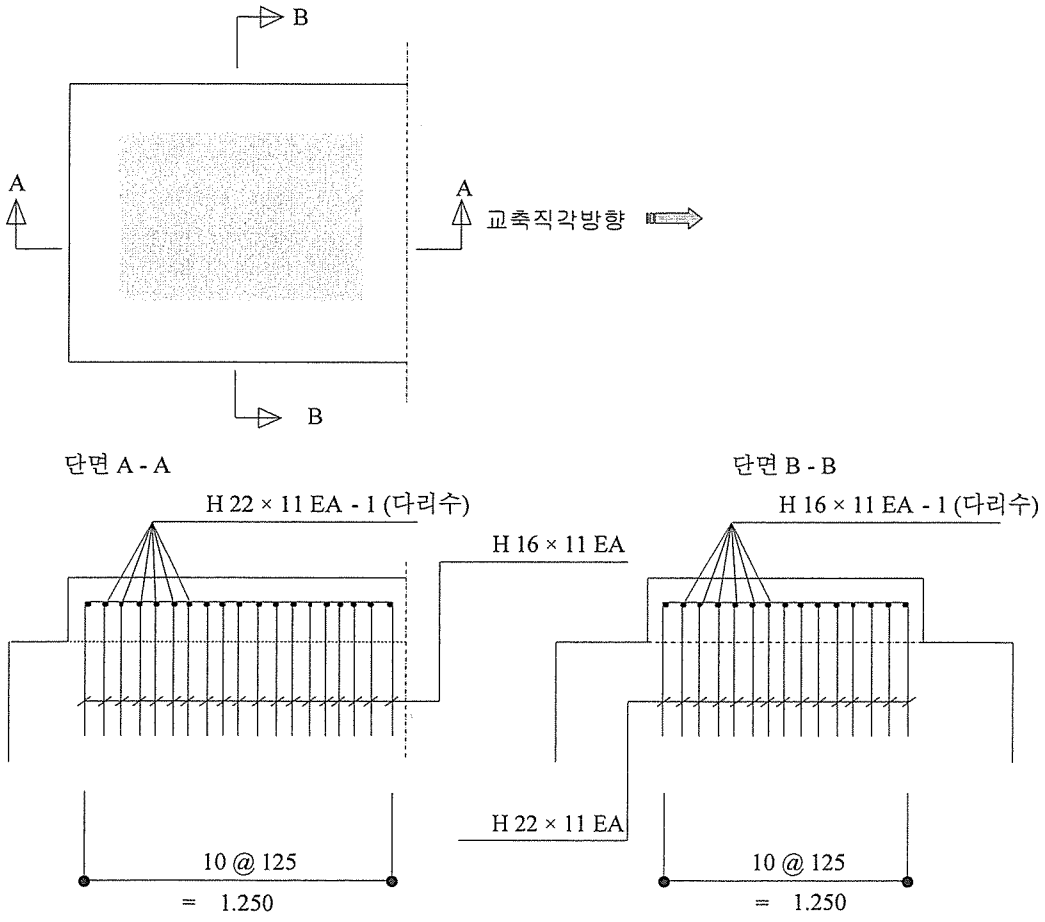
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{656479.3}{180} = 3647.11 \text{ ㎟}$$

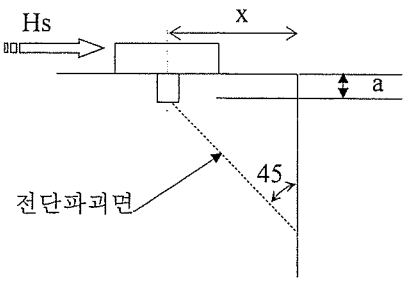
Use A_{sx} = H 22 - 11 EA × 1 ea = 4258.100 ㎟ > 3647.107 ㎟ **- O.K -**

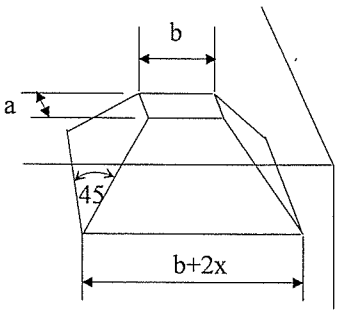
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{202170}{4953707} = 0.041 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4953707$ mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 202170 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{656479}{2223144} = 0.295 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2223144$ mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 656479 N

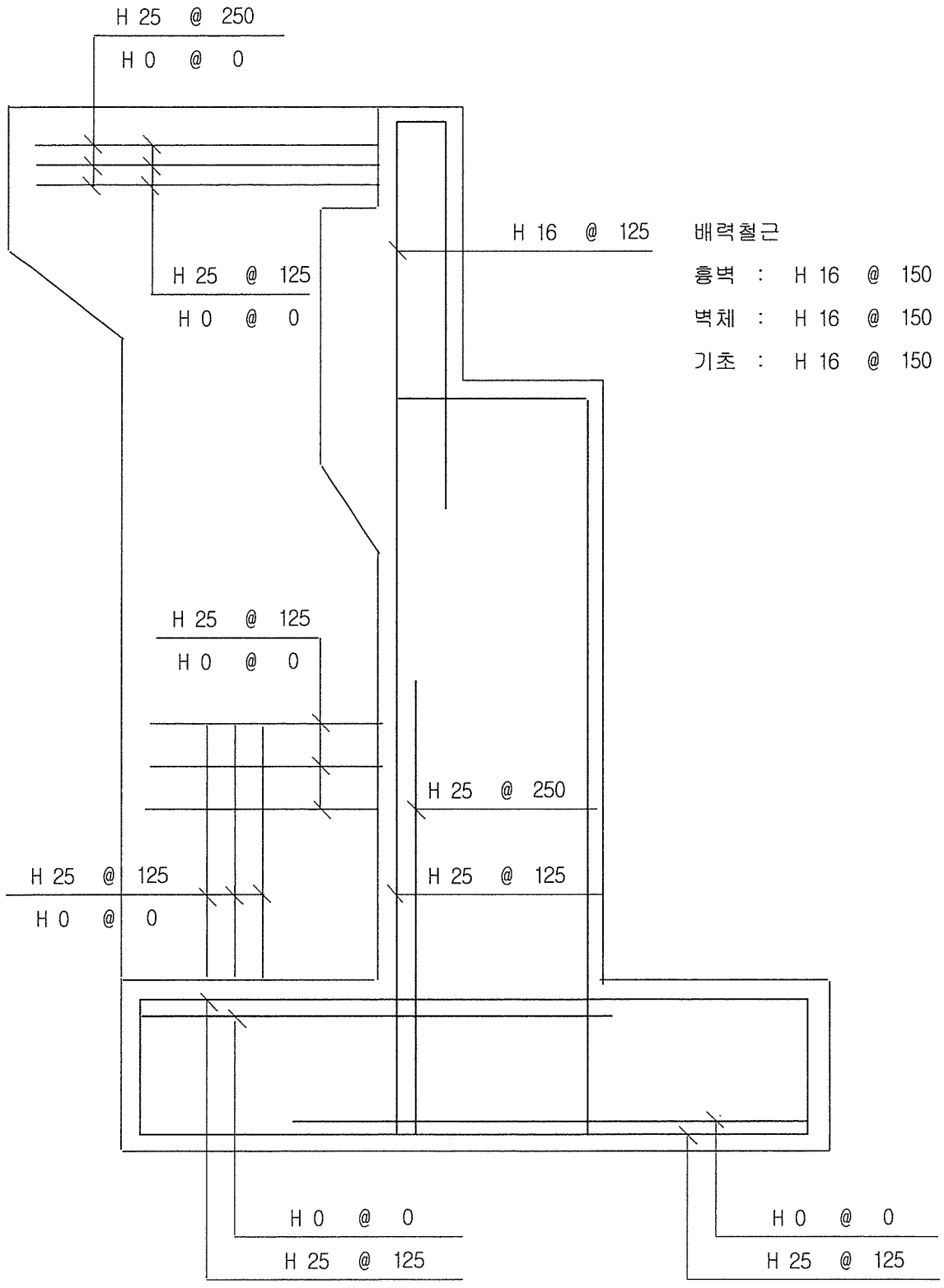
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 365 mm

8.주철근 조립도

수북교 교대 A2



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

7.3 교각공

7.3.1 P2(P1)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; PSC BEAM + PSC BEAM

평면선형 R = 3,500 설계지간 L = 24.000 m

평면선형 R = 3,500 설계지간 L = 24.000 m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = 9.000 M)

3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

1) 고정하중

철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³

2) 활 하 중 : KRL2012 (단 선)

충격계수 i (%) ;

PSC BEAM (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126}$

PSC BEAM (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126}$

3) 풍 하 중

교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/m²

교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/m²

원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.

4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)

① KL2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 500

5) 원 심 하 중

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

6) 차 량 횡 하 중

레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.

자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

7) 지진하중

가속도계수 Kh = 0.154 (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 fck = 30 Mpa

나) 탄성계수 Ec = 8,500 $\sqrt[3]{fcu}$ (fcu=fck+4)

= 27500 MPa

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : fy = 400 Mpa

나) 탄성계수 : Es = 200000 MPa

1.4 흙의 성질

1) 흙의 단위중량 (γt) = 19.0 kN/m³

2) 흙의 포화단위중량 (γsat) = 20.0 kN/m³

3) 흙의 수중단위중량 (γsub) = 10.0 kN/m³

4) 기초저면의 N치 = 50

5) 기초저면의 내부마찰각 $\Phi = 15+\sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$

(다만, N > 5)

6) 최대지반반력 상시 = 1000

지진시 = 1500 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = Qu/ 3	평상시 = B / 6	평상시 = 1.5
지진시 = Qu/ 2	지진시 = B / 3	지진시 = 1.2

Φb = 2/3 × 42.39 = 28.260 tanΦb = 0.538	흙과 콘크리트
tanΦb = 0.600	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)

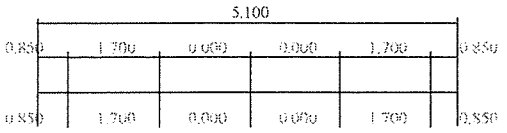
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

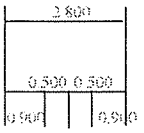
2. 단 면 가 정 P2(P1)

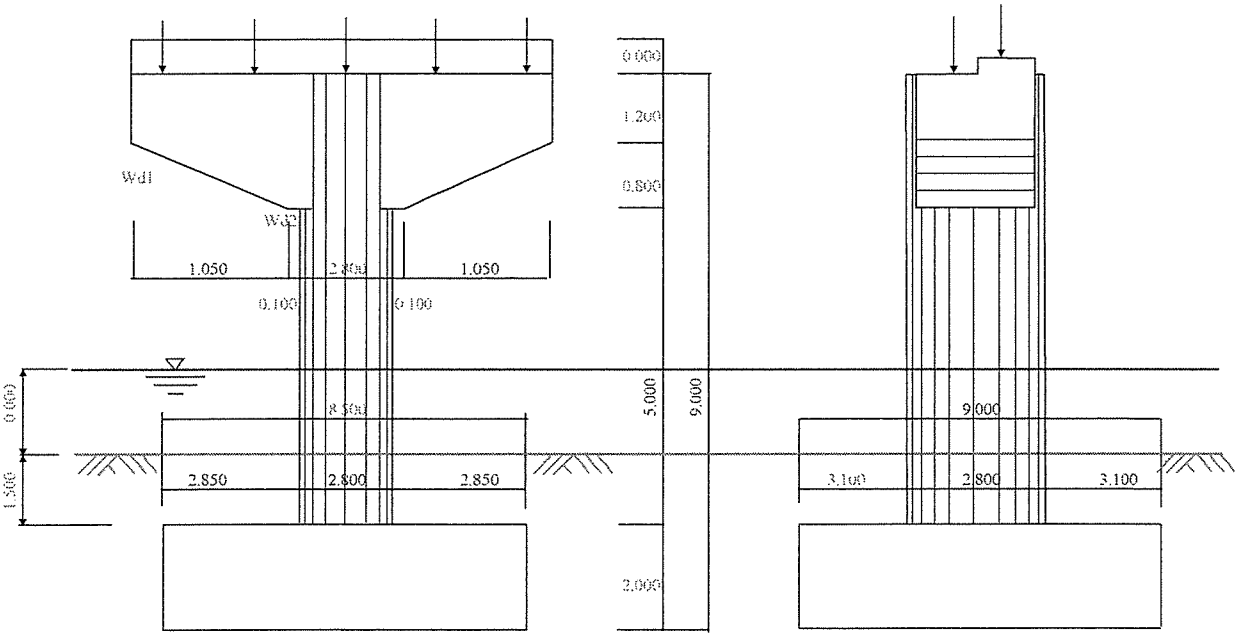
1.1 교각 단면 제원

1) 교축직각방향

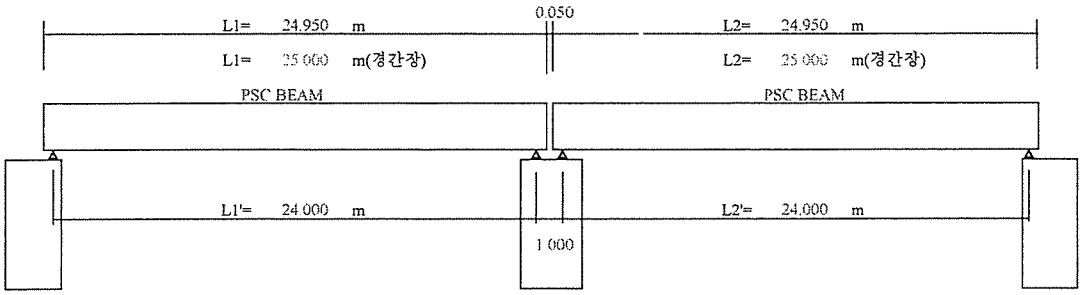


2) 교축 방향



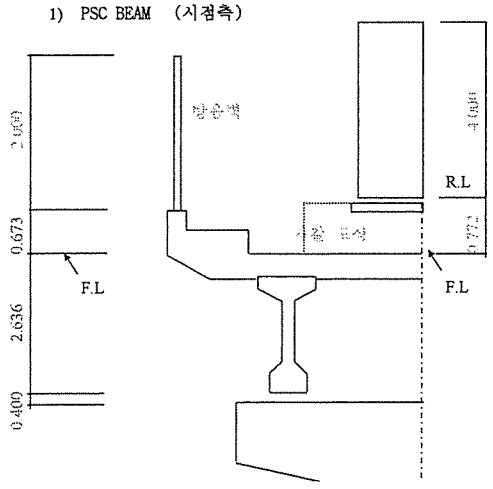


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.608 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

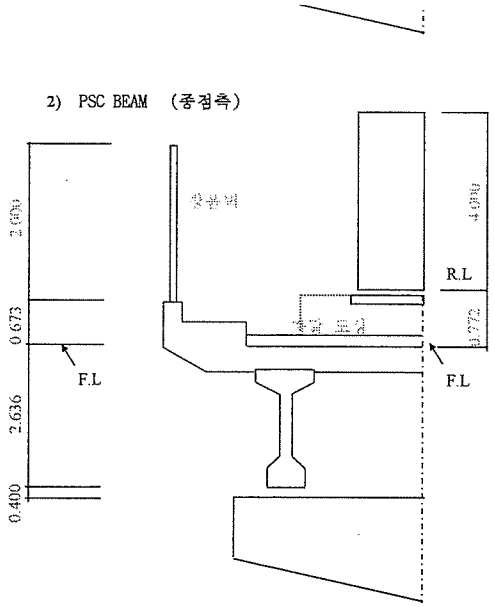
= 3.808 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M

풍하중(열차재하) = 4.104 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

2) PSC BEAM (중점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.608 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.808 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M

풍하중(열차재하) = 4.104 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
계		1892.00	0.00	1734.00	0.00	1884.00		5510.00

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.200 x 2.800 x 24.500 = 82.320 kN/m

Wd2 = 2.000 x 2.800 x 24.500 = 137.200 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 2.800^2 x 24.500

x 5.000 = 754.296 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.000 x 9.000 x 24.500 = 441.000 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

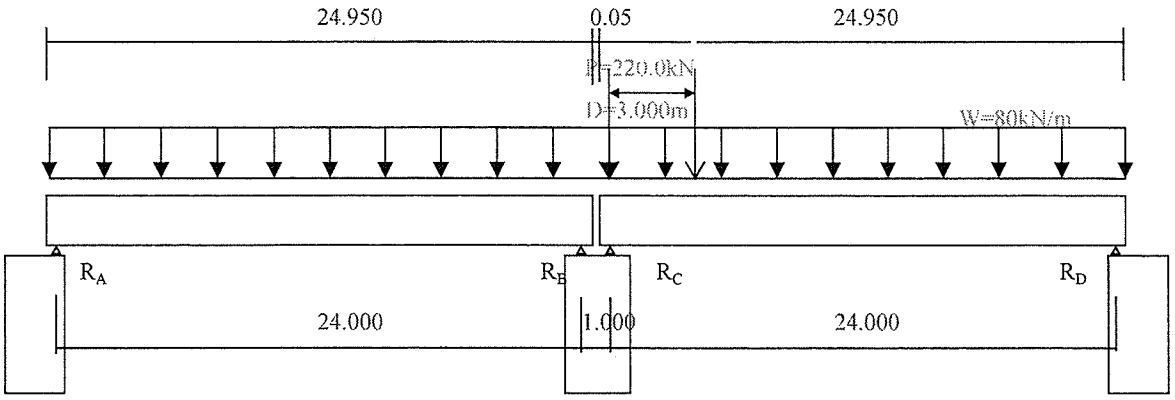
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- PSC BEAM(25m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 998.000 KN , R_C = 1410.500 KN

R_B = 998.000 KN , R_D = 1025.500 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.85 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.85 × 5.00 × 24.95 × 1/2 = 53.019 KN

W_c = 0.85 × 5.00 × 24.95 × 1/2 = 53.019 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	234.00	0.00	500.32	0.00	316.64		1050.97
R_{LC}	309.90	0.00	702.03	0.00	451.53		1463.47
$\sum R_L$	543.90	0.00	1202.36	0.00	768.17		2514.43

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	257.22	0.00	562.03	0.00	357.91		1177.16
R_{LC}	342.72	0.00	789.25	0.00	509.85		1641.82
$\sum R_L$	599.94	0.00	1351.28	0.00	867.76		2818.99

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

$\sum$ PLf					=	0.000	kN
MLfb	=	0.000	×	3.808	=	0.000	kN·m
MLfc	=	0.000	×	3.808	=	0.000	kN·m
$\sum$ MLf					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = 3,500 L = 24.000 , 24.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\,(\max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 3500} = 0.073 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\,(\max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 3,500} = 0.073 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... c 지점}$$

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 0.00 kN , 지점c 0.00 kN

Pcb	=	0.00	×	0.073	=	0.000	kN
Pcc	=	0.00	×	0.073	=	0.000	kN
∑ Pc					=	0.000	kN
Mcb	=	0.000	×	5.608	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.608	=	0.000	kN·m
∑ Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rpb1	=	0.000	×	1.700	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-1.700	/ 5.780	=	0.000 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rpc1	=	0.000	×	1.700	/	5.780	= 0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-1.700	/	5.780	= 0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1050.97 kN , 지점c 1463.47 kN

Pcb	=	1050.97	×	0.073	= 76.720 kN
Pcc	=	1463.47	×	0.073	= 106.833 kN
∑ Pc					= 183.553 kN
Mcb	=	76.720	×	5.608	= 430.246 kN·m
Mcc	=	106.833	×	5.608	= 599.119 kN·m
∑ Mc					= 1029.365 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rpb1	=	430.246	×	1.700	/	5.780	= 126.543 kN
Rpb2	=	430.246	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpb3	=	430.246	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpb4	=	430.246	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpb5	=	430.246	×	-1.700	/	5.780	= -126.543 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rpc1	=	599.119	×	1.700	/	5.780	= 176.211 kN
Rpc2	=	599.119	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpc3	=	599.119	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpc4	=	599.119	×	0.000	/	5.780	= 0.000 kN
Rpc5	=	599.119	×	-1.700	/	5.780	= -176.211 kN

5) 풍 하 중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	2.800	=	16.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Mn3b	=	198.689	×	3.0545			=	606.896	kN·m
	Mn3c	=	198.689	×	3.055			=	606.896	kN·m
	∑	Mn3						=	1213.792	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnb1	=	606.896	×	1.700	/	5.780	=	178.499 kN
Rnb2	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb4	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb5	=	606.896	×	-1.700	/	5.780	=	-178.499 kN

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnc1	=	606.90	×	1.700	/	5.780	=	178.499 kN
Rnc2	=	606.90	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc3	=	606.90	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc4	=	606.90	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc5	=	606.90	×	-1.700	/	5.780	=	-178.499 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	2.000	×	2.800	=	8.400	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.800	×	0.6	=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Mn3b	=	138.622	×	4.104			=	568.905	kN·m
	Mn3c	=	138.622	×	4.104			=	568.905	kN·m
	∑	Mn3						=	1137.81	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnb1	=	568.905	×	1.700	/	5.780	=	167.325 kN
Rnb2	=	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	568.905	×	-1.700	/	5.780	=	-167.325 kN

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnc1	=	568.905	×	1.700	/	5.780	=	167.325 kN
Rnc2	=	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc3	=	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc4	=	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc5	=	568.905	×	-1.700	/	5.780	=	-167.325 kN

6) 유 수 압 ($P = K \times V^2 \times A$)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 m

7) 충 돌 하 중

▣ 유목에 의한 충돌하중 ($P = 0.1 \times W \times V$)

W = 100 kN : 유송물의 중량

V = Vm / 0.85 = 1.944 / 0.85 : 표면유속

= 2.287 m/sec

P = 0.1 × 100 × 2.287 = 22.870 kN

H = 수심 = 0 m

▣ 자동차의 충돌하중

- 차도방향에 대하여 = 1000 kN
- 차도 직각방향에 대하여 = 500 kN
- 작용높이 = 1.8 m

8) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	191.24		191.96		191.13	574.33	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	302.60		268.20		300.52	871.31	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	119.99		120.42		119.92	360.33	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 574.332 × 1.718 = 986.702 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 360.331 × 1.718 = 619.048 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

R_{Eb1} = 986.702 × 1.700 / 5.780 = 290.206 kN

R_{Eb2} = 986.702 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb3} = 986.702 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 986.702 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb5} = 986.702 × -1.700 / 5.780 = -290.206 kN

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 619.048 \times 1.700 / 5.780 = 182.073 \ kN$

$R_{EC2} = 619.048 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 619.048 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 619.048 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 619.048 \times -1.700 / 5.780 = -182.073 \ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	975.519	7.781.206	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	469.72		471.49		469.43	1410.64	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	743.22		658.73		738.12	2140.06	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	294.72		295.76		294.54	885.02	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 1410.639 \times 1.718 = 2423.478 \ kN·m$

$M_{ec(교직)} = 885.023 \times 1.718 = 1520.470 \ kN·m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{Eb1} = 2423.478 \times 1.700 / 5.780 = 712.788 \ kN$

$R_{Eb2} = 2423.478 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb3} = 2423.478 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb4} = 2423.478 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb5} = 2423.478 \times -1.700 / 5.780 = -712.788 \ kN$

- PSC BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 1520.470 \times 1.700 / 5.780 = 447.197 \ kN$

$R_{EC2} = 1520.470 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 1520.470 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 1520.470 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 1520.470 \times -1.700 / 5.780 = -447.197 \ kN$

$P_E = 1410.64 + 885.023 = 2295.662 \ kN$

$Mc = 2295.662 \times 1.718 = 3943.947 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	2,396.012	19111.73	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	2755.000	kN	2755.000	kN
편 심	0.500	m	-0.500	m

Md = 2755 × 0.500 + 2755 × -0.500 = 0.000 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1050.966	kN	1463.466	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1050.97 × 0.500 + 1463.47 × -0.500 = -206.250 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.500 + 0.00 × -0.500 = 0.000 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1177.162	kN	1641.823	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1177.16 × 0.500 + 1641.82 × -0.500 = -232.330 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.500 + 0.00 × -0.500 = 0.000 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.200 × 5.100 = 18.360 kN

3.000 × 0.800 × 4.050 = 9.720 kN

(18.360 + 9.720) / 5.100 = 5.506 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 2.800 × 0.6 = 5.040 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.200 × 5.100 = 9.180 kN

1.500 × 0.800 × 4.050 = 4.860 kN

(9.180 + 4.860) / 5.100 = 2.753 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 2.800 × 0.6 = 2.520 kN/m

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

Tm = μm·Rm ≤ T/2

① KL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 25.000 = 500.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 25.000 = 500.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 2755.00 + 998.000 = 3753.000 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.00 - 281.475 (제동하중)

= 825.00 - 281.475 (시동하중)

= 218.53 < T/2 = 250.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 543.53 > T/2 = 412.50 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.00 kN(제동하중), 543.53 kN(시동하중)

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 2755.00 + 1410.50 = 4165.500 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 624.825 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 624.825 > T/2 = 412.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.000 kN(제동하중), 412.500 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 543.525 + 412.500 = 956.025 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 2 × 3 × 24.950 = 149.700 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 149.70 - 206.625

= -56.93 < T/2 = 74.85

∴ Tf = 74.85 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 2 × 3 × 24.950 = 149.700 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 413.250 > T/2 = 74.850

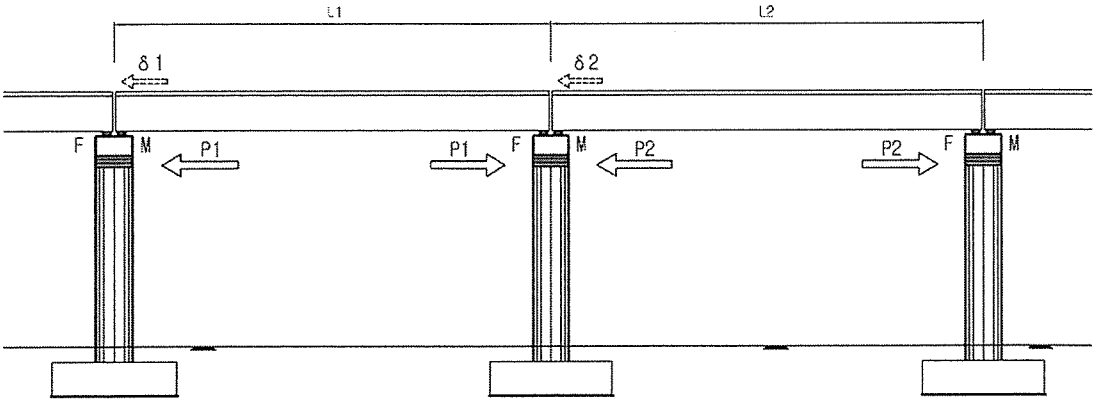
∴ Tm = 74.85 kN

TL = T_b + T_c = 74.850 + 74.850 = 149.700 kN

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 2755.00 × 0.150 = 413.250 kN

Ts2 = 2755.00 × 0.150 = 413.250 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 3932.16 × 0.150 = 589.824 kN

Ts2' = 4396.82 × 0.150 = 659.523 kN

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ $\delta 1$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

$\delta 1 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 2612.548 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m^4

L : 7.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	413.250	2612.548	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	589.824	3156.073	교좌장치마찰에의한 수평력적용

$\delta 2 = [P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 2612.548 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m^4

L : 7.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	413.250	2612.548	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	659.523	3025.048	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로
등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	413.250	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	247.023	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	881.83	6084.10	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

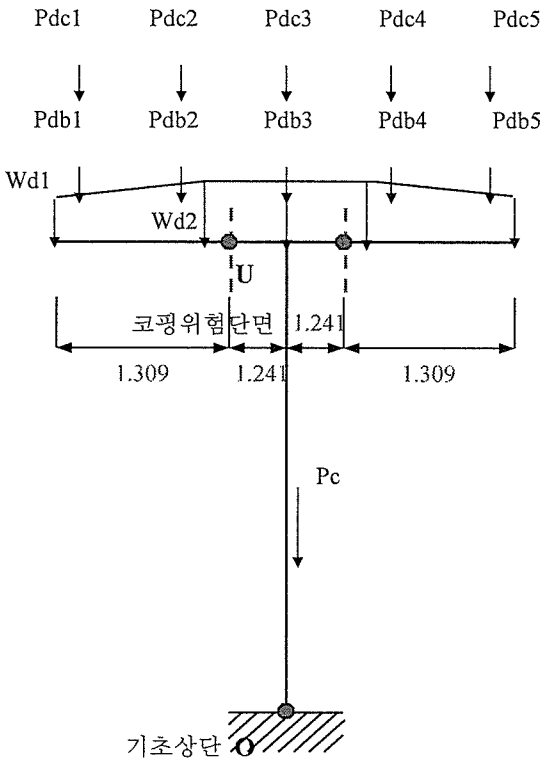
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	2165.89	14943.40	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

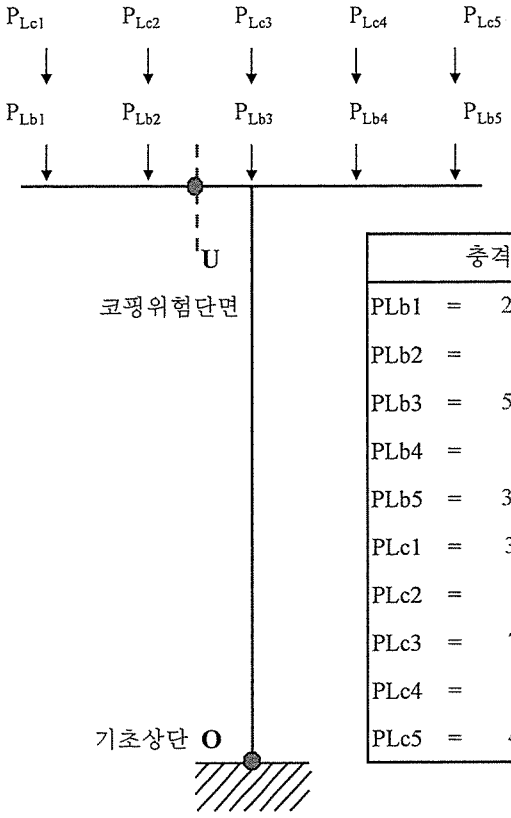
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	946.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	867.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	942.00	kN
Pdc1	=	946.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	867.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	942.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	754.296	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	946.000	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	867.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	942.000	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Pcd1	946.000	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	867.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	942.000	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Wd1	109.76	0.609	115.248	70.21856701	0.000	230.496	0.000
Wd2	137.200	0.130	35.57353216	4.611793696	0.000	411.600	0.000
Pc	754.296	-1.241	0.000	0	0.000	754.296	0.000
합 계			**2038.82**	**943.792**		**6906.392**	**13.600**

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	234.000	kN	PLb1	=	257.220	kN
PLb2	=	0.000	kN	PLb2	=	0.000	kN
PLb3	=	500.322	kN	PLb3	=	562.032	kN
PLb4	=	0.000	kN	PLb4	=	0.000	kN
PLb5	=	316.644	kN	PLb5	=	357.910	kN
PLc1	=	309.90	kN	PLc1	=	342.72	kN
PLc2	=	0.00	kN	PLc2	=	0.00	kN
PLc3	=	702.03	kN	PLc3	=	789.25	kN
PLc4	=	0.00	kN	PLc4	=	0.00	kN
PLc5	=	451.53	kN	PLc5	=	509.85	kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	234.000	0.459	234.000	107.472	1.700	234.000	397.800
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	500.322	-1.241	0.000	0.000	0.000	500.322	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	316.644	0.459	316.644	145.429	-1.700	316.644	-538.294
PLc1	309.900	0.459	309.900	142.332	1.700	309.900	526.830
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	702.035	-1.241	0.000	0.000	0.000	702.035	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	451.531	0.459	451.531	207.380	-1.700	451.531	-767.603
합 계			**768.175**	**352.809**		**2514.431**	**381.268**

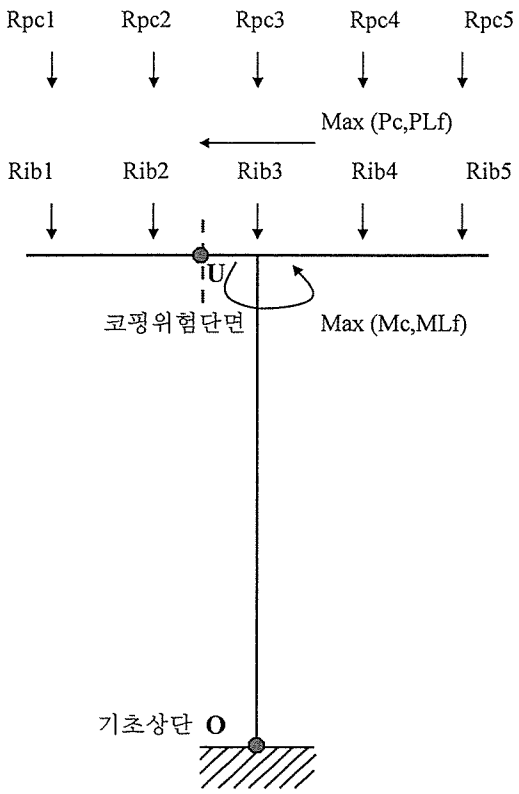
Moy= **-206.250** kN·m Ho= 0.000 kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	257.220	0.459	257.220	118.137	1.700	257.220	437.274
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	562.032	-1.241	0.000	0.000	0.000	562.032	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	357.910	0.459	357.910	164.382	-1.700	357.910	-608.447
PLc1	342.718	0.459	342.718	157.404	1.700	342.718	582.620
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	789.251	-1.241	0.000	0.000	0.000	789.251	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	509.854	0.459	509.854	234.167	-1.700	509.854	-866.751
합 계			**867.764**	**398.549**		**2818.985**	**455.305**

Moy= **-232.330** kN·m　　Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

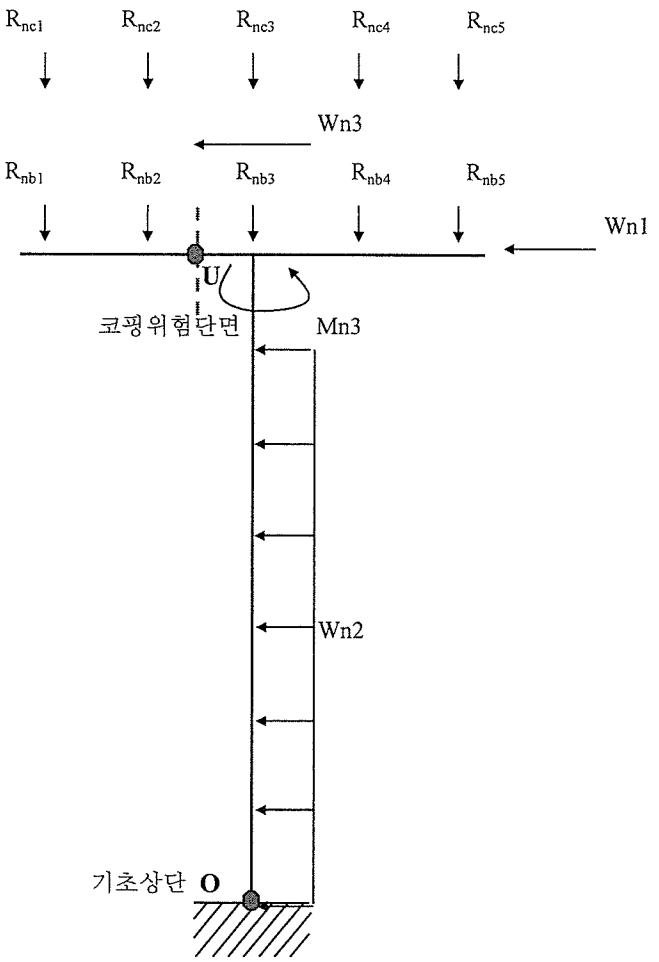
Pc	=	183.553	kN
Mc	=	1029.365	kN·m

Max (PLf,Pc)	=	183.553	kN
Max (MLf,Mc)	=	1029.365	kN·m

Rib1	=	126.543	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	-126.543	kN
Rpc1	=	176.211	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	-176.211	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	126.543	0.459	126.543	58.119	1.700	126.543	215.123
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	-126.543	0.459	-126.543	-58.119	-1.700	-126.543	215.123
Pcd1	176.211	0.459	176.211	80.931	1.700	176.211	299.560
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	-176.211	0.459	-176.211	-80.931	-1.700	-176.211	299.560
Pc	**183.553**	-	-	-	7.000	-	1284.871
합 계			**302.754**	**139.050**		**0.000**	**2314.236**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

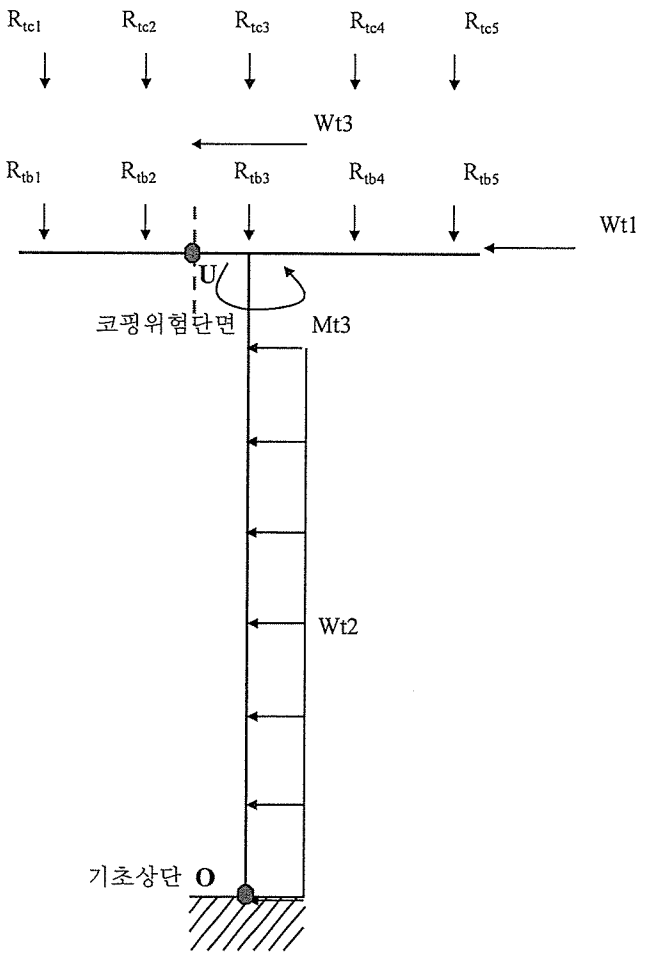


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.040	kN/m
Wn3b	=	198.689	kN
Wn3c	=	198.689	kN
Mn3	=	1213.792	kN·m

Rnb1	=	178.499	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-178.499	kN
Rnc1	=	178.499	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-178.499	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	178.499	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb5	-178.499	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
Rnc1	178.499	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc5	-178.499	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
Wn1	**16.80**	-	-	-	7.000	-	117.600
Wn2	**25.20**	-	-	-	2.500	-	63.000
Wn3	**397.38**	-	-	-	7.000	-	2781.646
합 계	**439.378**		**356.998**	**163.963**		**0.000**	**4176.038**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

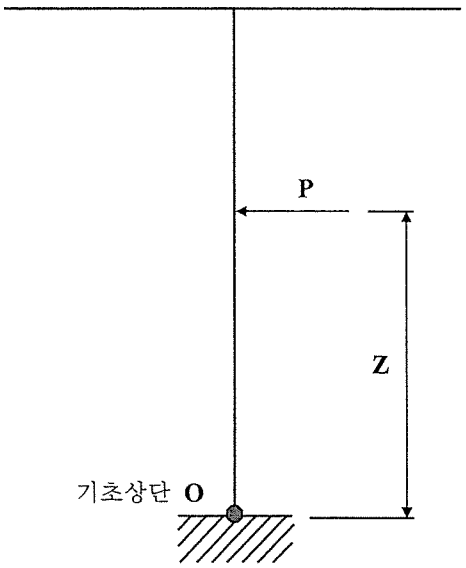


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	138.622	kN
Wt3c	=	138.622	kN
Mt3	=	568.905	kN·m

Rtb1	=	167.325	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-167.325	kN
Rtc1	=	167.325	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-167.325	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-167.325	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Rtc1	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc5	-167.325	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Wt1	**8.40**	-	-	-	7.000	-	58.800
Wt2	**12.60**	-	-	-	2.500	-	31.500
Wn3	**277.24**	-	-	-	7.000	-	1940.708
합 계	**298.244**		**334.650**	**153.699**		**0.000**	**3168.818**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	1.500	m

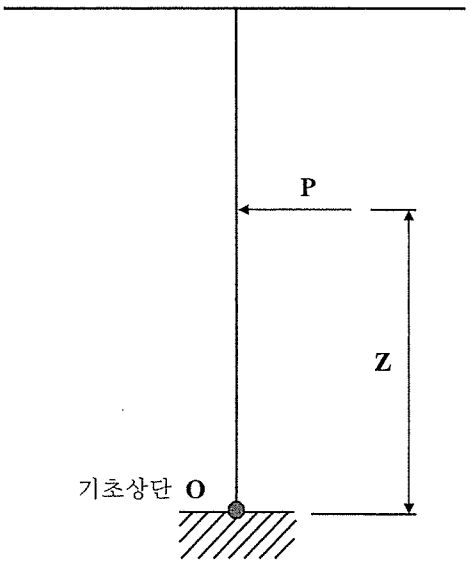
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 1.500 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	3.300	m

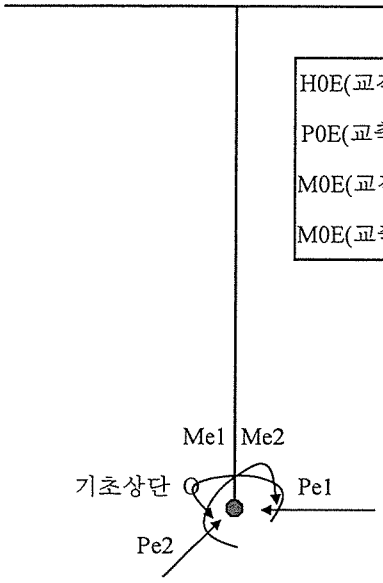
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 1000.000 × 3.300 = **3300.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

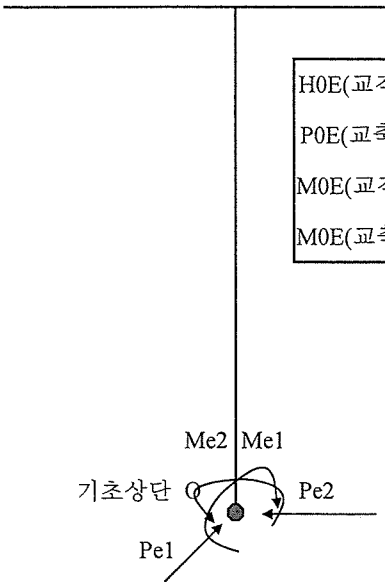


H0E(교직)	=	975.519	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	7781.206	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	290.206	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-290.206	kN
R_{EC1}	=	182.073	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-182.073	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	290.206	0.459	290.206	133.287	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-290.206	0.459	-290.206	-133.287	-	-	-
REC1	182.073	0.459	182.073	83.623	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-182.073	0.459	-182.073	-83.623	-	-	-
He1	**975.519**	-	-	-	-	-	**7781.206**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**472.279**	**216.910**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



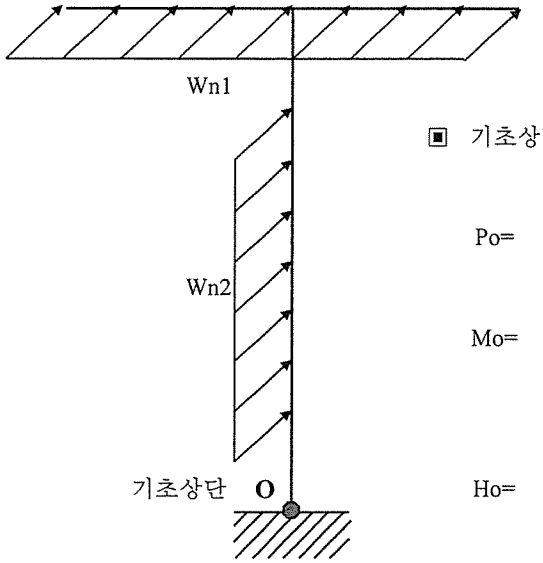
H0E(교직)	=	2396.012	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	########	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	712.788	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-712.788	kN
R_{EC1}	=	447.197	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-447.197	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	712.788	0.459	712.788	327.371	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-712.788	0.459	-712.788	-327.371	-	-	-
REC1	447.197	0.459	447.197	205.390	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-447.197	0.459	-447.197	-205.390	-	-	-
He1	**2396.012**	-	-	-	-	-	**19111.733**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**1159.985**	**532.760**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	5.506	kN/m
Wn2	=	5.040	kN/m

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

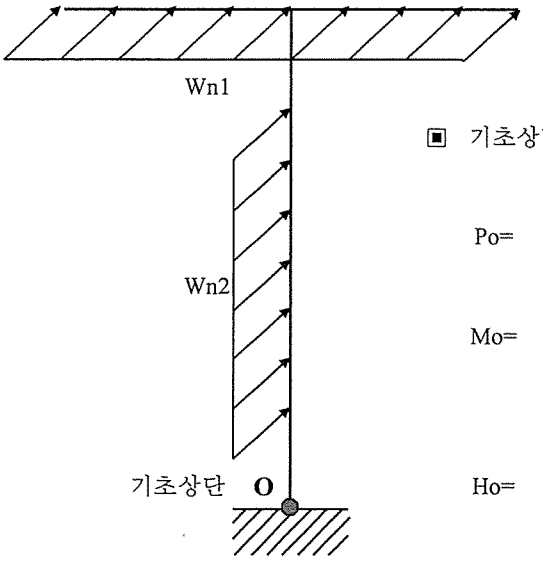
Po= = 0.000 kN

Mo= 28.081 × 6.000 +

25.200 × 2.500 = **231.484** kN·m

Ho= = **53.2806** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	2.753	kN/m
Wn2	=	2.520	kN/m

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

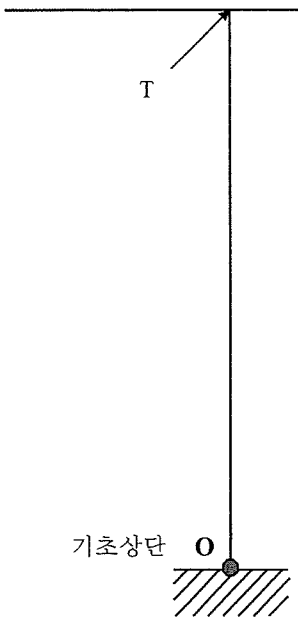
Po= = 0.000 kN

Mo= 14.040 × 6.000 +

12.600 × 2.500 = **115.742** kN·m

Ho= = **26.6403** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	0.000	kN
$T_{m복선}$	=	0.000	kN
$T_{f단선}$	=	543.525	kN
$T_{m단선}$	=	412.500	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 7.400 +

0.000 × 7.400

= **0.000** kN·m

Ho= **0.00** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= 0.000 kN

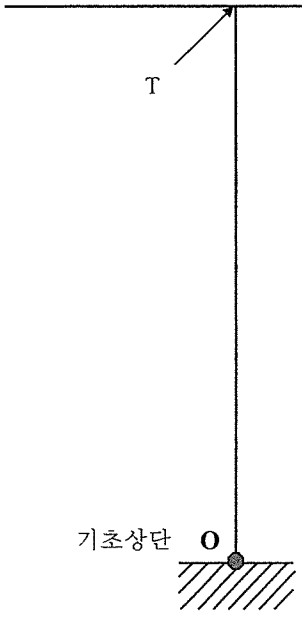
Mo= 543.525 × 7.400 +

412.500 × 7.400

= **7074.585** kN·m

Ho= **956.03** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.850	kN
T_m	=	74.850	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

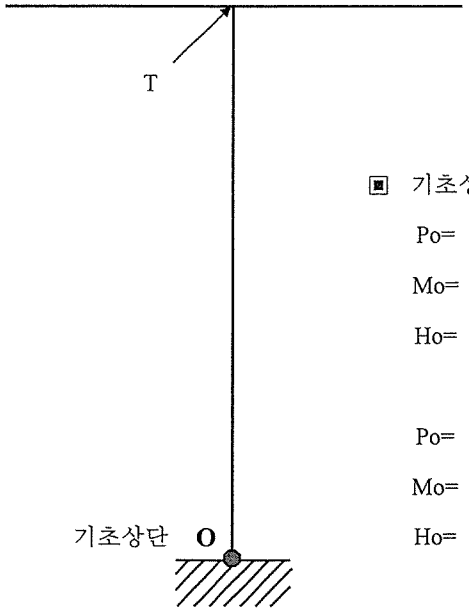
Mo= 74.850 × 7.400 +

74.850 × 7.400

= **1107.780** kN·m

Ho= **149.700** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	413.250	kN
시제동하중 작용시	=	247.023	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 413.250 × 7.400 = **3058.050** kN·m

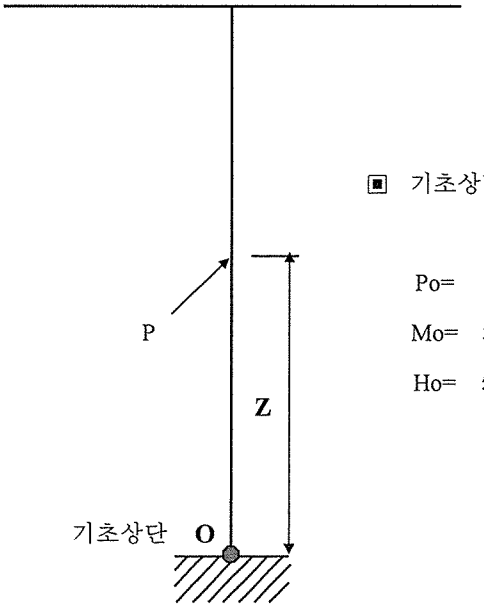
Ho= **413.250** kN

Po= 0.000 kN

Mo= 247.023 × 7.400 = **1827.973** kN·m

Ho= **247.023** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	3.300	M

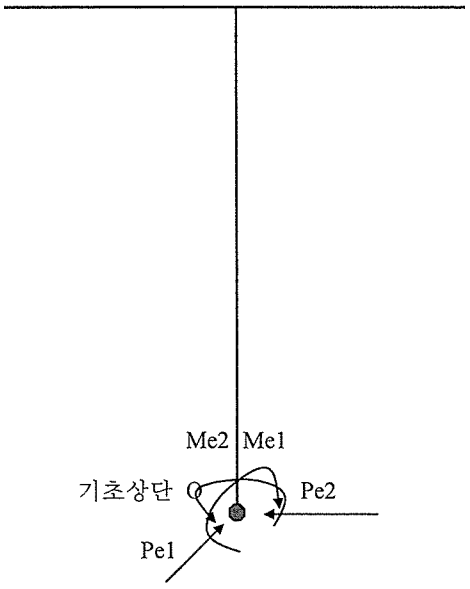
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 500.000 × 3.300 = **1650.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

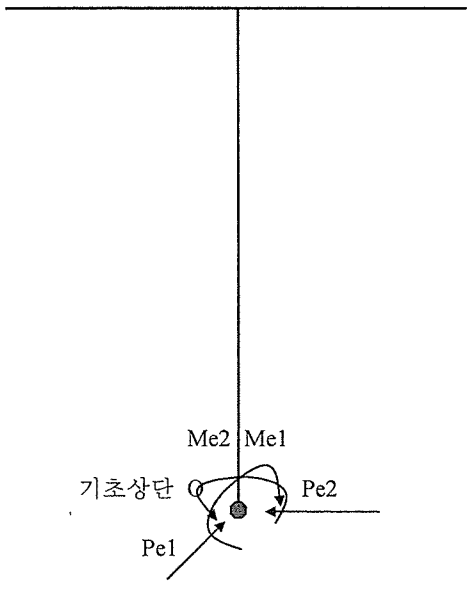
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	0.000	kN	Pe2=	0.000	kN
He1=	881.827	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	6084.097	kN	Me2=	0.000	kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	0.000	kN	Pe2=	0.000	kN
He1=	2165.890	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	########	kN	Me2=	0.00	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		2,039	944	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	768	353	
		충격 고려시	868	399	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	303	139	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		357	164	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		335	154	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		472	217	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,160	533	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중경우	고정하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,039	944	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	3,209	1,481	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	2,396	1,108	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	2,373	1,097	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	3,544	1,635	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,039	944	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,907	1,342	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	2,396	1,108	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	2,752	1,274	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	4,766	2,199	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	3,262	1,510	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	5,135	2,370	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	2,752	1,274	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	4,391	2,027	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	3,234	1,495	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	3,204	1,482	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	4,828	2,227	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	2,752	1,274	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,967	1,832	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	2,875	1,329	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		3,195	1,475	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	3,882	1,791	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중+자 중		-	-	6,906	14	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,514	381	206
			충격 고려시	-	-	2,819	455	232
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	184	-	-	2,314	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		439	-	-	4,176	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		298	-	-	3,169	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	3,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		976	-	-	7,781	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,396	-	-	19,112	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	53	-	-	231
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	27	-	-	116
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	956	-	-	7,075
	L.C 13	장대레일종하중		-	150	-	-	1,108
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	413	-	-	3,058
			시제동하중 작용	-	247	-	-	1,828
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	1,650
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	882	-	-	6,084
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,166	-	-	14,943

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	6,906	-	14	-	-	
combo 2	9,725	184	2,783	-	232	
combo 3	6,906	-	14	413	3,058	
combo 4	9,725	184	2,783	413	3,290	
combo 5	6,906	439	4,190	467	3,290	
combo 6	6,906	298	3,182	423	3,051	
combo 7	9,725	482	5,952	1,379	10,358	
combo 8	6,906	1,000	3,314	500	1,650	
combo 9	9,725	1,000	3,769	500	1,882	
combo 10	6,906	1,439	7,490	553	1,881	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	9,324	-	18	-	-	철설기 8.3.1	
comb 12	14,539	248	3,985	-	430	철설기 8.3.1	
comb 13	11,050	-	22	-	-	철설기 8.3.2	
comb 14	15,561	294	4,453	-	372	철설기 8.3.2	
comb 15	9,324	-	18	558	4,128	철설기 8.3.3	
comb 16	13,270	248	3,780	558	4,454	철설기 8.3.3	
comb 17	9,324	593	5,656	630	4,441	철설기 8.3.4	
comb 18	9,324	403	4,296	579	4,175	철설기 8.3.5	
comb 19	13,270	650	8,058	1,917	14,405	철설기 8.3.5	
comb 20	9,324	1,350	4,473	675	2,228	철설기 8.3.7	
comb 21	13,270	1,350	5,111	675	2,553	철설기 8.3.7	
comb 22	8,288	1,727	8,988	664	2,258	철설기 8.3.8	
comb 23	9,415	-	419	882	6,291	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	9,415	976	8,200	-	207	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	9,415	-	419	2,166	15,150	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	9,415	2,396	19,531	-	207	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중,최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	5,525	-	11	-	-	철설기 8.3.1	
comb 28	10,740	248	3,977	-	430	철설기 8.3.1	
comb 29	5,525	-	11	-	-	철설기 8.3.2	
comb 30	10,035	294	4,442	-	372	철설기 8.3.2	
comb 31	5,525	-	11	558	4,128	철설기 8.3.3	
comb 32	9,472	248	3,773	558	4,454	철설기 8.3.3	
comb 33	5,525	593	5,649	630	4,441	철설기 8.3.4	
comb 34	5,525	403	4,289	579	4,175	철설기 8.3.5	
comb 35	9,472	650	8,050	1,917	14,405	철설기 8.3.5	
comb 36	5,525	1,350	4,466	675	2,228	철설기 8.3.7	
comb 37	9,472	1,350	5,103	675	2,553	철설기 8.3.7	
comb 38	6,216	1,727	8,983	664	2,258	철설기 8.3.8	
comb 39	9,415	-	419	882	6,291	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	9,415	976	8,200	-	207	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	9,415	-	419	2,166	15,150	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	9,415	2,396	19,531	-	207	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

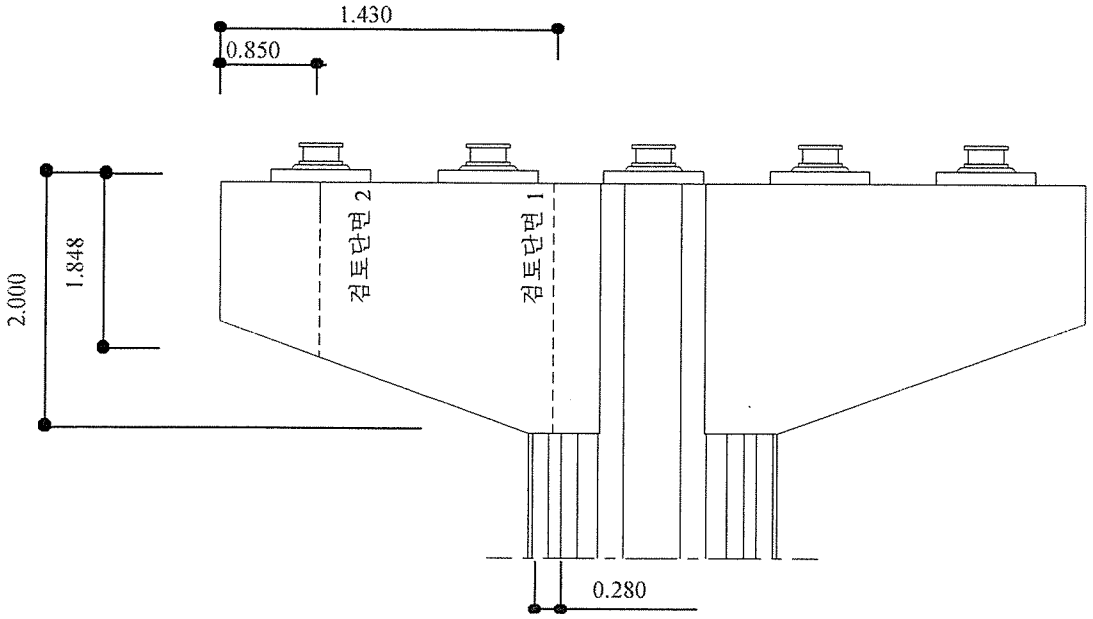
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	6,906	-	14	-	-	철설기 8.3.1	
combo 44	9,421	184	2,709	-	206	철설기 8.3.1	
combo 45	6,906	-	14	413	3,058	철설기 8.3.3	
combo 46	9,421	184	2,709	413	3,264	철설기 8.3.3	
combo 47	6,906	439	4,190	467	3,290	철설기 8.3.4	
combo 48	6,906	298	3,182	423	3,051	철설기 8.3.5	
combo 49	9,421	482	5,878	1,379	10,332	철설기 8.3.5	
combo 50	6,906	1,000	3,314	500	1,650	철설기 8.3.7	
combo 51	9,421	1,000	3,695	500	1,856	철설기 8.3.7	
combo 52	6,906	1,527	8,325	564	1,928	철설기 8.3.8	
combo 53	9,421	-	395	882	6,290	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	9,421	976	8,176	-	206	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	9,421	-	395	2,166	15,150	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	9,421	2,396	19,507	-	206	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하중조합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	**comb 5**	**1,635**	
계수하중	최대모멘트	**comb 14**	**2,370**	
	최대전단력	**comb 14**	**5,135**	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	2,370	5,135	1,635

Ln= 1160.00 mm Ln/D = 1160.00 / 1850.00 = 0.627 < 4

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10,641	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10,641	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	-	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm^2 [사용률 5.947]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 119.224 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03592 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$

→ Req As = 3578.283 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 207.325\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 18.130 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4,771 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 119.224 mm

$\Phi Mn =$ $0.9 \times As \times fy \times (d - a/2) =$ 12954.669 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2370.225 kN · m) [사용률 = 5.466] ∴ O.K!!

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1850.00 / 1000 = 4019.37 kN

ΦVc= 4019.37 < Vu = 5134.943 kN ∴ 전단보강 필요함!!

$\Phi Vmax =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{fck}/6) \cdot bw \cdot d =$ 20096.854 kN > 5134.943 kN ∴ O.K!!

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ $Av_{min} = 0.0025 \times b \times Sv$, $Sv \leq (d/5, 300mm)$

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ $Av_{min} = 0.0015 \times b \times Sh$, $Sh \leq (d/5, 300mm)$

$Vu = \Phi Vn = \Phi(Vc + Vs)$

Sv = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ O.K

d /5 = 1850.0 / 5 = 370 mm

H 19 사용, Av = 6 × 287 = 1,719 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times Sv$ ∴ O.K

$0.0025 \times b \times Sv$ = 0.0025 × 2800 × 200 = 1.400 mm^2

∴ H19 - 6 EA S = 200 mm 로 배근

Sh = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ O.K

d /5 = 1850.0 / 5 = 370.000 mm

H 19 사용, Ah = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times Sh$ ∴ O.K

$0.0015 \times b \times Sh$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ H19 - 6 EA S = 200.00 mm 로 배근

$\Phi Vs = \Phi \{Av / S1 \times (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 \times (11-ln/d)/12\} fy \times d$ = 5406.255 kN

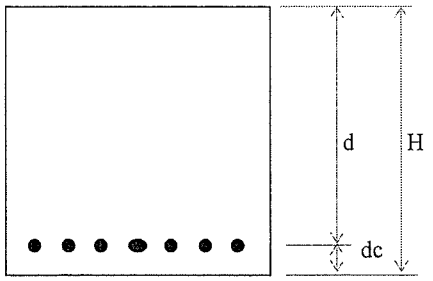
- 전단강도검토

Vu = 5134.943 kN < $\Phi(Vc + Vs)$ = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 kN

∴ O.K

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2,000	mm,	B =	2,800	mm ,
d =	1,850	mm,	dc =	150	mm ,
Mo =	1,635	kN· m,	As =	21,281	mm^2
N =	21		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 394 mm

$f_s = M / (As\ (d - x / 3))$ = 45 MPa

$f_{st} = fs\ (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 46 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 88 mm

$S = \min [\ 375 \cdot (210 / fst) - 2.5\ Cc\ ,\ 300 \cdot (210 / fst)\ ]$ = 1,363 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 21 = 133.3 mm < 1363 mm O.K!!

6.2 지점부 (corbel 검토)

fck = 30 Mpa　　fy = 400 Mpa　　k1 = 0.84　　Φf = 0.75　　Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	2370.225	5134.943	1635.090

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 5134.943 kN

Mu = 2370.225 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 2370.225 / 5134.943 = 0.462 m

d = 2.000 - 0.150 = 1.850 m

a / d = 0.462 / 1.850 = 0.250 < 1.0 ∴ corbel로 검토

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 5134.943 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 5134.943 = 1026.989 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 2370.225 + 1026.989 × (2.000 - 1.850)

= 2524.273 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \,,\, 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2.800 \times 1.850 = 31,080$ kN

$\le 5.6 \times 2.800 \times 1.850 = 29,008$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000$ kN

$\Phi Vn_max = 21.756$ kN $>$ $Vu = 5.135$ kN ∴ O.K!!

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 5,134,943 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 12,226$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 2,524$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

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

$$= \frac{24}{0.006} = 4.292 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 1,027$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 1,027 / (0.75 \times 400)$

$= 3423.297$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 4292 + 3423 = 7,715 ㎟

$\geq$ 2/3 12226 + 3423 = 11,574 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 2800 × 1850 = 15,540 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 15,540 ㎟

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm^2 [사용률 1.369]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

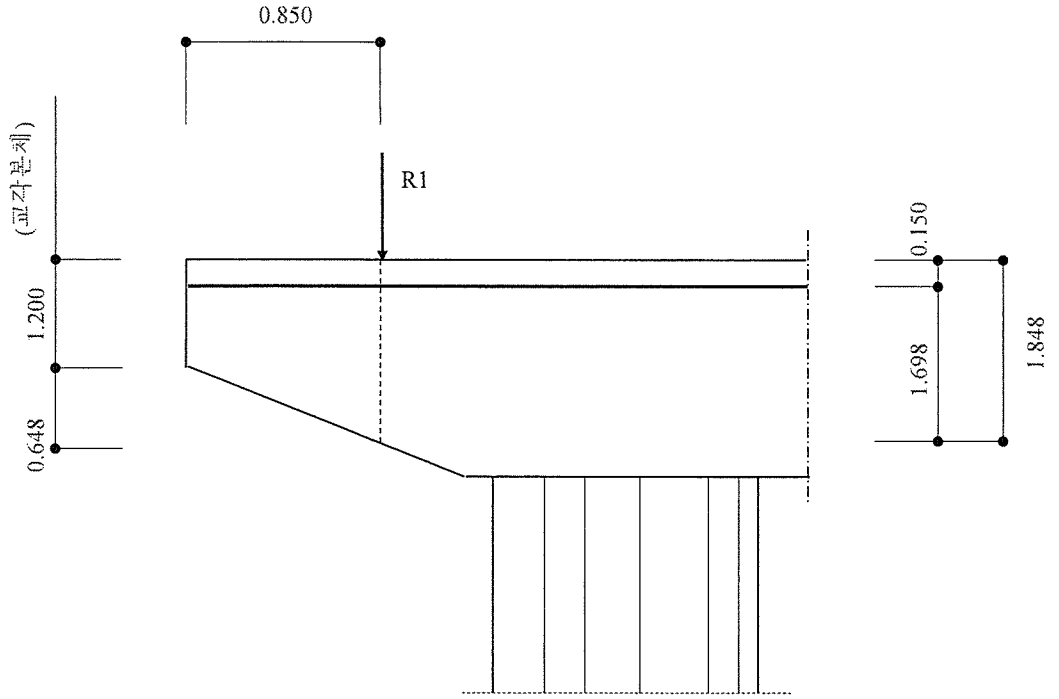
$A_h = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (15,540 - 3,423)$

$=$ 6,058 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**6**	단	=	10,314 mm^2

∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	1847.62	1697.62	150.00	117.035	2030.165	1635.090

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.200 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 69.972 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.648 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 18.881 kN

∑ = 88.853 kN

M_{O1} = 69.972 × 0.425 = 29.738 kN.m

M_{O2} = 18.881 × 0.283 = 5.343 kN

∑ = 35.082 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 946.000 kN

다) 상부 활하중

R_D = 234.000 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 88.853 + 1.6 × 946.000 + 1.6 × 234.000

= 2030.165 kN

M_u = 1.6 × 35.082

= 56.130 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 56.130 / 2030.165 = 0.028 m

d = 1.848 - 0.150 = 1.698 m

a / d = 0.028 / 1.698 = 0.016 < 1 ∴ corbel로 검토

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 2030.165 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 2030.165 = 406.033 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 56.130 + 406.033 × (1.848 - 1.698)

= 117.035 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \,,\, 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1697.62 = 28520.000$ kN

$\le 5.6 \times 2800.00 \times 1697.62 = 26618.667$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 26618.67 = 19964.000$ kN

$\Phi Vn_max = 19964.000$ kN $>$ $Vu = 2030.165$ kN ∴ O.K!!

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 2030165.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 4833.726$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 117.035$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

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

$$= \frac{1.207}{0.006} = 215.516 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 406.033$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 406.033 / (0.75 \times 400)$

$= 1353.443$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n) , (2/3\ A_{vf} + A_n) , (0.04 \times fck / fy \times b \times d)$

$\geq$ 215.516 + 1353.443 = 1568.959 ㎟

$\geq$ 2/3 4833.726 + 1353.443 = 4575.927 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 2800.000 × 1697.619 = 14260.000 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 14260.000 ㎟

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm^2 [사용률 1.492]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

$A_h =$ 0.5 × (As - An) = 0.5 × (14260.000 - 1353.443)

= 6453.279 ㎟

Use	H	19	-	6	EA	×	5	단	=	8595.000 mm^2

$\therefore$ O.K!!

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

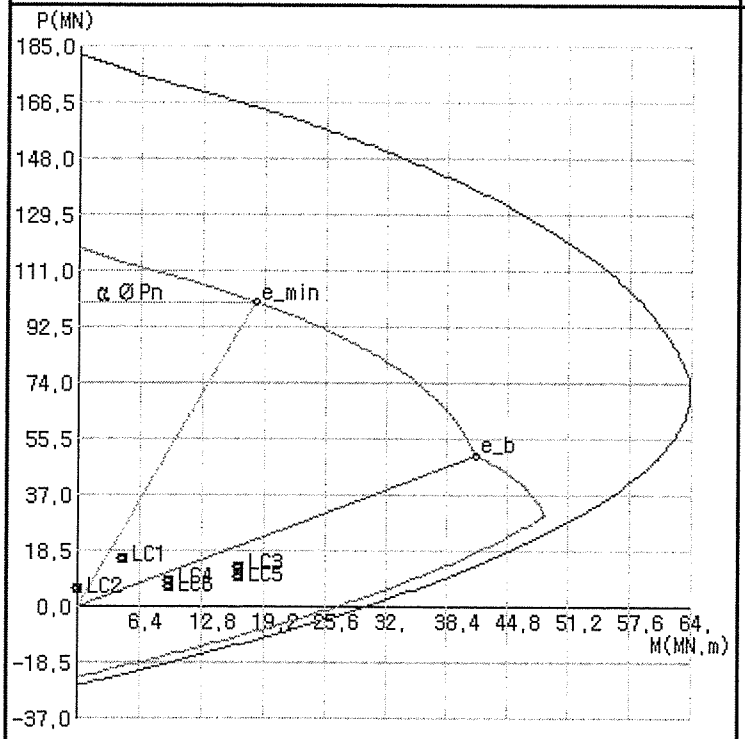
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 14	15,561	0	294	372	4,453	Load case 1
	최소축력		comb 27	5,525	0	0	0	11	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 19	13,270	1,917	650	14,405	8,058	Load case 3
		교직방향	comb 22	8,288	664	1,727	2,258	8,988	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 35	9,472	1,917	650	14,405	8,050	Load case 5
		교직방향	comb 38	6,216	664	1,727	2,258	8,983	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	9,415	882	0	6,291	419	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	9,415	0	976	207	8,200	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	9,415	2,166	0	15,150	419	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	9,415	0	2,396	207	19,531	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

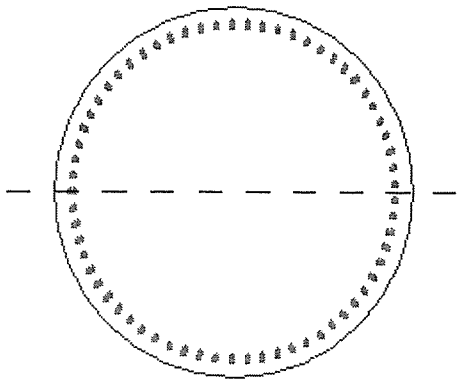
▶ P - M 상관도

검토단면 : P2(P1)(상시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.017 E+12 mm⁴
Iy	=	3.017 E+12 mm⁴
Ag	=	6.158 E+06 mm²
Lu	=	7000.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.070 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 181.611 mm

ØPmin = 100381.200 KN

ØMmin = 18230.370 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 832.826 mm

ØPb = 49755.320 KN

ØMb = 41437.520 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 65871.000 mm²

▶ P2(P1)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(P1)(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 30 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 7000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H25 × 65ea = 32935.5 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H25 × 65ea = 32935.5 ㎟ (dc = 150.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 65871.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15560.604 KN

계수모멘트(X) : Mux = 371.728 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 371.728 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 4453.025 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 4453.025 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 371.728 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 4453.025 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 4468.514 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 85.228 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 287.17 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.086 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73904.766 + 10033.962 + -7616.150 = 76322.580 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.632 + 9168.958 + 7900.033 = 63568.620 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.89 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65187
평 형 축 하 중 : ØPb = 49752.40 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41438.48 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.
e' = Mn/Pn = 287.168 mm ≒ e = 287.168 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000211 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 125627.040 + 13971.771 + -282.692 = 139316.100 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 30779.914 + 8879.375 + 347.896 = 40007.180 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00021
εt = 0.00021 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 90555.474 KN ≥ Pu = 15560.604 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 26004.669 KN·m ≥ Mu = 4468.514 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 5525.114 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 10.880 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 10.880 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 10.880 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 10.880 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 181.84 mm
작 용 편 심 : e = 1.97 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1594.500 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73869.281 + 10042.300 + -7635.094 = 76276.480 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46508.098 + 9172.087 + 7915.917 = 63596.100 KN·m

평 형 편 심 : eb = 833.76 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65229
평 형 축 하 중 : ØPb = 49754.65 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41483.32 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 154433.600 KN
Mn = αPn × e_min = 28082.616 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 100381.233 KN ≥ Pu = 5525.114 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 18253.591 KN·m ≥ Mu = 10.880 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13270.209 KN

계수모멘트(X) : Mux = 14404.589 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 14404.589 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8057.909 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8057.909 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 14404.589 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8057.909 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 16505.214 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 29.222 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 1243.78 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.498 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.552 + 10037.439 + -7616.088 = 76326.910 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.596 + 9169.165 + 7897.890 = 63566.650 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.82 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65189
평 형 축 하 중 : ØPb = 49756.38 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41438.16 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1220.623 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1243.779 mm ≒ e = 1243.779 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003573 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 51743.813 + 8342.887 + -11623.714 = 48462.980 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 41600.616 + 8457.224 + 10219.428 = 60277.270 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00357
εy = 0.002 < εt = 0.00357 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.781
설계축하중강도 : ØPn = 37855.215 KN ≥ Pu = 13270.209 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 47083.539 KN·m ≥ Mu = 16505.214 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 8287.671 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2257.780 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2257.780 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8987.566 KN·m

Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8987.566 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2257.780 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8987.566 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 9266.818 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 75.898 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 1118.14 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.484 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.429 + 10036.647 + -7615.691 = 76326.390 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.670 + 9169.023 + 7897.903 = 63566.600 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.83 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65188
평 형 축 하 중 : ØPb = 49755.37 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41437.57 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1319.343 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1118.145 mm ≒ e = 1118.145 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003081 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 57461.740 + 8799.446 + -10697.324 = 55563.860 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 43534.405 + 8694.165 + 9899.884 = 62128.450 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00308
εy = 0.002 < εt = 0.00308 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.740
설계축하중강도 : ØPn = 41123.531 KN ≥ Pu = 8287.671 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 45982.070 KN·m ≥ Mu = 9266.818 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9471.693 KN

계수모멘트(X) : Mux = 14404.589 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 14404.589 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8050.429 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8050.429 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 14404.589 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8050.429 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 16501.563 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 29.200 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 1742.20 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.499 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.600 + 10037.604 + -7616.180 = 76327.020 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.599 + 9169.201 + 7897.901 = 63566.700 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.82 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65189
평 형 축 하 중 : ØPb = 49756.61 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41438.32 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 957.767 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1742.198 mm ≒ e = 1742.198 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.005377 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 37063.918 + 7059.209 + -14004.348 = 30118.780 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 34432.714 + 7618.440 + 10421.717 = 52472.880 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00538
0.005 ≤ εt = 0.00538 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 27106.900 KN ≥ Pu = 9471.693 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 47225.583 KN·m ≥ Mu = 16501.563 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 6215.753 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2257.780 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2257.780 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8983.486 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8983.486 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2257.780 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8983.486 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 9262.861 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 75.892 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 1490.22 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.485 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.431 + 10036.602 + -7615.662 = 76326.370 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.670 + 9169.015 + 7897.898 = 63566.590 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.83 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65188
평 형 축 하 중 : ØPb = 49755.32 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41437.52 KN·m

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1068.526 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1490.223 mm ≒ e = 1490.223 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004509 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 43136.057 + 7611.731 + -13008.211 = 37739.580 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 37789.275 + 8008.759 + 10442.369 = 56240.400 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00451
εy = 0.002 < εt = 0.00451 < 0.005 -------> 변화구간단면

$\varepsilon y < \varepsilon t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

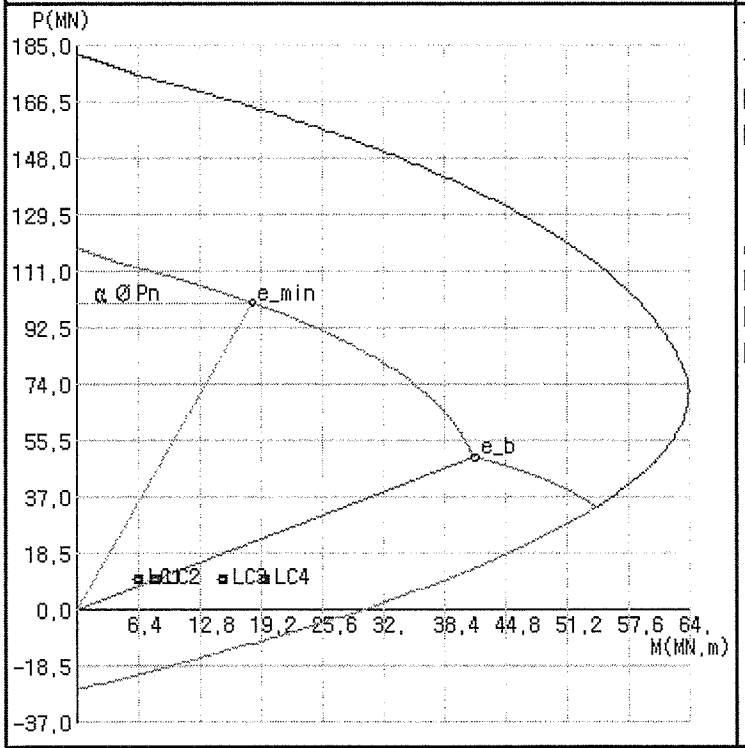
강도 감소 계수 : Ø = 0.859
설계축하중강도 : ØPn = 32420.923 KN ≥ Pu = 6215.753 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 48314.420 KN·m ≥ Mu = 9262.861 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ **P - M 상관도**

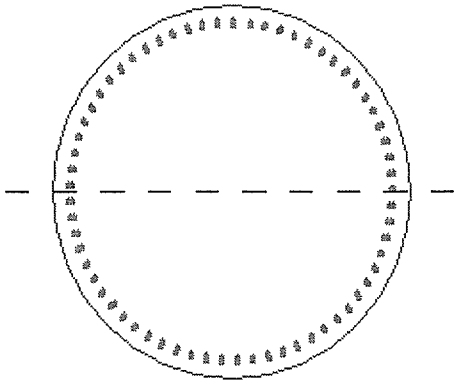
검토단면 : P2(P1)(지진시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.017 E+12 mm⁴
Iy	=	3.017 E+12 mm⁴
Ag	=	6.158 E+06 mm²
Lu	=	7000.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.070 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 181.627 mm

ØPmin = 100381.200 KN

ØMmin = 18231.910 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 833.377 mm

ØPb = 49827.010 KN

ØMb = 41524.700 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 65871.000 mm²

▶ P2(P1)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(P1)(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 30 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 7000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H25 × 65ea = 32935.5 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H25 × 65ea = 32935.5 ㎟ (dc = 150.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 65871.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9415.289 KN

계수모멘트(X) : Mux = 6290.871 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 6290.871 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 418.821 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 418.821 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 6290.871 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 418.821 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 6304.797 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 3.809 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 669.63 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.499 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.372 + 10035.963 + -7615.185 = 76326.150 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.403 + 9168.909 + 7897.755 = 63566.070 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.82 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65261
평 형 축 하 중 : ØPb = 49811.33 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41483.95 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1789.253 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 669.634 mm ≒ e = 669.634 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.001484 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 85344.846 + 10855.611 + -5004.935 = 91195.520 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46320.390 + 9343.504 + 5403.724 = 61067.620 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00148
εt = 0.00148 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 59277.087 KN ≥ Pu = 9415.289 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 39693.951 KN·m ≥ Mu = 6304.797 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9415.289 KN

계수모멘트(X) : Mux = 206.774 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 206.774 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8200.027 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8200.027 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 206.774 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8200.027 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 8202.634 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 88.556 °

최 소 편 심 : e_min = 181.62 mm
작 용 편 심 : e = 871.20 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.352 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73904.957 + 10020.111 + -7626.356 = 76298.700 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.645 + 9170.701 + 7905.212 = 63575.550 KN·m

평 형 편 심 : eb = 833.25 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65295

평 형 축 하 중 : ØPb = 49819.26 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41511.67 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1556.266 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 871.204 mm ≒ e = 871.204 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002155 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 71515.726 + 9871.430 + -8161.389 = 73225.770 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46305.512 + 9121.367 + 8367.673 = 63794.550 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00215
εy = 0.002 < εt = 0.00215 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.668
설계축하중강도 : ØPn = 48918.595 KN ≥ Pu = 9415.289 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 42618.056 KN·m ≥ Mu = 8202.634 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9415.289 KN

계수모멘트(X) : Mux = 15150.171 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 15150.171 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 418.821 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 418.821 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 15150.171 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 418.821 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 15155.959 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 1.584 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 1609.72 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.499 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.157 + 10037.047 + -7615.857 = 76326.340 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.375 + 9169.086 + 7897.855 = 63566.320 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.82 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65263
평 형 축 하 중 : ØPb = 49813.03 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41485.43 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1011.268 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1609.718 mm ≒ e = 1609.718 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004934 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 39972.918 + 7326.912 + -13519.848 = 33779.980 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 36110.866 + 7813.702 + 10451.673 = 54376.240 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00493
εy = 0.002 < εt = 0.00493 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.992
설계축하중강도 : ØPn = 33520.397 KN ≥ Pu = 9415.289 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 53958.382 KN·m ≥ Mu = 15155.959 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9415.289 KN

계수모멘트(X) : Mux = 206.774 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 206.774 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 19530.554 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 19530.554 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 206.774 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 19530.554 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 19531.649 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.393 °

최 소 편 심 : e_min = 181.63 mm
작 용 편 심 : e = 2074.46 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.408 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.524 + 10019.001 + -7631.327 = 76293.200 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.680 + 9170.597 + 7910.743 = 63581.020 KN·m

평 형 편 심 : eb = 833.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6531
평 형 축 하 중 : ØPb = 49827.01 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41524.70 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 856.01 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2074.461 mm ≒ e = 2074.461 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006368 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 31775.488 + 6523.134 + -14909.861 = 23388.760 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 31044.419 + 7202.753 + 10271.897 = 48519.070 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00637
0.005 ≤ εt = 0.00637 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 23388.761 KN ≥ Pu = 9415.289 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 48519.069 KN·m ≥ Mu = 19531.649 KN·m ∴ O.K

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 2396.012 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 138\right) = 803.7 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{2800}{2} + 803.732 = 2203.73 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 2396.012 / = 2396.012 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 1/6 × √ 30.00 × 2800.0 × 2203.73 / 1000
= 5632.820 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d =	5632.820 KN	>	Vn =	2396.012 KN
1/2×Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d × 1/2 =	2816.410 KN	>	Vn =	2396.012 KN

∴ 이므로 전단보강 불필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 0.00 ㎟ (최소전단철근 필요시)
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 19 × 2 ea = 573.000 ㎟

573.000 ㎟ > 0.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4	=	700.000	중 작은값이므로 150 mm 를 초과하지 않아야 한다.
축방향 철근지름의 6배	=	150.000	

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수	=	2800.000	중 큰값이므로 2800 mm 이상 설치한다.
· 기둥 순높이의 1/6	=	833.333	
· 45 cm 이상	=	450.000	

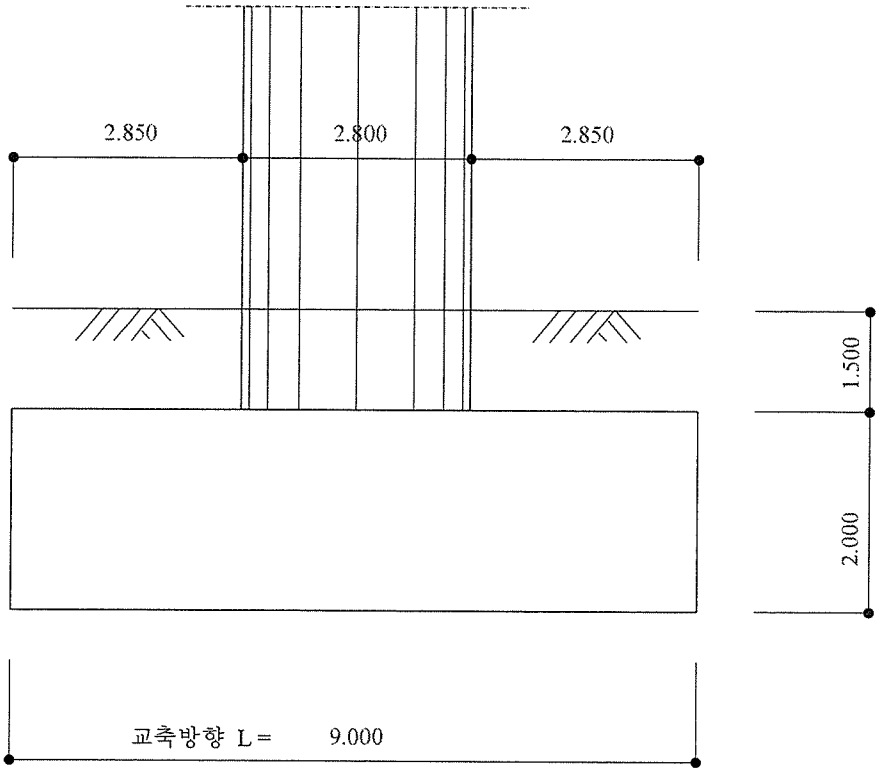
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장	=	1400.000	중 큰값이므로 1400 mm 이상 설치한다.
· 38 cm 이상	=	380.000	

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 8.500 m

가) 기초의 자중

9.000	×	2.000	×	8.500	×	24.500	=	3748.500	kN
						Σ	=	3748.500	kN

나) 흙의 자중

9.000	×	1.500	×	8.500	×	19.000	=	2180.250	kN
- π	×	2.800 ²/4	×	1.500	×	19.000	=	-175.489	kN
						Σ	=	2004.761	kN

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 3748.500 + 2004.761 = 5753.26 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	9420.824	5877.922	
적 용	**combo 49**	**1000.000**	**9420.824**	**5877.922**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1527.254	6906.392	8324.846	
적 용	**combo 52**	**1527.254**	**6906.392**	**8324.846**	
지진시	combo 56	2396.012	9420.824	19506.601	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1379.389	9420.824	10332.330	
적 용	**combo 49**	**1379.389**	**9420.824**	**10332.330**	
평상시 최대모멘트	combo 49	1379.389	9420.824	10332.330	
적 용	**combo 49**	**1379.389**	**9420.824**	**10332.330**	
지진시	combo 55	2165.890	9420.824	15149.647	1.0

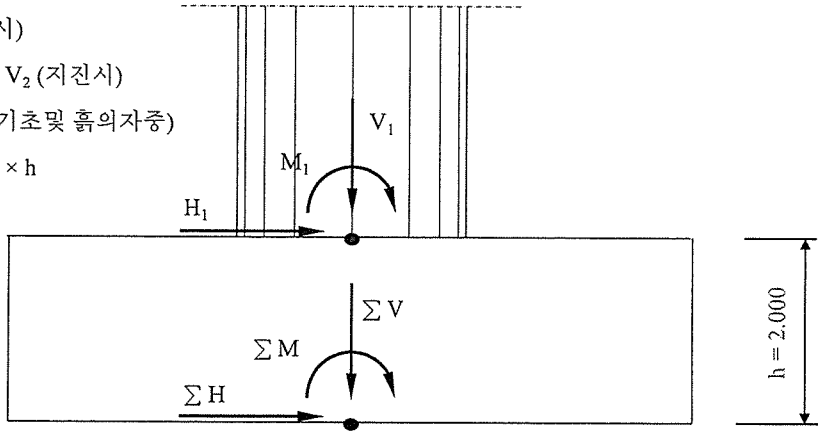
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$\Sigma H = H_1$ (평상시)

$\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	비 고
평상시 최대축력	1000.000	15174.085	7877.922	0.519	
평상시 최대모멘트	1527.254	12659.653	11379.354	0.899	
지진시	2396.012	15174.085	24298.625	1.601	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	비 고
평상시 최대축력	1379.389	15174.085	13091.108	0.863	
평상시 최대모멘트	1379.389	15174.085	13091.108	0.863	
지진시	2165.890	15174.085	19481.427	1.284	

4) 각도변화 고려 (35 도)

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	비 고
평상시 최대축력	1610.337	15174.085	13961.967	0.920	
평상시 최대모멘트	2042.238	12659.653	16830.172	1.329	
지진시	3205.002	15174.085	31078.356	2.048	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	비 고
평상시 최대축력	1703.506	15174.085	15242.198	1.004	
평상시 최대모멘트	2005.926	15174.085	17250.537	1.137	
지진시	3148.489	15174.085	29895.369	1.970	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α=	1.0 + 0.3 B/L =	1.0	+	0.3	×	8.500	/	9.000	=	1.283	m
β=	0.5 - 0.1 B/L =	0.5	-	0.1	×	8.500	/	9.000	=	0.406	m

q =	γ2 × Df	=	19.0	×	3.500	=	66.500	kN/m²	
Φ=	15+√15N	=	15	+	√15	×	50	=	42.39 ° ≒ 40 °

C = 0

지지력계수 Nc = **95.70** Nq = **100.40** Nr = **81.30**

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭	B'=	B - 2eb =	8.500	- 2	×	1.329	=	5.841	m	
	L'=	L - 2el =	9.000	- 2	×	1.137	=	6.726	m	
유효재하면적	A' = B' × L'	=	5.841	×	6.726	=	39.287	m²		

지반의 극한지지력

Qu = 39.287 × [1.283 × 0.000 × 95.700 + 0.406 × 19.0 × 5.841 × 81.30 + 66.500 × 100.4] = 406,061 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 406,061 / 3 = 135,354 kN

Qa = 135,354 kN > Vmax = 15,174 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 8.500 - 2 × 2.048 = 4.404 m

L'= L - 2el = 9.000 - 2 × 1.970 = 5.060 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 4.404 × 5.060 = 22.284 m²

지반의 극한지지력

Qu = 22.284 × [1.283 × 0.000 × 95.700 + 0.406 × 19.0 × 4.404 × 81.30 + 66.500 × 100.4] = 210,262 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 210,262 / 2 = 105,131 kN

Qa = 105,131 kN > Vmax = 15,174 kN - O.K -

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	1000.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 -	1500.00 kN/m²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$

= 15174.085 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.920) / 8.500 }

qmax = 327.184 kN/m²

qmin = 69.524 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$

= 12659.653 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 1.329) / 8.500 }

qmax = 320.781 kN/m²

qmin = 10.190 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.048 > B / 6 = 1.417

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B } , (e < B/6 일경우)

= 15174.085 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 2.048) / 8.500 }

= 485.121 , -88.413

q = 2∑V/Lx , (e > B/6 일경우)

= 30348.169 / (9.000 × 7.356) = 458.426 kN/m²

qmax = 458.426 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 15174.085 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.004) / 9.000 }

qmax = 331.184 kN/m²

qmin = 65.524 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 15174.085 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.137) / 9.000 }

qmax = 348.686 kN/m²

qmin = 48.023 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 1.970 > L / 6 = 1.500

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L } , (e < B/6 일경우)

= 15174.085 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.970) / 9.000 }

= 458.880 , -62.172

q = 2∑V/Bx , (e > B/6 일경우)

= 30348.169 / (8.500 × 6.840) = 522.021 kN/m²

qmax = 522.021 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.329 m

B/6 = 8.500 / 6 = 1.417 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.048 m

B/3 = 8.500 / 3 = 2.833 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.137 m

L/6 = 9.000 / 6 = 1.500 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.970 m

L/3 = 9.000 / 3 = 3.000 m - O.K -

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5 , 지진시 1.2 이상으로 한다.

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	12659.653	×	0.538	=	6810.893	kN		
Hu / H =	6810.9	/	2042.238	=	3.335	>	1.5	- O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	15174.085	×	0.538	=	8163.658	kN		
Hu / H =	8163.7	/	3205.00	=	2.547	>	1.2	- O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	15174.08	×	0.538	=	8163.658	kN		
Hu / H =	8163.7	/	2005.93	=	4.070	>	1.5	- O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	15174.08	×	0.538	=	8163.658	kN		
Hu / H =	8163.7	/	3148.49	=	2.593	>	1.2	- O.K -

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	293.685	15560.604	4453.025	
적 용	comb 14	293.685	15560.604	4453.025	
평상시 최대모멘트	comb 22	1727.254	8287.671	8987.566	
적 용	comb 22	1727.254	8287.671	8987.566	
지진시	comb 26	2396.012	9415.289	19530.554	1.0

나) 교축방향

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	15560.604	371.728	
적 용	comb 14	0.000	15560.604	371.728	
평상시 최대모멘트	comb 19	1917.461	13270.209	14404.589	
적 용	comb 19	1917.461	13270.209	14404.589	
지진시	comb 25	2165.890	9415.289	15150.171	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

∑= 5753.261 × 1.6 = 9205.217 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 5753.261 × 1.35 = 7766.902 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 5753.261 × 1.0 = 5753.261 kN

∑= 3748.500 × 0.154 = 577.269 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	293.685	24765.821	5040.395	0.204	
평상시 최대모멘트	1727.254	16054.573	12442.074	0.775	
지진시	2973.281	15168.550	25477.116	1.680	

나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	24765.821	371.728	0.015	
평상시 최대모멘트	1917.461	21037.111	18239.511	0.867	
지진시	2743.159	15168.550	20636.489	1.360	

4) 각도변화 고려 (35 도)

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	240.573	24765.821	4342.064	0.175	
평상시 최대모멘트	2514.694	16054.573	20653.704	1.286	
지진시	4008.981	15168.550	32706.235	2.156	

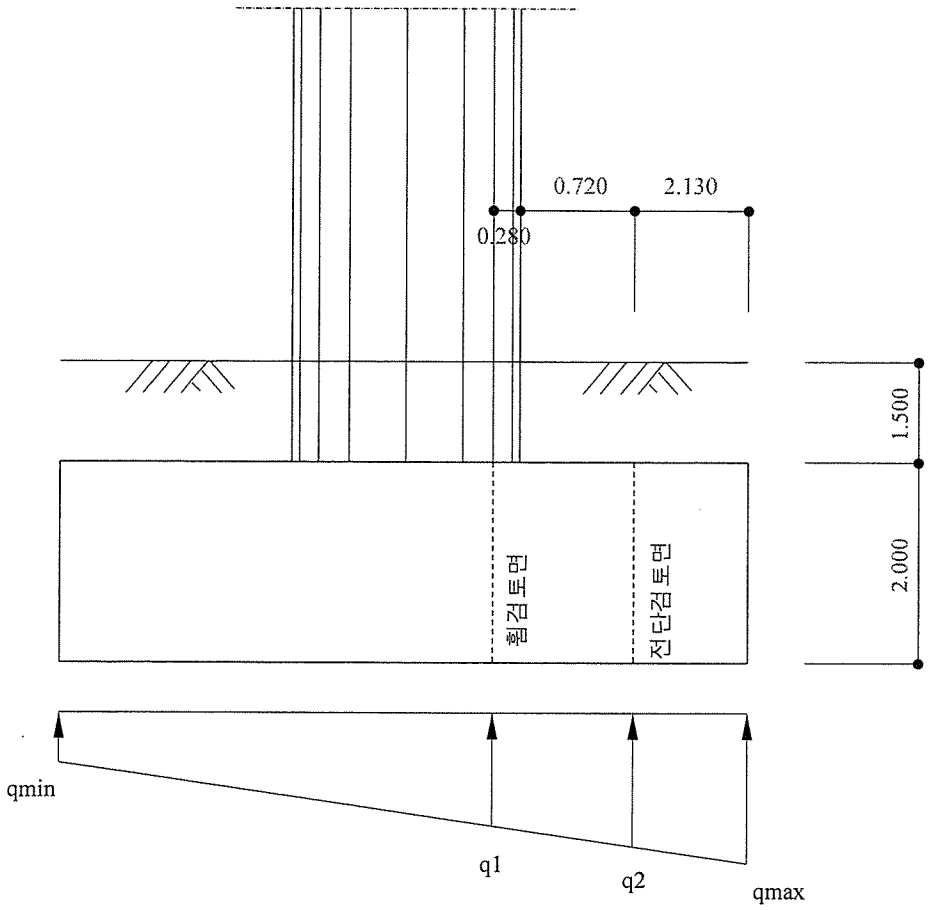
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	168.451	24765.821	3195.554	0.129	
평상시 최대모멘트	2561.404	21037.111	22077.413	1.049	
지진시	3952.468	15168.550	31517.496	2.078	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 15174.085 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.920) / 8.500 }

qmax = 327.184 kN/m² q1 = 232.305 kN/m²

qmin = 69.524 kN/m² q2 = 262.618 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 12659.653 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 1.329) / 8.500 }

qmax = 320.781 kN/m² q1 = 206.411 kN/m²

qmin = 10.190 kN/m² q2 = 242.951 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 15174.085 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 2.048) / 8.500 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 30348.169 / (9.000 × 6.606) = 510.476 kN/m²

qmax = 510.476 kN/m² q1 = 414.987 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 492.266 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 327.184 + 232.305) -

2.000 × 3.130² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1207.750 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(327.184 + 262.618) - 2.000 × 2.130 ×

24.5 × 1.000

= 523.769 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 320.781 + 206.411) -

2.000 × 3.130² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1144.561 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(320.781 + 242.951) - 2.000 × 2.130 ×

24.5 × 1.000

= 496.005 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 510.476 + 414.987) -

2.000 × 3.130² / 2 × 24.5 × 1.000

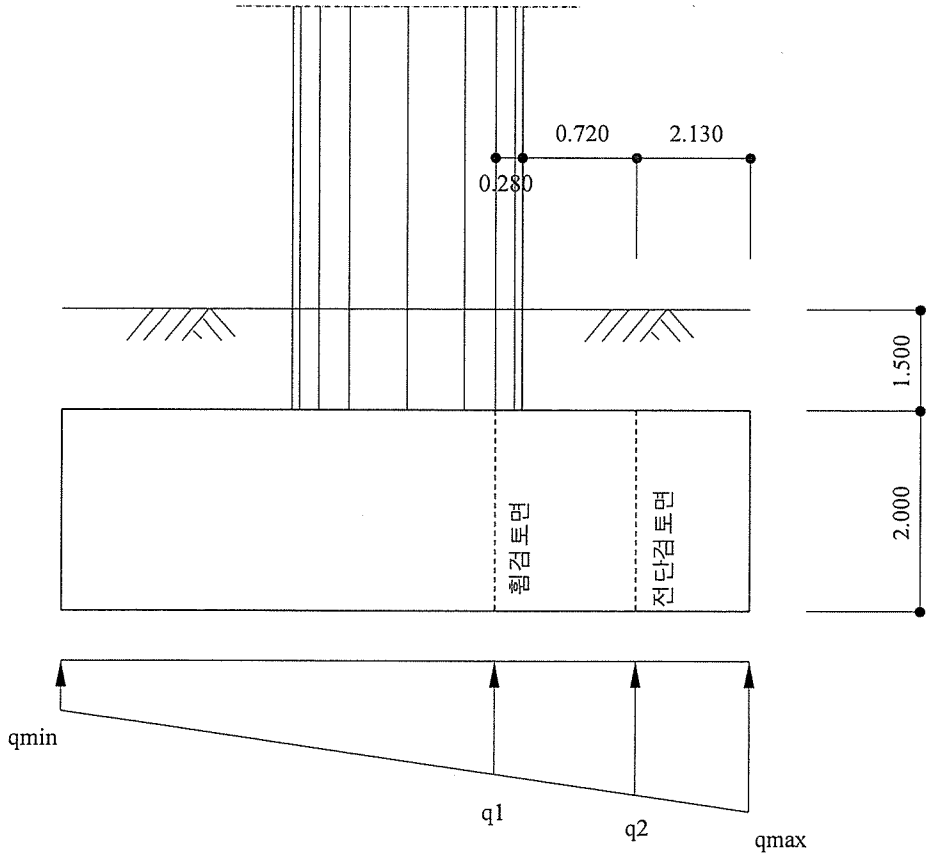
= 2104.601 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(510.476 + 492.266) - 2.000 × 2.130 ×

24.5 × 1.000

= 963.550 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 24765.821 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.175) / 8.500 }

qmax = 363.801 kN/m² q1 = 334.295 kN/m²

qmin = 283.671 kN/m² q2 = 343.722 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 16054.573 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 1.286) / 8.500 }

qmax = 400.440 kN/m² q1 = 260.086 kN/m²

qmin = 19.287 kN/m² q2 = 304.928 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 15168.550 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 2.156) / 8.500 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 30337.099 / (9.000 × 6.281) = 536.627 kN/m²

qmax = 536.627 kN/m² q1 = 269.229 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 354.660 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 363.801 + 334.295) -

1.60 × 2.000 × 3.130² / 2 × 24.5

= 1349.845 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(363.801 + 343.722) - 1.60 × 2.000 ×

2.130 × 24.5

= 586.520 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 400.440 + 260.086) -

1.35 × 2.000 × 3.130² / 2 × 24.5

= 1408.331 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(400.440 + 304.928) - 1.35 × 2.000 ×

2.130 × 24.5

= 610.317 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 536.627 + 269.229) -

1.0 × 2.000 × 3.130² / 2 × 24.5

= 1952.005 kN·m

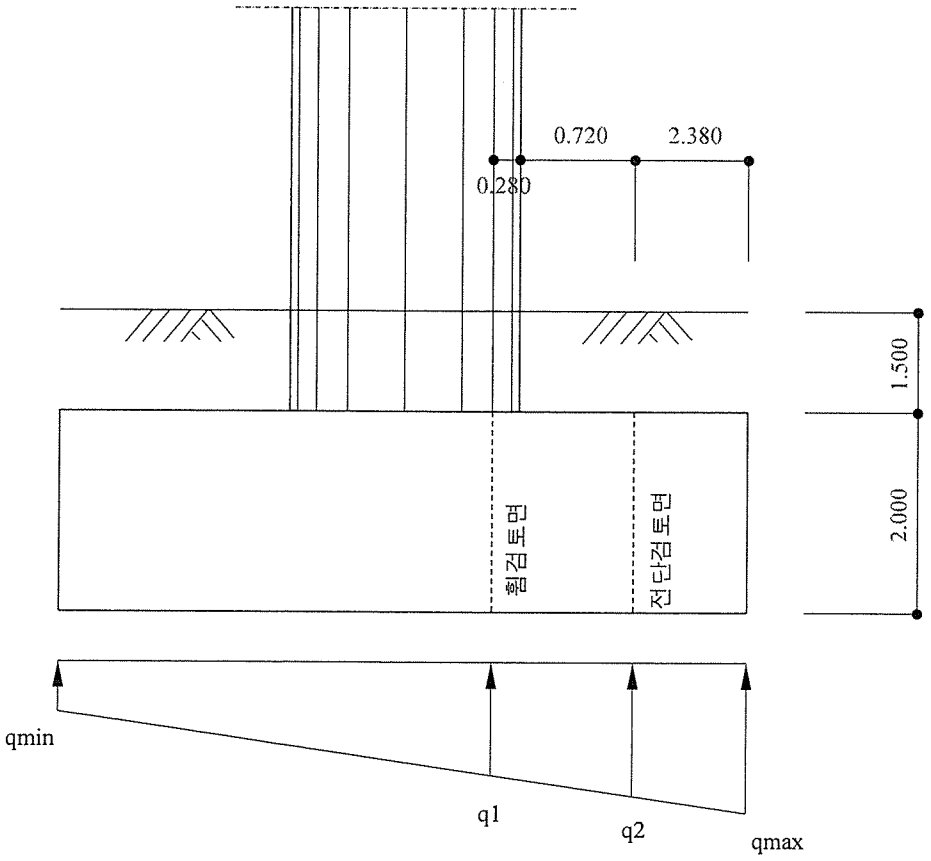
Sd= 2.130 / 2 ×(536.627 + 354.660) - 1.0 × 2.000 ×

2.130 × 24.5

= 844.850 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 15174.085 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.004) / 9.000 }

qmax = 331.184 kN/m² q1 = 231.414 kN/m²

qmin = 65.524 kN/m² q2 = 260.932 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 15174.085 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.137) / 9.000 }

qmax = 348.686 kN/m² q1 = 235.770 kN/m²

qmin = 48.023 kN/m² q2 = 269.177 kN/m²

ㄷ. 지진시

$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$

$= 15174.085 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.970) / 9.000 \}$

$qmax = 2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 30348.169 / (8.500 \times 7.590) = 470.435$ kN/m²

qmax = 470.435 kN/m²　　q1 = 260.926 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m²　　q2 = 322.911 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 331.184 + 231.414) -$

$2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

$= 1421.921$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (331.184 + 260.932) - 2.000 \times 2.380 \times$

24.5×1.000

$= 587.997$ kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 348.686 + 235.770) -$

$2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

$= 1496.865$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (348.686 + 269.177) - 2.000 \times 2.380 \times$

24.5×1.000

$= 618.636$ kN

ㅂ. 지진시

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 470.435 + 260.926) -$

$2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

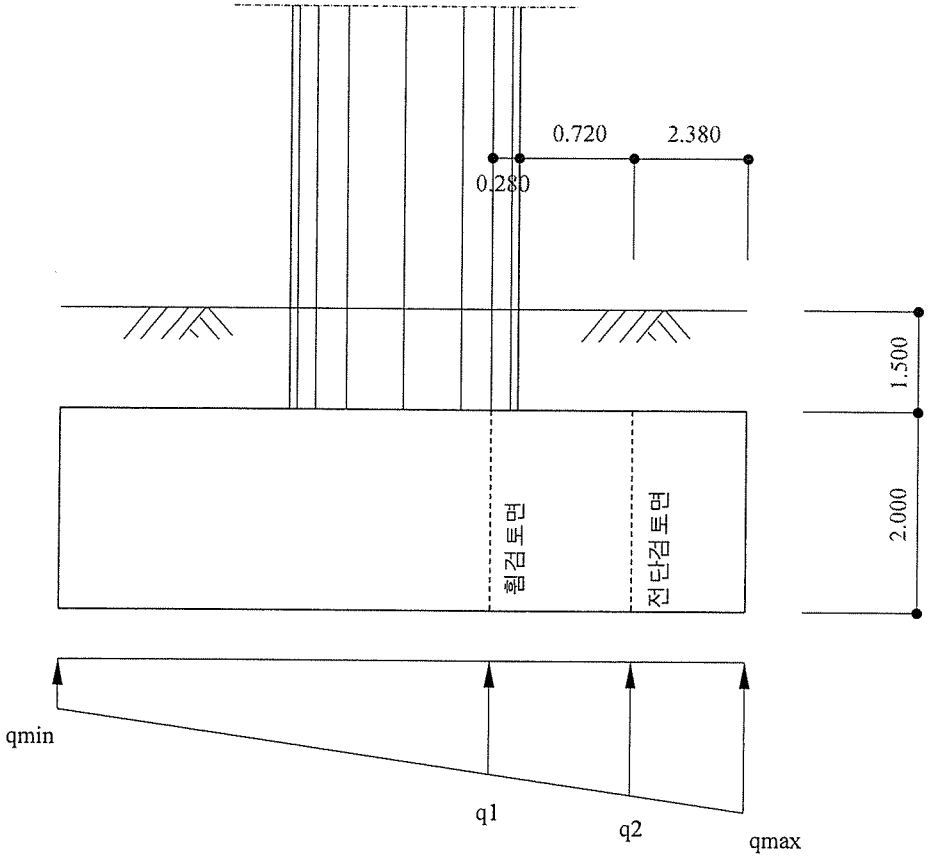
$= 2008.400$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (470.435 + 322.911) - 2.000 \times 2.380 \times$

24.5×1.000

$= 827.461$ kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 24765.821 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.129) / 9.000 }

qmax = 351.584 kN/m² q1 = 330.667 kN/m²

qmin = 295.888 kN/m² q2 = 336.856 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 21037.111 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.049) / 9.000 }

qmax = 467.391 kN/m² q1 = 322.880 kN/m²

qmin = 82.599 kN/m² q2 = 365.635 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 15168.550 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 2.078) / 9.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 30337.099 / (8.500 × 7.267) = 491.165 kN/m²

qmax = 491.165 kN/m² q1 = 262.702 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 330.294 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.380² / 6 ×(2 × 351.584 + 330.667) -

1.6 × 2.000 × 3.380² / 2 × 24.5

= 1520.655 kN·m

Sd= 2.380 / 2 ×(351.584 + 336.856) - 1.6 × 2.000 ×

2.380 × 24.5

= 632.651 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.380² / 6 ×(2 × 467.391 + 322.880) -

1.35 × 2.000 × 3.380² / 2 × 24.5

= 2016.809 kN·m

Sd= 2.380 / 2 ×(467.391 + 365.635) - 1.35 × 2.000 ×

2.380 × 24.5

= 833.863 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.380² / 6 ×(2 × 491.165 + 262.702) -

1.0 × 2.000 × 3.380² / 2 × 24.5

= 2090.725 kN·m

Sd= 2.380 / 2 ×(491.165 + 330.294) - 1.0 × 2.000 ×

2.380 × 24.5

= 860.916 kN

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 B = 8.500 m

2) 교축방향 B = 9.000 m

β = 1.059

Asm = 2 / (β + 1) = 0.971 Ass

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교축직각방향	교축방향
사용하중	모멘트(KN·m)	**1207.750**	**1496.865**
계수하중	전단력(KN)	**844.850**	**860.916**
	모멘트(KN·m)	**1952.005**	**2090.725**

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교축직각방향 kN/m²	교축방향 kN/m²
사용하중	모멘트(KN·m)	**1243.272**	**1496.865**
계수하중	전단력(KN)	**844.850**	**860.916**
	모멘트(KN·m)	**2009.417**	**2090.725**

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	2009.417	844.850	1243.272

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 1.500]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 71.906 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06153 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 3056.755 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 74044.76 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6475.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4075.67 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 73.110 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2992.619 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2009.417 kN · m) [사용률 = 1.489] ∴ O.K!!

나) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

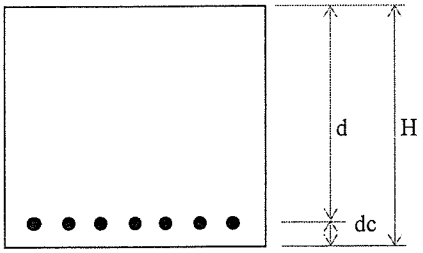
$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$

$= 1435.49$ kN

$\Phi Vc = 1435.49 > Vu = 844.850$ kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	1243.272	kN· m,	As =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 313.969 mm

$fs = M / (As (d - x / 3))$ = 155.396 Mpa

$fst = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 160.455 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

$Cc =$ 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / fst) - 2.5\, Cc , 300 \cdot (210 / fst)]$ = 264.543 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 265 mm O.K!!

2) 교축방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	2090.725	860.916	1496.865

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 6193.600 mm^2 [사용률 1.946]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 97.155 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04476 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{fy^2/(2 \times 0.85 \times fck \times b)\} \times As^2 - fy \times d \times As + Mu/\Phi = 0$$

→ Req As = 3182.156 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 74044.76 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6475.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4242.88 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 98.781 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 4014.811 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2090.725 kN · m) [사용률 = 1.920] ∴ O.K!!

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

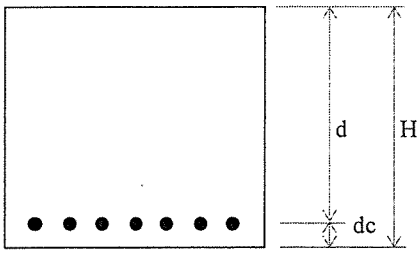
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1850.00 / 1000

= 1435.49 kN

ΦVc= 1435.49 > Vu = 860.916 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	1496.865	kN· m,	As =	6193.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 359.502 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 139.686 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 135.000 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

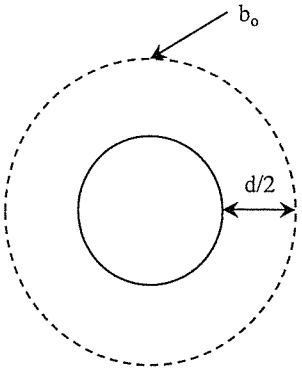
S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 360.835 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 361 mm O.K!!

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정



▣ 최대 연직하중(V_u) : 15560.604 kN

▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.400 + 0.925 $)$

= 14.608 m

나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.059 (짧은변에 대한 긴 변의 비) , a_s = 40

▣ 공칭전단강도 V_c

V_{c1} = $1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/6 × (1 + 1.89) × 5477.226 × 14.608 × 1.850

= 71269.340 kN

V_{c2} = $1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/6 × (1 + 2.533) × 5477.226 × 14.608 × 1.850

= 87159.662 kN

V_{c3} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 14.608 × 1.850

= 49340.312 kN

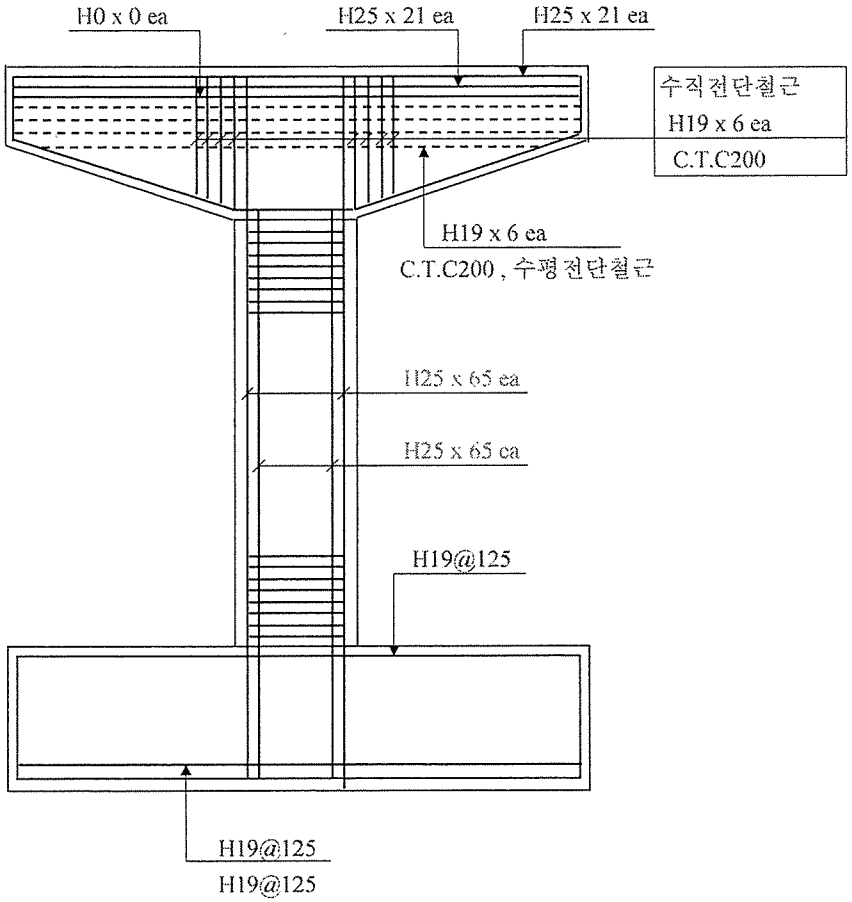
∴ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 49340.312 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 49340.312

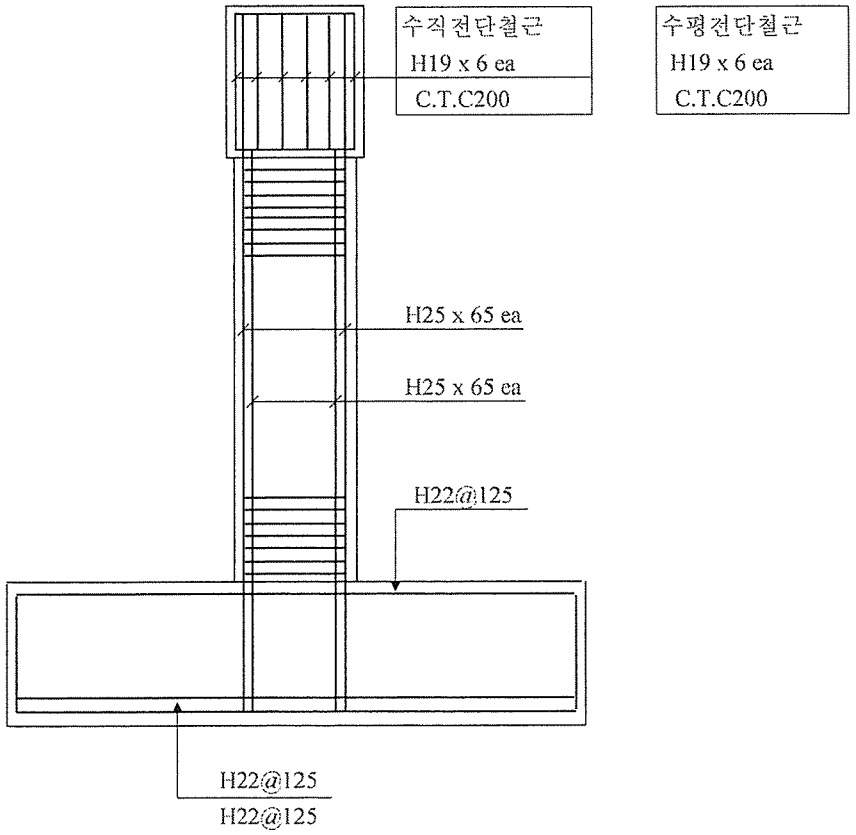
= 41939.265 kN ≥ V_u = 15560.604 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P2(P1)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 kN

R_{d1} = 867.00 kN

- 활하중

R_L = 865.76 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 76.72 / 3 = 25.573 kN

P_{Cf} = 126.54 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 3 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.408 × 24.950 / 2 / 3 shoe = 46.207 kN

P_w = 167.325 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 471.486 kN R_{EQ} = 712.788 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 kN

R_{d1} = 867.000 kN

- 활하중

R_L = 865.76 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 543.53 / 3 shoe = 181.175 kN

- 장대레일종하중

H_R = 74.85 / 3 shoe = 24.950 kN

- 온도하중

Ts = 413.25 / 3 shoe = 137.75 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 743.216 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	867.00	+	865.76	=	1732.761	kN
교축방향하중				=	137.750	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00	=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	137.75	/	1.00	=	137.750	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	126.54	=	1732.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	25.573	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	25.57	/	1.00			=	25.573	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	181.18	+	24.95			=	206.125	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	206.13	/	1.15			=	179.239	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	126.54			
		+	0.00	+	167.33	=	2026.629	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	25.57	+	0.00	+	46.21	=	71.781	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2026.63	/	1.25			=	1621.303	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	71.78	/	1.25			=	57.425	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

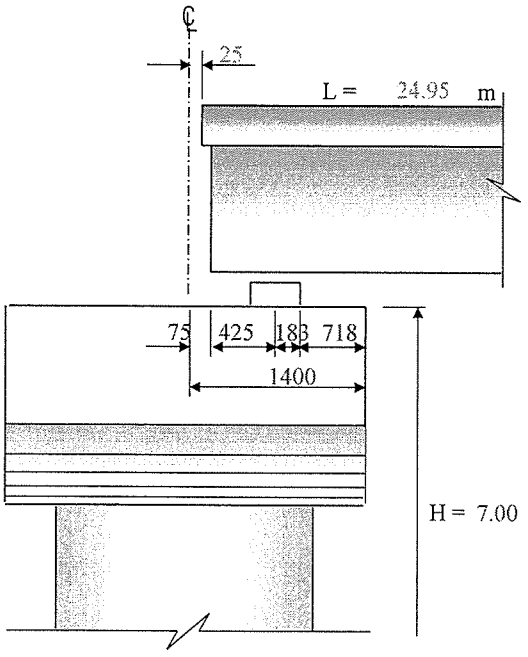
연직하중	867.00	+	865.76	+	712.79	=	2445.549	kN
교축방향하중						=	743.216	kN
교축직각방향하중						=	471.486	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2445.55	/	1.60			=	1528.468	kN
할증적용 교축하중	743.22	/	1.60			=	464.510	kN
할증적용 교직하중	471.49	/	1.60			=	294.679	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2026.629	71.781	471.486
교축방향		206.125	743.216

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 365 × 495 mm
- 높 이 : 165 mm



4) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 717.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 274.967

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 425 mm

S_2 = 365 / 2 = 182.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

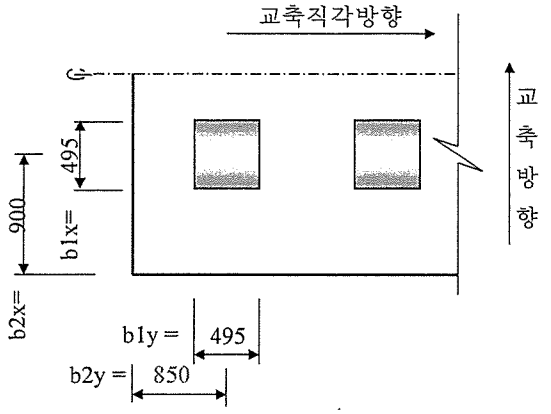
$S_1 + S_2 + S_3$ = 425 + 182.5 + 325 = 932.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 932.5 mm < 1325.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1528.47 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	179.24 kN	- 교 축 방 향 :	464.51 kN
- 교축직각방향 :	57.42 kN	- 교축직각방향 :	294.68 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 900 = 1800.0 < 5 × b1x = 2475.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2475.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 495 / 1800) × 1732761 / 180

= 1744.79 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 495 / 1800) × 1528468 / 180

= 1539.08 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 495 / 1700) × 1732761 / 180

= 1705.86 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 495 / 1700) × 1528468 / 180

= 1504.74 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 179239 / 180 = 995.77 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 464510 / 180 = 2580.61 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 57425 / 180 = 319.03 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 294679 / 180 = 1637.10 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1395.0 mm

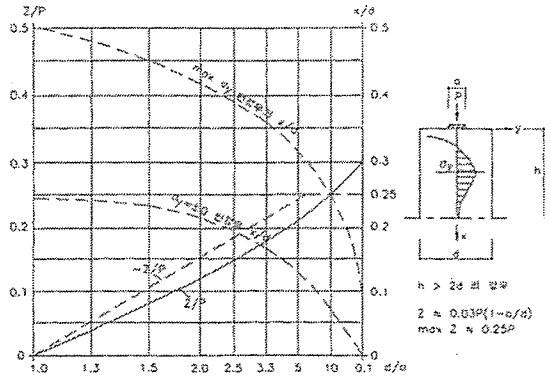
(위치슈와 교좌의 크기를 고려)

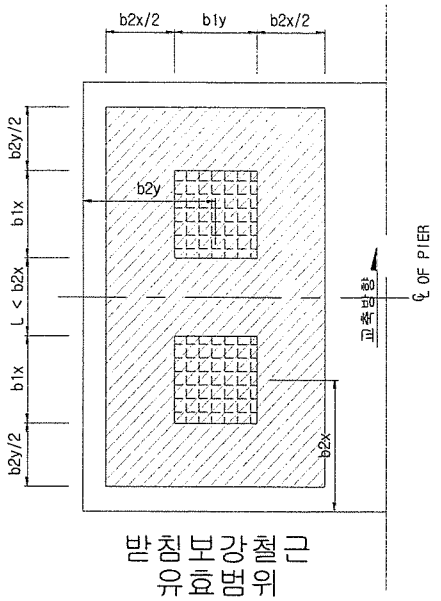
B_{x2} = 697.5 + 500.0 = 1197.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1345.0 mm

B_{yuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm





받침보강철근
유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a					x / d	x
교축직각방향	1345.0	/	495.0	=	2.717	0.43	578
교 축 방 향	1395.0	/	495.0	=	2.818	0.42	586

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1744.79 + 995.77 = 2740.57 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1539.08 + 2580.61 = 4119.69 mm^2 (지진시)

Use Asx = H19 - 10 EA × 2 단 = 5730 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1705.86 + 319.03 = 2024.89 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1504.74 + 1637.10 = 3141.85 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{464510}{180} = 2580.61 \ mm^2$$

Use Asx = H19 - 11 EA × 1 EA = 3152 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{294679}{180} = 1637.10 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 1 EA = 2185 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= $\sqrt{2}$ x (2x + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×900× (2 ×900 + 2 × 50 + 495) = 3048337 mm^2

$$V = \frac{464510}{3048337} = 0.152 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= $\sqrt{2}$ y (2y + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 495) = 2758777 mm^2

$$V = \frac{57425}{2758777} = 0.021 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 kN

R_{d1} = 867.00 kN

- 활하중

R_L = 865.76 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 106.83 / 3 = 35.611 kN

P_{Cf} = 176.21 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 3 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.408 × 24.950 / 2 / 3 shoe = 46.207 kN

P_w = 167.325 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 295.763 kN R_{EQ} = 447.197 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 kN

R_{d1} = 867.000 kN

- 활하중

R_L = 865.76 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 412.500 / 3 shoe = 137.500 kN

- 장대레일종하중

H_R = 74.85 / 3 shoe = 24.950 kN

- 온도하중

Ts = 413.25 / 3 shoe = 137.75 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	867.00	+	865.76	=	1732.761	kN
교축방향하중				=	137.750	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00	=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	137.75	/	1.00	=	137.750	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	176.21	=	1732.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	35.611	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	35.61	/	1.00			=	35.611	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시계동하중 + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	137.50	+	24.95			=	162.450	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	162.45	/	1.15			=	141.261	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	176.21			
		+	0.00	+	167.33	=	2076.297	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	35.61	+	0.00	+	46.21	=	81.818	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2076.30	/	1.25			=	1661.038	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	81.82	/	1.25			=	65.455	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

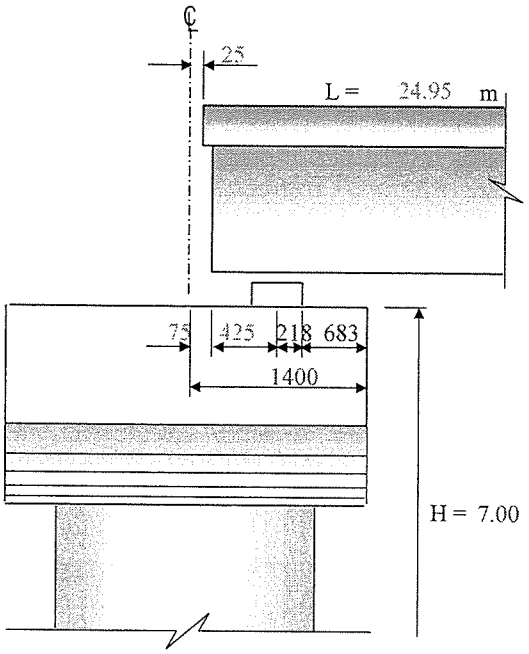
연직하중	867.00	+	865.76	+	447.20	=	2179.958	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	295.763	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2179.96	/	1.60			=	1362.474	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	295.76	/	1.60			=	184.852	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2076.297	81.818	295.763
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 435 × 501 mm
- 높 이 : 166 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 250 mm [ℓ > 40m]

= 682.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 274.967

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 425 mm

S_2 = 435 / 2 = 217.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

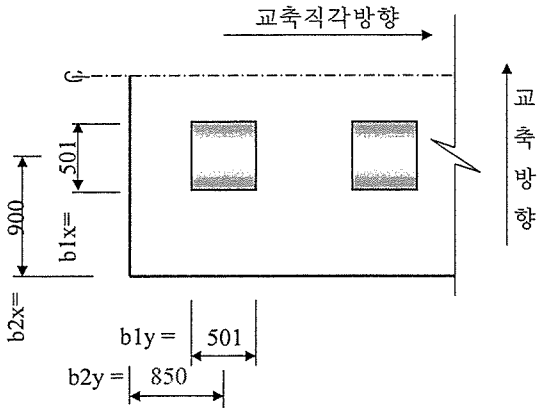
$S_1 + S_2 + S_3$ = 425 + 217.5 + 325 = 967.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 967.5 mm < 1325.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1362.47 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	141.26 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	65.45 kN	- 교축직각방향 :	184.85 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 900 = 1800.0 < 5 × b1x = 2505.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2505.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1800) × 1732761 / 180

= 1736.77 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1800) × 1362474 / 180

= 1365.63 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1700) × 1732761 / 180

= 1697.37 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1700) × 1362474 / 180

= 1334.65 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 141261 / 180 = 784.78 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 65455 / 180 = 363.64 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 184852 / 180 = 1026.95 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1401.0 mm

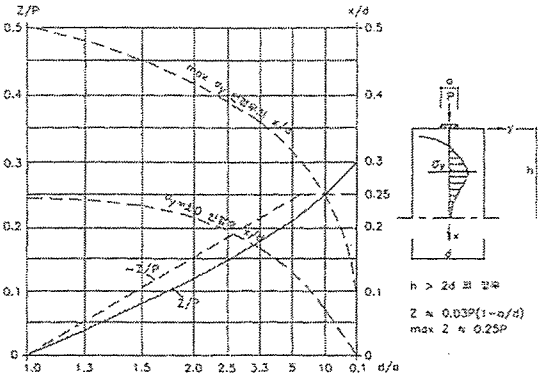
(인접슬과 교량의 크기를 고려)

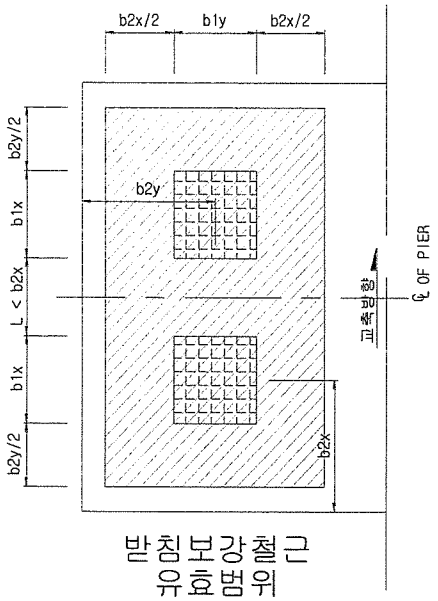
B_{x2} = 700.5 + 500.0 = 1200.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1351.0 mm

B_{yuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm





받침보강철근
유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1351.0 / 501.0 = 2.697	0.41	553.91
교 축 방 향	1401.0 / 501.0 = 2.796	0.42	588.42

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1736.77 + 784.78 = 2521.55 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1365.63 + 0.00 = 1365.63 mm^2 (지진시)

Use Asx = H16 - 10 EA × 2 단 = 3972 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1697.37 + 363.64 = 2061.01 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1334.65 + 1026.95 = 2361.60 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{141261}{180} = 784.78 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 1 EA = 2185 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{184852}{180} = 1026.95 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 1 EA = 2185 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= $\sqrt{2}$ x (2x + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×900× (2 ×900 + 2 × 50 + 501) = 3055974 mm^2

$$V = \frac{141261}{3055974} = 0.046 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= $\sqrt{2}$ y (2y + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 501) = 2765990 mm^2

$$V = \frac{184852}{2765990} = 0.067 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

7.4 내진해석

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC BEAM

1.2 해석 대상 교량 총연장 : 3@25.00 = 75.000 m

1.3 교 폭 : 5.600 m

1.4 교각형식 : T형교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초

1.6 내진설계상수

(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 pp.456)
(4) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 pp.455)
(5) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준)
(6) 응답수정계수 (도로교 설계기준 pp.458)
(7) 고유치 해석방법 : Ritz Vector 해석법
(8) MODE 조합방법 : C.Q.C방법
(9) 받침형식 : ESB 받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 모드조합방법 : CQC방법
(3) 방향조합방법 : 100-30%방법

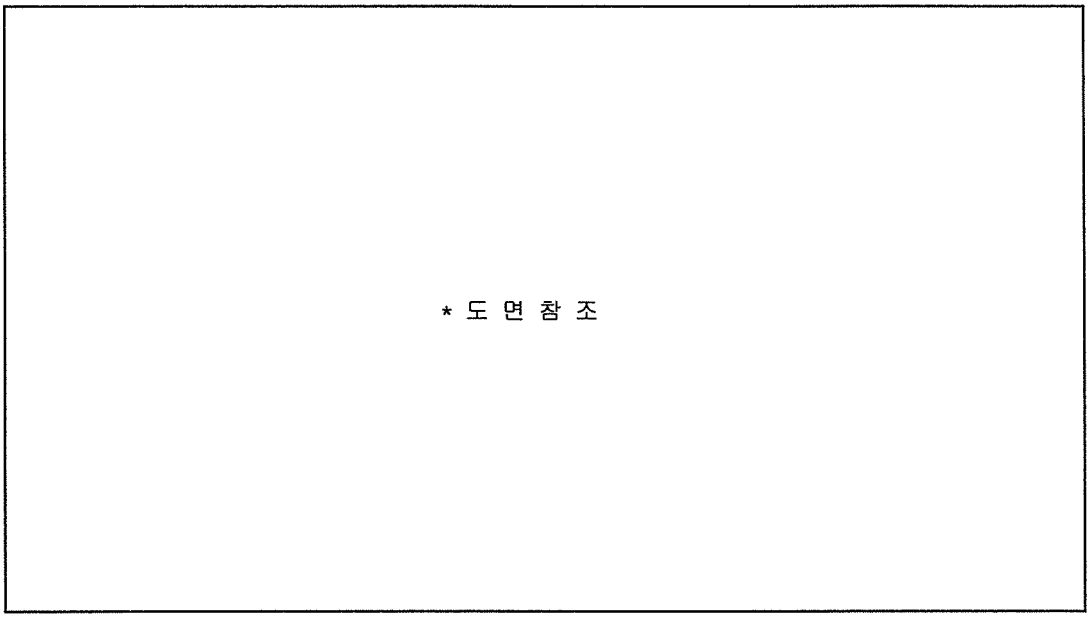
1.8 해석모델

(1) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 사하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

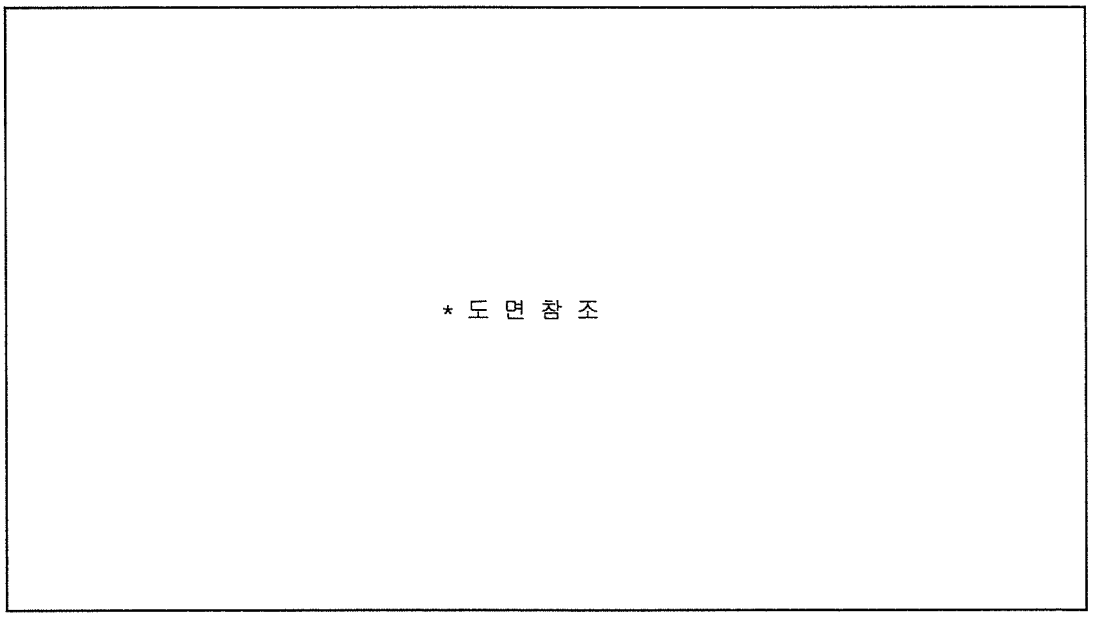
2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC BEAM로 이루어져 있으며 교폭은 5.600 m이다. 상부구조의 일반도는 아래와 같다.



2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 받침의 수평전단력을 알기위해 선형요소를 이용하여 ESB 받침을 모델링하였다.

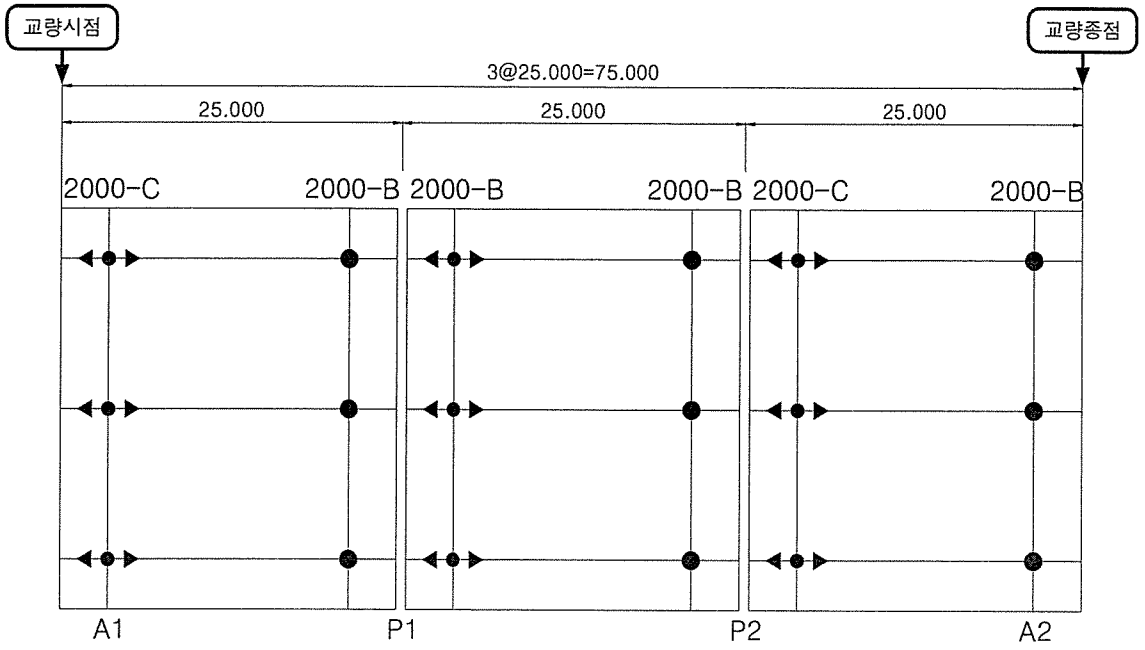


2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

: MIDAS CIVIL의 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2) 받침 배치

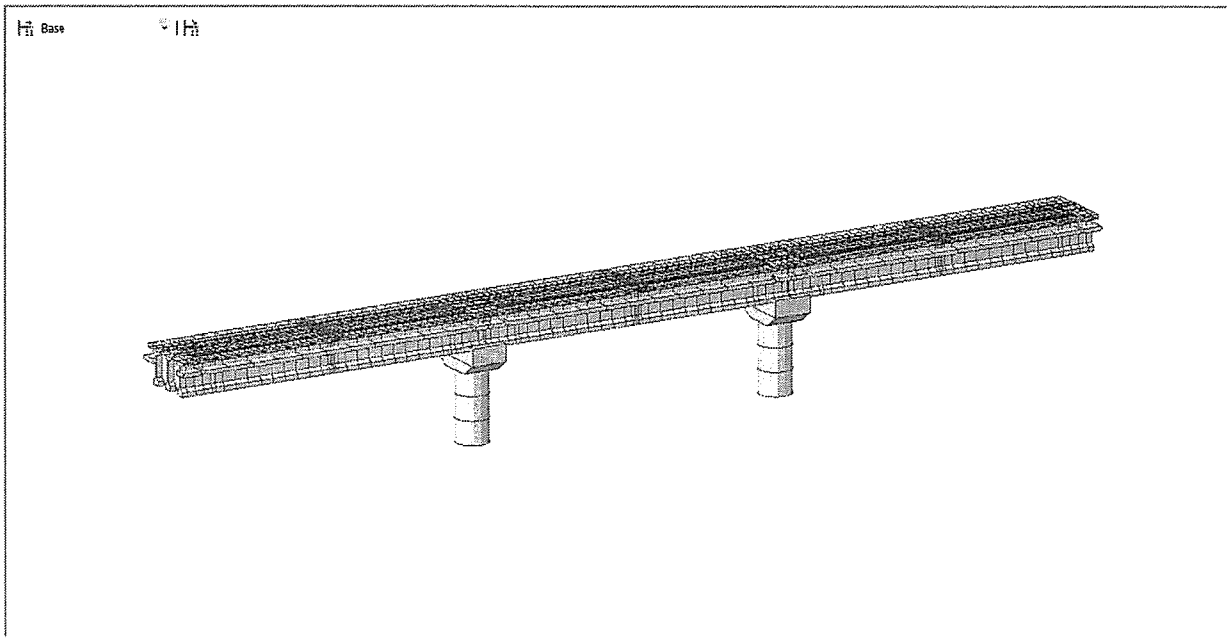


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 PSC BEAM는 그 특성을 가지는 뼈대구조로 모델링 하였다. 기초 중심부를 고정점으로 하였으며 받침은 선형요소를 사용하여 ESB 받침에 맞는 축방향강성 및 수평방향 강성을 적용하여 모델링하였다. 지진해석시 가장 중요한 요소중의 하나인 상부 질량은 프로그램 자동계산과 프레임요소의 단위길이당 질량으로 모델링하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수 [도.설.기. 6.3.1, 6.3.2]

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역1
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

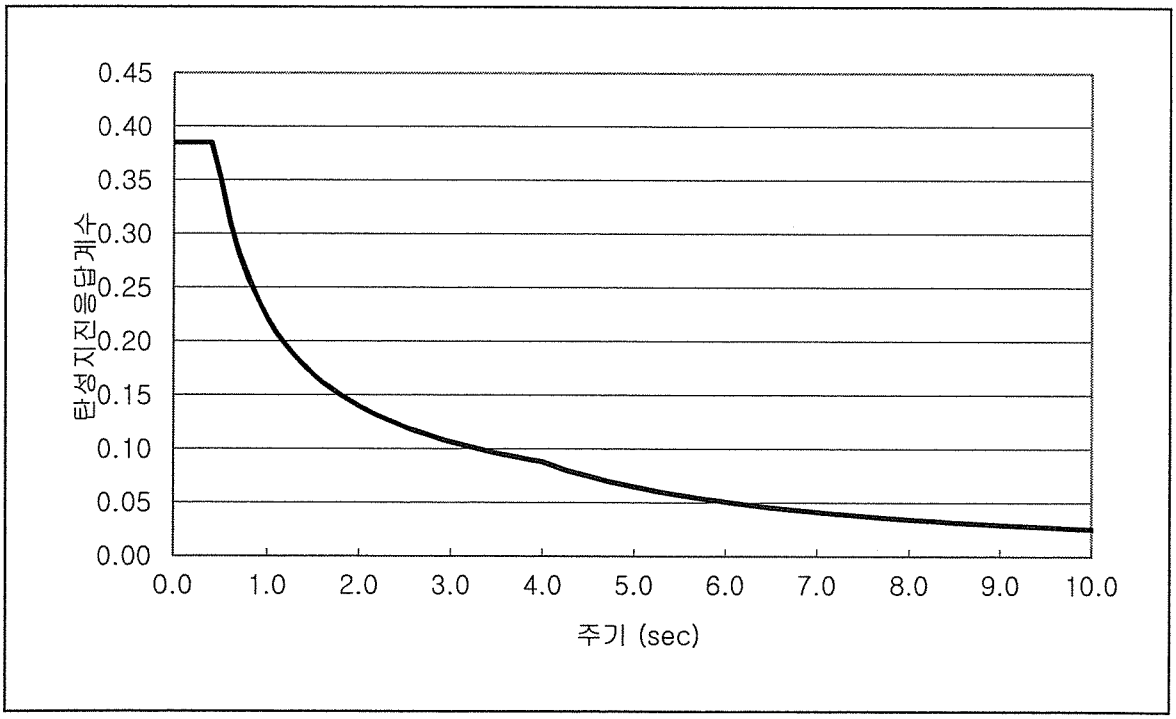
① T ≤ 4.0 sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \leq 2.5 \times A$$

② T > 4.0 sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec^2)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

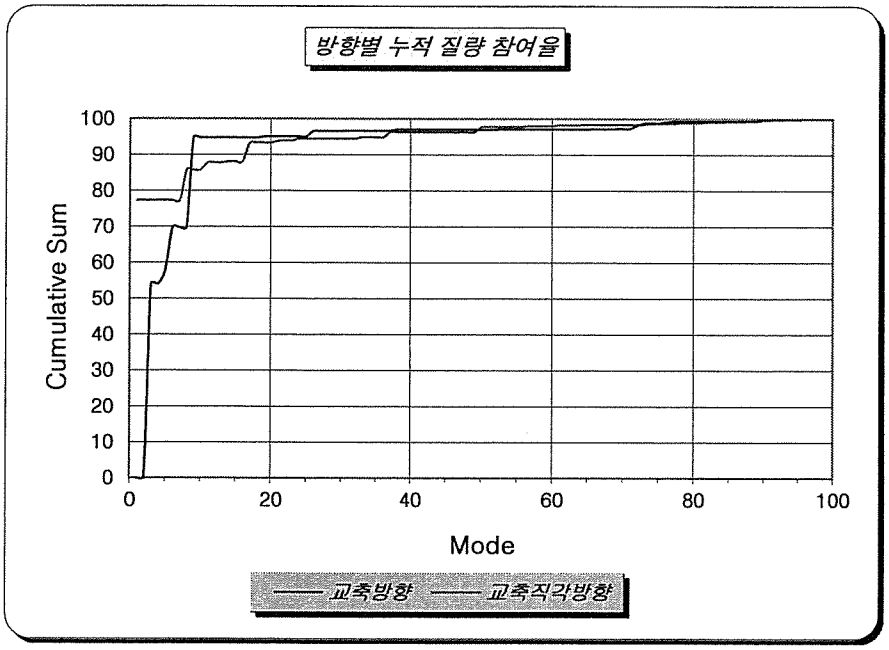
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	25.5816	4.0714	0.2456	
2	27.6304	4.3975	0.2274	
3	27.9870	4.4543	0.2245	
4	31.4903	5.0118	0.1995	
5	32.9100	5.2378	0.1909	
6	35.2964	5.6176	0.1780	
7	35.9957	5.7289	0.1746	
8	43.1917	6.8742	0.1455	
9	48.5877	7.7330	0.1293	
10	51.2981	8.1644	0.1225	
11	51.5988	8.2122	0.1218	
12	52.8403	8.4098	0.1189	
13	59.8280	9.5219	0.1050	
14	80.0716	12.7438	0.0785	
15	109.8595	17.4847	0.0572	
16	123.6308	19.6765	0.0508	
17	125.5578	19.9831	0.0500	
18	126.2863	20.0991	0.0498	
19	127.6133	20.3103	0.0492	
20	143.8201	22.8897	0.0437	
21	148.5511	23.6426	0.0423	
22	149.0914	23.7286	0.0421	
23	155.1624	24.6949	0.0405	
24	177.2826	28.2154	0.0354	
25	209.9866	33.4204	0.0299	
26	219.3839	34.9160	0.0286	
27	220.2122	35.0479	0.0285	
28	233.3129	37.1329	0.0269	
29	242.6679	38.6218	0.0259	
30	251.5571	40.0365	0.0250	
31	254.0897	40.4396	0.0247	
32	256.4198	40.8105	0.0245	
33	266.4587	42.4082	0.0236	
34	273.1282	43.4697	0.0230	
35	276.6768	44.0345	0.0227	
36	285.8462	45.4938	0.0220	
37	303.3976	48.2872	0.0207	
38	309.0923	49.1936	0.0203	
39	309.3260	49.2308	0.0203	
40	324.6306	51.6666	0.0194	
41	339.9400	54.1031	0.0185	
42	340.1007	54.1287	0.0185	
43	340.1060	54.1296	0.0185	
44	348.2212	55.4211	0.0180	
45	354.9033	56.4846	0.0177	
46	355.1885	56.5300	0.0177	
47	355.2565	56.5408	0.0177	
48	356.2726	56.7026	0.0176	
49	363.0218	57.7767	0.0173	
50	377.5394	60.0873	0.0166	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	381.5371	60.7235	0.0165	
52	400.4709	63.7369	0.0157	
53	404.7543	64.4187	0.0155	
54	418.2904	66.5730	0.0150	
55	427.9686	68.1133	0.0147	
56	443.6894	70.6154	0.0142	
57	446.2089	71.0164	0.0141	
58	451.4530	71.8510	0.0139	
59	452.4586	72.0110	0.0139	
60	487.2421	77.5470	0.0129	
61	521.5097	83.0008	0.0120	
62	537.0657	85.4767	0.0117	
63	540.3307	85.9963	0.0116	
64	548.7195	87.3314	0.0115	
65	551.5037	87.7745	0.0114	
66	559.9779	89.1232	0.0112	
67	570.1555	90.7431	0.0110	
68	574.2844	91.4002	0.0109	
69	579.6018	92.2465	0.0108	
70	608.6990	96.8775	0.0103	
71	642.5806	102.2699	0.0098	
72	659.7828	105.0077	0.0095	
73	660.2023	105.0745	0.0095	
74	684.7472	108.9809	0.0092	
75	705.4934	112.2828	0.0089	
76	734.5830	116.9125	0.0086	
77	754.3643	120.0608	0.0083	
78	766.1948	121.9437	0.0082	
79	822.2675	130.8679	0.0076	
80	827.5439	131.7077	0.0076	
81	881.0962	140.2308	0.0071	
82	916.6889	145.8956	0.0069	
83	985.6692	156.8741	0.0064	
84	1026.415	163.3591	0.0061	
85	1075.373	171.1509	0.0058	
86	1135.219	180.6757	0.0055	
87	1169.039	186.0584	0.0054	
88	1292.443	205.6986	0.0049	
89	1309.627	208.4336	0.0048	
90	1417.650	225.6260	0.0044	
91	1532.736	243.9425	0.0041	
92	1563.642	248.8614	0.0040	
93	1796.481	285.9188	0.0035	
94	1856.561	295.4809	0.0034	
95	1939.259	308.6427	0.0032	
96	1979.722	315.0826	0.0032	
97	2526.038	402.0314	0.0025	
98	2941.088	468.0887	0.0021	
99	4082.201	649.7024	0.0015	
100	4572.236	727.6940	0.0014	

4.2 질량 참여율

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



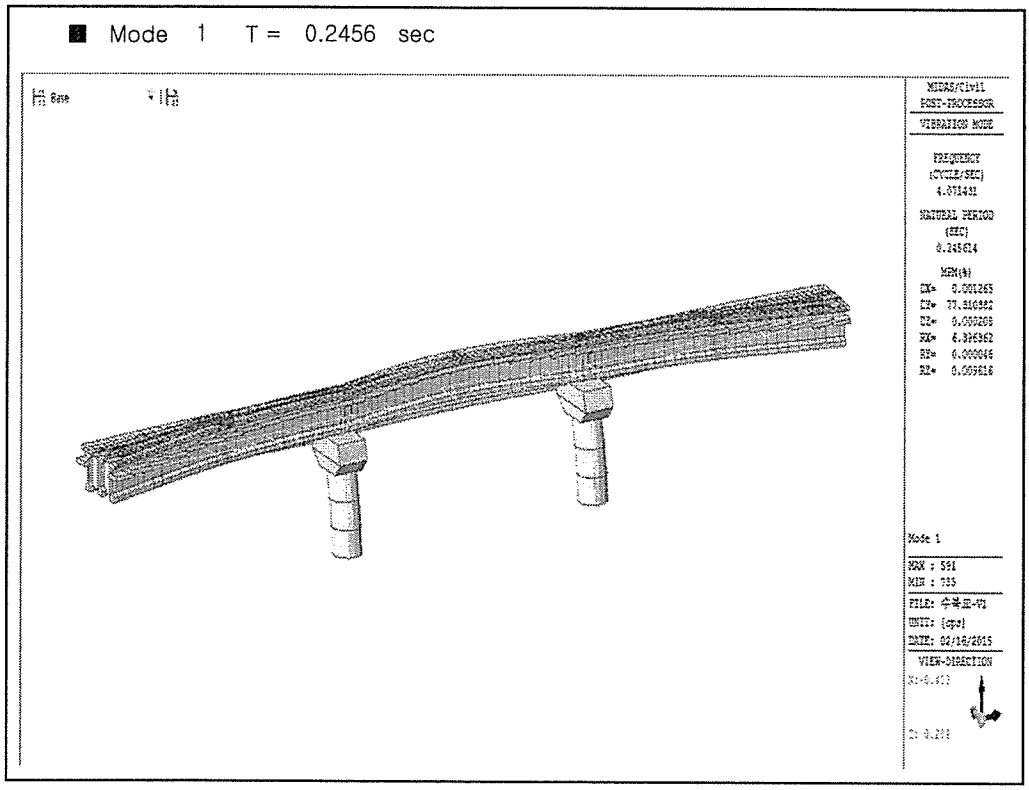
< 질량참여율 >

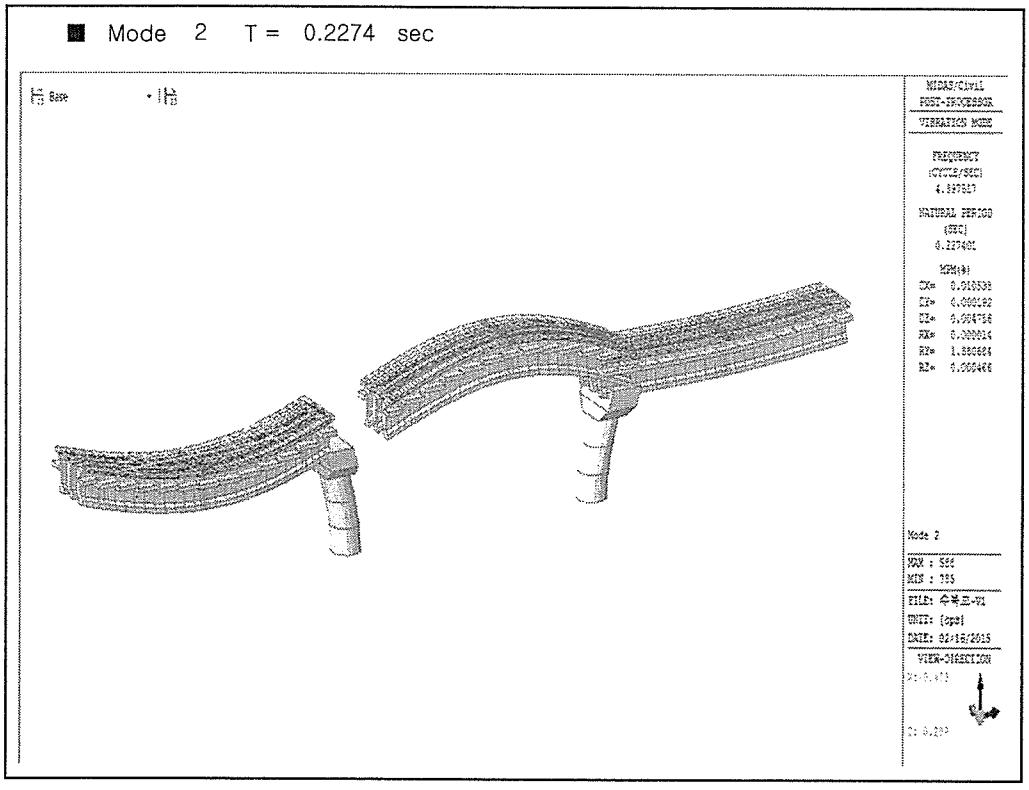
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.2456	0.000	77.310	0.000	0.000	77.310	0.000
2	0.2274	0.010	0.000	0.000	0.010	77.310	0.000
3	0.2245	54.060	0.000	5.330	54.070	77.310	5.340
4	0.1995	0.000	0.000	0.000	54.070	77.310	5.340
5	0.1909	3.690	0.000	28.240	57.760	77.310	33.580
6	0.1780	12.060	0.000	32.360	69.810	77.310	65.940
7	0.1746	0.010	0.000	0.120	69.830	77.310	66.060
8	0.1455	0.000	8.480	0.000	69.830	85.790	66.060
9	0.1293	24.920	0.000	2.280	94.740	85.790	68.340
10	0.1225	0.010	0.030	0.000	94.750	85.820	68.350
11	0.1218	0.000	1.960	0.010	94.750	87.790	68.350
12	0.1189	0.000	0.030	0.000	94.750	87.820	68.350
13	0.1050	0.000	0.000	0.000	94.750	87.820	68.350
14	0.0785	0.000	0.250	0.000	94.750	88.070	68.350
15	0.0572	0.000	0.010	0.000	94.750	88.080	68.350
16	0.0508	0.000	0.000	0.000	94.760	88.080	68.350
17	0.0500	0.000	5.170	0.000	94.760	93.260	68.350
18	0.0498	0.000	0.110	0.040	94.760	93.370	68.390

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.0492	0.330	0.000	0.000	95.080	93.370	68.390
20	0.0437	0.000	0.000	0.000	95.080	93.370	68.390
21	0.0423	0.000	0.460	0.000	95.080	93.830	68.390
22	0.0421	0.000	0.090	0.000	95.080	93.920	68.390
23	0.0405	0.000	0.010	0.000	95.080	93.920	68.390
24	0.0354	0.000	0.520	0.000	95.080	94.450	68.390
25	0.0299	0.000	0.000	0.000	95.080	94.450	68.390
26	0.0286	1.530	0.000	0.090	96.620	94.450	68.480
27	0.0285	0.000	0.000	0.000	96.620	94.450	68.480
28	0.0269	0.000	0.040	0.000	96.620	94.490	68.490
29	0.0259	0.020	0.000	11.770	96.640	94.490	80.260
30	0.0250	0.020	0.000	0.000	96.660	94.490	80.260
31	0.0247	0.000	0.010	0.000	96.660	94.500	80.260
32	0.0245	0.000	0.000	0.970	96.660	94.500	81.230
33	0.0236	0.000	0.400	0.050	96.660	94.900	81.280
34	0.0230	0.000	0.000	0.000	96.660	94.900	81.280
35	0.0227	0.000	0.000	0.010	96.660	94.900	81.290
36	0.0220	0.050	0.000	0.030	96.710	94.900	81.310
37	0.0207	0.000	1.430	0.000	96.710	96.330	81.310
38	0.0203	0.350	0.000	0.320	97.060	96.330	81.640
39	0.0203	0.000	0.000	0.000	97.060	96.330	81.640
40	0.0194	0.000	0.000	0.000	97.060	96.330	81.640
41	0.0185	0.000	0.000	0.000	97.060	96.330	81.640
42	0.0185	0.000	0.000	0.000	97.060	96.330	81.640
43	0.0185	0.000	0.000	0.000	97.060	96.330	81.640
44	0.0180	0.000	0.000	0.000	97.060	96.330	81.640
45	0.0177	0.000	0.000	0.000	97.060	96.330	81.640
46	0.0177	0.000	0.000	0.010	97.060	96.330	81.650
47	0.0177	0.000	0.000	0.000	97.060	96.340	81.650
48	0.0176	0.000	0.000	0.000	97.060	96.340	81.660
49	0.0173	0.000	0.000	0.000	97.060	96.340	81.660
50	0.0166	0.000	1.450	0.060	97.060	97.790	81.710
51	0.0165	0.000	0.020	3.070	97.060	97.810	84.790
52	0.0157	0.000	0.000	0.000	97.060	97.810	84.790
53	0.0155	0.070	0.000	0.000	97.130	97.810	84.790
54	0.0150	0.000	0.060	0.050	97.130	97.870	84.850
55	0.0147	0.000	0.000	0.000	97.140	97.870	84.850
56	0.0142	0.000	0.080	0.020	97.140	97.950	84.870
57	0.0141	0.000	0.080	0.040	97.140	98.040	84.910
58	0.0139	0.000	0.000	0.000	97.140	98.040	84.910

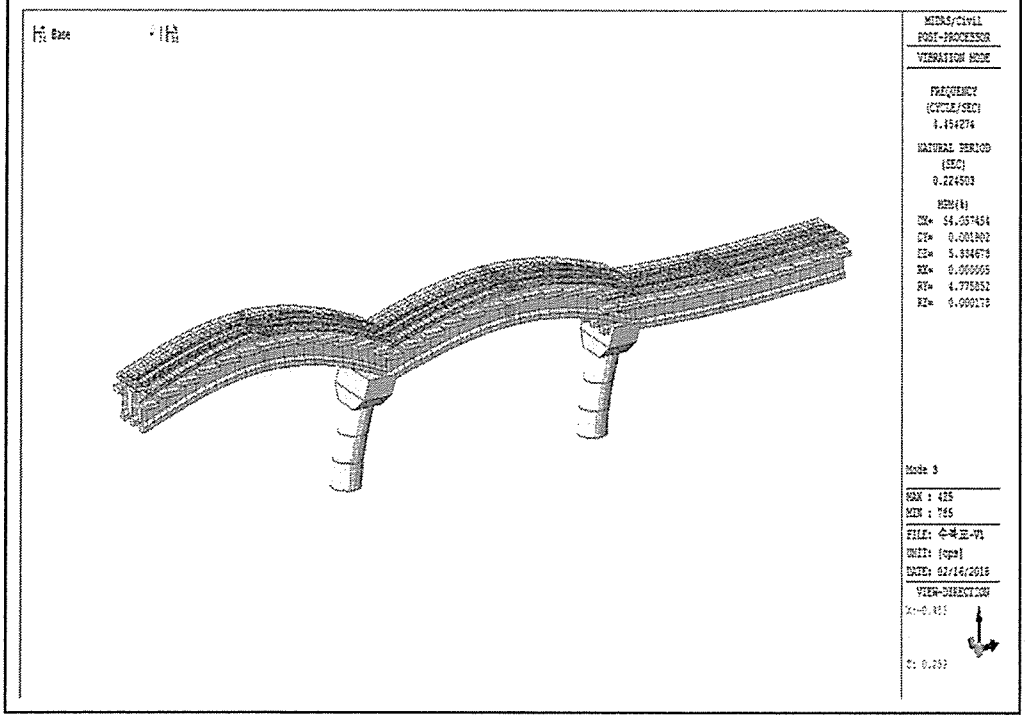
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0139	0.000	0.000	8.530	97.140	98.040	93.450
60	0.0129	0.010	0.000	0.000	97.150	98.040	93.450
61	0.0120	0.000	0.290	0.010	97.150	98.330	93.460
62	0.0117	0.000	0.000	0.000	97.150	98.330	93.460
63	0.0116	0.000	0.000	0.000	97.150	98.330	93.460
64	0.0115	0.000	0.020	0.000	97.150	98.350	93.460
65	0.0114	0.000	0.000	0.000	97.160	98.350	93.460
66	0.0112	0.070	0.000	0.000	97.230	98.350	93.460
67	0.0110	0.000	0.000	0.000	97.230	98.350	93.460
68	0.0109	0.000	0.000	0.000	97.230	98.350	93.460
69	0.0108	0.070	0.000	0.000	97.300	98.350	93.470
70	0.0103	0.020	0.000	0.560	97.320	98.350	94.030
71	0.0098	0.000	0.000	0.020	97.330	98.350	94.050
72	0.0095	0.960	0.060	0.000	98.280	98.420	94.050
73	0.0095	0.560	0.100	0.000	98.850	98.520	94.050
74	0.0092	0.000	0.170	0.020	98.850	98.690	94.070
75	0.0089	0.000	0.050	0.080	98.850	98.740	94.150
76	0.0086	0.330	0.000	0.000	99.180	98.740	94.150
77	0.0083	0.150	0.000	0.010	99.330	98.740	94.160
78	0.0082	0.000	0.180	0.000	99.330	98.920	94.160
79	0.0076	0.010	0.000	0.010	99.330	98.920	94.160
80	0.0076	0.000	0.010	0.040	99.330	98.940	94.200
81	0.0071	0.030	0.000	0.000	99.360	98.940	94.200
82	0.0069	0.000	0.240	0.010	99.360	99.180	94.210
83	0.0064	0.000	0.030	0.070	99.360	99.200	94.280
84	0.0061	0.030	0.000	0.000	99.390	99.200	94.280
85	0.0058	0.000	0.110	0.010	99.390	99.310	94.290
86	0.0055	0.010	0.000	0.000	99.400	99.320	94.290
87	0.0054	0.000	0.240	0.010	99.400	99.560	94.300
88	0.0049	0.080	0.000	0.000	99.480	99.560	94.300
89	0.0048	0.000	0.180	0.000	99.480	99.740	94.300
90	0.0044	0.320	0.000	0.000	99.800	99.740	94.300
91	0.0041	0.000	0.060	0.000	99.800	99.790	94.300
92	0.0040	0.060	0.000	0.000	99.870	99.790	94.300
93	0.0035	0.000	0.130	0.000	99.870	99.920	94.310
94	0.0034	0.050	0.000	0.000	99.920	99.920	94.310
95	0.0032	0.000	0.070	0.000	99.920	100.000	94.310
96	0.0032	0.080	0.000	0.000	100.000	100.000	94.310
97	0.0025	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	94.310
98	0.0021	0.000	0.000	0.100	100.000	100.000	94.410
99	0.0015	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	94.410
100	0.0014	0.000	0.000	0.040	100.000	100.000	94.440

4.3 모드형상(Mode Shape)

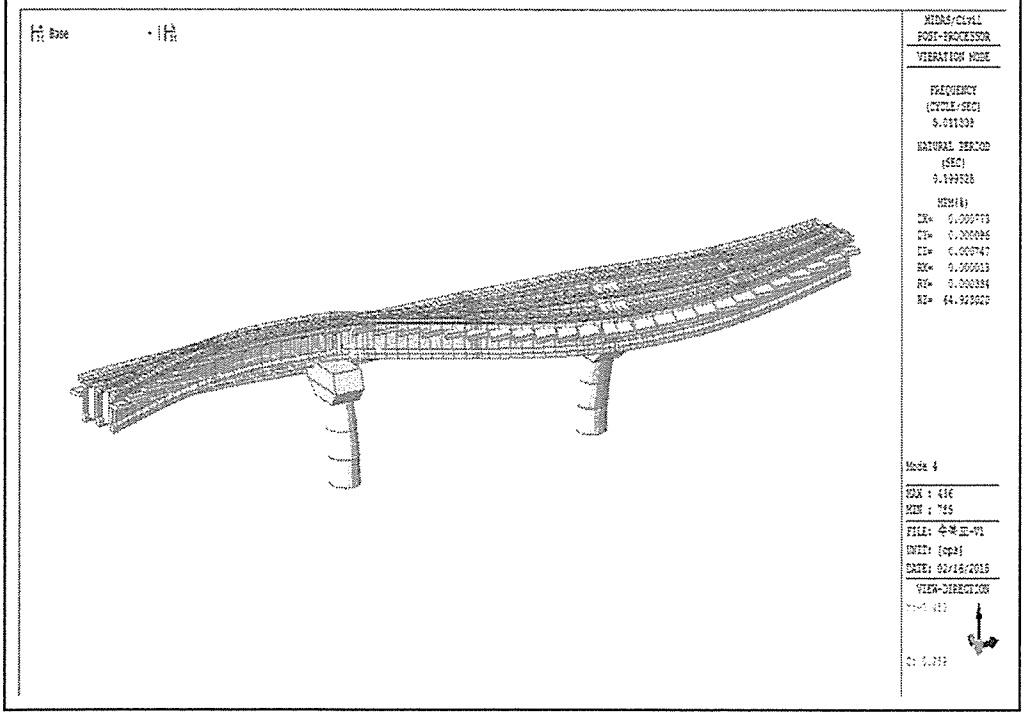




Mode 3 T = 0.2245 sec



Mode 4 T = 0.1995 sec



5. 내 진 해 석 결 과

5.1 탄성지진력

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	2184.240	10.380	9.020	2372.470
P2	2161.750	10.040	13.800	2393.000

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	14994.900	80.110	60.870	18917.420
P2	14914.600	80.510	95.990	19087.580

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	2186.946	664.292	722.121	2375.584
P2	2165.890	662.325	727.940	2396.012

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	15013.161	4559.340	5755.336	18941.453
P2	14943.397	4570.370	5806.784	19111.733

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	2186.946	2375.584	15013.161	18941.453
P2	2165.890	2396.012	14943.397	19111.733

5. 내 진 해 석 결 과

5.1 탄성지진력

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	2155.890	10.200	8.850	2343.620
P2	2133.360	9.860	13.610	2363.920

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	4137.880	30.200	16.430	7130.550
P2	4181.540	34.790	27.490	7197.800

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	2158.545	655.617	713.286	2346.680
P2	2137.443	653.618	719.036	2366.878

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	4142.809	1257.794	2169.365	7139.610
P2	4189.787	1281.952	2194.130	7208.237

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	2158.545	2346.680	4142.809	7139.610
P2	2137.443	2366.878	4189.787	7208.237

5.3 받침부에 작용하는 탄성지진력

1) 발생 지진력

받침1개당 단면력

구분		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
A1	B1	0.000	2.090	0.000	215.750
	B2	0.000	2.090	0.000	216.180
	B3	0.000	2.090	0.000	215.680
P1-L	B1	670.170	1.980	60.220	311.520
	B2	665.080	1.980	2.660	312.650
	B3	664.640	1.970	62.790	311.320
P1-R	B1	0.000	2.570	0.000	442.090
	B2	0.000	2.580	0.000	443.760
	B3	0.000	2.570	0.000	441.810
P2-L	B1	661.820	2.110	271.320	469.090
	B2	657.520	2.120	4.020	470.850
	B3	657.830	2.100	267.620	468.800
P2-R	B1	0.000	2.000	0.000	294.120
	B2	0.000	2.010	0.000	295.160
	B3	0.000	2.000	0.000	293.940
A2	B1	649.970	2.000	284.290	225.400
	B2	648.490	2.000	2.870	225.830
	B3	649.500	2.000	282.540	225.330

5.4 받침지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)

- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

구 분		교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
A1	B1	0.000	0.000	66.815	216.377
	B2	0.000	0.000	66.944	216.807
	B3	0.000	0.000	66.794	216.307
P1-L	B1	688.236	261.271	95.436	312.114
	B2	665.878	202.184	95.775	313.244
	B3	683.477	262.182	95.366	311.911
P1-R	B1	0.000	0.000	135.197	442.861
	B2	0.000	0.000	135.708	444.534
	B3	0.000	0.000	135.113	442.581
P2-L	B1	743.216	469.866	142.837	469.723
	B2	658.726	201.276	143.375	471.486
	B3	738.116	464.969	142.740	469.430
P2-R	B1	0.000	0.000	90.236	294.720
	B2	0.000	0.000	90.558	295.763
	B3	0.000	0.000	90.182	294.540
A2	B1	735.257	479.281	69.620	226.000
	B2	649.351	197.417	69.749	226.430
	B3	734.262	477.390	69.599	225.930

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	0.000	0.000	216.377	270.471
	B2	0.8	0.000	0.000	216.807	271.009
	B3	0.8	0.000	0.000	216.307	270.384
P1-L	B1	1.0	688.236	688.236	312.114	312.114
	B2	1.0	665.878	665.878	313.244	313.244
	B3	1.0	683.477	683.477	311.911	311.911
P1-R	B1	1.0	0.000	0.000	442.861	442.861
	B2	1.0	0.000	0.000	444.534	444.534
	B3	1.0	0.000	0.000	442.581	442.581
P2-L	B1	1.0	743.216	743.216	469.723	469.723
	B2	1.0	658.726	658.726	471.486	471.486
	B3	1.0	738.116	738.116	469.430	469.430
P2-R	B1	1.0	0.000	0.000	294.720	294.720
	B2	1.0	0.000	0.000	295.763	295.763
	B3	1.0	0.000	0.000	294.540	294.540
A2	B1	0.8	735.257	919.071	226.000	282.500
	B2	0.8	649.351	811.689	226.430	283.038
	B3	0.8	734.262	917.828	225.930	282.413

7.5 가시설공

7.5.1 P2 버팀보 사보강

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (t/㎥)	N	점착력 (t/㎡)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (t/㎥)	마찰저항 (kgf/㎠)
1	0.000	-2.700	1.80	6	0.500	27.00	SAND	1430.235	0.00
2	-2.700	-3.700	1.80	5	0.500	27.00	SAND	1328.189	0.00
3	-3.700	-4.200	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
4	-4.200	-6.200	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	3382.672	0.00
5	-6.200	-15.000	2.60	50	180.000	39.00	HARDROCK	3382.672	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식 Ka	RANKINE식 Kp	COULOMB식 Ka	COULOMB식 Kp	CAQUOT & KERISEL Ka	CAQUOT & KERISEL Kp	정지토압 Ko
1	0.000	-2.700	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
2	-2.700	-3.700	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-3.700	-4.200	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-4.200	-6.200	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455
5	-6.200	-15.000	0.228	4.396	0.208	16.243	0.228	9.818	0.371

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (t/㎡)
1	0.000	20.000	0.000	1.500

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

* 지하수위 고려하는 시점 EL. = -1.000 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -4.200 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -4.490 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 4
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.500 -4.490 -4.490

Next Page

I-5. 엄지말뚝(H-PILE. SLURRY WALL등의 수직토류벽) 의 제원

1) 사용 엄지말뚝(H-Pile .SLURRY WALL등)의 규격 : U-600X180X13.4

* 탄 성 계 수 (E)	=	2100000.	(kgf/cm²)
* 단 면 적 (A)	=	173.2	(cm²)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix)	=	32400.0	(cm^4)
* 단 면 계 수 (Zx)	=	1800.0	(cm³)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx)	=	7.560	(cm)
약축방향(Rv)	=	2.850	(cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N)	=	0.000	(tf)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격	=	0.60	(m)

I-6. 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (kgf/cm²)	단면적(A) (cm²)	단면2차반경(cm) Rx	Rv	단 면 계 수 Zx(cm³)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (cm²)	단면2차반경(cm) Rx	Rv	단 면 계 수(Z) (cm³)
1	H-250X250X9X14	92.180	10.800	6.290	867.00

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (DO)	자유및정착장 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable 수(ea)	Spring정수 (t/m')	S/Type 한계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-0.500	Strut	45.0	6.18	4.64	1.60	1	13843.1	1	1	1
2	-2.000	Strut	45.0	6.18	4.64	1.60	1	13843.1	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400.SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (Kgf/㎠)
1. 축방향 인장	1.400 x 1.5 = 2.100
2. 축방향 압축 L(Cm):유효 좌굴장 R(Cm):단면 2차반경	L/R <= 20 : 1.400 x 1.5 = 2.100 20<L/R<93 : 2.100 - 13 (L/R - 20) 93 <= L/R : $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정 점간거리	인 장 : 1.400 x 1.5 = 2.100 압 축 L/B<=4.5 : 1.400 x 1.5 = 2.100 4.5<L/B<=30 : 2.100-36(L/B-4.5)
4. 전단응력	800 x 1.5 = 1.200
5. 용접감도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한.토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 하하여 실시하며.수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산

$Ka = Tan^2 (45-\phi/2)$

$Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)$

q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

NO.	EL. (m)	C(t/㎡) (1)	C(t/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (t/㎡)	토 압(t/㎡) (1)	토 압(t/㎡) (2)	계 (t/㎡) Pa1	계 (t/㎡) Pa2
									h= 1.00 Rt= 0.80	
1	-2.000	0.5	0.5	0.376	0.376	1.000	0.927	0.927	1.927	1.927
									h= 0.70 Rt= 0.80	
2	-2.700	0.5	0.5	0.376	0.376	1.700	1.137	1.137	2.837	2.837
									h= 1.00 Rt= 0.80	
3	-3.700	0.5	2.9	0.376	0.320	2.700	1.438	0.000	4.138	2.700
									h= 0.50 Rt= 1.00	
4	-4.200	2.9	25.0	0.320	0.295	3.200	0.000	0.000	3.200	3.200
									h= 0.29 Rt= 2.30	
5	-4.490	25.0	25.0	0.295	0.295	3.200	0.000	0.000	3.200	3.200
									h= 1.50 Rt= 2.30	
6	-5.990	25.0	0.0	0.295	0.000	3.200	0.000	0.000	3.200	3.200

* 수 동 토 압 계 산

$Kp = Tan^2 (45+\phi/2)$

$Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)$

NO.	EL. (m)	C(t/㎡) (1)	C(t/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (t/㎡)	토 압(t/㎡) (1)	토 압(t/㎡) (2)	계 (t/㎡) Pp1	계 (t/㎡) Pp2
1	-4.490	0.0	25.0	0.000	3.392	0.000	0.000	92.088	0.000	92.088
									h= 1.50 Rt= 2.30	
2	-5.990	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	103.791	0.000	105.291	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 1.50 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.927 + 2.837) x 0.5 x 0.700 x 0.372 x 0.6 = 0.372 tf-m
2. (2.837 + 4.138) x 0.5 x 1.000 x 1.231 x 0.6 = 2.576 tf-m
3. (2.700 + 3.200) x 0.5 x 0.500 x 1.957 x 0.6 = 1.732 tf-m
4. (3.200 + 3.200) x 0.5 x 0.290 x 2.345 x 0.6 = 1.306 tf-m
5. (3.200 + 3.200) x 0.5 x 1.500 x 3.240 x 0.6 = 9.331 tf-m

Total moment (Ma) = 15.317 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (92.088 +105.291) x 0.5 x 1.500 x 3.257 x 0.6 = 289.264 tf-m

Total moment (Mp) = 289.264 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 289.264 / 15.317

= 18.885 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

NO.	EL. (m)	C(t/㎡) (1)	C(t/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (t/㎡)	토 압(t/㎡) (1)	토 압(t/㎡) (2)	계 (t/㎡) Pa1	계 (t/㎡) Pa2	
											h= 0.50 Rt= 1.80
1	-0.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	0.288	0.288	0.288	0.288	
											h= 0.50 Rt= 1.80
2	-1.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	0.626	0.626	0.626	0.626	
											h= 1.00 Rt= 0.80
3	-2.000	0.5	0.5	0.376	0.376	1.000	0.927	0.927	1.927	1.927	
											h= 0.50 Rt= 0.80
4	-2.500	0.5	0.5	0.376	0.376	1.500	1.077	1.077	2.577	2.577	
											h= 0.20 Rt= 0.80
5	-2.700	0.5	0.5	0.376	0.376	1.700	1.137	1.137	2.837	2.837	
											h= 1.00 Rt= 0.80
6	-3.700	0.5	2.9	0.376	0.320	2.700	1.438	0.000	4.138	2.700	
											h= 0.50 Rt= 1.00
7	-4.200	2.9	25.0	0.320	0.295	3.200	0.000	0.000	3.200	3.200	
											h= 1.79 Rt= 1.30
8	-5.990	25.0	0.0	0.295	0.000	3.200	0.000	0.000	3.200	3.200	

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan² (45+@/2)
  Pp = Rt*h*Kp + 2*C*SQRT(Kp)

NO.	EL. (m)	C(t/㎡) (1)	C(t/㎡) (2)	Kp (1)	Kp (2)	수 압 (t/㎡)	토 압(t/㎡) (1)	토 압(t/㎡) (2)	계 (t/㎡) Pp1	계 (t/㎡) Pp2	
1	-2.500	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632	
											h= 0.20 Rt= 0.80
2	-2.700	0.5	0.5	2.663	2.663	0.200	2.058	2.058	2.258	2.258	
											h= 1.00 Rt= 0.80
3	-3.700	0.5	2.9	2.663	3.124	1.200	4.188	13.251	5.388	14.451	
											h= 0.50 Rt= 1.00
4	-4.200	2.9	25.0	3.124	3.392	1.700	14.813	97.041	16.513	98.741	
											h= 1.79 Rt= 1.30
5	-5.990	25.0	0.0	3.392	0.000	3.490	104.934	0.000	108.424	0.000	

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.49 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ㅇ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -0.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (0.288 + 0.626) x 0.5 x 0.500 x 0.281 x 0.6 = 0.039 tf-m
2. (0.626 + 1.927) x 0.5 x 1.000 x 1.085 x 0.6 = 0.831 tf-m
3. (1.927 + 2.577) x 0.5 x 0.500 x 1.762 x 0.6 = 1.190 tf-m
4. (2.577 + 2.837) x 0.5 x 0.200 x 2.102 x 0.6 = 0.683 tf-m
5. (2.837 + 4.138) x 0.5 x 1.000 x 2.731 x 0.6 = 5.715 tf-m
6. (2.700 + 3.200) x 0.5 x 0.500 x 3.457 x 0.6 = 3.059 tf-m
7. (3.200 + 3.200) x 0.5 x 1.790 x 4.595 x 0.6 = 15.792 tf-m

Total moment (Ma) = 27.309 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 2.258) x 0.5 x 0.200 x 2.105 x 0.6 = 0.491 tf-m
2. (2.258 + 5.388) x 0.5 x 1.000 x 2.768 x 0.6 = 6.350 tf-m
3. (14.451 + 16.513) x 0.5 x 0.500 x 3.456 x 0.6 = 16.049 tf-m
4. (98.741 +108.424) x 0.5 x 1.790 x 4.609 x 0.6 = 512.733 tf-m

Total moment (Mp) = 535.624 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 535.624 / 27.309

= 19.614 > 1.20 O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위.전단력.모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:t/㎡/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.50	3 -4.49	4 -4.49	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	2.34	2.34
	-0.500	0.29	0.29	0.29	2.34	2.34
2	-0.500	0.29	0.29	0.29	2.34	2.34
	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.34	2.34
3	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.34	2.34
	-2.000	1.49	1.30	1.30	2.34	2.34
4	-2.000	1.49	1.30	1.30	2.34	2.34
	-2.500	1.92	1.67	1.64	2.34	2.34
5	-2.500	1.92	1.90	1.75	2.34	2.34
	-2.700	2.09	2.06	1.90	2.34	2.34
6	-2.700	2.09	2.06	1.90	2.34	2.34
	-3.700	2.96	2.68	2.45	2.34	2.45
7	-3.700	1.65	1.00	0.37	2.18	2.18
	-4.200	1.91	1.15	0.30	2.18	2.18
8	-4.200	0.00	0.00	0.00	2.27	2.27
	-4.490	0.00	0.00	0.00	2.27	2.27
9	-4.490	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-5.240	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-5.240	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-5.990	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	2.96	2.68	2.45	2.34	2.45

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.50	3 -4.49	4 -4.49	MAX.
1	0.000	0.39	0.45	0.44	0.15	0.45
2	-0.500	0.34	0.50	0.55	0.21	0.55
3	-1.000	0.29	0.55	0.65	0.27	0.65
4	-2.000	0.20	0.61	0.81	0.39	0.81
5	-2.500	0.15	0.60	0.85	0.44	0.85
6	-2.700	0.13	0.59	0.85	0.46	0.85
7	-3.700	0.06	0.46	0.75	0.51	0.75
8	-4.200	0.03	0.36	0.64	0.49	0.64
9	-4.490	0.01	0.31	0.57	0.47	0.57
10	-5.240	-0.03	0.15	0.36	0.39	0.39
11	-5.990	-0.07	-0.01	0.14	0.30	0.00
	MAX.	0.39	0.61	0.85	0.51	0.85

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.50	3 -4.49	4 -4.49	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	0.07	0.07	0.07	1.17	1.17
2	-0.500	-0.07	2.10	0.61	1.72	2.10
	-1.000	0.30	-1.87	-0.38	-0.56	-1.87
3	-1.000	-0.13	1.87	0.38	0.56	1.87
	-2.000	0.13	-0.91	0.58	1.78	1.78
4	-2.000	-0.08	0.91	2.28	3.55	3.55
	-2.500	0.08	-0.16	-1.54	-2.38	-2.38
5	-2.500	-0.05	0.17	1.54	2.38	2.38
	-2.700	0.05	0.22	-1.17	-1.91	-1.91
6	-2.700	0.00	-0.20	1.17	1.91	1.91
	-3.700	0.00	2.15	1.00	0.43	2.15
7	-3.700	0.10	-1.44	-1.00	-0.43	-1.44
	-4.200	-0.10	1.57	1.17	1.52	1.57
8	-4.200	0.14	-1.06	-1.17	-1.52	-1.52
	-4.490	-0.14	1.06	1.17	2.17	2.17
9	-4.490	0.16	-0.54	-0.71	-1.35	-1.35
	-5.240	-0.16	0.54	0.71	1.35	1.35
10	-5.240	0.09	-0.08	-0.19	-0.35	-0.35
	-5.990	-0.09	0.08	0.19	0.39	0.39
	MAX.	0.30	2.15	2.28	3.55	3.55

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.50	3 -4.49	4 -4.49	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.01	0.01	0.01	0.29	0.29
3	-1.000	0.10	-0.99	-0.24	-0.28	-0.99
4	-2.000	0.23	-2.43	-0.20	0.34	-2.43
5	-2.500	0.27	-2.71	-1.16	-1.15	-2.71
6	-2.700	0.28	-2.70	-1.43	-1.58	-2.70
7	-3.700	0.28	-1.52	-1.56	-2.32	-2.32
8	-4.200	0.23	-0.77	-1.01	-1.83	-1.83
9	-4.490	0.19	-0.46	-0.67	-1.30	-1.30
10	-5.240	0.06	-0.06	-0.14	-0.28	-0.28
11	-5.990	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	0.28	2.71	1.56	2.32	2.71

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.50	3 -4.49	4 -4.49	MAX.
2	-0.500	0.00	-2.17	-0.68	-2.89	-2.89
4	-2.000	0.00	0.00	-2.86	-5.33	-5.33
MAX.		0.00	-2.17	-2.86	-5.33	-5.33

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.
여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

. 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
. 처짐의 체적 Vs를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
. 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
. 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
. D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
. 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (cm)	절 점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (cm)
1	0.000	0.04466	2	-0.500	0.05480
3	-1.000	0.06537	4	-2.000	0.08141
5	-2.500	0.08497	6	-2.700	0.08516
7	-3.700	0.07484	8	-4.200	0.06394
9	-4.490	0.05655	10	-5.240	0.03911

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00370 m'/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 4.5 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 27.83 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 27.83 /2) = 11.61 m
Ht = Hp + Hw = 11.61 m + 4.49 m = 16.10 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 16.10 m x tan (45 - 27.83 /2) = 9.71 m

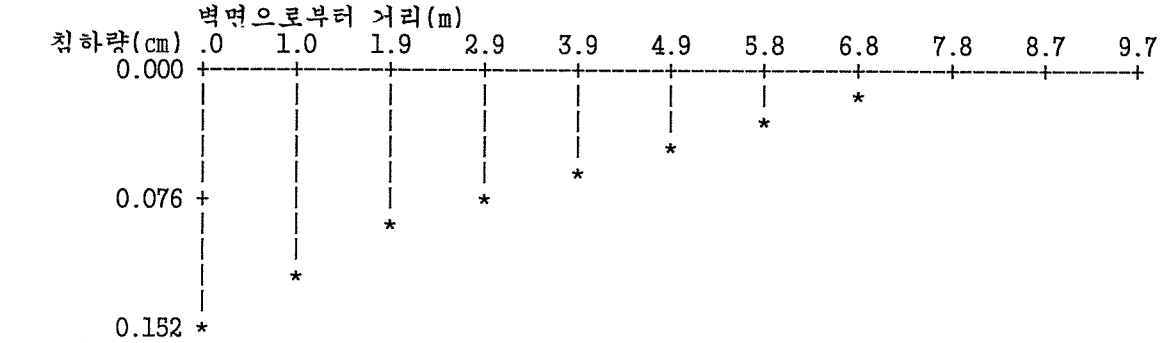
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00370/ 9.71
= 0.001523 m = 0.152 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.152 x ((9.71 - Xi)/ 9.71)**2

절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(cm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배	절점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(cm)	절점간 부등침하 부등침하량	구 배
1	0.000	0.15231	0.000	1/ 0	2	0.971	0.12337	0.029	1/3354
3	1.941	0.09748	0.026	1/3749	4	2.912	0.07463	0.023	1/4249
5	3.883	0.05483	0.020	1/4902	6	4.853	0.03808	0.017	1/5794
7	5.824	0.02437	0.014	1/7081	8	6.795	0.01371	0.011	1/9104
9	7.765	0.00609	0.008	1/9999	10	8.736	0.00152	0.005	1/9999
11	9.707	0.00000	0.002	1/9999					



Next Page

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.00	2 -2.50	3 -4.49	4 -4.49	MAX.
1	-0.500	0.00	2.17	0.68	2.89	2.89
2	-2.000	0.00	0.00	2.86	5.33	5.33
MAX.		0.00	2.17	2.86	5.33	5.33

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축 력(T) = 반 력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 2.894 x 1.600 / COS(45.0) = 6.549 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 5.332 x 1.600 / COS(45.0) = 12.065 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 12.065 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 12.065 (ton)
. 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+07 (kg/cm²)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
. 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 10.800 (cm)
약축방향(Ry) = 6.290 (cm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 24.065 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 6.180**2/8.0 = 2.387 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 24.065 x 1000 / 92.180 = 261.062 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.387 x 100000 / 867.000 = 275.320 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 618.000 / 10.800 = 57.222 . L2/Ry = 464.000 / 6.290 = 73.768
L2/B = 464.000 / 25.000 = 18.560

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
f(cao) = 1.5 x 1400.0 x1.00 = 2100.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cax) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (57.22- 20)) x 1.00 = 1616.111 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (57.222 x 57.222) = 5497.220 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 261.06/ 1616.11 + 275.32/ 2100.00(1.0- 261.06/ 5497.22)
= 0.16 + 0.14 = 0.30
따 라 서 . F = 0.299 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (2100-36x(L/B-4.5))x1.00 = 1593.8 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (73.77- 20)) x 1.00 = 1401.018 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (73.768 x 73.768) = 3307.790 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 261.06/ 1401.02 + 275.32/ 1593.84(1.0- 261.06/ 3307.79)
= 0.19 + 0.19 = 0.37
따 라 서 . F = 0.374 < 1.0 O.K

Next Page

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (Ton/개소)	f(c) (kg/cm²)	f(b) (kg/cm²)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	C H E C K 강축	C H E C K 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	6.549	201.229	275.320	0.26	0.33	O.K	O.K
2	-2.000	H-250X250X9X14@1	12.065	261.062	275.320	0.30	0.37	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) =.21000E+07 (kgf/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.200 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 32400.0 (cm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (㎤)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 2.708 x 0.600 = 1.625 (tf-m) [at Nodal point No. 5 : Step 2]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.625 x 100000 /1800.000 = 90.254 (kgf/㎠)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 324.000 / 60.000 = 5.400 . L/Rx = 324.000 / 7.560 = 42.857

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 1.625 x 1.0E+5 / 2700.0
= 60.170 (㎤)

강널말뚝각의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 60.2 / 0.6 = 100.3

따 라 서 . 100.283 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 3.549 x 0.600 = 2.129 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 2.129 x 1000 / 173.200
= 12.293 (kgf/㎠)

따 라 서 . 12.293 < 1500.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 . 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 2 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 12.065 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 12.065 x COS(45.00) / 1.600 = 5.332 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 5.332 x 2.400 - 5.332 x 0.000 x 0.000 = 12.797 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 5.332 x 1.600 x 1.600 / 10.000 = 1.365 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 12.797 x 1000 / 92.180 = 138.821 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.365 x 100000 / 867.000 = 157.435 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 160.000 / 10.800 = 14.815 . L2/Rv = 160.000 / 6.290 = 25.437
L2/B = 160.000 / 25.000 = 6.400

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 . Rx)
0. f(cax). f(cao). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(cao) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2031.6 (kgf/㎠)
L/R < 20 ;
f(Cax) = 2.100 x 1.00 =2100.00 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (14.815 x 14.815) = 82012.500 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 138.82/ 2100.00 + 157.43/ 2031.60(1.0- 138.82/ 82012.50)
= 0.07 + 0.08 = 0.14
따 라 서 . F = 0.144 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2031.6 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (25.44- 20)) x 1.00 = 2029.316 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (25.437 x 25.437) = 27818.506 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 138.82/ 2029.32 + 157.43/ 2031.60(1.0- 138.82/ 27818.51)
= 0.07 + 0.08 = 0.15
따 라 서 . F = 0.146 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 5.332 x 1.600 x (6.00/ 10.00) = 5.119 (tf)
Aw = T1 x (H - T2 x 2) x 0.01
= 9.0 x 222.0 x 0.01 = 19.980 (㎠)
전 단 강 도 = Max. S / Aw = 5.119 x 1000 / 19.980 = 256.186 (kgf/㎠)

따 라 서 . 256.186 kgf/㎠ < 1200.000 kgf/㎠ O.K.

2) 각 단 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (Tf/m)	단 면 력 M(tf-m)	N(t)	S(t)	전단강도 (kgf/㎠)	휨안전율 강축	약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	2.89	0.74	6.95	2.78	139.07	0.08	0.08
2	-2.00	H-250X250X9X14@1	5.33	1.36	12.80	5.12	256.19	0.14	0.15

THE END

제8장 파전제1교

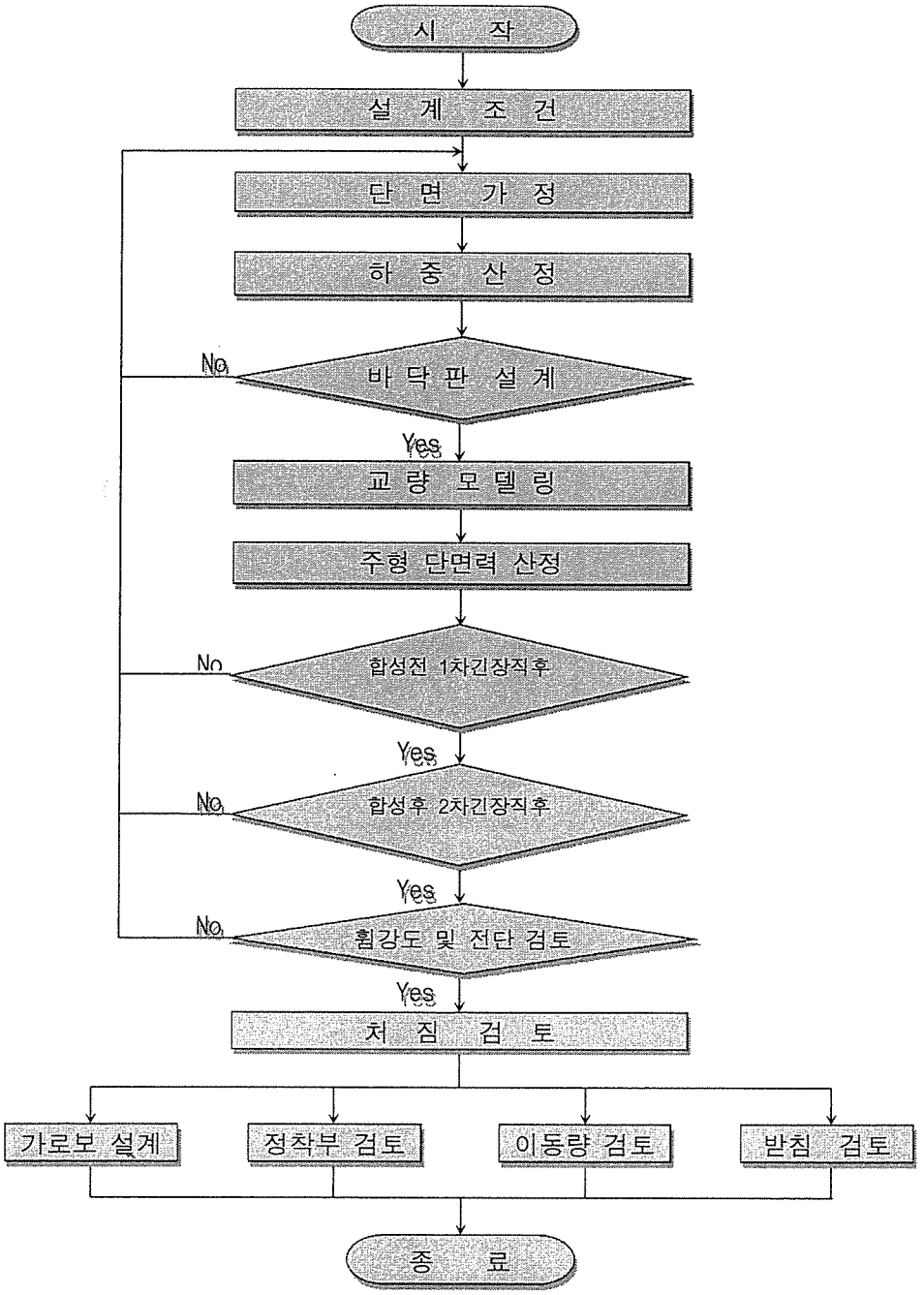
중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

8.1 상부공
8.2 교대공
8.3 교각공
8.4 내진해석
8.5 가시설공

8.1 상부공

8.1.1 IPC

설 계 흐 름 도



설계방침 사항

1) 바닥판의 설계는 각각의 좌우측 캔틸레버부와 내측 주형부를 각각 계산하여 철근량을 산정하도록 하였으며, 사용성 검토를 통하여 내구성을 확보하도록 하였다.
2) 하중의 횡분배는 Y.Guyon & C.Massonnet의 방법을 적용하였으며, 각 주형의 단면력은 하중의 조합중 가장 불리한 경우를 산출하였다.

1. 설 계 조 건

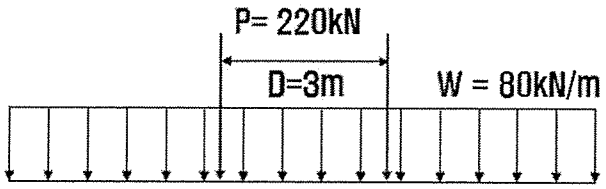
1.1 교량 형식 : INCREMENTALLY POST TENSIONING TYPE I.P.C GIRDER교

1.2 경 간 : 35,000 mm

1.3 폭 원 : 5,600 mm

1.4 평면 조건 : 사각 90 도

1.5 교량 등급 : KRL-2012



* 화물 열차하중 적용시
W = 80 KN/m
* 객차 열차하중 적용시
W = 60 KN/m

1.6 단면 제원 :

거더길이 : 34,900 mm

지간길이 : 35,000 mm

횡단제원 : 1,200 mm + 2 @ 1,700 mm + 1,000 mm = 5,600 mm

(~ 1,200) (~ 1,000)

교량 타입 : 단선 , 자갈도상 (높이 565mm)

1.7 단위중량

1) 콘크리트 : 24.5 kN/m^3 , 콘크리트(무근) : 23.0 kN/m^3

2) 자갈도상 : 19 kN/m^3

3) 방수 아스팔트층 : 11 kN/m^3

4) 레일 및 침목 : 1.5 KN/m (레일하중-체결구포함)

4.1 KN/m (일반철도용), 5.0 KN/m (고속철도용)

1.8 재료의 물리상수 및 허용 응력

1) 슬래브

(1) 콘 크 리 트 : fck = 30 MPa , fcu = fcu = fck + 4 = 34 MPa

Ec2 = 0.077× mc1.5×3√fcu = 28,000 MPa

(2) 철 근 (SD40) : fy = 400 MPa

Es = 2.0×10^5 MPa

2) I.P.C GIRDER

(1) 콘 크 리 트 : fck = 40 MPa , fcu = fcu = fck + 4 = 44 MPa

Ecg = 0.077× mc1.5×3√fcu = 31,000 MPa

(2) 철 근 (SD30) : fy = 300 MPa

Es = 2.0×10^5 MPa

(3) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력

① 허용 휨 압축응력 (fci' = 0.8 x fck = 32 Mpa)

- fci = 0.55 x fci' = 17.6 MPa

② 허용 휨 인장 응력

- 부착된 철근이 없는 인장 구역 :

fti = 1.4 MPa 또는 0.25 x √fci' = 1.41 MPa 중 작은값

∴ fti = 1.40 MPa

- 부착된 철근이 있는 인장 구역 :

fti = 0.5 x √fci' = 2.83 MPa

(4) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력

① 허용 휨 압축응력

- fcaw' = 0.4 x fck = 16 MPa

② 허용 휨 인장 응력

- 미리 압축력을 가한 인장구역에서 부착된 철근을 갖는 부재

fcaw = 0.5 x √fck = 3.162 MPa

- 해변 지역과 같이 심각한 부식에 노출된 상태

fcaw = 0.25 x √fck = 1.581 MPa

- 미리 압축력을 가한 인장구역에서 부착된 철근이 없는 부재

fcaw = 0 MPa

(5) 허용 균열 응력

① 보통 콘크리트 : ftcr = 0.63 x √fck = 3.98 MPa

② 부분 경량 콘크리트 : ftcr = 0.54 x √fck = 3.42 MPa

③ 전 경량 콘크리트 : ftcr = 0.47 x √fck = 2.97 MPa

(6) 정착부의 허용 지압 응력

- 긴장재 정착직후 $f_{cr} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(A'_b/A_b - 0.2)} \le 1.10 \times f_{ci}$

- 프리스트레스 손실 발생후 $f_{cr} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A'_b/A_b)} \le 0.90 \times f_{ck}$

3) P.S STRAND (SWPC 7B Ø15.2mm)

- A = 138.7 mm² /ea
- Ep = 200,000 MPa

(1) 인장 강도 : fpu = 1,900 MPa

(2) 항복 강도 : fpy = 1,600 MPa

(3) JACK에 의한 최대 긴장 응력 : 0.94 × fpy = 1,504 MPa

or 0.8 × fpu = 1,520 MPa 중 작은값 1,504 MPa

(4) 허용 인장 응력

① 정착 후 정착부에서의 허용응력

- fpa = 0.70 x fpu = 1,330 MPa

② 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용 응력

- fpa = 0.80 x fpy = 1,280 MPa

③ 정착 후 활동에 의한 손실 구역 끝부분에서의 허용 응력

- fpa = 0.83 x fpy = 1,328 MPa

4) 사용 긴장재

구 분	1차 #1	1차 #2	1차 #3	1차 #4	2차 #1	2차 #2
긴장 순서	1	2	3	4	5	6
SWPC7B Ø15.2mm	12 EA	12 EA	12 EA	12 EA	8 EA	8 EA
단 면 적	1,664 ㎟	1,664 ㎟	1,664 ㎟	1,664 ㎟	1,110 ㎟	1,110 ㎟
UN-SWPC7B Ø 15.2mm (유지관리 강연선)					2 EA	2 EA

5) 포스트텐션 긴장재 배치를 위한 쉬스 규격

구 분	단 위	1차 긴장용	2차 긴장용
쉬스관의 외경	mm	80	75
쉬스관의 두께	mm	5	5
수용가능 긴장재 면적	mm²	2,208	1,923
수용가능 긴장재 개수	개	15	13
쉬스관 순간격	mm	40	40
쉬스의 덮개	mm	40	40
파상 마찰 계수 κ	k/m	0.005	0.005
곡률 마찰 계수 μ	m/rad	0.25	0.25

2. 바닥판 설계

2.1 궤도부 (KRL-2012 하중 적용시)

2.1.1 하중 계산

- 침목 = 240 × 200 × 2,600 mm
- 자갈도상두께 = 365 mm , 구배콘크리트 = 76 mm
- 바닥판콘크리트 두께 = 280 mm
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상 두께 + 바닥판 두께
  = 3,428 mm

(1) 고정하중

슬 래 브	: W_s =	0.280	×	24.5			=	6.860	KN/m^2
도 상	: W_d =	0.565	×	19.0	× 1.30	(할증계수)	=	13.956	KN/m^2
구배콘크리트	: W_g =	24.5	×	0.076	/ 2		=	0.931	KN/m^2
궤 도	: W_r =	3.000	/	3.428			=	0.875	KN/m^2
계	: W_d =						=	22.622	KN/m^2

등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만
설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.
[철도설계기준(2011) 8.2.1]

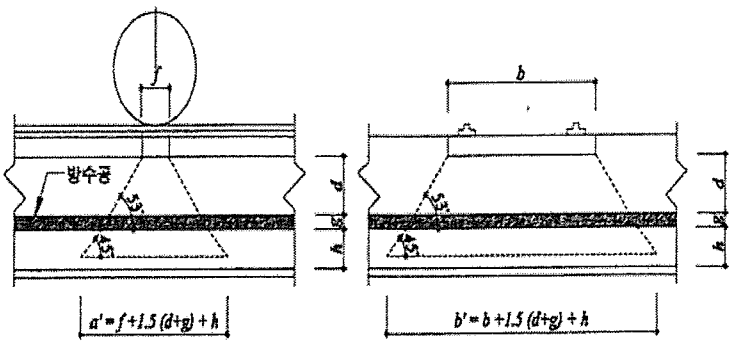
- 바닥판 지간 = 1500 mm [철도설계기준(2011) 제10장 10.10.4]
- 고정하중에 의한 휨모멘트 $M_d = w_d L^2 / 10$ = 5.090 KN · m

(2) 활하중(L)

1) 하중 분포폭 산정

주거더에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉, 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향
슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는
환산등분포 하중 w로 계산한다. [철도설계기준(2011) 10.10.5]

$$w = P / a' b'$$



여기서, P는 축중(軸重) [tonf]이고, a` 와 b`는 등분포 하중이 분포되는 축거(軸距)[m]로 다음과 같이 계산된다.

b : 침목길이 = 2600 mm

d : 자갈도상의 깊이 = 365 mm

g : 방수공의 두께 = 0 mm

h : 슬래브 두께 = 280 mm

f : 침목폭 = 240 mm

- 열차하중의 분포폭 -

a' = 3000 mm (열차 동륜축간의 거리) - (동륜 하중)

= 1000 mm (열차 동륜축간의 거리) - (객차 하중)

b = 2600 mm

b` = b` = b + 1.5(d + g) + h = 3428 mm

2) 열차활하중에 의한 단면력

① 동륜 하중의 경우

W = 220 × 1ea / (3 × 3.4275) = 21.396 kN/m^2

② 객차 하중의 경우

W = 80 × 1ea / (1 × 3.4275) = 23.341 kN/m^2

③ 이상의 결과 동륜하중과 객차하중을 고려하여 설계

WL = 44.736 kN/m^2

$$ML = \frac{WL \times L^2}{10} = 10.066 \quad kN \cdot m/m$$

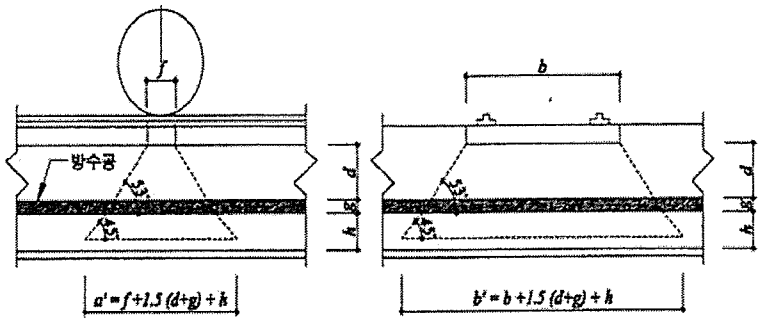
3) 충격하중 (I)

- $i = (1.44 \sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18 = 1.225$

여기서, $0 < i \leq 0.67$ 임으로 ∴ 0.670

- 충격하중(M_{L+i}) = 10.066 × 0.670 = 6.744 KN · m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



여기서 f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 = 0.000 mm

b : 도상 길이 = 0.000 mm

d : 자갈도상의 깊이 = 565 mm

h : 슬래브 두께 = 280 mm

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.00 m

a' = f + 1.5 (d + g) + h

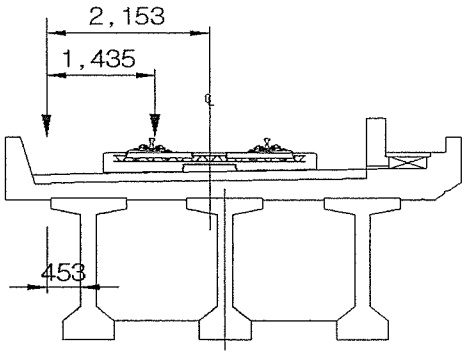
= f + 1.5(d + g) + h = 1128 mm

- 횡방향 분포폭(b')

b = 0.00 m

b' = f + 1.5 (d + g) + h

= f + 1.5(d + g) + h = 1128 mm



- 탈선하중에 의한 단면력

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$$w = 0.7 \times \left(\frac{220.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.00}{1.000 \times 1.128} \right) = 170.807 \quad kN/m^2$$

$$Mdr = \frac{WL \times L^2}{10} = 38.432 \quad kN \cdot m/m$$

2.1.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

① Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 (L + I)

= 1.35 × 5.090

+ 1.85 × (10.066 + 6.744) = 37.969 KN · m

② Load case 2 : U = 1.6 (D + L + I)

= 1.6 × (5.090 + 10.066 + 6.744) = 35.039 KN · m

③ Load case 3 : U = 1.35 (D + L_{DR})

= 1.35 × (5.090 + 38.432) = 58.754 KN · m

(2) 사용하중(Service Load)

④ Load case 4 : U = 1.0 (D + L + I)

= 1.0 × (5.090 + 10.066 + 6.744) = 21.900 KN · m

⑤ Load case 5 : U = 1.00 (D + L_{DR})

= 1.00 × (5.090 + 38.432) = 58.754 KN · m

2.1.3 처짐 검토

구 분			궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단순판			40L+110	65L+130
연속판			30L+110	50L+130
캔틸레버판	L	≤0.25	280L+160	240L+130
	L	> 0.25	80L+210	

여기서, L은 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다. 단순판의 경우 지간은 순지간으로 한다.
바닥판의 최소두께는 200㎜ 이상 또는 위의 표의 값중 큰값을 사용한다.

L = 1500 ㎜ (내부순지간 사용)

t_{min} = 30L+110 = 155 ㎜ < 200 ㎜

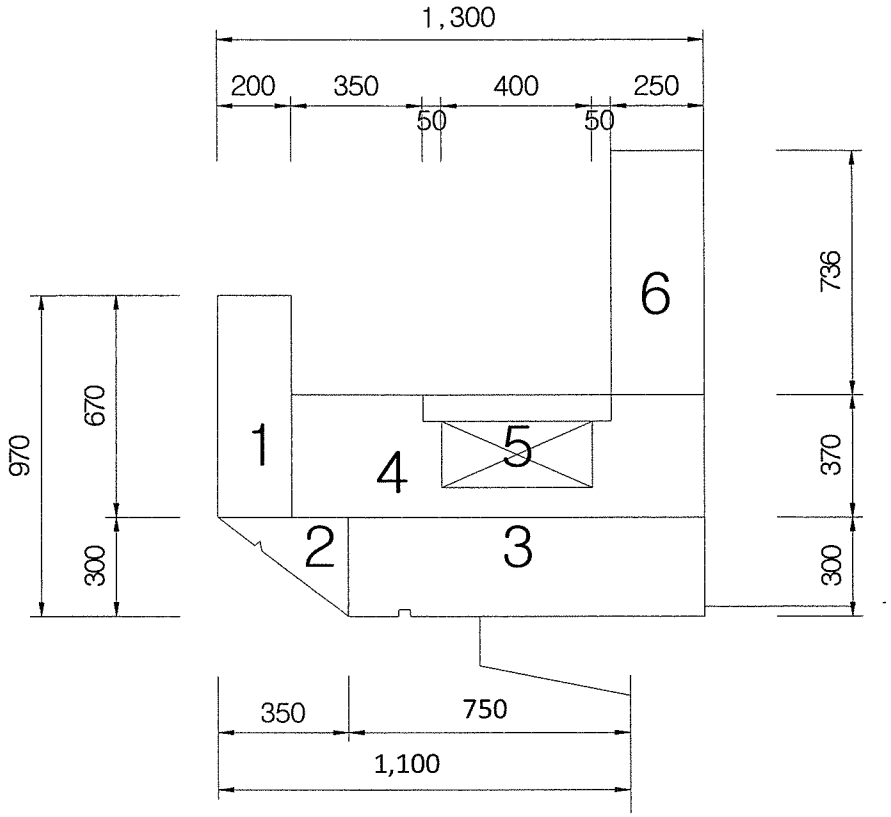
∴ t_{min} = 200 ㎜ < huse = 280 ㎜ O.K.!!

2.2 적용하중

구 분	Mu	Mo	비 고
KRL-2012	58.754	43.522	
적 용	58.754	43.522	MAX

2.3 캔틸레버부(좌측)

2.3.1 하중계산



캔틸레버판 설계 지간L_d = 1100 mm

(1) 고정하중(D)

1) 고정하중에 대한 전단력과 휨모멘트 계산

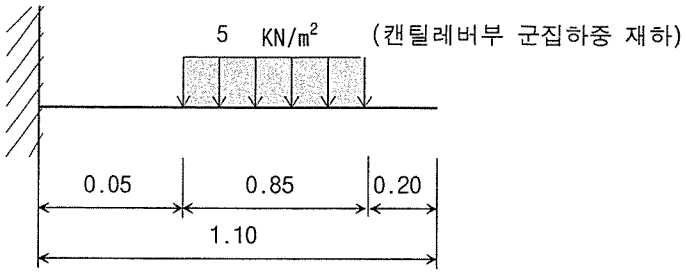
No	단위폭당 작용하중 (KN)		거리(m)	M (KN · m)
(1)	0.20 × 0.67 × 24.5	= 3.283	1.000	3.283
(2)	0.35 × 0.30 × 24.5 × 1/2	= 1.286	0.867	1.115
(3)	0.75 × 0.30 × 24.5	= 5.513	0.375	2.067
(4)	0.90 × 0.37 × 24.5	= 8.159	0.450	3.672
(5)	0.40 × 0.20 × 24.5	= -1.960	0.300	-0.588
(6)	0.05 × 0.74 × 24.5	= 0.902	0.025	0.023
도상	0.00 × 0.57 × 19.0 × 1.3	= 0.000	0.000	0.000
CABLE		= 1.000	0.300	0.300
방음벽		= 2.000	1.000	2.000
방음벽기초		= 2.328	1.000	2.328
TOTAL		= 22.511		14.200

=> 고정하중에 의한 휨모멘트 = 14.2 KN · m

(2) 활하중(L)

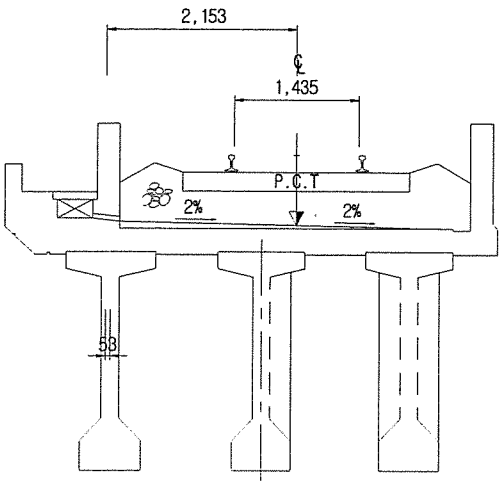
① 군집하중(교측보도)

W_p = 5 KN/m²

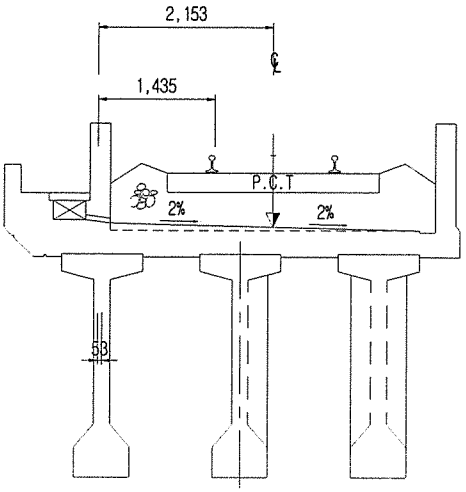


군집하중에 의한 휨모멘트 M_L = 5 × 0.850 × 0.475 = 2.019 KN·m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 (1)



탈선하중 (2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LR1} = 170.81 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.33 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

2.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

① Load case 1 : U = 1.35 MD + 1.85 ML

= 1.35 × 14.200 + 1.85 × 2.019 = 22.905 KN · m

② Load case 2 : U = 1.6 MD + 1.6 ML

= 1.60 × 14.200 + 1.60 × 2.019 = 25.950 KN · m

③ Load case 3 : U = 1.35 MD + 1.35 Mw

= 1.35 × 14.200 + 1.35 x 10.693 = 33.606 KN · m

④ Load case 4 : U = 1.35 MD + 1.35 ML + 0.5 Mw

= 1.35 × 14.200 + 1.35 × 2.019 + 0.500 × 10.693

= 27.242 KN · m

⑤ Load case 5 : U = 1.35 MD + 1.35 M_{dr}

= 1.00 × 14.200 + 1.00 × 0.000 = 14.200 KN · m

Mu max = 33.61 kN · m

(2) 사용하중(Service Load)

① Load case 1 : U = 1.00 MD + 1.00 ML

= 1.00 × 14.200 + 1.00 × + 2.019 = 16.219 KN · m

② Load case 2 : U = MD + ML + 0.5 Mw

= 1.00 × 14.200 + 1.00 × 2.019

+ 0.50 x 10.693 = 21.565 KN · m

Ms max = 21.57 kN · m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

I : 충격 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

2.3.3 최소두께의 검토 [철도설계기준(2011) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께 t_{min} = 140 mm

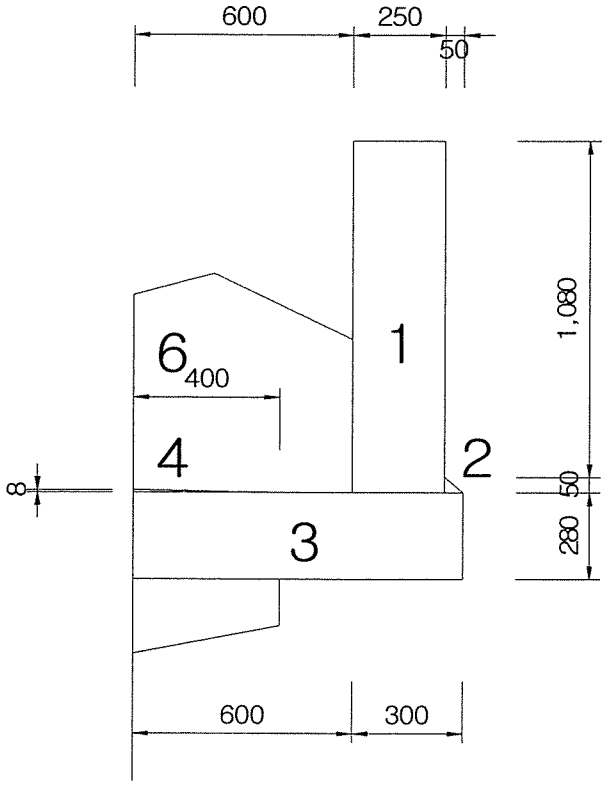
∴ t_{min} = 140 mm < huse = 280 mm O.K.!!

최소두께규정을 만족하고 설계기준에 제시된 방식으로 휨응력을 산출하므로

전단력에 대한 검토는 생략한다.

2.4 캔틸레버부(우측)

2.4.1 하중계산



캔틸레버판 설계 지간L_d = 900 mm

(1) 고정하중(D)

고정하중에 대한 전단력과 휨모멘트 계산

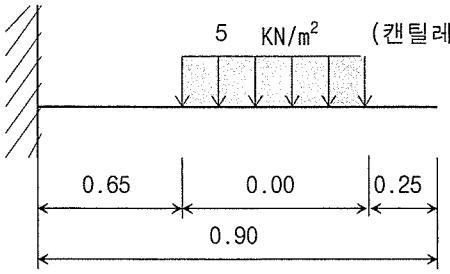
No	단위폭당 작용하중 (KN)		거리(m)	M (KN · m)
(1)	0.25 × 1.130 × 24.5	= 6.921	0.725	5.018
(2)	0.05 × 0.050 × 24.5	= 0.061	0.867	0.053
(3)	0.90 × 0.280 × 24.5	= 6.174	0.450	2.778
(4)	0.40 × 0.008 × 24.5	= 0.078	0.133	0.010
(5)	0.00 × 0.000 × 24.5	= 0.000	0.000	0.000
(6)	0.60 × 0.600 × 24.5	= 8.820	0.300	2.646
CABLE		= 0.000	0.000	0.000
방음벽		= 2.000	0.725	1.450
방음벽기초		= 2.328	0.725	1.688
TOTAL		= 26.382		13.643

=> 고정하중에 의한 휨모멘트 = 13.643 KN · m

(2) 활하중(L)

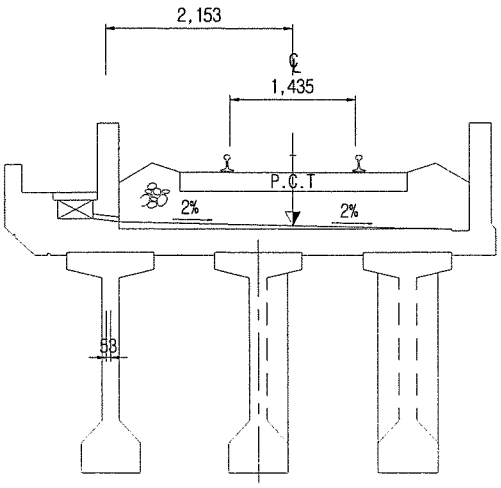
① 군집하중(교측보도)

W_p = 5 KN/m²

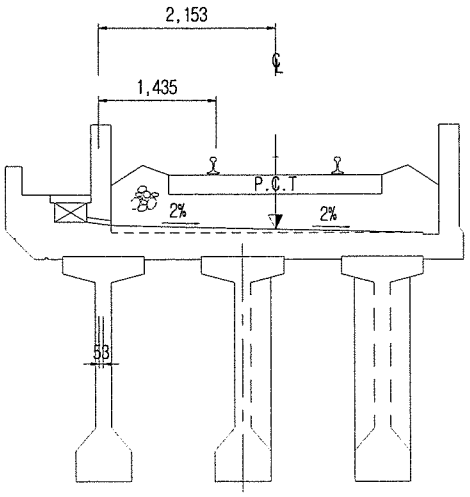


군집하중에 의한 휨모멘트 M_L = 5 × 0.000 × 0.650 = 0.000 KN · m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 (1)



탈선하중 (2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LR1} = 170.81 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.33 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m

F_W = (1.130 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 9.390 kN/m

M_W = 9.39 × (1.130 + 2.000) / 2 = 14.695 kN-m/m

2.4.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

① Load case 1 : U = 1.35 MD + 1.85 ML

= 1.35 × 13.643 + 1.85 × 0.000 = 18.418 KN · m

② Load case 2 : U = 1.6 MD + 1.6 ML

= 1.60 × 13.643 + 1.60 × 0.000 = 21.829 KN · m

③ Load case 3 : U = 1.35 MD + 1.35 Mw

= 1.35 × 13.643 + 1.35 × 14.695 = 38.257 KN · m

④ Load case 4 : U = 1.35 MD + 1.35 ML + 0.5 Mw

= 1.35 × 13.643 + 1.35 × 0.000 + 0.500 × 14.695

= 25.766 KN · m

⑤ Load case 5 : U = 1.35 MD + 1.35 M_{dr}

= 1.35 × 13.643 + 1.35 × 0.000 = 18.418 KN · m

Mu max = 38.257 kN · m

(2) 사용하중(Service Load)

① Load case 1 : U = MD + ML

= 13.643 + 0.000 = 13.643 KN · m

② Load case 3 : U = MD + ML + 0.5 Mw

= 13.643 + 0.000 + 0.500 × 14.695 = 20.991 KN · m

Ms max = 20.99 kN · m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

I : 충격 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

2.4.3 최소두께의 검토 [철도설계기준 pp.360]

보도부분 바닥판 최소 두께 t_{min} = 140 mm

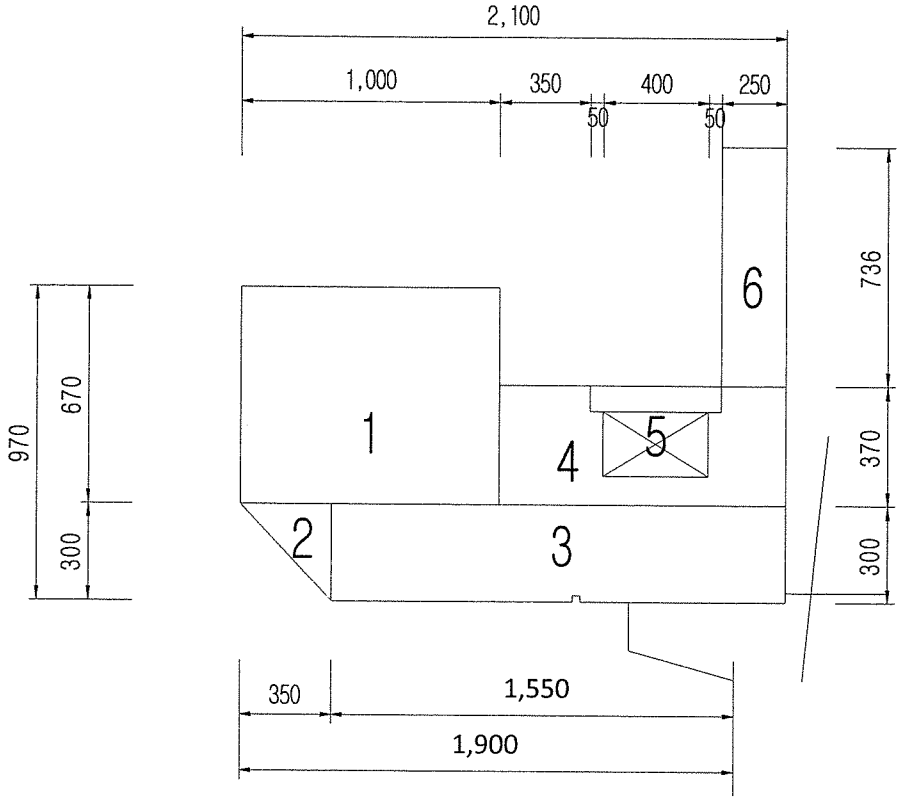
∴ t_{min} = 140 mm < huse = 280 mm O.K.!!

최소두께규정을 만족하고 설계기준에 제시된 방식으로 휨응력을 산출하므로

전단력에 대한 검토는 생략한다.

2.5 전철주기초부

2.5.1 하중계산



캔틸레버판 설계 지간L_d = 1900 mm

(1) 고정하중(D)

1) 고정하중에 대한 전단력과 휨모멘트 계산

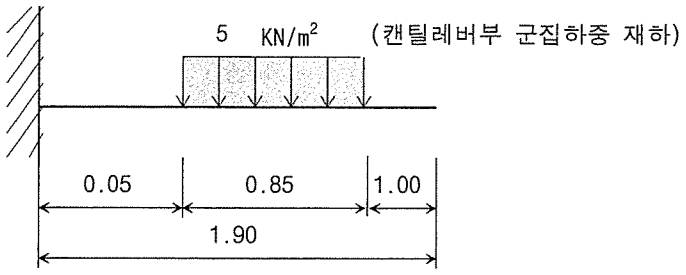
No	단위폭당 작용하중 (KN)	거리(m)	M (KN · m)
(1)	1.00 × 0.67 × 24.5 = 16.415	1.400	22.981
(2)	0.35 × 0.30 × 24.5 × 1/2 = 1.286	1.725	2.218
(3)	1.55 × 0.30 × 24.5 = 11.393	0.775	8.830
(4)	0.90 × 0.37 × 24.5 = 8.159	0.450	3.672
(5)	0.40 × 0.20 × 24.5 = -1.960	0.300	-0.588
(6)	0.05 × 0.74 × 24.5 = 0.902	0.025	0.023
도상	0.00 × 0.57 × 19.0 × 1.3 = 0.000	0.000	0.000
CABLE	= 1.000	0.300	0.300
방음벽	= 2.000	1.000	2.000
전철주	= 20.000	1.400	28.000
TOTAL	= 59.195		67.436

=> 고정하중에 의한 휨모멘트 = 67.436 KN · m

(2) 활하중(L)

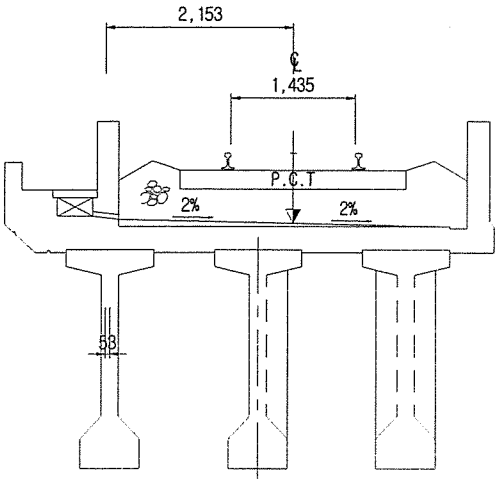
① 군집하중(교측보도)

W_p = 5 KN/m²

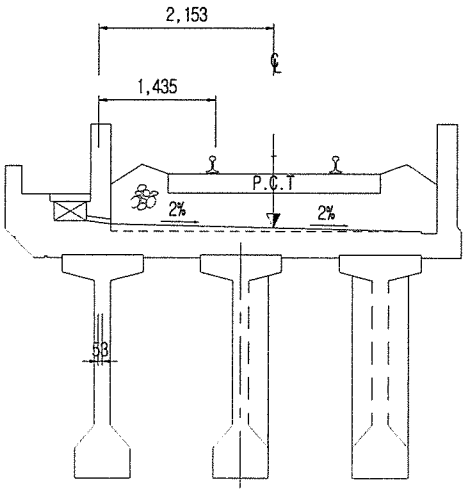


군집하중에 의한 휨모멘트 M_L = 5 × 0.850 × 0.475 = 2.019 KN · m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load) - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



탈선하중 (1)



탈선하중 (2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LR1} = 170.81 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.33 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

2.5.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

① Load case 1 : U = 1.35 MD + 1.85 ML

= 1.35 × 67.436 + 1.85 × 2.019 = 94.773 KN · m

② Load case 2 : U = 1.6 MD + 1.6 ML

= 1.60 × 67.436 + 1.60 × 2.019 = 111.128 KN · m

③ Load case 3 : U = 1.35 MD + 1.35 Mw

= 1.35 × 67.436 + 1.35 x 10.693 = 105.475 KN · m

④ Load case 4 : U = 1.35 MD + 1.35 ML + 0.5 Mw

= 1.35 × 67.436 + 1.35 × 2.019 + 0.500 × 10.693

= 99.111 KN · m

⑤ Load case 5 : U = 1.35 MD + 1.35 M_{dr}

= 1.00 × 67.436 + 1.00 × 0.000 = 67.436 KN · m

Mu max = 111.13 kN · m

(2) 사용하중(Service Load)

① Load case 1 : U = 1.00 MD + 1.00 ML

= 1.00 × 67.436 + 1.00 × + 2.019 = 69.455 KN · m

② Load case 2 : U = MD + ML + 0.5 Mw

= 1.00 × 67.436 + 1.00 × 2.019

+ 0.50 x 10.693 = 74.801 KN · m

Ms max = 74.80 kN · m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

I : 충격 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

2.5.3 최소두께의 검토 [철도설계기준(2011) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께 t_{min} = 140 mm

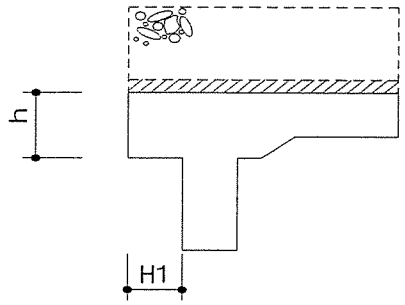
∴ t_{min} = 140 mm < huse = 280 mm O.K.!!

최소두께규정을 만족하고 설계기준에 제시된 방식으로 휨응력을 산출하므로

전단력에 대한 검토는 생략한다.

2.6 슬래브 단부

2.6.1 단면치수



h : 0.280 m

H1 : 0.325 m

2.6.2 고정하중에 의한 단면력

1. KRL-2012 하중 작용시

(1) 고정하중에 의한 단면력

Wd = 22.62 kN/m^2 (4.1 궤도부 설계 참고)

MD = WD × $H1^2$ /2 = 1.195 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

WL(1+i) = 51.480 kN/m^2 (4.1 궤도부 설계 참고)

$$ML(1+i) = \frac{WL(1+i) \times H1^2}{2} = 2.719 \quad kN \cdot m$$

(3) 하중조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Mu1 = 1.35 MD + 1.85 ML(1+i) = 6.643 kN · m

Mu2 = 1.6 MD + 1.6 ML(1+i) = 6.262 kN · m

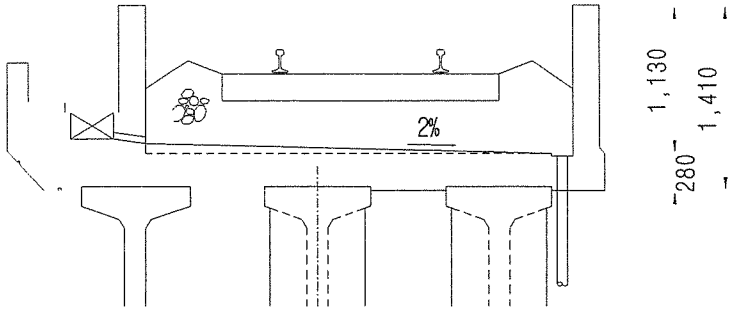
Mu = MAX[Mu1, Mu2] = 6.643 kN · m

2. 적용 하중

구 분	Mu		비 고
KRL-2012	6.643		
적 용	6.643		MAX

2.7 탈선방지벽 검토

2.7.1 단면치수



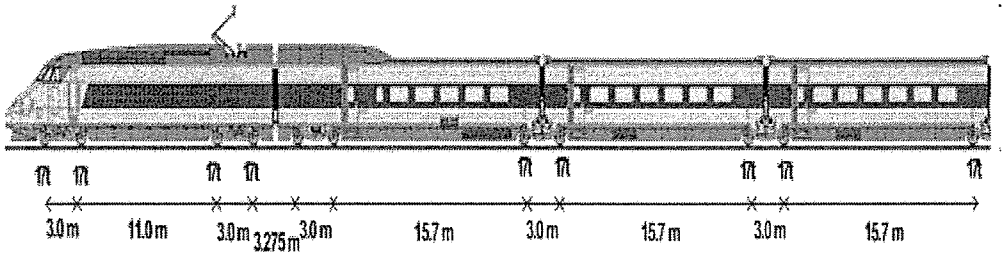
H : 1.130 m

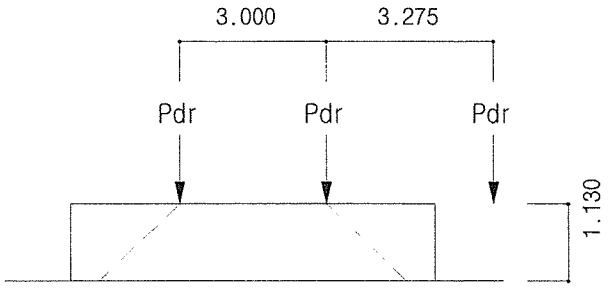
T : 0.250 m

2.7.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 탈선하중 재하폭 산정(실하중 기준으로 적용) [철도설계기준(2011) p8-52]

(※ 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음)





Pcr = 150 x 2 ea / 5.260

= 57.034 KN/M

① 전단력 산정

Sr = 57.034 KN (통합설계기준 2011 참조)

② 휨모멘트 산정

Mr = 57.034 x 1.130 = 64.449 KN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음.

1) 설계조건

- f_{ck}=	30 MPa	- f_y =	400 MPa
- 계수모멘트	M_u = 64,448,669 N · mm		
- b =	1000 mm	- h =	250 mm
- d' =	50 mm	- d =	200 mm
- ϕ_f =	0.90	- k_1 =	0.80

강도감소계수(Φ) 산정

$T = A_s \times f_y$ = 529600 N

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 25500 a

$T = C$ ∴ a = 20.77 mm

c = 24.43 mm

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.0020$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003 \times (d_t - c)}{c} = 0.0216$$

∴ ε_t ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85

2) 휨설계

- 필요철근량

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 0.0156863 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$

64,448,669 < -2.667 A_s^2 + 68,000 A_s

∴ Req'd A_s = 985.891 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s × 4/3 = 1314.522 mm^2

$A_{s,min} = 1.4 / f_y \times b \times d$ = 700.000 mm^2

$A_{s,min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d$ = 684.653 mm^2

- 사용철근

USE H 16 @ 150 = 1324.0 mm^2 O.K. !!

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) = $0.85 \cdot \beta_1 \frac{fck}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.768 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.662 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.826 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = 0.75 × 600/(600 + fy) × d

= 90 mm > c = a/0.85 = 24.434 mm

Max. a = 0.85 × c = 76.500

> a = $f_y \times A_s$ / 0.85 × f_{ck} × b = 20.769 mm

jd = d - a/2 = 189.616 mm^2

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 529,600 N

T = $f_y \times A_s$ = 529,600 N

$\phi_f M_n$ = ϕ_f $f_y \times A_s \times$ j d = 90,378,421 N · mm > 64448669.2 N · mm

O.K.!!

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.402

3) 전단검토

ϕVc = ϕ x 1/6 x √ fck x b x d =

= 0.80 x 1/6 x √ 30 x 1000 x 200 / 1000

= 146.059 KN

ϕVc = 146.059 KN > Vu = 57.034221 KN ∴ 전단보강 필요 없음!!!!!

2.8 바닥판 설계

2.8.1 궤도부

1) 설계조건

- f_{ck}=	30	MPa	- f_y =	400	MPa
- 계수모멘트	M_u =	58,754,254	N · mm		
- b =	1000	mm	- h =	280	mm
- d' =	60	mm	- d =	220	mm
- ϕ_f =	0.90		- k_1 =	0.85	

2) 휨설계

- 필요철근량

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ $0.0156863\ A_s$

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$

$58,754,254 <$ $-2.667\ A_s^2$ + $74,800\ A_s$

$\therefore$ Req'd A_s = $808.806\ mm^2$

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd $A_s \times 4/3$ = 1078.408 mm^2

$A_{s,min} = 1.4 / f_y \times b \times d$ = 770.000 mm^2

$A_{s,min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d$ = 753.119 mm^2

- 사용철근

인장철근(하면)	:	USE	H	16	@	150	=	1324.0 mm^2	O.K. !!
압축철근(상면)	:	USE	H	16	@	150	=	1324.0 mm^2	

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) $= 0.85 \cdot \beta_1 \frac{fck}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy} =$ 3.768 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.690 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = $0.714 \times 600/(600 + fy) \times d$

= 94 mm > c = a/0.85 = 24.434 mm

Max. a = $0.85 \times c$ = 80.111

> a = $f_y \times A_s / 0.85 \times f_{ck} \times b$ = 20.769 mm

jd = d - a/2 = 209.616 mm^2

C = $0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 529,600 N

T = $f_y \times A_s$ = 529,600 N

$\phi_f M_n$ = $\phi_f\ f_y \times A_s \times j\ d$ = 99,911,221 N · mm > 58754253.77 N · mm

O.K.!!

$\phi_f M_n / M_u$ = 1.700

- 배력철근의 계산

  인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

  인장측-하면

  인장주철근의 1/6 = 220.667 mm^2

  USE H 13 @ 200 = 633.500 mm^2 O.K.!!

  압축측-상면

  USE H 13 @ 200 = 633.500 mm^2

  온도-수축철근 검토

  0.2%의 철근비 = 440 mm

  사용 배력 철근 단면적 = 1267 mm^2 O.K.!!

4) 간격 검토 (2012년 콘크리트 구조 설계기준)

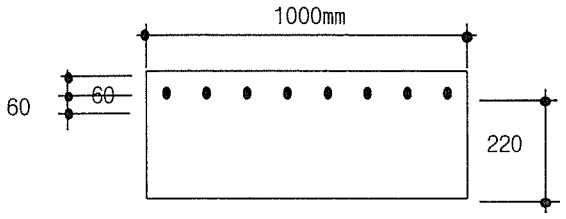
- 사용하중에 의한 최대 모멘트

  $M_{max} = M_{net}$ = 43.522 KN · m

- 탄성계수비(n) $= E_s / E_c$ = 7.769
- 철근비(p) $= A_s / bd$ = 0.602 %
- $k = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$ = 0.263
- $j = 1 - k/3$ = 0.912
- 사용하중에 의한 인장보강철근의 응력

$$f_{smax} = \frac{M_{max}}{pbjd^2} = \frac{43521669\ N \cdot mm}{265783.777\ mm^3} = 163.748\ MPa$$

- A = b d' / N = 18000 mm^2



N : 배근된 인장보강 철근 개수

A : 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 개수로 나눈 유효인장 단면적

d_c : 인장연단에서 가장 가까이 위치한 철근 중심까지의 피복두께

① 최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fs)-2.5Cc , 300 · (210/fs)] = 350.9 mm

여기서, Cc = dc_min - 주철근 직경 / 2 = 52.00 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 350.9 mm ∴ O.K.!!

2.8.2 캔틸레버판(좌측)

1) 설계조건

- f_{ck}=	30	MPa	- f_y =	400	MPa
- 계수모멘트	M_u =	33,606,000	N · mm		
- b =	1000	mm	- h =	280	mm
- d' =	60	mm	- d =	220	mm
- ϕ_f =	0.90		- k_1 =	0.85	

2) 휨설계

- 필요철근량

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 0.016 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$

33606000 < $-2.667\ A_s^2$ + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 457 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd $A_s \times 4/3$ = 609 mm^2

$A_{s,min} = 1.4 / f_y \times b \times d$ = 770 mm^2

$A_{s,min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d$ = 753 mm^2

- 사용철근

인장철근(상면)	:	USE	H	16	@	150	=	1324.000 mm^2	O.K. !!
압축철근(하면)	:	USE	H	16	@	150	=	1324.000 mm^2	

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) = $0.85 \cdot \beta_1 \frac{fck}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 5.419 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 3.869 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = $0.714 \times 600 / (600 + fy) \times d$

= 94 mm > $c = a/0.85$ = 24 mm

Max. a = $0.85 \times c$ = 80.111

> $a = f_y \times A_s / 0.85 \times f_{ck} \times b$ = 21 mm

jd = d - a/2 = 209.616 mm

C = $0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 529,600 N

T = $f_y \times A_s$ = 529,600 N

$\phi_f M_n = \phi_f f_y \times A_s \times j\ d$ = 99,911,221 N · mm > 33606000 N · mm

O.K.!!

$\phi_f M_n / M_u$ = 2.973

- 배력철근의 계산

  인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

  인장측-상면

  인장주철근의 1/6 = 221 mm^2

  USE H 13 @ 200 = 633.500 mm^2 O.K.!!

  압축측-하면

  USE H 13 @ 200 = 633.500 mm^2

  온도-수축철근 검토

  0.2%의 철근비 = 440 mm

  사용 배력 철근 단면적 = 1267 mm^2 O.K.!!

4) 간격 검토 (2012년 콘크리트 구조 설계기준)

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

  $M_{max} = M_{net}$ = 21.565 KN · m

- 탄성계수비(n) $= E_s / E_c$ = 7.769

- 철근비(p) $= A_s / bd$ = 0.602 %

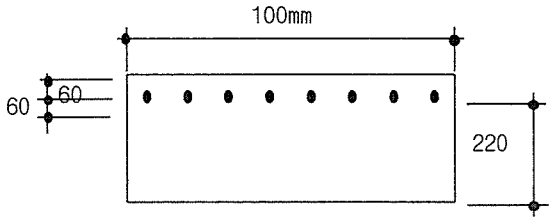
- $k = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$ = 0.263

- $j = 1 - k/3$ = 0.912

- 사용하중에 의한 인장보강철근의 응력

$$f_{smax} = \frac{M_{max}}{pbjd^2} = \frac{21565000\ N \cdot mm}{265784\ mm^3} = 81\ MPa$$

- A = b d' / N = 18000 mm^2



N : 배근된 인장보강 철근 개수

A : 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 개수로 나눈 유효인장 단면적

d_c : 인장연단에서 가장 가까이 위치한 철근 중심까지의 피복두께

① 최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fs)-2.5Cc , 300 · (210/fs)] = 776.5 mm

여기서, Cc = dc_min - 주철근 직경 / 2 = 52.00 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 776.5 mm ∴ O.K.!!

2.8.3 캔틸레버판(우측)

1) 설계조건

- f_{ck}=	30 MPa	- f_y =	400 MPa
- 계수모멘트	M_u = 38257000	N · mm	
- b =	1000 mm	- h =	280 mm
- d' =	60 mm	- d =	220 mm
- ϕ_f =	0.90	- k_1 =	0.85

2) 휨설계

- 필요철근량

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 0.016 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$

38,257,000 < -2.667 A_s^2 + 74,800 A_s

∴ Req'd A_s = 521 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd $A_s \times 4/3$ = 695 mm^2

$A_{s,min} = 1.4 / f_y \times b \times d$ = 770 mm^2

$A_{s,min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d$ = 753 mm^2

- 사용철근

인장철근(상면) : USE H 16 @ 150 = 1324 mm^2 O.K. !!

압축철근(하면) : USE H 16 @ 150 = 1324 mm^2

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) $= 0.85 \cdot \beta_1 \frac{fck}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy} =$ 5.419 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 3.869 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = $0.714 \times 600 / (600 + fy) \times d$

= 157 mm > c = a/0.85 = 24.434 mm

Max. a = $0.85 \times c$ = 134 mm

> a = $f_y \times A_s / 0.85 \times f_{ck} \times b$ = 20.769 mm

jd = d - a/2 = 210 mm

C = $0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 530 N

T = $f_y \times A_s$ = 530 N

$\phi_f M_n = \phi_f f_y \times A_s \times j d$ = 99,911,221 N · mm > 38257000 N · mm

O.K.!!

$\phi_f M_n / M_u$ = 2.612

- 배력철근의 계산

  인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

  인장측-상면

  인장주철근의 1/6 = 220.667 mm^2

  USE H 13 @ 200 = 633.500 mm^2 O.K.!!

  압축측-하면

  USE H 13 @ 200 = 633.500 mm^2

  온도-수축철근 검토

  0.2%의 철근비 = 440 mm

  사용 배력 철근 단면적 = 1267 mm^2 O.K.!!

4) 간격 검토 (2012년 콘크리트 구조 설계기준)

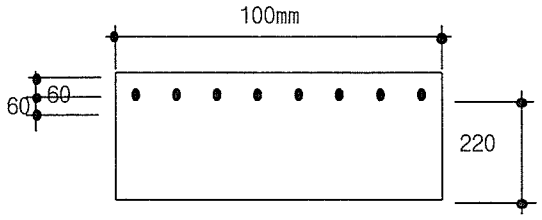
- 사용하중에 의한 최대 모멘트

  $M_{max} = M_d + Mw1 = 20.991$ KN · m

- 탄성계수비(n) $= E_s / E_c = 7.769$
- 철근비(p) $= A_s / bd = 0.602$ %
- $k = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}} = 0.263$
- $j = 1 - k/3 = 0.912$
- 사용하중에 의한 인장보강철근의 응력

$$f_{smax} = \frac{M_{max}}{pbjd^2} = \frac{20991000\ N \cdot mm}{265784\ mm^3} = 79\ MPa$$

- A = b d' / N = 18000 mm^2



N : 배근된 인장보강 철근 개수

A : 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 개수로 나눈 유효인장 단면적

d_c : 인장연단에서 가장 가까이 위치한 철근 중심까지의 피복두께

① 최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fs)-2.5Cc , 300 · (210/fs)] = 797.7 mm

여기서, Cc = dc_min - 주철근 직경 / 2 = 52.00 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 797.7 mm ∴ O.K.!!

2.8.4 전철주기초부

1) 설계조건

- f_{ck}=	30 MPa	- f_y =	400 MPa
- 계수모멘트	M_u = 111128000	N · mm	
- b =	1000 mm	- h =	280 mm
- d' =	60 mm	- d =	220 mm
- Φ_f =	0.90	- k_1 =	0.85

2) 휨설계

- 필요철근량

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 0.016 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$

########## < -2.667 A_s^2 + 74,800 A_s

∴ Req'd A_s = 1574 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd $A_s \times 4/3$ = 2099 mm^2

$A_{s,min} = 1.4 / f_y \times b \times d$ = 770 mm^2

$A_{s,min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d$ = 753 mm^2

- 사용철근

인장철근(상면)	:	USE	H	19	@	150	=	1910 mm^2	
		USE	H	0	@	0	=	0 mm^2	O.K. !!
압축철근(하면)	:	USE	H	16	@	150	=	1324 mm^2	

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) = $0.85 \cdot \beta_1 \frac{fck}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 5.419 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.868 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 3.869 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = $0.714 \times 600 / (600 + fy) \times d$

= 157 mm > c = a/0.85 = 35.248 mm

Max. a = $0.85 \times c$ = 134 mm

> a = $f_y \times A_s / 0.85 \times f_{ck} \times b$ = 29.961 mm

jd = d - a/2 = 205 mm

C = $0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 764,000 N

T = $f_y \times A_s$ = 764,000 N

$\Phi_f M_n = \Phi_f f_y \times A_s \times j d$ = ########## N · mm > 111128000 N · mm

O.K.!!

$\Phi_f M_n / M_u$ = 1.269

- 배력철근의 계산

  인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

  인장측-상면

  인장주철근의 1/6 = 318.333 mm^2

  USE H 13 @ 200 = 633.500 mm^2 O.K.!!

  압축측-하면

  USE H 13 @ 200 = 633.500 mm^2

  온도-수축철근 검토

  0.2%의 철근비 = 440 mm

  사용 배력 철근 단면적 = 1267 mm^2 O.K.!!

4) 간격 검토 (2012년 콘크리트 구조 설계기준)

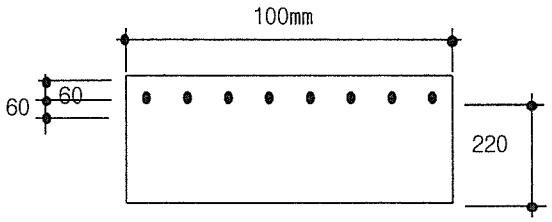
- 사용하중에 의한 최대 모멘트

  $M_{max} = M_{net}$ = 74.801 KN · m

- 탄성계수비(n) $= E_s / E_c$ = 7.769
- 철근비(p) $= A_s / bd$ = 0.868 %
- $k = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$ = 0.306
- $j = 1 - k/3$ = 0.898
- 사용하중에 의한 인장보강철근의 응력

$$f_{smax} = \frac{M_{max}}{pbjd^2} = \frac{74801000\ N \cdot mm}{377342\ mm^3} = 198\ MPa$$

- A = b d' / N = 18000 mm^2



N : 배근된 인장보강 철근 개수

A : 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 개수로 나눈 유효인장 단면적

d_c : 인장연단에서 가장 가까이 위치한 철근 중심까지의 피복두께

① 최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fs)-2.5Cc , 300 · (210/fs)] = 271 mm

여기서, Cc = dc_min - 주철근 직경 / 2 = 50.50 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 271 mm ∴ O.K.!!

2.8.5 슬래브 단부

1) 설계조건

- f_{ck}=	30 MPa	- f_y =	400 MPa
- 계수모멘트	M_u = 6642672 N · mm		
- b =	1000 mm	- h =	280 mm
- d' =	60 mm	- d =	220 mm
- ϕ_f =	0.90	- k_1 =	0.85

2) 휨설계

- 필요철근량

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 0.016 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$

6642672 < -2.667 A_s^2 + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 89 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd $A_s \times 4/3$ = 119 mm^2

$A_{s,min} = 1.4 / f_y \times b \times d$ = 770 mm^2

$A_{s,min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d$ = 753 mm^2

- 사용철근

인장철근(상면) : USE H 13 @ 200 = 634 mm^2 O.K. !!

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) $= 0.85 \cdot \beta_1 \frac{fck}{fy} \cdot \frac{600}{600 + fy} =$ 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.288 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c $= 0.714 \times 600 / (600 + fy) \times d$

= 157 mm > $c = a/0.85$ = 11.691 mm

Max. a = $0.85 \times c$ = 134 mm

> $a = f_y \times A_s / 0.85 \times f_{ck} \times b$ = 9.937 mm

jd = d - a/2 = 215 mm

C = $0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 253400 N

T = $f_y \times A_s$ = 253400 N

$\phi_f M_n = \phi_f f_y \times A_s \times j d$ = 49040055 N · mm > 6642672 N · mm

O.K.!!

$\phi_f M_n / M_u$ = 7.383

2.8.6 켄틸레버판 단부 검토

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량 A_s^{req}

  A_s^{req} = 521.139 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량 $A_s^{req'} = 2 \times A_s^{req}$

  $A_s^{req'}$ = 1042.279 mm^2

- 사용철근

  인장철근(상면) : USE H 19 @ 150 = 1910 mm^2 O.K.!!

  압축철근(하면) : USE H 16 @ 150 = 1324 mm^2

- 보강범위

  단부에서 1100 mm 까지

2.8.7 바닥판 설계 요약

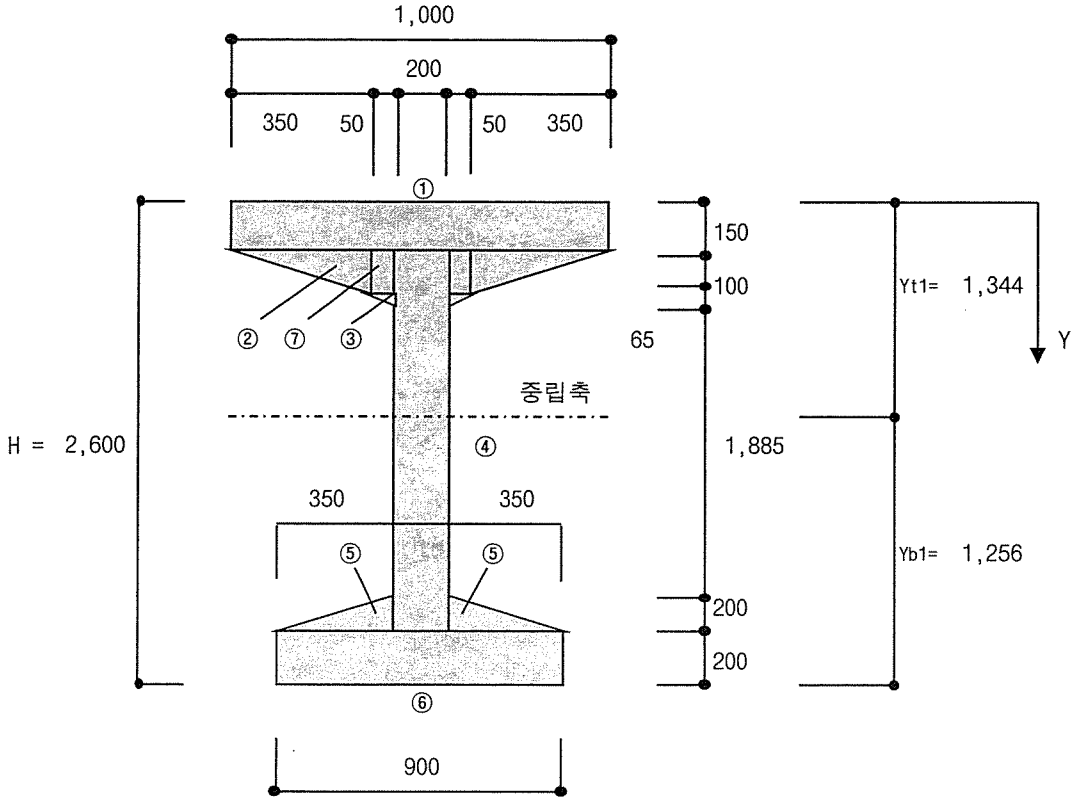
위 치	보강철근	방향	사용철근	간격(mm)	비 고
궤도부	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	하면
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	상면
	배력철근(인장)	교축방향	H13	200	하면
	배력철근(압축)	교축방향	H13	200	상면
켄틸레버판 (공동구측)	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	상면
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	하면
	배력철근(인장)	교축방향	H13	200	상면
	배력철근(압축)	교축방향	H13	200	하면
켄틸레버판 (자갈막이측)	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	상면
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	하면
	배력철근(인장)	교축방향	H13	200	상면
	배력철근(압축)	교축방향	H13	200	하면
켄틸레버판(단부)	인장보강철근	교축직각방향	H19	150	상면
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	하면
	배력철근(인장)	교축방향	H13	200	상면
	배력철근(압축)	교축방향	H13	200	하면
켄틸레버판 (전철주포함)	인장보강철근	교축직각방향	H19	150	상면 (C.T.C75)
			0	0	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	하면
슬래브단부	인장보강철근	교축방향	H13	200	상면

3. 주 BEAM 설계(Incrementally Prestressed Concrete Beam)

3.1 단면제원

3.1.1 총 단면

1) 중앙단면

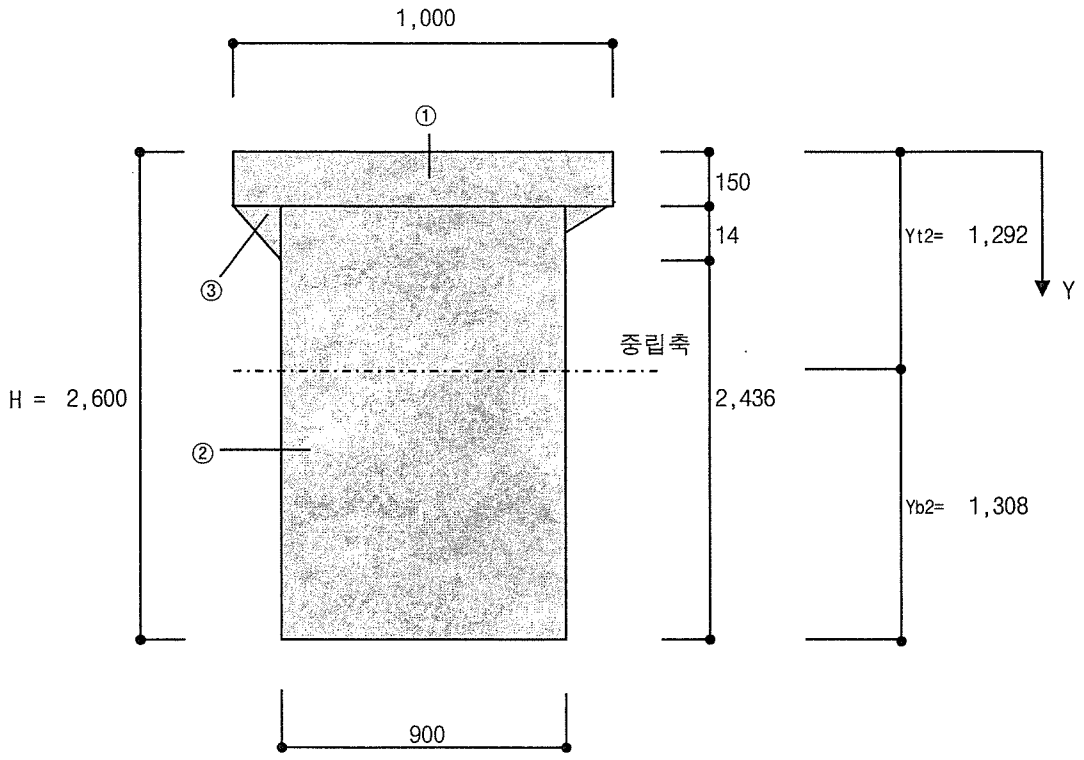


(단위:mm)

단면	단면적(A)	거더상연~도심거리(Y)	단면1차모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
①	150,000	75	11,250,000	1,125,000,000
②	35,000	183	6,405,000	1,191,559,444
③	3,250	272	884,000	241,210,847
④	450,000	1,275	573,750,000	921,375,000,000
⑤	70,000	2,333	163,310,000	381,157,785,556
⑥	180,000	2,500	450,000,000	1,125,600,000,000
⑦	10,000	200	2,000,000	408,333,333
합계	898,250		1,207,599,000	2,431,098,889,180

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리 : $Yt1 = \Sigma A \cdot Y / \Sigma A =$ 1,344 mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리 : $Yb1 = H - Yt =$ 1,256 mm
- 도심축에 대한 단면 2차 모멘트 : $Ic1 = \Sigma Io - \Sigma A \cdot Yt^2 =$ 808,557,577,180 mm^4

2) 단 부



단부 단면

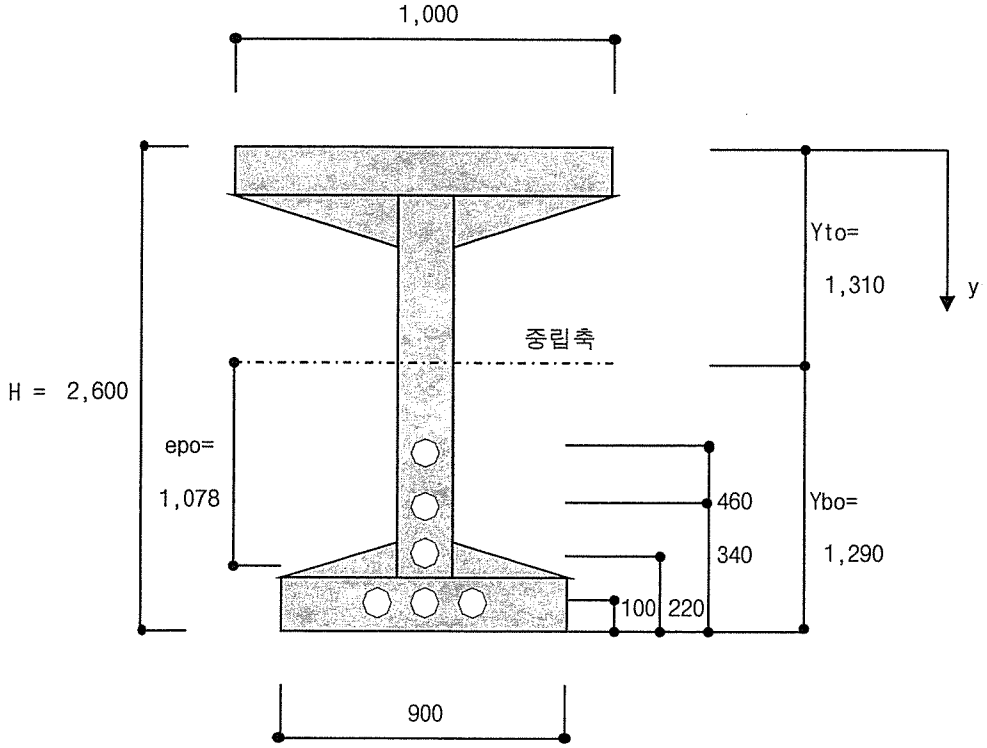
[단위: mm]

단면	단면적(A)	거더상연~도심 거리(Y)	단면1차모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
1	150,000	75	11,250,000	1,125,000,000
2	2,205,000	1375	3,031,875,000	5,271,787,500,000
3	700	155	108,267	16,752,867
계	2,355,700		3,043,233,267	5,272,929,252,867

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리(Yt) $Yt2 = \Sigma A \cdot Y / \Sigma A =$ 1,292 mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리(Yb) $Yb2 = H - Yt2 =$ 1,308 mm
- 도심축에 대한 단면 2차 모멘트 : $Ic = \Sigma Ic2 - \Sigma A \cdot Yt2^2 =$ 1,340,644,048,067 mm^4
- 단면 계수 $Zt2 = Ic2/Yt2 =$ 1,037,650,192 mm^3

$Zb2 = Ic2/Yb2 =$ 1,024,957,223 mm^3

3.1.2 순단면 (중앙부)



(단위:mm)

번호	순서	긴장재 배치				쉬스 배치	
		개수	단면적	하연거리	상연거리	단면적	쉬스관단면1차모멘트
1	1	12	1,664	220	2,380	5,027	11,964,260
2	2	12	1,664	100	2,500	5,027	12,567,500
3	3	12	1,664	100	2,500	5,027	12,567,500
4	4	12	1,664	100	2,500	5,027	12,567,500
5	5	8	1,110	340	2,260	4,418	9,984,680
6	6	8	1,110	460	2,140	4,418	9,454,520
계		64	8,876			28,944	69,105,960

- 프리캐스트거더 상단에서 쉬스관 도심과의 거리 2,388 mm

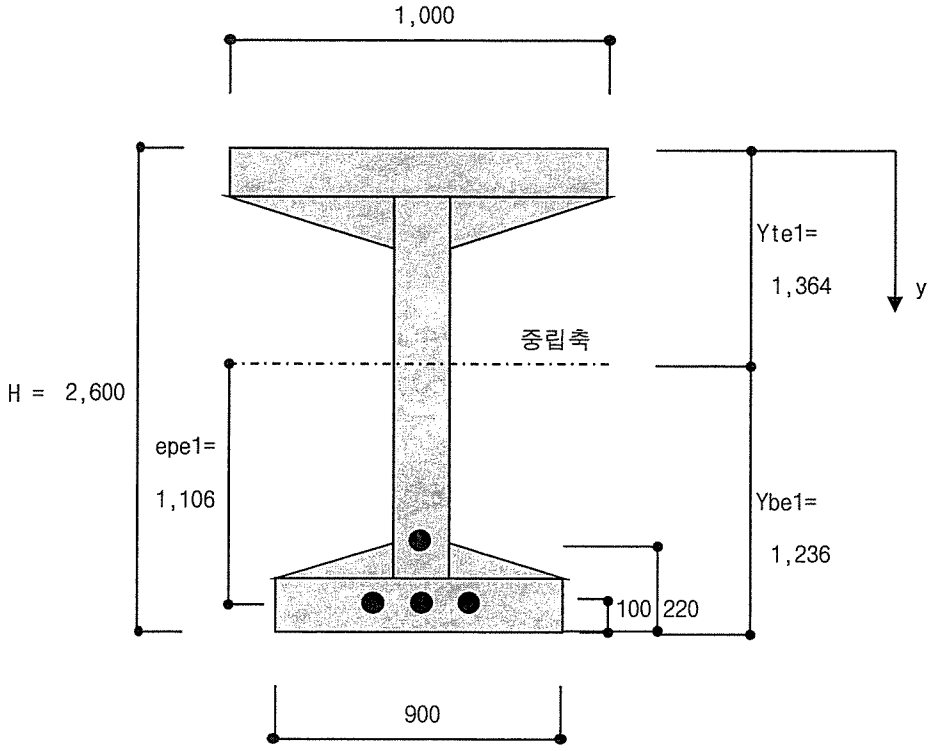
(단위:mm)

구 분	단면적(A)	거더상연~도심까지의 거리(Y)	단면1차모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
총단면	898,250	-	1,207,599,000	2,431,098,889,180
쉬스관	-28,944	2,388	-69,105,826	-164,994,997,174
합 계	869,306		1,138,493,174	2,266,103,892,006

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리(Yto)	Yto = ΣA·Y/ΣA =	1,310	mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리(Ybo)	Ybo = H - Yto =	1,290	mm
- 긴장재 도심의 편심거리(epo)	epo = Y - Yto =	1078	mm
- 도심축에 대한 단면 2차모멘트(Ic)	Ic = ΣIo - ΣA·Yto2 :	774,287,865,406	mm^4
- 단면 계수	Zto = Ico/Yto =	591,059,439	mm^3
	Zbo = Ico/Ybo =	600,223,151	mm^3
- 긴장재 도심 위치에 대한 단면계수(Zco)	Zco = Ico/Yco =	718,263,326	mm^3

3.1.3 P.S 강선 환산단면 (중앙부)

1) 1차 긴장재 환산단면



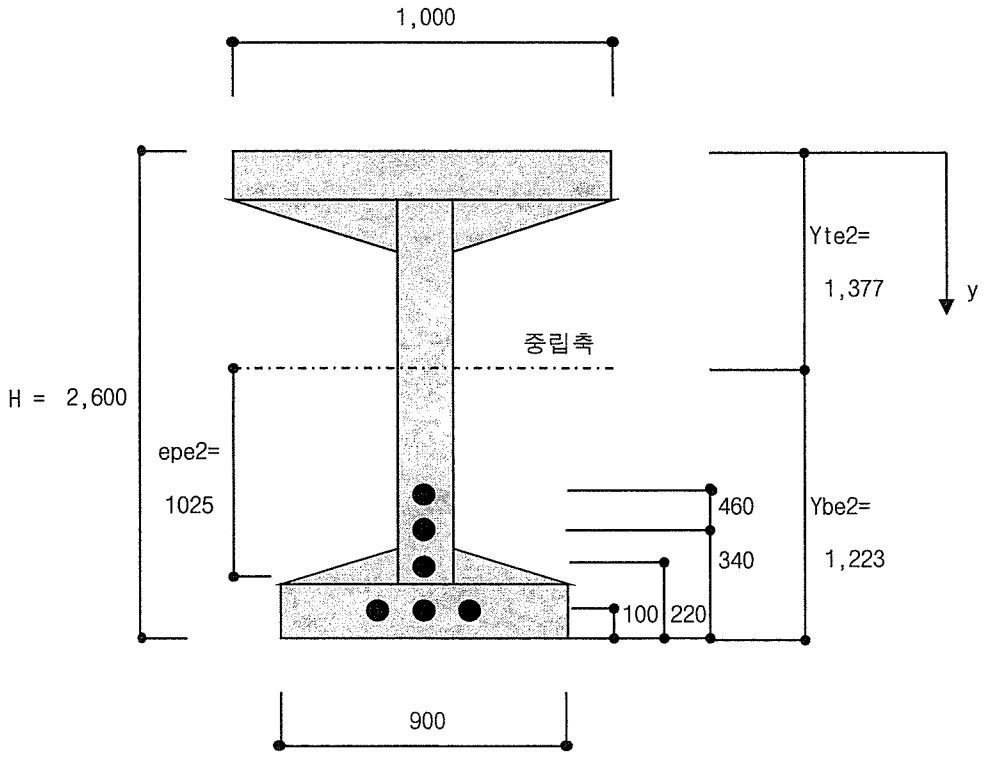
- 거더 콘크리트와 긴장재와의 탄성계수비 n1 = Ep / Ec1 = 6.45
- 1차긴장재의 환산단면을 정4각형으로 환산할 때 한 변의 길이 √(1664 ×6.452 × 4) = 207 mm

(단위:mm)

구 분	단면적(A)	거더상연~도심까지의 거리(Y)	단면1차 모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
순단면	869,306	-	1,138,493,174	2,266,103,892,006
쉬스관	42,955	2,470	106,098,850	262,217,920,502
합 계	912,261		1,244,592,024	2,528,321,812,508

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리(Yte1) Yte1 = ∑A·Y / ∑A = 1,364 mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리(Ybe1) Ybe1 = H - Yte1 = 1,236 mm
- 긴장재 도심의 편심거리(epe1) epe1 = Y- Yte1 = 1,106 mm
- 도심축에 대한 단면 2차모멘트(Ice1) Ice1 = ∑Io - ∑A·Yte1^2 = 831,063,871,052 mm^4
- 단면 계수 Zte1 = Ice1 / Yte1 = 609,284,363 mm^3
  Zbe1 = Ice1 / Ybe1 = 672,381,773 mm^3
- 긴장재 도심 위치에 대한 단면계수(Ze1g) Ze1g = Ice1 / epe1 = 751,413,988 mm^3

2) 전 긴장재 환산단면



- 전긴장재의 환산단면을 정4각형으로 환산할 때 한 변의 길이 √(7,212 ×6.452) = 239 mm

(단위:mm)

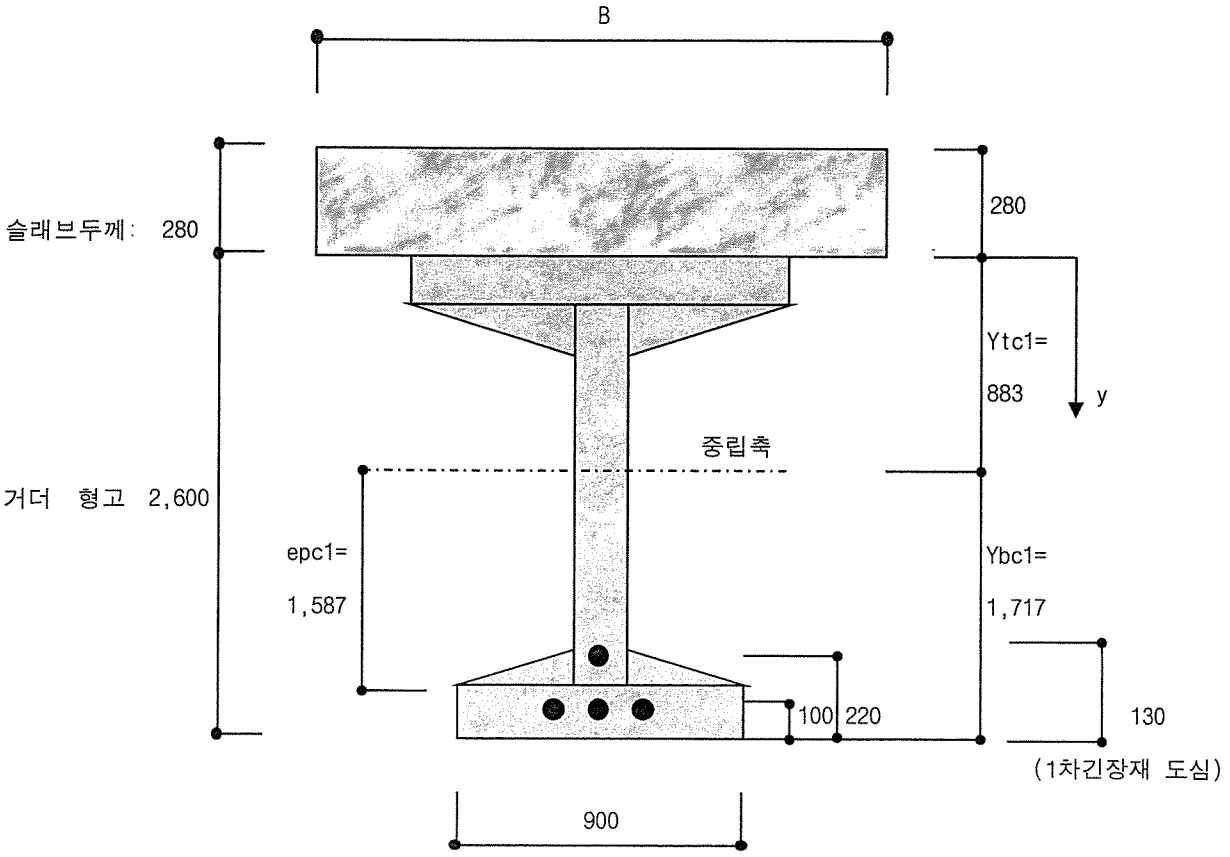
구 분	단면적(A)	거더상연~도심까지의 거리(Y)	단면1차 모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
순단면	869,306	-	1,138,493,174	2,266,103,892,006
쉬스관	57,268	2,402	137,557,736	330,686,983,857
합 계	926,574		1,276,050,910	2,596,790,875,863

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리(Yte2) Yte2 = ∑A · Y / ∑A : 1,377 mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리(Ybe2) Ybe2 = H - Yte2 : 1,223 mm
- 긴장재 도심의 편심거리(epe2) epe2 = Y- Yte2 : 1025 mm
- 도심축에 대한 단면 2차모멘트(Ice2) $Ice2 = \sum Io - \sum A \cdot Yte2^2$ = 839,887,043,817 mm^4
- 단면 계수 Zte2 = Ice2 / Yte2 : 609,939,756 mm^3
  Zbe2 = Ice2 / Ybe2 : 686,743,290 mm^3
- 긴장재 도심 위치에 대한 단면계수(Ze2g) Ze2g = Ice2 / epe2 : 819,401,994 mm^3

3.1.4 슬래브 환산 단면

■ 1차 강연선 적용시

1) 내측 거더



- 유효폭 산정(철도설계기준 2011, P.10-21)

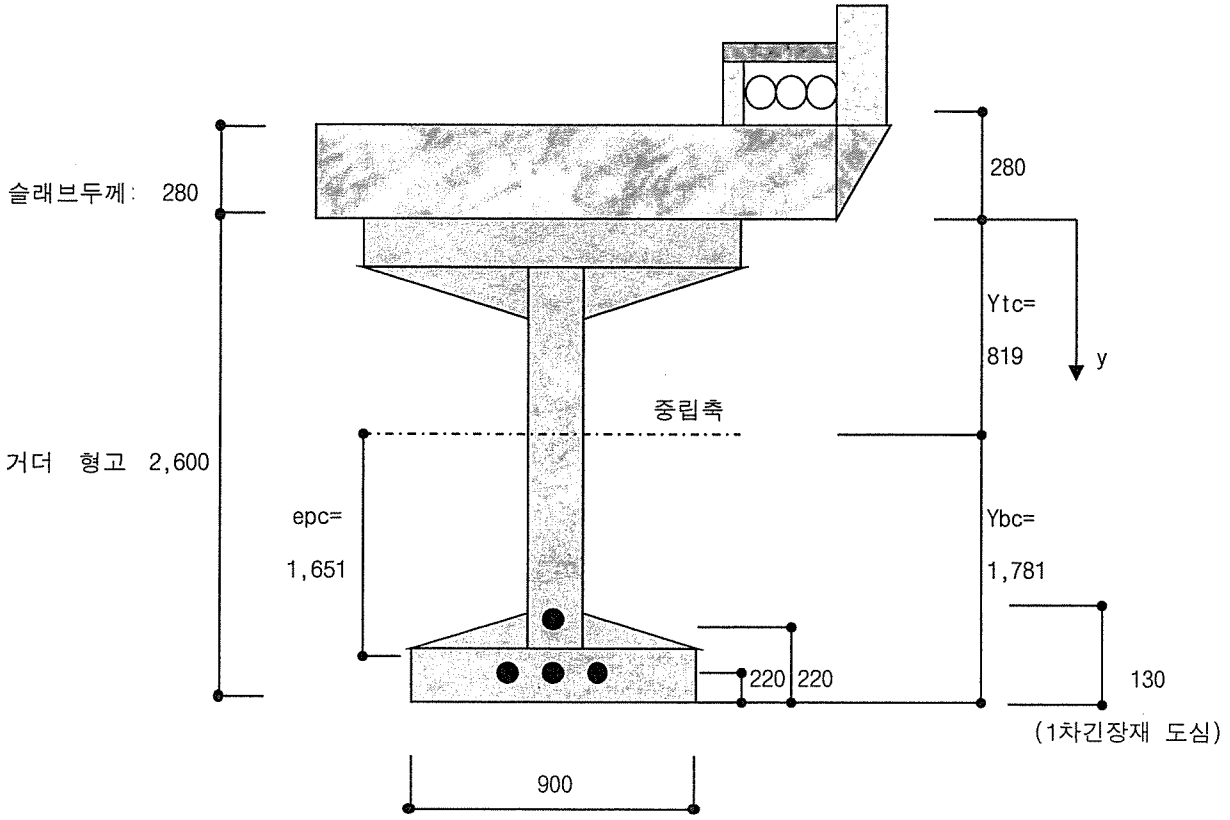
지간의 1/4	=	8,500	mm
복부폭 + 12 X 바닥판 두께	=	3,560	mm
거더의 중심간 거리	=	1,700	mm
∴ 내측거더 유효폭 beff	=	1,700	mm

- 바닥판과 거더와의 탄성계수비 : n2 = Ec2 / Ec1 = 0.90 (단위:mm)

구 분	단면적(A)	거더상연~도심까지의 거리(Y)	단면1차 모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
전긴장재환산단면	912,261	-	1,244,592,024	2,528,321,812,508
바닥판	429,828	-140	-60,175,920	11,232,838,400
합 계	1,342,089		1,184,416,104	2,539,554,650,908

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리(Ytc1) Ytc1 = $\sum A \cdot Y / \sum A$: 883 mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리(Ybc1) Ybc1 = H - Ytc1 : 1,717 mm
- 긴장재 도심의 편심거리(epc1) epc1 = Y- Ytc1 : 1,587 mm
- 도심축에 대한 단면 2차모멘트(Icc1) Icc1 = $\sum Io - \sum A \cdot Ytc1^2$ = 1,493,142,620,587 mm^4
- 단면 계수 Ztc1 = Icc / Ytc1 : 1,690,988,245 mm^3
  Zbc1 = Icc / Ybc1 : 869,622,959 mm^3
- 긴장재 도심 위치에 대한 단면계수(Zpc1) Zpc1 = Icc1 / epc1 : 940,858,614 mm^3
- 바닥판 상면에서 거더 도심까지의 거리(Ytcs11) Ytcs11 = Ytc1 + T(slab) : 1,163 mm
- 바닥판 상단위치에 대한 단면계수(Ztcs12) Ztcs12 = Icc1 / Ytsc11 : 1,283,871,557 mm^3

2) 외측 거더



- 유효폭 산정(철도설계기준 2011, P.10-21)

b1(복부폭+돌출된플랜지길이) + 지간의1/12	=	4,033	mm
b1(복부폭+돌출된플랜지길이) + 6 x 바닥판두께	=	2,890	mm
b1(복부폭+돌출된플랜지길이) + 인접거더와복부간 내측거리의1/2	=	2,050	mm
∴ 외측거더 유효폭 beff	=	2,050	mm

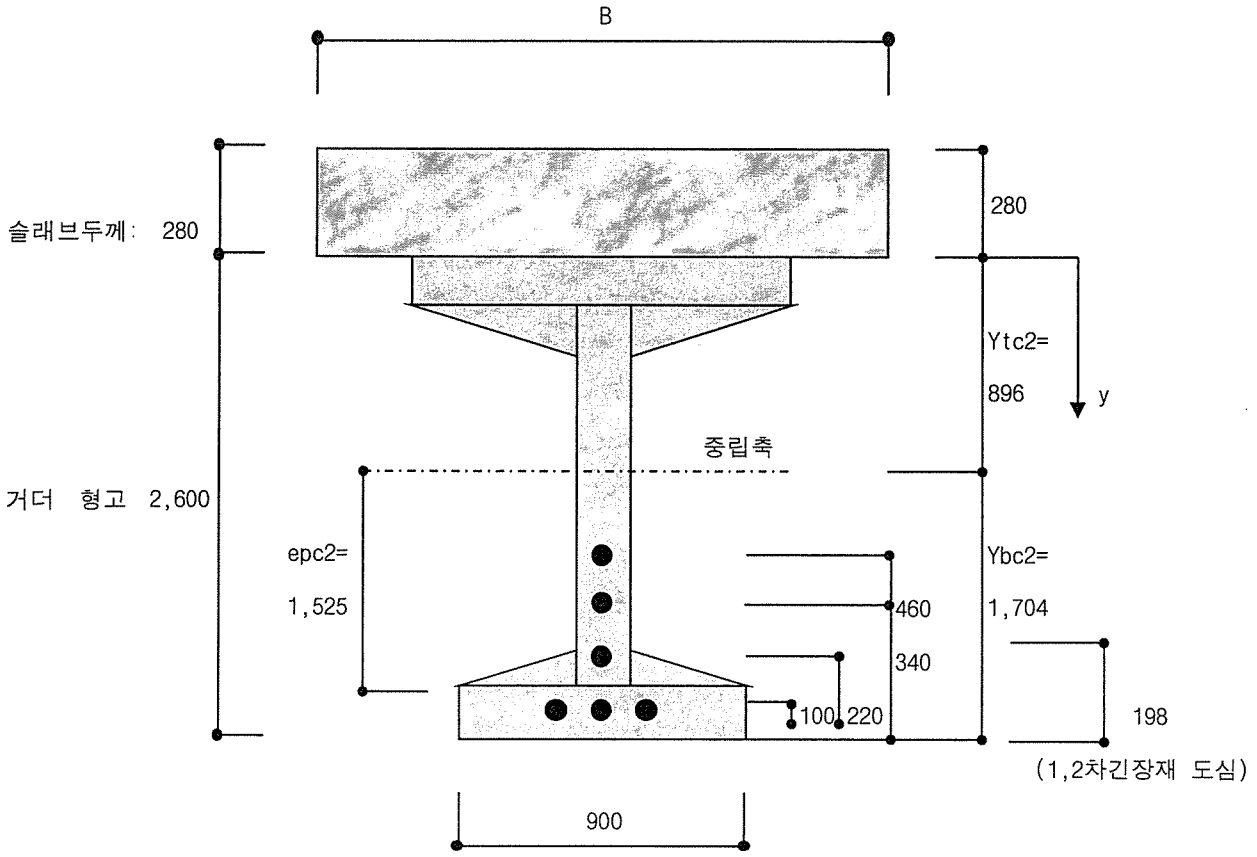
- 바닥판과 거더와의 탄성계수비 : n2 = Ec2 / Ec1 = 0.90 (단위:mm)

구 분	단면적(A)	거더상연~도심까지의 거리(Y)	단면1차 모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
전긴장재환산단면	912,261	-	1,244,592,024	2,528,321,812,508
바닥판	518,322	-140	-72,565,080	13,545,481,600
합 계	1,430,583		1,172,026,944	2,541,867,294,108

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리(Ytc1) Ytc1 = $\sum A \cdot Y / \sum A$: 819 mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리(Ybc1) Ybc1 = H - Ytc1 : 1,781 mm
- 긴장재 도심의 편심거리(epc1) epc1 = Y- Ytc1 : 1,651 mm
- 도심축에 대한 단면 2차모멘트(Icc1) Icc1 = $\sum Io - \sum A \cdot Ytc1^2$ = 1,582,288,010,445 mm^4
- 단면 계수 : Ztc1 = Icc / Ytc1 : 1,931,975,593 mm^3
  Zbc1 = Icc / Ybc1 : 888,426,732 mm^3
- 긴장재 도심 위치에 대한 단면계수(Zpc1) Zpc1 = Icc1 / epc1 : 958,381,593 mm^3
- 바닥판 상면에서 거더 도심까지의 거리(Ytcs11) Ytcs11 = Ytc1 + T(slab) : 1,099 mm
- 바닥판 상단위치에 대한 단면계수(Ztcs12) Ztcs12 = Icc1 / Ytsc11 : 1,439,752,512 mm^3

■ 1,2차 강연선 적용시

1) 내측 거더



- 유효폭 산정(철도교설계기준 P 332)

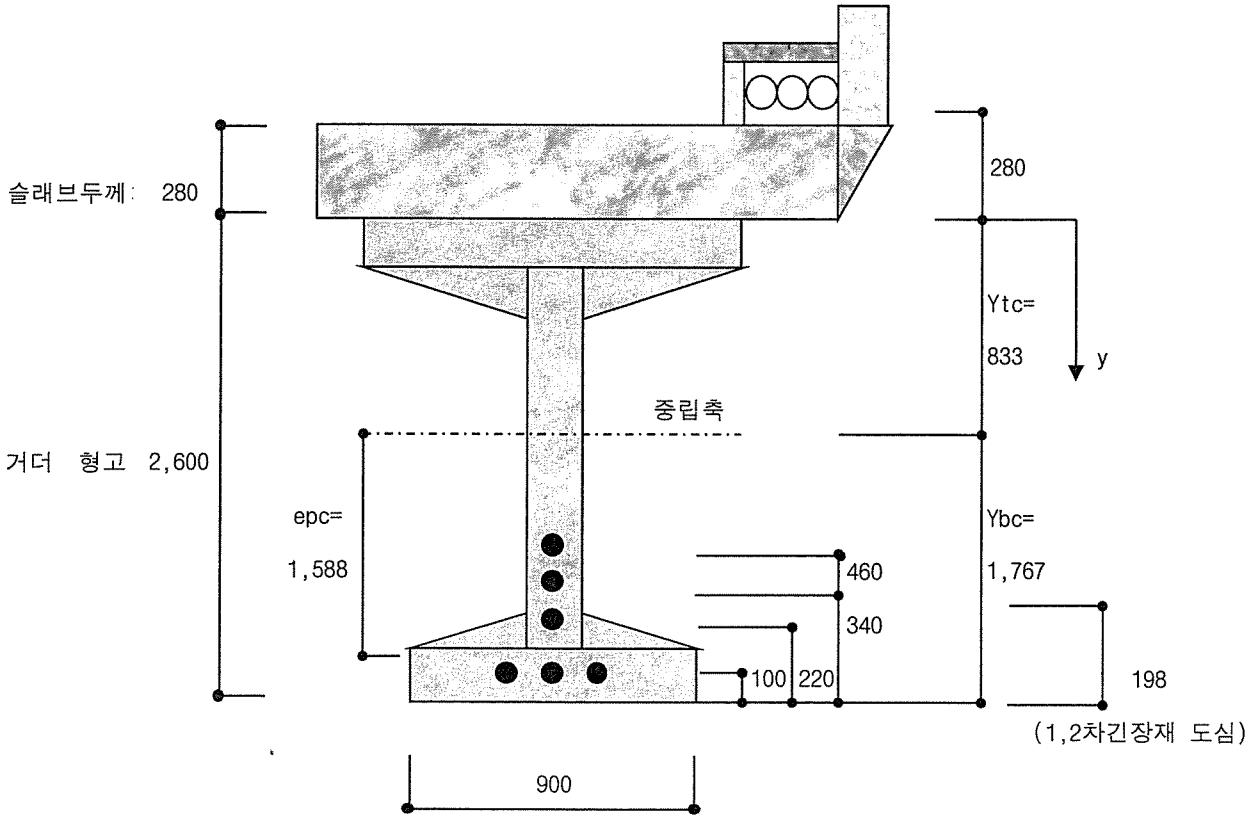
지간의 1/4	=	8,500	mm
복부폭 + 12 X 바닥판 두께	=	3,560	mm
거더의 중심간 거리	=	1,700	mm
∴ 내측거더 유효폭 beff	=	1,700	mm

- 바닥판과 거더와의 탄성계수비 : n2 = Ec2 / Ec1 = 0.90 (단위:mm)

구 분	단면적(A)	거더상연~도심까지의 거리(Y)	단면1차 모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
전긴장재환산단면	926,574	-	1,276,050,910	2,596,790,875,863
바닥판	429,828	-140	-60,175,920	11,232,838,400
합 계	1,356,402		1,215,874,990	2,608,023,714,263

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리(Ytc2) Ytc2 = $\sum A \cdot Y / \sum A$: 896 mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리(Ybc2) Ybc2 = H - Ytc2 : 1,704 mm
- 긴장재 도심의 편심거리(epc2) epc2 = Y- Ytc2 : 1,525 mm
- 도심축에 대한 단면 2차모멘트(Icc2) $Icc2 = \sum Io - \sum A \cdot Ytc2^2$ = 1,519,082,486,231 mm^4
- 단면 계수 Ztc2 = Icc2 / Ytc2 : 1,695,404,561 mm^3
  Zbc2 = Icc / Ybc2 : 891,480,332 mm^3
- 긴장재 도심 위치에 대한 단면계수(Zpc2) Zpc2 = Icc2 / epc2 : 996,119,663 mm^3
- 바닥판 상면에서 거더 도심까지의 거리(Ytcs21) Ytcs21 = Ytc2 + T(slab) : 1,176 mm
- 바닥판 상단위치에 대한 단면계수(Ztcs22) Ztcs22 = Icc2 / Ytsc21 : 1,291,736,808 mm^3

2) 외측 거더



- 유효폭 산정(철도교설계기준 P 332)

b1(복부폭+돌출된플랜지길이) + 지간의1/12	=	4,033	mm
b1(복부폭+돌출된플랜지길이) + 6 x 바닥판두께	=	2,890	mm
b1(복부폭+돌출된플랜지길이) + 인접거더와복부간 내측거리의1/2	=	2,050	mm
∴ 외측거더 유효폭 beff	=	2,050	mm

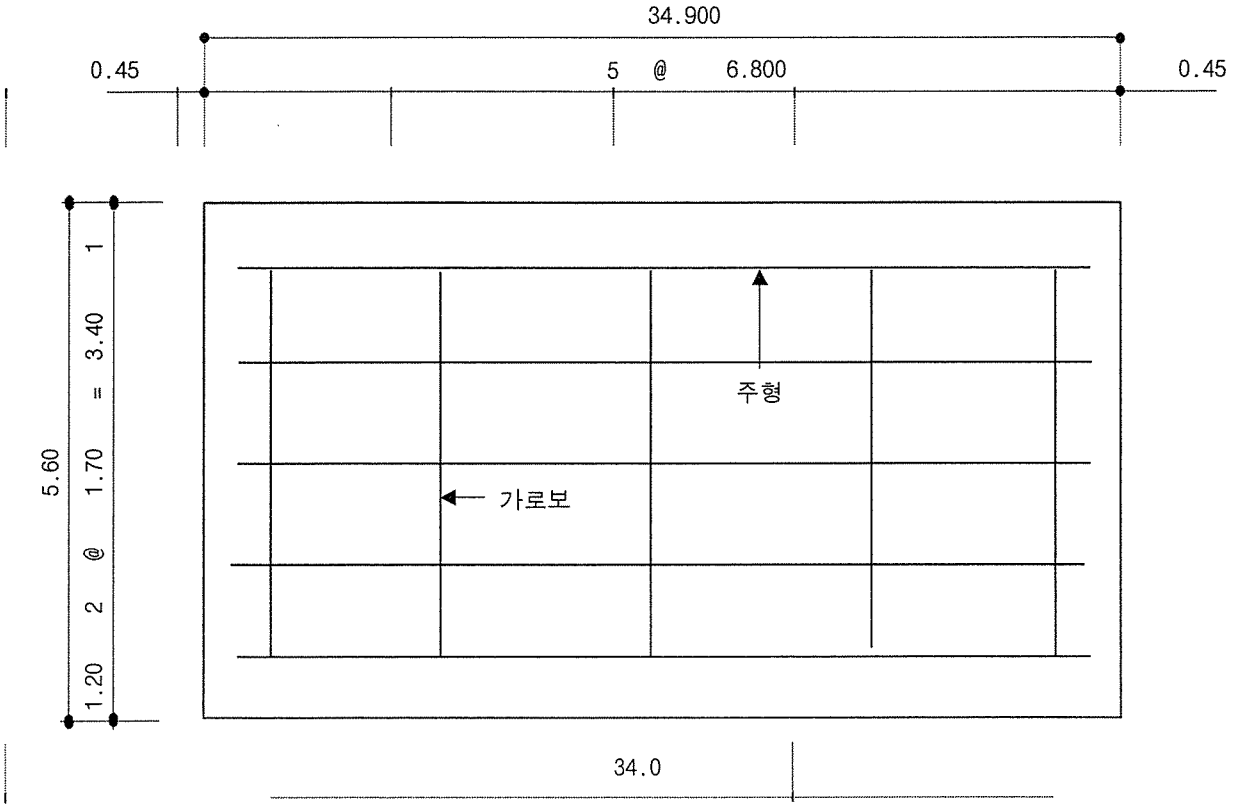
- 바닥판과 거더와의 탄성계수비 : n2 = Ec2 / Ec1 = 0.90 (단위:mm)

구 분	단면적(A)	거더상연~도심까지의 거리(Y)	단면1차 모멘트(AY)	단면2차모멘트(Ico)
전긴장재환산단면	926,574	-	1,276,050,910	2,596,790,875,863
바닥판	518,322	-140	-72,565,080	13,545,481,600
합 계	1,444,896		1,203,485,830	2,610,336,357,463

- 프리캐스트 거더 상단에서 도심까지의 거리(Ytc2) Ytc2 = $\sum A \cdot Y / \sum A$: 833 mm
- 프리캐스트 거더 하단에서 도심까지의 거리(Ybc2) Ybc2 = H - Ytc2 : 1,767 mm
- 긴장재 도심의 편심거리(epc2) epc2 = Y- Ytc2 : 1,588 mm
- 도심축에 대한 단면 2차모멘트(Icc2) Icc2 = $\sum Io - \sum A \cdot Ytc2^2$ = 1,607,738,916,919 mm^4
- 단면 계수 Ztc2 = Icc2 / Ytc2 : 1,930,058,724 mm^3
  Zbc2 = Icc / Ybc2 : 909,869,223 mm^3
- 긴장재 도심 위치에 대한 단면계수(Zpc2) Zpc2 = Icc2 / epc2 : 1,012,430,048 mm^3
- 바닥판 상면에서 거더 도심까지의 거리(Ytcs21) Ytcs21 = Ytc2 + T(slab) : 1,113 mm
- 바닥판 상단위치에 대한 단면계수(Ztcs22) Ztcs22 = Icc2 / Ytsc21 : 1,444,509,359 mm^3

3.2 하중계산

3.2.1 주형 및 가로보의 격자구조

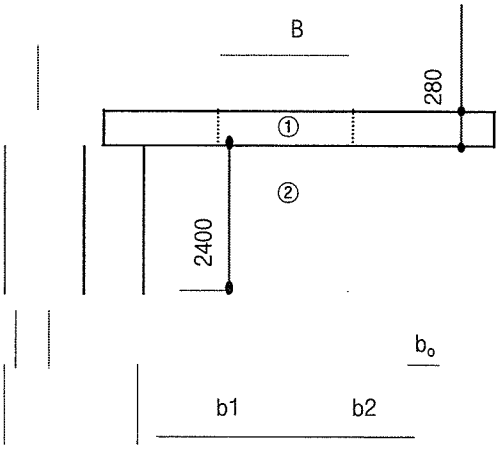


3.2.2 휨 강성 영향계수

1) 주형의 휨 강성 (B_x : 교축 방향)

B_x = E_p I_{c4} / 주형 간격 = 31000 x 1.51908E+12 / 1700 = 2.77009E+13 N.mm

2) 가로보의 휨 강성 (B_y : 교축직각 방향)



유효폭 산정 (철도설계기준 P.181)

b_1 = 6800.0 mm b_2 = 6800.0 mm

b_o = 300.0 mm b_s = 0.0 mm

L = 700.0 mm

b_1/L = 9.714 b_2/L = 9.714

λ_1 = 105.00 mm λ_2 = 105.00 mm

b_{eff} = λ_1 + λ_2 + $2b_s$ + b_o = 510.00 mm

B = b_{eff} = 510.00 mm

구 분	A	y	A · y	A · y^2	Io
①	1.428E+05	140	1.999E+07	2.799E+09	9.330E+08
②	7.200E+05	1480.0	1.066E+09	1.577E+12	3.456E+11
계	8.628E+05		1.086E+09	1.580E+12	3.465E+11

$$y_{th} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{1.09E+09}{8.628E+05} = 1258.22$$

y_{bh} = 2680 − 1258.2 = 1421.8 mm

$I_{ch} = Io+\sum(Ay^2)-(\sum A)(y_{th})^2$

= 3.465E+11 + 1.580E+12 − 8.628E+05 x (1258.2)^2 = 5.605E+11 mm^4

B_y = E_c I_{ch} / 가로보 간격 = 28000 x 5.605E+11 / 6800 = 2.30797E+12 N.m

3) 휨 강성 영향계수 (θ)

B_x ; 교축방향 휨 강성 B_y ; 교축직각방향 휨 강성 b' ; 저항폭의 1/2 = 2.800 m

$$\theta = \frac{b'}{\ell} \sqrt[4]{\frac{B_x}{B_y}} = \frac{2800}{34000} \sqrt[4]{\frac{2.77009E+13}{2.30797E+12}} = 0.15328$$

3.2.3 비틀림 강성 영향계수

$J = \sum \beta\ b\ a^3$, a : 주형단면의 단변길이 , b : 주형단면의 장변길이

$$\beta = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5} \times \frac{a}{b} \left(\mathrm{Tanh} \frac{\pi\ b}{2\ a} + \frac{1}{3^5} \mathrm{Tanh} \frac{3\ \pi\ b}{2\ a} + \cdots\cdots \right)$$

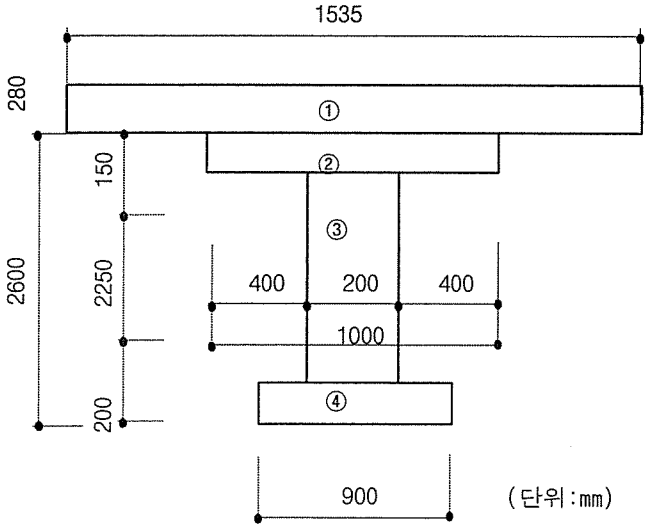
$G_b = E_p / 2.36 = 31000 / 2.36 = 13135.59322$ MPa (주형단면)

$=2(1+v)$

$G_h = E_c / 2.36 = 28000 / 2.36 = 11864.40678$ MPa (가로보 단면)

$D_x = G_b\ J$ / 주형 간격 $D_y = G_h\ J$ / 가로보 간격

1) 주형의 비틀림 강성 (D_x : 교축 방향)



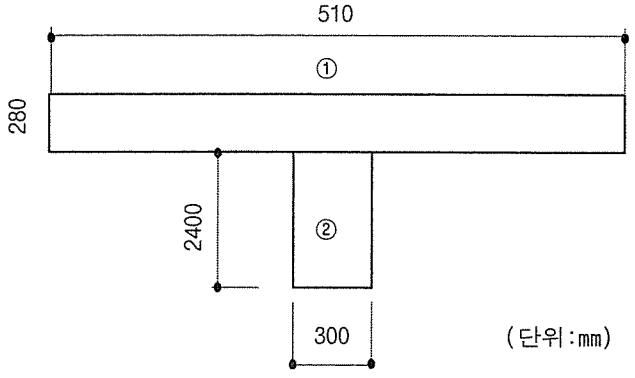
구 분	a(mm)	b(mm)	β	J(mm⁴)
①	280	1535	0.295030095	9942076136
②	150	1000	0.301833706	1018688756
③	200	2250	0.314666887	5664003970
④	200	900	0.286667285	2064004455
계				18688773318

$D_x = G_b\ J$ / 주형 간격

$= 13135.59322 \times 1.869E+10 / 1700$

$= 1.44405E+11$ N.mm

2) 가로보의 비틀림 강성 (D_y : 교축직각 방향)



구 분	a(mm)	b(mm)	β	J(mm⁴)
①	280	510	0.218789636	2449463746
②	300	2400	0.307083643	19899020098
계				22348483844

$D_y = G_h\ J$ / 가로보 간격

$= 11864.40678 \times 2.235E+10 / 6800$

$= 3.899E+10$ N.mm

3) 비틀림 강성 영향계수(α)

$$\alpha = \frac{D_x + D_y}{2\ \sqrt{\ B_x \times B_y}} = \frac{1.44405E+11 + 3.89929E+10}{2 \times \sqrt{\ 2.77009E+13 \times 2.30797E+12}} = 0.01147$$

3.2.4 하중 분배계수 공식 (Y.Guyon & C.Massonnet의 방법)

1) $\alpha = 0$ 일때 영향선 값 (K_o)

$K_o = 2 \times \lambda \times b' \times [A] \times [B] \times [C]$

$$[A] = \begin{pmatrix} \cos(\lambda.y) & \times & \cosh(\lambda.y) \\ \cos(\lambda.y) & \times & \sinh(\lambda.y) \\ \sin(\lambda.y) & \times & \cosh(\lambda.y) \\ \sin(\lambda.y) & \times & \sinh(\lambda.y) \end{pmatrix}$$

$$[B] = \begin{pmatrix} \pm\frac{1}{2} & \frac{-\{\cosh(\lambda.b')\}^2}{Y_o} & \frac{\{\cos(\lambda.b')\}^2}{Y_o} & 0 \\ \frac{-\{\sinh(\lambda.b')\}^2}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\{\cos(\lambda.b')\}^2}{X_o} \\ \frac{-\{\sin(\lambda.b')\}^2}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\{\cosh(\lambda.b')\}^2}{X_o} \\ 0 & \frac{\{\sin(\lambda.b')\}^2}{Y_o} & \frac{-\{\sinh(\lambda.b')\}^2}{Y_o} & \pm\frac{1}{2} \end{pmatrix}$$

$$[C] = \begin{pmatrix} \cos(\lambda.e) & \times & \sinh(\lambda.e) & - & \sin(\lambda.e) & \times & \cosh(\lambda.e) \\ \sin(\lambda.e) & \times & \sinh(\lambda.e) & - & \cos(\lambda.e) & \times & \cosh(\lambda.e) \\ \sin(\lambda.e) & \times & \sinh(\lambda.e) & + & \cos(\lambda.e) & \times & \cosh(\lambda.e) \\ -\cos(\lambda.e) & \times & \sinh(\lambda.e) & - & \sin(\lambda.e) & \times & \cosh(\lambda.e) \end{pmatrix}$$

$$\lambda = \frac{\pi}{2b'}\sqrt{\Theta}$$ b' : 저항폭의 1/2 (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 주형 중심축 까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 종거 값을 구하는 점 까지의 거리 (m)

$X_o = 2 \times \{ \sinh(\lambda.b') \times \cosh(\lambda.b') - \sin(\lambda.b') \times \cos(\lambda.b') \}$

$Y_o = 2 \times \{ \sinh(\lambda.b') \times \cosh(\lambda.b') + \sin(\lambda.b') \times \cos(\lambda.b') \}$

매트릭스 [B]에서 ±의 부호는 $y < e$ --> (-) $y \geq e$ --> (+)

y 및 e의 부호는 저항폭 중심에서 좌측에 있을 때는 (-), 우측에 있을 때는 (+)

2) α = 1 일때 영향선 값 (K_1)

$K_1 = \frac{1}{2} \times \sigma \times b' \times [D] \times [E] \times [F]$

$$[D] = \begin{pmatrix} \cosh(\sigma.y) \\ \sinh(\sigma.y) \\ (\sigma.y) \times \cosh(\sigma.y) \\ (\sigma.y) \times \sinh(\sigma.y) \end{pmatrix}$$

$$[E] = \begin{pmatrix} \pm 1 & \frac{2+3\{\sinh(\sigma.b')\}^2}{X_1} & \frac{-2-(\sigma.b')^2}{X_1} & 0 \\ \frac{2-3\{\cosh(\sigma.b')\}^2}{Y_1} & \pm 1 & 0 & \frac{-2-(\sigma.b')^2}{Y_1} \\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm 1 & \frac{-2-3\{\sinh(\sigma.b')\}^2}{Y_1} \\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\{\cosh(\sigma.b')\}^2}{X_1} & \pm 1 \end{pmatrix}$$

$$[F] = \begin{pmatrix} \sinh(\sigma.e) & -(\sigma.e) \times \cosh(\sigma.e) \\ -\cosh(\sigma.e) & +(\sigma.e) \times \sinh(\sigma.e) \\ \cosh(\sigma.e) & \\ -\sinh(\sigma.e) & \end{pmatrix}$$

$\sigma = \sqrt{2\lambda}$

$X_1 = (\sigma.b') - 3\sinh(\sigma.b') \times \cosh(\sigma.b')$

$Y_1 = (\sigma.b') + 3\sinh(\sigma.b') \times \cosh(\sigma.b')$

매트릭스 [E]에서 ±의 부호는 $y < e$ --> (-) $y \geq e$ --> (+)

3) 임의의 α에 대한 횡분배 영향선 값 (K_α)

$K_\alpha = K_o + (K_1 - K_o) \times \sqrt{\alpha}$

4) 임의의 주형에 대한 횡분배 영향선 값 (δ_i)

δ_i = K_α / 주형 개수 (집중하중 작용 시)

δ_i = 분포하중 작용 구간의 영향선 면적 / 주형 개수 (분포하중 작용 시)

3.2.5 횡분배계수 집계

1) 합성후 고정하중의 횡분배계수

합성후 고정하중	G1	G2	G3
궤도 1	0.2414	0.3398	0.4364
궤도 2	0.0000	0.0000	0.0000
궤도 3	0.0000	0.0000	0.0000
좌측 방음벽	0.8290	0.3012	-0.2239
우측 방음벽	0.0000	0.0000	0.0000
난간1	-0.1485	0.3623	0.8758
난간2	-0.1760	0.3639	0.9068
좌측 탈선방지벽	0.6318	0.3146	-0.0023
우측 탈선방지벽	0.0000	0.0000	0.0000
좌측 보도	0.6228	0.2616	-0.0984
우측 보도	0.0000	0.0000	0.0000
콘도상1	0.0000	0.0000	0.0000
콘도상2	0.0000	0.0000	0.0000
콘도상3	0.0000	0.0000	0.0000
PCL or 자갈도상	0.9660	1.3257	1.7427

2) 활하중의 횡분배계수

활 하 중	G1	G2	G3
궤도1 활하중	0.2414	0.3398	0.4364
궤도2 활하중	0.0000	0.0000	0.0000
궤도3 활하중	0.0000	0.0000	0.0000
좌측 보도 활하중	0.6228	0.2616	0.0000
우측 보도 활하중	0.0000	0.0000	0.0000

3.2.6 작용하중

1) 1차 고정하중

(1) 거더자중

단 부(Wg1) = 2.356 (단부면적) x 24.5 = 57.722 KN/m

중앙부(Wg2) = 0.898 (중앙부면적) x 24.5 = 22.001 KN/m

C.B 부(Pgc) = (Wg1 - Wg2) x (200.0 + 300.0) = 17.861 KN

(2) 가로보 자중

- 단부 가로보(Pce)

외측거더 = 단부가로보 두께 x 단부가로보 높이 x (거더중심간격-하부플랜지폭 24.5 x 1/2

= 7.056 KN

내측거더 = 단부가로보 두께 x 단부가로보 높이 x (거더중심간격-하부플랜지폭 24.5

= 14.11 KN

- 중앙 가로보(Pci)

외측거더 = 중앙가로보 두께 x 중앙가로보 높이 x (거더중심간격-하부플랜지폭 24.5 x 1/2

= 7.056 KN

내측거더 = 중앙가로보 두께 x 중앙가로보 높이 x (거더중심간격-하부플랜지폭 24.5

= 14.112 KN

(3) 바닥판 [경화전]자중(Wdi)

- 외측거더(G1) = {(슬래브 두께 + 횡구배높이) x (캔틸레버 길이 + 거더중심간격 / 2)
- 슬래브 두께 x 슬래브두께/2} x 24.5 = 16.920 KN

- 내측거더(G2) = 슬래브 두께 x 거더중심간격 x 24.5 = 15.411 KN

- 외측거더(G3) = {(슬래브 두께 + 횡구배높이) x (캔틸레버 길이 + 거더중심간격 / 2)
- 슬래브 두께 x 슬래브두께/2} x 24.5
= 15.175 KN

3.3 하 중 산 정

3.3.1 합성후 고정하중에 의한 단면력

(1) 외측 BEAM G3

• 고정하중

①	0.2	x	0.67	x	24.5			x	-0.224	=	-0.735 kN/m
②	0.67	x	24.5					x	-0.098	=	-1.615 kN/m
③	방음벽	:	2.00					x	-0.224	=	-0.448 kN/m
④	탈선방지벽	:									
	0.25	x	1.00	x	24.5			x	-0.002	=	-0.014 kN/m
⑤	전철주	:	20.00	/	35.00			x	-0.224	=	-0.128 kN/m
⑥	난간	:									
	0.25	x	1.15	x	24.5			x	0.876	=	6.169 kN/m
	0.05	x	0.05	x	24.5	x	0.5	x	0.907	=	0.028 kN/m
									Wr	=	3.257 kN/m

• 궤도 중량

W_s = 3.00 x 0.436 = 1.309 kN/m

• 침목 중량

Wc = 5.000 x 1 x 0.436 = 2.182 kN/m

• 자갈도상

W_{PCL} = 0.565 x 19 x 1.3 x 1.743 = 24.321 kN/m

• 종방향 하중 재하

Wt = 3.257 + 1.309 + 2.182 + 24.321 = 31.069 kN/m

(2) 내측 BEAM G2

• 고정하중

①	0.3	x	1.13	x	24.5		x	0.301	=	2.084 kN/m
②	0.67	x	24.5				x	0.262	=	4.293 kN/m
③	방음벽	:	2.00				x	0.301	=	0.602 kN/m
④	탈선방지벽	:								
	0.25	x	1.00	x	24.5		x	0.315	=	1.927 kN/m
⑤	전철주	:	20.00	/	35.00		x	0.301	=	0.172 kN/m
⑥	난간	:								
	0.25	x	1.15	x	24.5		x	0.362	=	2.552 kN/m
	0.05	x	0.05	x	24.5	x 0.5	x	0.364	=	0.011 kN/m
								Wr	=	11.642 kN/m

• 궤도 중량

W_s = 3.00 x 0.340 = 1.020 kN/m

• 침목 중량

Wc = 5.000 x 1 x 0.340 = 2.182 kN/m

• 자갈도상

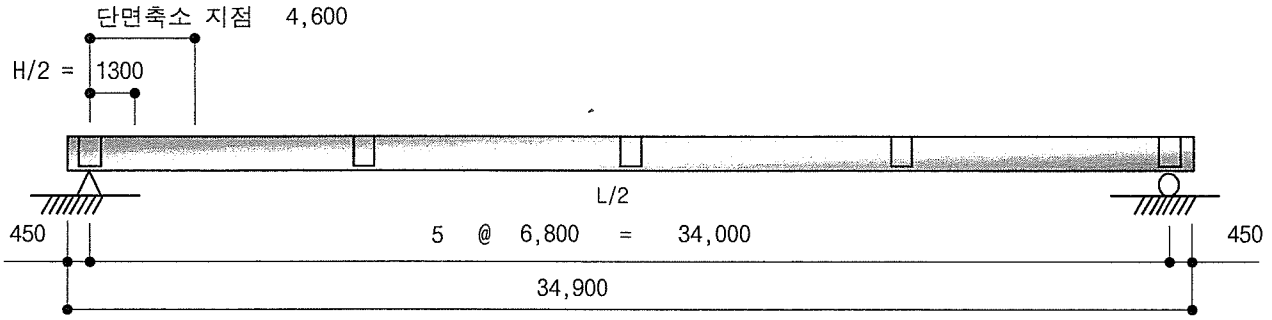
W_{PCL} = 0.565 x 19 x 1.3 x 1.326 = 18.501 kN/m

• 종방향 하중 재하

Wt = 11.642 + 1.020 + 2.182 + 18.501 = 33.345 kN/m

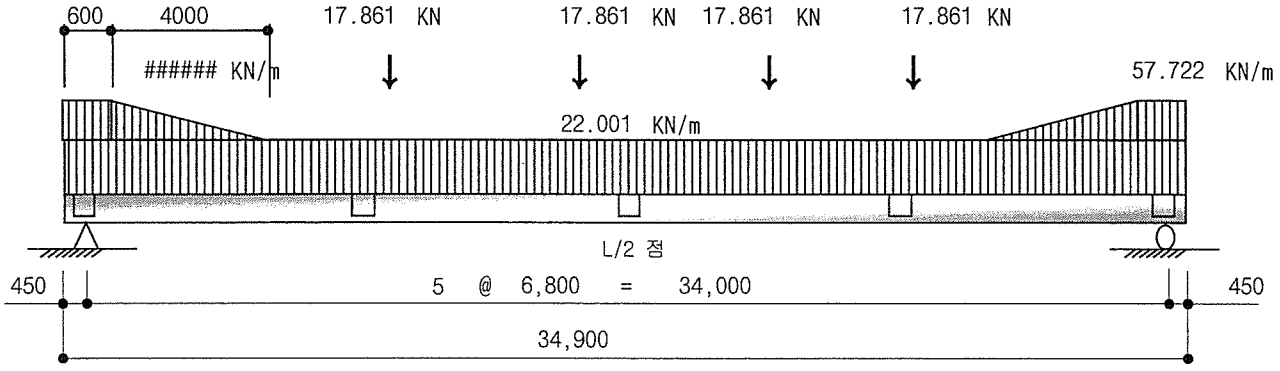
3.3 단면력 계산

3.3.1 하중재하도 및 단면력



1) 1차 고정하중

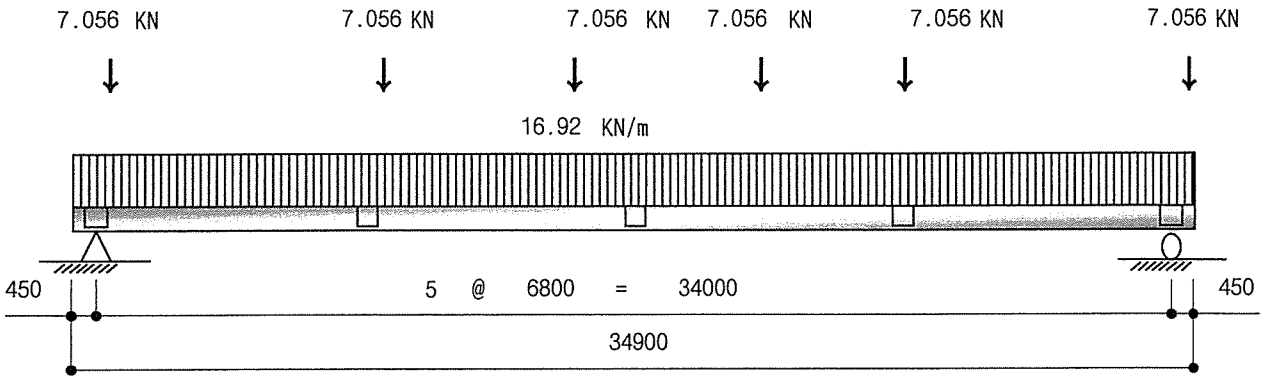
(1) 거더자중



절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	
전단력(KN)	486.539	417.405	308.534	0.000	
휨모멘트(KN · m)	-5.845	580.146	1752.558	3644.037	
반력(KN)	512.514				

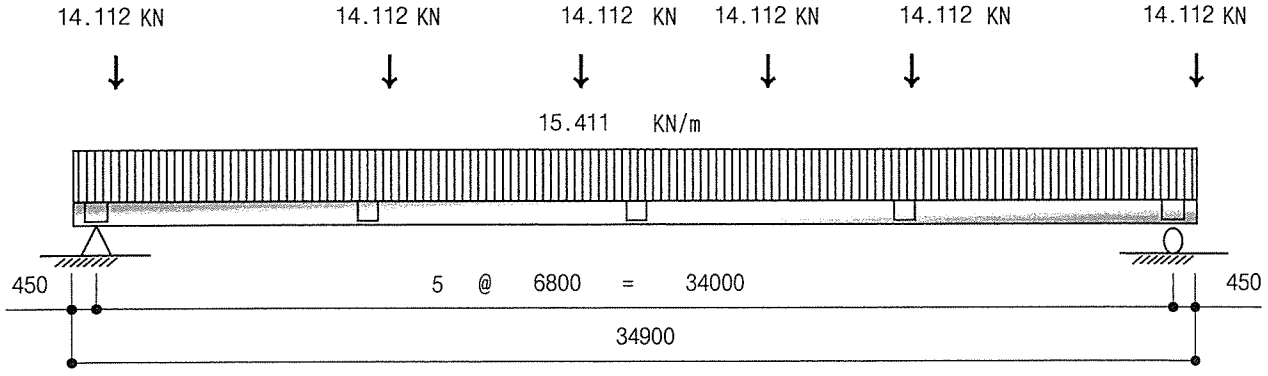
(2) 가로보 및 바닥판 자중

[외측거더 G1]



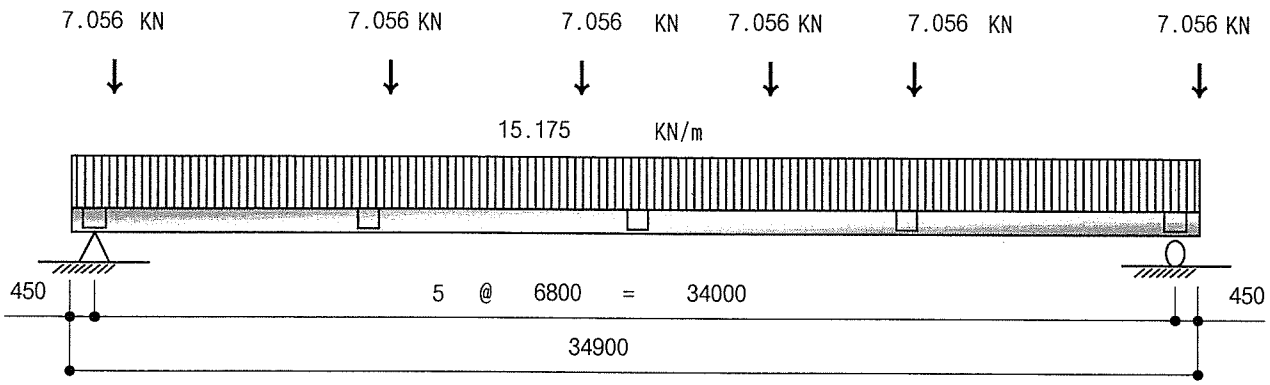
절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	
전단력(KN)	301.752	279.756	223.920	0.000	
휨모멘트(KN · m)	-1.713	376.267	1207.332	2587.169	
반력(KN)	316.422				

[내측거더]



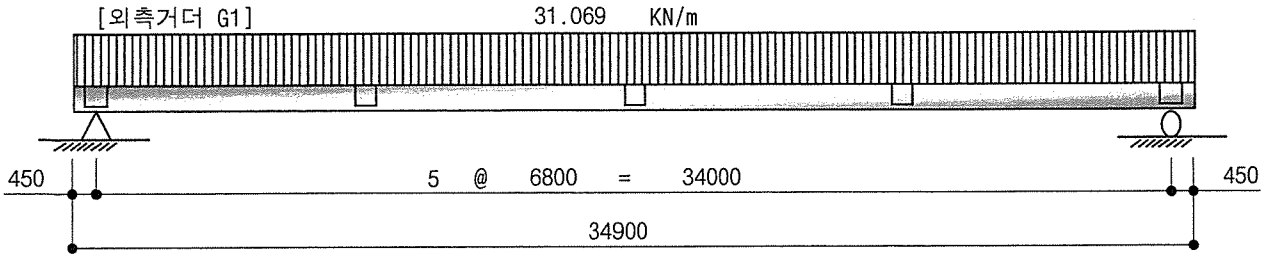
절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	
전단력(KN)	290.211	270.177	219.320	0.000	
휨모멘트(KN · m)	-1.560	362.692	1170.362	2513.215	
반력(KN)	311.258				

[외측거더 G3]

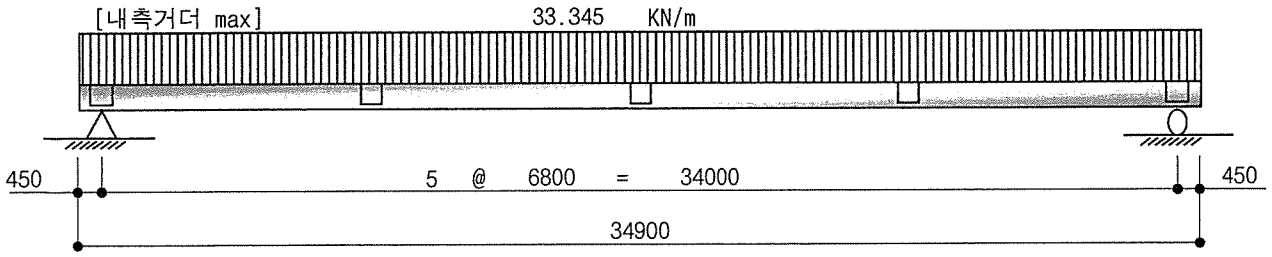


절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	
전단력(KN)	272.087	252.360	202.282	0.000	
휨모멘트(KN · m)	-1.536	339.354	1089.513	2335.198	
반력(KN)	285.972				

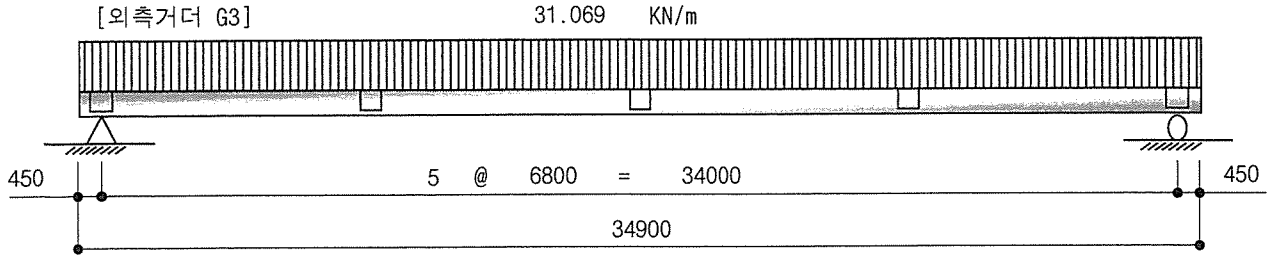
2) 2차 고정하중



절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	542.152	501.763	399.235	0.000	542.152
휨모멘트(KN · m)	0.000	660.370	2100.879	4489.457	4489.457



절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	581.868	538.519	428.481	0.000	581.868
휨모멘트(KN · m)	0.000	708.745	2254.779	4818.332	4818.332



절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	542.152	501.763	399.235	0.000	542.152
휨모멘트(KN · m)	0.000	660.370	2100.879	4489.457	4489.457

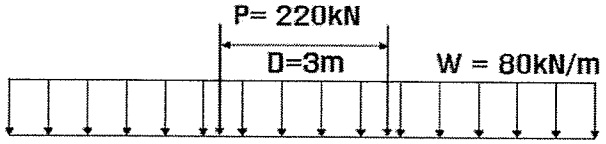
3) 활하중

- 차륜하중 KRL-2012 하중

- 군집 활하중 5.000 KN/m

- 충격계수 KRL-2012 - $Im = (1.44\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18$ = 0.072 (모멘트 적용 충격계수)

. KRL2012 하중



■ KRL2012하중 적용시

등분포

절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	1816.59	1661.75	1377.95	540.59	1816.59
휨모멘트(KN · m)	0.00	2225.29	7070.47	14970.00	14970.00

[외측거더 G1]

절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	850.077	777.622	644.817	252.970	850.077
휨모멘트(KN · m)	0.000	1041.332	3308.646	7005.252	7005.252

[내측거더 Max]

절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	661.985	605.561	502.141	196.996	661.985
휨모멘트(KN · m)	0.000	810.922	2576.559	5455.236	5455.236

[외측거더 G3]

절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	850.077	777.622	644.817	252.970	850.077
휨모멘트(KN · m)	0.000	1041.332	3308.646	7005.252	7005.252

■ 보도적재하중(WLs)에 의한 휨모멘트 및 전단력

[외측거더 G0]

절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
휨모멘트(KN · m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

[내측거더 Max]

절 점	지점부	h/2	단면축소부	L / 2	비 고
단면위치	-	전단검토		휨검토	MAX. M
전단력(KN)	22.821	21.120	16.805	0.000	22.821
휨모멘트(KN · m)	0.000	27.797	88.431	188.973	188.973

■ 단선 재하시 최대 모멘트 산정

[외측거더 Max]

절 점	L / 2
단면위치	휨검토
휨모멘트(KN · m)	7005.252

[내측거더 Max]

절 점	L / 2
단면위치	휨검토
휨모멘트(KN · m)	5455.236

3.3.2 반력집계(만재하)

■ KRL2012하중 적용시

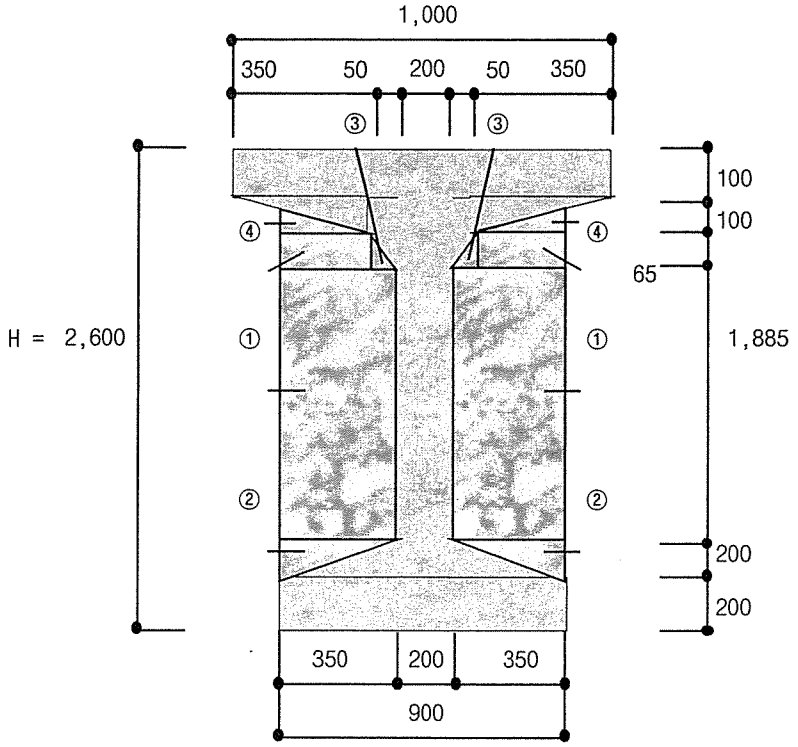
거더 번호	구 분	합 성 전 고정하중	합 성 후 추가고정하중	소 계	군 집 활 하 중	합 성 후 활 하 중	계
G1	시점부	828.94	542.15	1371.09	54.34	470.23	1895.66
	종점부	828.94	542.15	1371.09	54.34	470.23	1895.66
G2	시점부	823.77	581.87	1405.64	22.82	661.99	2090.45
	종점부	823.77	581.87	1405.64	22.82	661.99	2090.45
G3	시점부	828.94	542.15	1371.09	0.00	850.08	2221.17
	종점부	828.94	542.15	1371.09	0.00	850.08	2221.17

3.4 부재의 응력 검토

3.4.1 거더의 제원

1) 거더의 유효 길이 : 34.9 m

2) 거더의 단위 하중 = 거더의 총 단면적 x 콘크리트의 단위중량 = 0.90 x 24.5 = 22,050 N/m



① 350 x 1885 x 2 = 1,319,500 mm^2

② 350 x 200 x 1/2 x 2 = 70,000 mm^2

③ 50 x 65 x 1/2 x 2 = 3,250 mm^2

④ 300 x 65 x 2 = 39,000 mm^2

⑤ 300 x 86 x 1/2 x 2 = 25,800 mm^2

$\cdot \sum$ = 1,457,550 mm^2 = 1.46 m^2

	가 로 보			단 부 블 럭		
	가로보개수	폭(길이방향)	경사길이	길 이	경사길이	
L1 거더	4	0.3	0.2	0.6	4	(m)

- 변 단 면 구간 편측중량 : 1.46 x 4 x 1/2 x 24.5 = 71,442 N
- 단부블럭 구간 편측중량 : 1.46 x 0.6 x 24.5 = 21,433 N
- 가로보 1개당 중량 : 1.46 x 0.5 x 24.5 = 17,861 N
- 거 더 1개당 중량 : 0.90 x 24.5 = 22,050 N

3) 거더의 자중 = 1,025 KN

3.4.2 거더자중에 의한 거더 단면력 및 응력 검토

1) 단면력

구 분		위 치(mm)	휨모멘트(KN·m)
지간중앙	외측거더	17,450	3,644
	내측거더	17,450	3,644

2) 자중에 의한 응력

- ft = M / Zto = 3,644,037,000 / 591,059,439 = 6.17 MPa
- fb = M / Zbo = 3,644,037,000 / 600,223,151 = -6.07 MPa

구 분		상연 응력(MPa)	하연 응력(MPa)
지간중앙	외측거더	6.17	-6.07
	내측거더	6.17	-6.07

3.4.3 긴장력의 이론적 크기 산정

1) 긴장력 도입시 거더 콘크리트강도 fci' = 0.80 ×fck = 32 MPa

2) 긴장력 도입 직후 허용압축응력 fci = 0.55 x fci' = 17.6 MPa

3) 긴장력 도입 직후 허용인장응력 fti = 0.25 x√fci 또는 1.4 MPa 중 작은값

= -1.4 MPa

3.4.4 실제 도입되는 1차 긴장력

- 긴장재의 단면적과 항복응력과의 관계를 이용하여 1차 긴장재의 긴장력을 구한다.

1) 소요되는 1차긴장재의 총단면적

Aps1 = ##### + 1,664 + 1,664 + 1,664 = 6,656 mm²

2) 도입시 1차긴장응력 1번강선(허용치 83% 적용) fjs1 = 0.94 x fpy x 0.830 : 1,248 MPa

2번강선(허용치 83% 적용) fjs1 = 0.94 x fpy x 0.830 : 1,248 MPa

3번강선(허용치 83% 적용) fjs1 = 0.94 x fpy x 0.830 : 1,248 MPa

4번강선(허용치 83% 적용) fjs2 = 0.94 x fpy x 0.830 : 1,248 MPa

∴ 평균fjs1= 1,248 MPa

3) 도입시 긴장력 Pjs1 = 8,307 KN

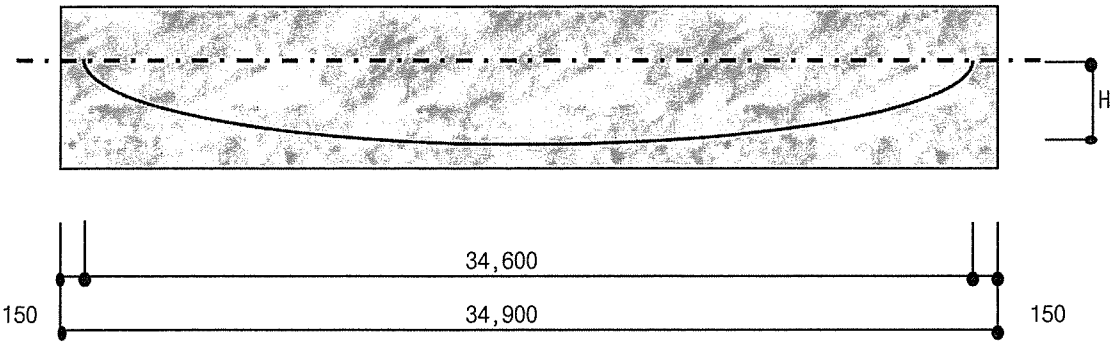
4) 지간 중앙 단면의 거더 상연에서 긴장재 도심거리 dp1 = 2,470 mm

5) 지간 중앙단면의 편심거리(실제값) ep1 = 1,106 mm

3.4.5 긴장력의 손실

1) 즉시 손실

(1) P.S 강선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량



- P.C 강선의 길이 및 접선 변화각 산출

L = 34,900 - 300 = 34,600 mm

$l = L + 8/3 \times H^2/L - 32/5 \times H^4/L^3$

$a = H / (L/2)^2$

$\alpha = 8 \times y / x$

번호	긴장순서	H(mm)	L(mm)	a($Y=aX^2$)	α /2 (radian)	강선길이l(mm)
1	1	1,640	34,600	0.00001	0.18960	34,806
2	2	1,340	34,600	0.00000	0.15491	34,738
3	3	920	34,600	0.00000	0.10636	34,665
4	4	500	34,600	0.00000	0.05780	34,619
계			138,400		0.50867	138,828
평 균			34,600		0.12717	34,707

중앙 단면 x = l/2 = 17,354 mm

- 곡률 마찰계수 m = 0.25 (1/rad)
- 파상 마찰계수 κ = 0.005 (1/m)

kx+ma = 0.005 × 17.354 + 0.25 × 0.12717 = 0.119

- 마찰 손실에 의한 P.S 강재의 인장응력 감소량

$Po = fjs1 \times Asp1 \times e^{-(kx+\upsilon\alpha)}$

$\Delta Po = Pjs1 - Po$

$\Delta fpa = \Delta Po / Asp1$

번호	긴장순서	Pjs1	$e^{-(kx+\mu\alpha)}$	Po	ΔPo	Δfpa
1	1	2,077	0.87423	1,815	262	157
2	2	2,077	0.88199	1,832	245	147
3	3	2,077	0.89293	1,854	223	134
4	4	2,077	0.90393	1,877	200	120
계			3.55308		930	558
평 균			0.88827		233	140

(2) P.S 강연선의 활동에 의한 손실(정착구 slip 손실)

① PS 강재와 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\ell set = \sqrt{\frac{(\delta \times Ap \times Ep)}{p}}$$

- p = 긴장재의 단위길이에 대한 마찰손실

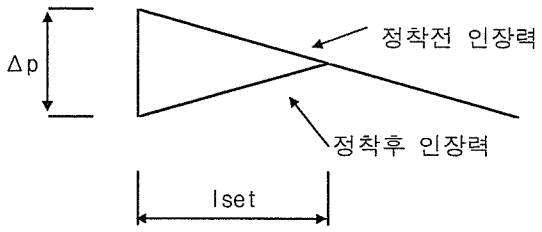
= 930,000 / 17,354

= 53.590 N / mm

- 정착 장치의 활동량 Δlslip = 6 mm

$$\ell set = \sqrt{\frac{(6\times6656\times200000)}{53.59}} = 12,208 \text{ mm} < 17,354 \text{ mm}$$

Δp = 2 x p x lset = 2 x 53.590 x 12,208 = 1,308,453 N



Δfps = Δp / A ₹,308,453 / 6,656 = 197 MPa

∴ 중앙단면의 정착장치 활동에 의한 손실응력

Δfps = 0 MPa *: 활동에 의한 손실이 중앙단면에 영향이 없음.*

(3) 콘크리트의 탄성 단축에 의한 손실량

- 탄성 수축에 의한 P.S 강재의 인장응력 감소량

$$\Delta fpel = 0.5 \times \frac{Ep}{Ec1'} \times fcir = 0.5 \times \frac{200,000}{29,000} \times 14.62$$

$$= 50 \quad MPa \qquad (Ec1' = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu})$$

fcir = 정착 직후 보의 고정하중과 프리스트레스힘에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트 평균 압축응력 (장기손실 참조)

$$\therefore \quad \Delta fpe = \frac{2 \times \Delta fpel}{N - 1} \times (N - 1)$$

강선번호	긴장순서	Δfpe
1	1	101
2	2	67
3	3	34
4	4	0
계		202
평 균		51

(4) 즉시 손실량

초기손실	마찰손실	Δfpa =	140	MPa
	활동손실	Δfps =	0	MPa
	탄성손실	Δfpe =	51	MPa
	합 계	=	191	MPa

(5) 즉시 손실에 의한 초기 긴장응력

fi1 = 1,248 - 140 - 0 - 51 = 1,058 MPa

강선번호	긴장순서	초기긴장응력(fi1),MPa	초기긴장력(Pi1),KN
1	1	990	1,647
2	2	1,034	1,721
3	3	1,080	1,797
4	4	1,128	1,877
합계		4,232	7,042
평균		1,058	1,761

2) 장기 손실　　연평균상대습도(%) :Hr = 70.0 %

* CASE 1 : 1차 긴장재 긴장시 모든 긴장재를 긴장한 경우

(1) 건조수축 손실

< 내측거더,외측거더 동일 >

$\triangle fsh = 0.8 (119 - 1.05 * Hr)$

$= 0.8 (119 - 1.05 * 70.0) = 36$ MPa

(2) 크리프에 의한 손실

< 내측거더 >

$\triangle fpcr = 12\ fcir - 7\ fcds$

$= 12 \times 14.62 - 7 \times 8.95 = 113$ MPa

< 외측거더 >

$\triangle fpcr = 12\ fcir - 7\ fcds$

$= 12 \times 14.62 - 7 \times 8.64 = 115$ MPa

$$fcir = \left(\frac{P1}{A} + \frac{P1 \times ep}{Ice1} \times y \right) - \frac{M}{Ice1} \times y$$

- A : 1차 긴장 환산 단면적 = 912,261.00 mm^2
- Ice1 : 1차 긴장 환산 단면 2차 모멘트 = 831,063,871,052 mm^4
- p1: 1차잔류 긴장력 (1,248 - 140 - 0) × 6.656 = 7,375 KN
- ep: 1차 긴장재의 순단면 편심거리 = 1,160 mm
- y: 1차 긴장재의 1차 긴장 환산단면 편심거리 = 1,106 mm
- M: 거더 자중에 의한 휨모멘트 = 3,644 kN · m

$$fcds = \frac{(M1 + M2)}{Ice2} \times y$$

- M1: 바닥판 및 가로보에 의한 휨모멘트 : 내측거더 = 2,513 kN · m
  외측거더 = 2,587 kN · m
- M2: 추가고정하중에 의한 휨모멘트 : 내측거더 = 4818 kN · m
  외측거더 = 4489 kN · m
- Ice2 : 전 긴장 환산 단면 2차 모멘트 = 839,887,043,817 mm^4
- y: 전긴장재 환산단면의 거더 하연거리= 1,025 mm

(3) 릴렉세이션 손실

< 내측거더 >

△fpr = 35 - 0.07 △fpf - 0.1 △fpel - 0.05 (△fsh + △fpcr)

= 35 - 0.07 × 140 - 0.1× 51 - 0.05 (36 + 113.00)

= 13 MPa

< 외측거더 >

△fpr = 35 - 0.07 △fpf - 0.1 △fpel - 0.05 (△fsh + △fpcr)

= 35 - 0.07 × 140 - 0.1× 51 - 0.05 (36 + 115)

= 13 MPa

Case1 손실의 총합 내측거더 = 162 MPa

외측거더 = 164 MPa

내측거더 유효율 = 1 - 162 / 1,058 = 0.847

외측거더 유효율 = 1 - 164 / 1,058 = 0.845

* CASE 2 : 2차 긴장재 긴장시 모든 긴장재를 긴장한 경우

(1) 건조수축 손실

< 내측거더,외측거더 동일 >

$\triangle fsh = 0.8 (119 - 1.05 * Hr)$

$= 0.8 (119 - 1.05 * 70.0) = 36$ MPa

(2) 크리프에 의한 손실

< 내측거더 >

$\triangle fpcr = 12\ fcir - 7\ fcds$

$= 12 \times 10.31 - 7 \times 4.78 = 90$ MPa

$$fcir = \left(\frac{(P1 + P2)}{A} + \frac{(P1 + P2) \times ep}{Icc} \times y \right) - \frac{(M + M1)}{Icc} \times y$$

- A : 슬래브 합성 환산 단면적 = 1,356,402 mm^2
- Icc : 슬래브 합성 환산 단면 2차 모멘트 = 1,519,082,486,231 mm^4
- p1: 1차잔류 긴장력 (1,248 - 140 - 0) × 6.656 = 7,375 KN
- p2: 2차잔류 긴장력 (1,248 - 123 - 0) × 2.22 = 2,498 KN
- ep: 1,2차 긴장재의 순단면 편심거리 = 1,078 mm
- y: 전긴장재의 1,2차 긴장 환산단면 편심거리 = 1,025 mm
- M: 거더 자중에 의한 휨모멘트 = 3,644 kN · m
- M1: 바닥판 및 가로보에 의한 휨모멘트 = 2,513 kN · m

$$fcds = \frac{M2}{Icc} \times y$$

- M2: 추가고정하중에 의한 휨모멘트 = 4818 kN · m
- y: 바닥판합성환산단면의 거더 하연거리 = 1,506 mm

< 외측거더 >

$\triangle fpcr = 12\ fcir - 7\ fcds$

$= 12 \times 9.65 - 7 \times 4.38 = 85$ MPa

$$fcir = \left(\frac{(Pi1 + Pi2)}{A} + \frac{(Pi1+Pi2) \times ep}{Icc} \times y \right) - \frac{(M+M1)}{Icc} \times y$$

- A : 슬래브 합성 환산 단면적 = 1,444,896 mm^2
- Icc : 슬래브 합성 환산 단면 2차 모멘트 = 1,607,738,916,919 mm^4
- p1: 1차잔류 긴장력 = 7,375 KN
- p2: 2차잔류 긴장력 = 2,498 KN
- ep: 1,2차 긴장재의 순단면 편심거리 = 1,078 mm
- y: 전긴장재의 1,2차 긴장 환산단면 편심거리 = 1,025 mm
- M: 거더 자중에 의한 휨모멘트 = 3,644 kN · m
- M1: 바닥판 및 가로보에 의한 휨모멘트 = 2,587 kN · m

$$fcds = \frac{M2}{Icc} \times y$$

- M2: 추가고정하중에 의한 휨모멘트 = 4,489 kN · m
- y: 바닥판합성환산단면의 거더 하연거리 = 1,569 mm

(3) 릴렉세이션 손실

< 내측거더 >

$\triangle fpr = 35 - 0.07\ \triangle fpf - 0.1\ \triangle fpel - 0.05\ (\ \triangle fsh + \triangle fpcr\ )$

$= 35 - 0.07 \times 140 - 0.1 \times 51 - 0.05(\ 36 + 90\ )$

$= 14$ MPa

< 외측거더 >

$\triangle fpr = 35 - 0.07\ \triangle fpf - 0.1\ \triangle fpel - 0.05\ (\ \triangle fsh + \triangle fpcr\ )$

$= 35 - 0.07 \times 140 - 0.1 \times 51 - 0.05(\ 36 + 85\ )$

$= 14$ MPa

Case2 손실의 총합 내측거더 = 140 MPa

외측거더 = 135 MPa

내측거더 유효율 = 1 - 140 / 1,058 = 0.868

외측거더 유효율 = 1 - 135 / 1,058 = 0.872

- 내측거더 1차 긴장재 유효율(R) 0.847
- 외측거더 1차 긴장재 유효율(R) 0.845
- 내측거더 2차 긴장재 유효율(R) = 0.868
- 외측거더 2차 긴장재 유효율(R) : 0.872

3.4.6 부재에 작용하는 긴장력

1) 초기 손실 후 긴장응력 fi1 = 1,058 MPa fi2 = 1,089 MPa

2) 잔류 긴장력 Pi1 = Aps1 × fi1 = 7,042 KN

Pi2 = Aps2 × fi2 = 2,418 KN

3) 유효 긴장력(내측거더) Pe1 = 0.847 × Pi1 = 5,965 KN (1차)

유효 긴장력(내측거더) Pe2 = 0.868 × Pi2 = 2,098 KN (2차)

유효 긴장력(외측거더) Pe1 = 0.845 × Pi1 = 5,950 KN (1차)

유효 긴장력(외측거더) Pe2 = 0.872 × Pi2 = 2,109 KN (2차)

4) 긴장력 유효율(내측거더) R = 0.847 (1차) 긴장력 유효율(외측거더) R = 0.845 (1차)

긴장력 유효율(내측거더) R = 0.868 (2차) 긴장력 유효율(외측거더) R = 0.872 (2차)

3.4.7 1차 강선 인장에 의한 응력 검토

1) 1차 초기인장에 의한 응력 검토 (내측거더,외측거더 동일)

- ft = Pi1 / Ao - Pi1 × ep / Zto

= 7,042,000 / 869,306 - 7,042,000 ×1,160 / 591,059,439 = -5.72 MPa

- fb = Pi1 / Ao + Pi1 × ep / Zbo

= 7,042,000 / 869,306 + 7,042,000 ×1,160 / 600,223,151 = 21.71 MPa

단 면	긴장재의 편심	상연 응력(MPa)	하연 응력(MPa)
지간 중앙	1,160	-5.72	21.71

(⇒ep = dp1-Yto), dp1은 거더순단면 상연에서 1차긴장재도심

2) 1차 유효인장에 의한 응력 검토(내측거더)

- ft = f × 0.847 = -5.72 × 0.847 = -4.84 MPa

- fb = f × 0.847 = 21.71 × 0.847 = 18.39 MPa

단 면	긴장재의 편심	상연 응력(MPa)	하연 응력(MPa)
지간 중앙	1,160	-4.84	18.39

3) 1차 유효인장에 의한 응력 검토(외측거더)

- ft = f × 0.845 = -5.72 × 0.845 = -4.83 MPa

- fb = f × 0.845 = 21.71 × 0.845 = 18.34 MPa

단 면	긴장재의 편심	상연 응력(MPa)	하연 응력(MPa)
지간 중앙	1,160	-4.83	18.34

3.5 바닥판 타설 단계에 대한 응력 검토

3.5.1 바닥판 콘크리트 1차 타설 직후 추가로 발생되는 외력

- 바닥판 콘크리트의 고정하중에 의한 구간별 단면력 계산

구 분		위 치	내 측 거 더
지 간 중 앙	외 측 거 더	17,000	2,587
	내 측 거 더	17,000	2,513

3.5.2 바닥판 콘크리트 1차 타설 직후 거더에 작용하는 응력

- 단면계수 = 1차 긴장재 환산단면

1) 내측거더

- ft = M / Zte1 = 2,513,215,000 / 609,284,363 = 4.12 MPa
- fb = M / Zbe1 = 2,513,215,000 / 672,381,773 = -3.74 MPa

내측거더 단면	상연응력(MPa)	하연응력(MPa)
지간 중앙	4.12	-3.74

2) 외측거더

- ft = M / Zte1 = 2,587,169,000 / 609,284,363 = 4.25 MPa
- fb = M / Zbe1 = 2,587,169,000 / 672,381,773 = -3.85 MPa

외측거더 단면	상연응력(MPa)	하연응력(MPa)
지간 중앙	4.25	-3.85

3.6 일체화된 합성단면의 응력 검토

3.6.1 바닥판 콘크리트 경화 후 허용 응력

1) 사용 단계 거더 콘크리트의 설계기준강도 fckg = 40 MPa

2) 사용 단계 거더 콘크리트의 허용 휨압축응력 fcag = 0.40 x fckg = 16.0 MPa

3) 사용 단계 거더 콘크리트의 허용 휨인장응력 ftag = 0.0 MPa

4) 사용 단계 거더 콘크리트의 균열인장응력 ftcr = -0.63 x √fckg = -4.0 MPa

5) 사용 단계 바닥판 콘크리트의 설계기준강도 fcks = 30 MPa

6) 사용 단계 바닥판 콘크리트의 허용 휨압축응력 fcas = 0.40 x fcks = 12.0 MPa

7) 사용 단계 바닥판 콘크리트의 허용 휨인장응력 ftas = -0.50 x √fcks = -2.7 MPa

3.6.2 합성 단면의 긴장력

- 바닥판 콘크리트 경화 완료 시점의 긴장력 손실량 계산을 용이하게 하기 위하여 P.S 긴장력 손실율의 50%를 사용한다.(4주후)

1) 합성 단면의 높이 H = 2,880 mm

2) 바닥판 타설단계까지 소요된 긴장재의 총 단면적 Aps1 = 6,656 mm^2

3) 바닥판 콘크리트 경화완료 시점의 긴장력 손실량

- $\Delta P = 0.5 \times (R - 1) \times fi1 \times Aps1$ = -539 KN

4) 시간적 손실 발생 후 총 긴장력 Pe = 5,965 KN

5) 시공도중의 긴장력 $P_{(i+e)/2}$ = 6,503 KN

6) 합성 단면의 단위 하중

- 내측거더 = = 거더의 단위하중 + 내측거더 유효폭 × 바닥판 두께 × 2.45

= 22,050 + 1.70 × 0.28 × 2,450 = 23,216 tonf/m

- 외측거더 = = 거더의 단위하중 + 외측거더 유효폭 × 바닥판 두께 × 2.45

= 22,050 + 2.05 × 0.28 × 2,450 = 23,456 tonf/m

3.6.3 바닥판 콘크리트 경화 후 긴장력 손실량에 의한 응력 검토

- 단면 계수 = 바닥판을 포함한 환산 합성 단면계수

1) 내측거더

- ftg = ΔP / A - ΔP × ep / Ztc1

  = -539,000 / 1,342,089 - (-539,000 ×1,587 / 1,690,988,245) = 0.10 MPa

- fbg = ΔP / A + ΔP × ep / Zbc1

  = -539,000 / 1,342,089 + (-539,000 ×1,587 / 869,622,959) = -1.39 MPa

- fts = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztcs12) × n2

  = (-539,000 / 1,342,089 - (-539,000 ×1,587 / 1,283,871,557) ×0.903 = 0.24 MPa

- fbs = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztc1) × n2

  = (-539,000 / 1,342,089 - (-539,000 ×1,587 / 1,690,988,245) ×0.903 = 0.09 MPa

구 분	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
내측거더 중앙단면	1,587	0.10	-1.39	0.24	0.09

(⇒ep = dp1-Ytc), dp1은 거더순단면 상연에서 1차긴장재도심

2) 외측거더

- ftg = ΔP / A - ΔP × ep / Ztc1

  = -539,000 / 1,430,583 - (-539,000 ×1,651 / 1,931,975,593) = 0.08 MPa

- fbg = ΔP / A + ΔP × ep / Zbc1

  = -539,000 / 1,430,583 + (-539,000 ×1,651 / 888,426,732) = -1.38 MPa

- fts = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztcs12) × n2

  = (-539,000 / 1,430,583 - (-539,000 ×1,651 / 1,439,752,512)) ×0.90 = 0.22 MPa

- fbs = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztc1) × n2

  = (-539,000 / 1,430,583 - (-539,000 ×1,651 / 1,931,975,593)) ×0.90 = 0.08 MPa

구 분	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
외측거더 중앙단면	1,651	0.08	-1.38	0.22	0.08

(⇒ep = dp1-Ytc), dp1은 거더순단면 상연에서 1차긴장재도심

3.6.4 바닥판 콘크리트 경화 후 도입되는 2차 긴장력

1) 추가 긴장력 도입을 위한 긴장재의 총 단면적 Aps2 = 1,110 + 1,110 = 2,220 mm²

2) 도입시 2차긴장응력 5번강선(허용치83% 적용) fjs2 = 0.94 x fuy x 0.83 = 1,248 MPa

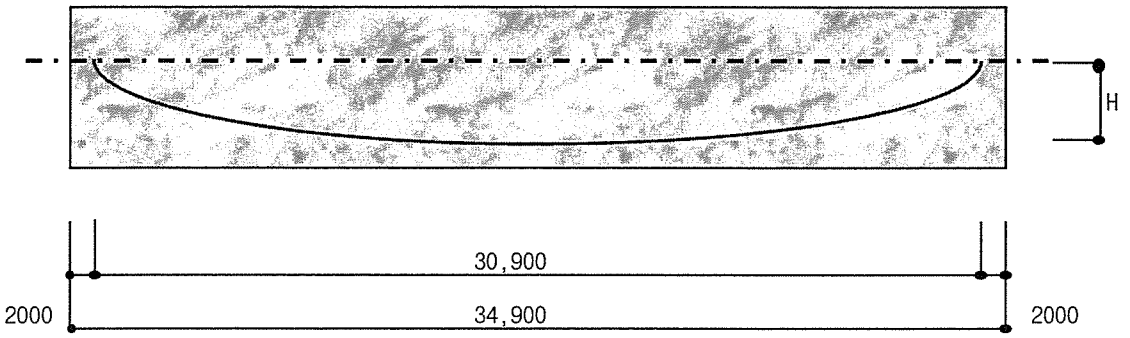
6번강선(허용치83% 적용) fjs2 = 0.94 x fuy x 0.83 = 1,248 MPa

평균 fjs2 = 1,248 MPa

3) 도입 가능한 2차최대 긴장력 Pjs2 = Aps2 × fjs2 = 2,770,560 KN

4) 즉시 손실 후 잔류 긴장력

(1) P.S 강선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량



- P.C 강선의 길이 및 접선 변화각 산출

L = 34,900 - 4000 = 30,900 mm

$l = L + 8/3 \times H^2/L - 32/5 \times H^4/L^3$

$a = H / (L/2)^2$

$\alpha = 8 \times y / x$

번호	긴장순서	H(mm)	L(mm)	a($Y=aX^2$)	α /2 (radian)	강선길이l(mm)
5	5	1,565	30,900	0.00001	0.20259	31,110
6	6	1,685	30,900	0.00001	0.21812	31,143
계			61,800		0.42071	62,253
평 균			30,900		0.21036	31,127

kx+ma = 0.005 × 15.56 + 0.25 × 0.10518 = 0.104

- 마찰 손실에 의한 P.S 강재의 인장응력 감소량

Po = fjs2 × Asp2 × $e^{-(kx+\mu\alpha)}$

ΔPo = Pjs2 - Po

∴ Δfpa = ΔPo / Asp1

번호	긴장순서	Pjs2	$e^{-(kx+\mu\alpha)}$	Po	ΔPo	Δfpa
5	5	1,385	0.90251	1,250	135	122
6	6	1,385	0.90076	1,248	137	124
계			1.80327		272	246
평 균			0.90164		136	123

(2) P.S 강연선의 활동에 의한 손실

① PS강재와 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\ell set = \sqrt{\frac{(\delta \times Ap \times Ep)}{p}}$$

- p = 긴장재의 단위길이에 대한 마찰손실

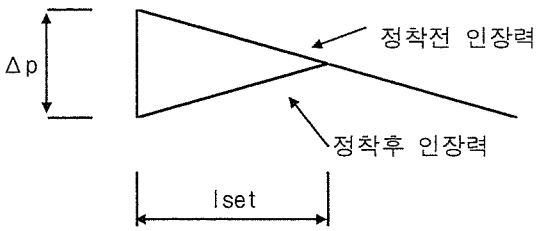
= 272,000 / 15,563

= 17.477 N/mm

- 정착 장치의 활동량 Δlslip = 6 mm

$$\ell set = \sqrt{\frac{(6\times2220\times200000)}{17.477}} = 12,346 \text{ mm} < 15,563 \text{ mm}$$

Δp = 2 x p x lset 2 x 17.477 x 12,346 = 431,542 N



Δfps = Δp / A = 431,542 / 2,220 = 194 MPa

∴ 중앙단면의 정착장치 활동에 의한 손실응력

Δfps = 0 MPa *: 활동에 의한 손실이 중앙단면에 영향이 없음.*

(3) 콘크리트의 탄성 단축에 의한 손실량

$$\Delta fpe = 0.5 \times \frac{Ep}{Ec1'} \times fcir = 0.5 \times \frac{200{,}000}{29{,}000} \times 10.31$$

$$= 36 \text{ MPa}$$

fcir : 장기 손실 참조

강선번호	긴장순서	Δfpe
5	5	36
6	6	36
계		72
평 균		36

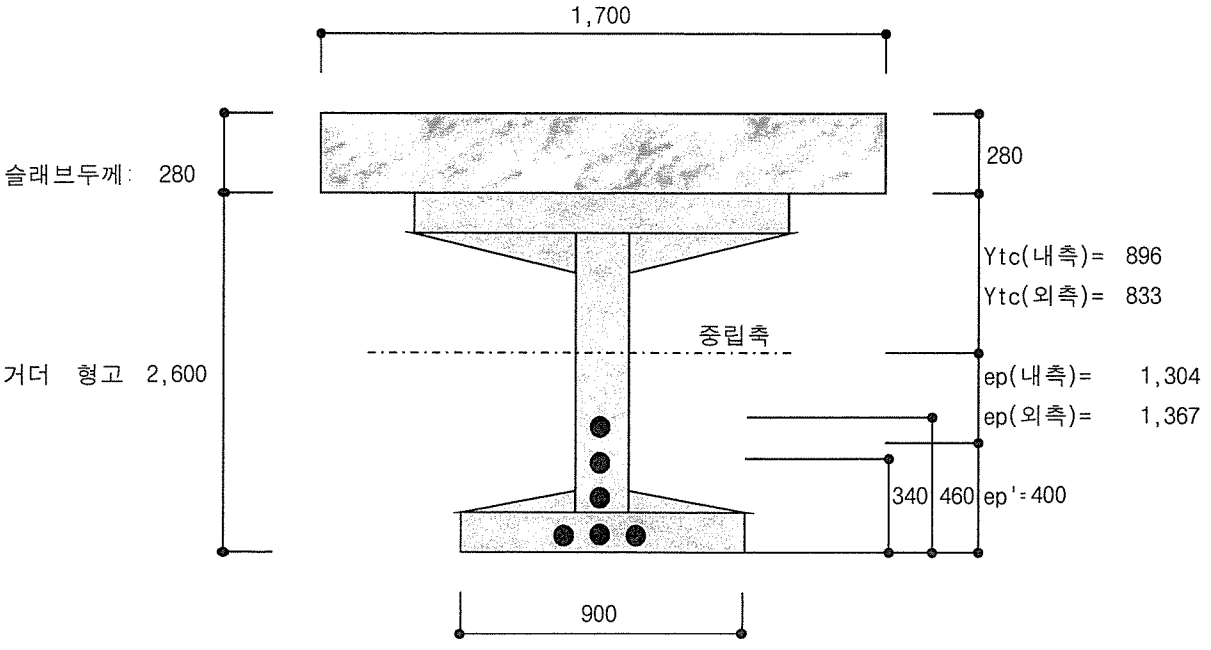
(4) 즉시 손실 후 잔류 긴장력 :

Pi2 = Pjs2 − (Δfpa + Δfps + Δfpe) × Aps2 = 2,418 KN

강선번호	긴장순서	초기긴장응력(fi2),MPa	초기긴장력(Pi2),KN
5	5	1,090	1,210
6	6	1,088	1,208
합계		2,178	2,418
평균		1,089	1,209

5) 추가된 긴장재의 편심거리(지간 중은내측거더 ep = 1,304 mm

외측거더 ep = 1,367 mm



3.6.5 2차 강선 인장에 의한 응력 검토

1) 2차 초기인장에 의한 응력 검토

(1) 내측거더

- ftg = Pi2 / A - Pi2 × ep / Ztc

  = 2,418,000 / 1,356,402 - 2,418,000 ×1,304 / 1,695,404,561 = -0.08 MPa

- fbg = Pi2 / A + Pi2 × ep / Zbc

  = 2,418,000 / 1,356,402 + 2,418,000 ×1,304 / 891,480,332 = 5.32 MPa

- fts = (Pi2 / A - Pi2 × ep / Ztcs2) × n2

  = (2,418,000 / 1,356,402 - 2,418,000 ×1,304 / 1,291,736,808)×0.903 = -0.59 MPa

- fbs = (Pi2 / A - Pi2 × ep / Ztc) × n2

  = (2,418,000 / 1,356,402 - 2,418,000 ×1,304 / 1,695,404,561)×0.903 = -0.07 MPa

내측거더 중앙단면	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	1,304	-0.08	5.32	-0.59	-0.07

(⇒ep = dp2 - Ytc), dp2은 거더순단면 상연에서 2차긴장재도심

(2) 외측거더

- ftg = Pi2 / A - Pi2 × ep / Ztc

  = 2,418,000 / 1,444,896 - 2,418,000 ×1,367 / 1,930,058,724 = -0.04 MPa

- fbg = Pi2 / A + Pi2 × ep / Zbc

  = 2,418,000 / 1,444,896 + 2,418,000 ×1,367 / 909,869,223 = 5.31 MPa

- fts = (Pi2 / A - Pi2 × ep / Ztcs2) × n2

  = (2,418,000 / 1,444,896 - 2,418,000 ×1,367 / 1,444,509,359)×0.903 = -0.56 MPa

- fbs = (Pi2 / A - Pi2 × ep / Ztc) × n2

  = (2,418,000 / 1,444,896 - 2,418,000 ×1,367 / 1,930,058,724)×0.903 = -0.04 MPa

외측거더 중앙단면	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	1,367	-0.04	5.31	-0.56	-0.04

(⇒ep = dp2 - Ytc), dp2은 거더순단면 상연에서 2차긴장재도심

2) 2차 유효인장에 의한 응력 검토

(1) 내측거더

- ftg = f × R = -0.08 × 0.868 = -0.07 MPa
- fbg = f × R = 5.32 × 0.868 = 4.62 MPa
- fts = f × R = -0.59 × 0.868 = -0.52 MPa
- fbs = f × R = -0.07 × 0.868 = -0.06 MPa

내측거더 중앙단면	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	1,304	-0.07	4.62	-0.52	-0.06

(⇒ep = dp2 - Ytc), dp2은 거더순단면 상연에서 2차긴장재도심

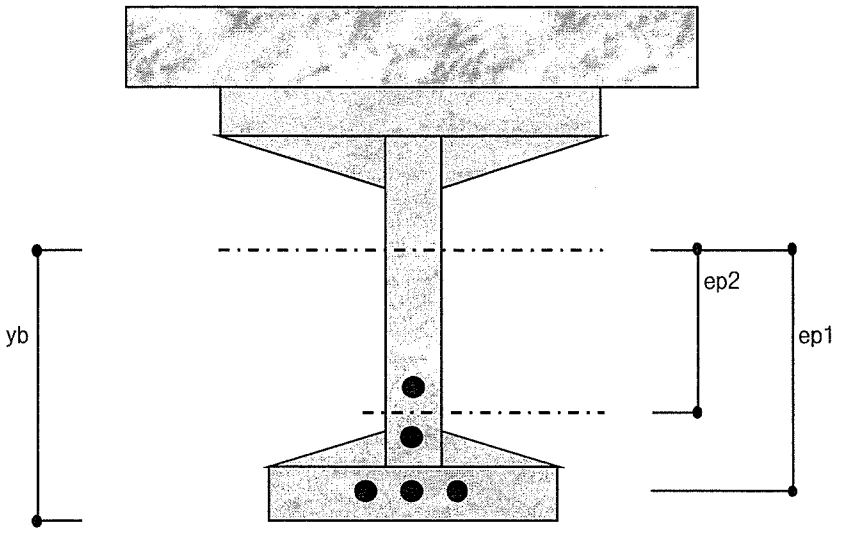
(2) 외측거더

- ftg = f × R = -0.04 × 0.872 = -0.03 MPa
- fbg = f × R = 5.31 × 0.872 = 4.63 MPa
- fts = f × R = -0.56 × 0.872 = -0.48 MPa
- fbs = f × R = -0.04 × 0.872 = -0.03 MPa

외측거더 중앙단면	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	1367.00	-0.03	4.63	-0.48	-0.03

(⇒ep = dp2 - Ytc), dp2은 거더순단면 상연에서 2차긴장재도심

3.6.6 2차 강선 긴장에 의한 1차 강선의 영향 검토



- 내측거더 yb2 = 1,704 mm
- 외측거더 yb2 = 1,767 mm

1) 검토 조건

(1) 긴장력

- 1차 강선 Pi1	1,647	+	1,721	+	1,797	+	1,877	=	7,042 KN
- 2차 강선 Pi2	1,210	+	1,208					=	2,418 KN

(2) 강선의 편심거리

- 1차 강선 ep1 1,574 mm (내측거더)
  1,637 mm (외측거더)
- 2차 강선 ep2 1,304 mm (내측거더)
  1,367 mm (외측거더)

(3) 탄성 계수비

n = Ep / Ec 6.45

(4) 합성 단면 계수

- 내측거더 A = 1,356,402 mm^2
  I = 1,519,082,486,231 mm^4
- 외측거더 A = 1,444,896 mm^2
  I = 1,607,738,916,919 mm^4

2) 2차 강선 긴장에 의한 1차 강선의 응력 변화

Δf = 0.5 x Ep/Eci x fcir (철도설계기준 2011, P.10-113)

여기서, fcir = Pi2/A + Pi2 x ep2/I x ep1 - M x ep1/I

M = 거더 자중 + 슬래브 자중 ; 고정하중에 의한 모멘트

- 내측거더Δf : 0.5 x 6.452 x -1.33 = -4.291 MPa

fcir = 2,418,000 / 1,356,402 + 2,418,000 x 1304 / 1,519,082,486,231 x 1574

- 6,157,252,000 x 1574 / 1,519,082,486,231

= 5.050 - 6.380 = -1.330 MPa

- 외측거더Δf : 0.5 x 6.452 x -1.306 = -4.213 MPa

fcir = 2,418,000 / 1,444,896 + 2,418,000 x 1,367.00 / 1,607,738,916,919 x 1,637.00

- 6,231,206,000 x 1,637 / 1,607,738,916,919

= 5.039 - 6.345 = -1.306 MPa

3) 1차 강선의 손실율

ξ = Δf / fi x 100(%) ; fi = 1,058 MPa

- 내측거더 ξ = -4.291 / 1,058 x 100 = -0.406 %

- 외측거더 ξ = -4.213 / 1,058 x 100 = -0.398 %

4) 2차 강선 긴장에 의한 1차 강선 긴장력 손실량

- 내측거더 ΔP = Δf x Aps1= -28,561 KN

- 외측거더 ΔP = Δf x Aps1= -28,042 KN

5) 2차 강선 긴장에 의한 1차 강선 긴장력 손실량에 의한 응력 검토

1) 내측거더

- ftg = ΔP / A - ΔP × ep / Ztc

  = -28,561 / 1,356,402 - (-28,561 ×1,525 / 1,695,404,561) = 0.00 MPa

- fbg = ΔP / A + ΔP × ep / Zbc

  = -28,561 / 1,356,402 + (-28,561 ×1,525 / 891,480,332) = -0.07 MPa

- fts = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztcs2) × n2

  = (-28,561 / 1,356,402 - (-28,561 ×1,525 / 1,291,736,808))×0.9 = 0.01 MPa

- fbs = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztc) × n2

  = (-28,561 / 1,356,402 - (-28,561 ×1,525 / 1,695,404,561))×0.9 = 0.00 MPa

내측거더 중앙단면	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	1525	0.00	-0.07	0.01	0.00

(⇒ep = dp1-Ytc2), dp1은 거더순단면 상연에서 1차긴장재도심

2) 외측거더

- ftg = ΔP / A - ΔP × ep / Ztc

  = -28,042 / 1,444,896 - (-28,042 ×1588 / 1,930,058,724) = 0.00 MPa

- fbg = ΔP / A + ΔP × ep / Zbc

  = -28,042 / 1,444,896 + (-28,042 ×1588 / 909,869,223) = -0.07 MPa

- fts = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztcs2) × n2

  = (-28,042 / 1,444,896 - (-28,042 ×1588 / 1,444,509,359))×0.9C = 0.01 MPa

- fbs = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztc) × n2

  = (-28,042 / 1,444,896 - (-28,042 ×1588 / 1,930,058,724))×0.9C = 0.00 MPa

외측거더 중앙단면	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	1588	0.00	-0.07	0.01	0.00

(⇒ep = dp1-Ytc), dp1은 거더순단면 상연에서 1차긴장재도심

3.6.7 추가고정하중에 의한 각 지점의 외력 및 응력 검토

- 단면 계수 = 바닥판을 포함한 환산 합성 단면계수

1) 추가 고정하중에 의한 단면력계산

구 분	위 치(mm)	휨모멘트(kN - m)
내측거더 최대모멘트지점	17,000	4818.33
외측거더 최대모멘트지점	17,000	4489.46

2) 추가 고정하중에 의한 응력 검토

(1) 내측거더

- ftg = M / Ztc = 4,818,332,091 / 1,695,404,561 = 2.84 MPa
- fbg = M / Zbc = 4,818,332,091 / 891,480,332 = -5.4 MPa
- fts = (M / Ztcs2)×n2 = (4,818,332,091 / 1,291,736,808) × 0.90 = 3.37 MPa
- fbs = (M / Ztc)×n2 = (4,818,332,091 / 1,695,404,561) × 0.90 = 2.57 MPa

내측거더 중앙단면	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	2.84	-5.40	3.37	2.57

(2) 외측거더

- ftg = M / Ztc = 4,489,456,784 / 1,930,058,724 = 2.33 MPa
- fbg = M / Zbc = 4,489,456,784 / 909,869,223 = -4.93 MPa
- fts = M / Ztcs2)×n2 = (4,489,456,784 / 1,444,509,359)× 0.90 = 2.81 MPa
- fbs = M / Ztc)×n2 = (4,489,456,784 / 1,930,058,724)× 0.90 = 2.1 MPa

외측거더 중앙단면	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	2.33	-4.93	2.81	2.10

3.6.8 긴장력의 최종 감소 후 긴장재의 손실량 및 단면의 응력 검토

1) 시간적 손실 발생 후 1차 긴장력 추가 손실량

- ΔP = 0.5 × (R - 1) × fi1 × Aps1 = -538,717 KN (내측거더)
- ΔP = 0.5 × (R - 1) × fi1 × Aps1 = -545,759 KN (외측거더)

2) 시간적 손실 발생 후 2차 긴장력 손실량

- ΔP = (R - 1) × fi2 × Aps2 = -320,058 KN (내측거더)
- ΔP = (R - 1) × fi2 × Aps2 = -308,627 KN (외측거더)

3) 긴장력의 최종 감소량에 의한 응력 검토

(1) 내측거더

- ftg = ΔP / A - ΔP × ep / Ztc
  = (-538,717+-320,058)/1,356,402 - (-538,717+-320,058)×1,506 / 1,695,404 = 0.13 MPa
- fbg = ΔP / A + ΔP × ep / Zbc
  = (-538,717+-320,058)/1,356,402 + (-538,717+-320,058)×1,506 / 891,480,3 = -2.08 MPa
- fts = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztcs2) × n2
  = ((-538,717+-320,058)/1,356,402 - (-538,717+-320,058)×1,506/1,291,736, = 0.33 MPa
- fbs = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztc) × n2
  = ((-538,717+-320,058)/1,356,402 - (-538,717+-320,058)×1,506/1,695,404, = 0.12 MPa

내측거더 중앙단면	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	1,506	0.13	-2.08	0.33	0.12

(⇒ep = dp-Ytc), dp는 거더순단면 상연에서 1,2차긴장재도심

(2) 외측거더

- ftg = ΔP / A - ΔP × ep / Ztc

  = (-545,759+-308,627) / 1,444,896 - (-545,759+-308,627)×1,569/1,930,058 = 0.10 MPa

- fbg = ΔP / A + ΔP × ep / Zbc

  = (-545,759+-308,627) / 1,444,896 + (-545,759-308,627)×1,569 / 909,869, = -2.06 MPa

- fts = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztcs2) × n2

  = ((-545,759+-308,627)/1,444,896 - (-545,759+-308,627)×1,569/1,444,509, = 0.30 MPa

- fbs = (ΔP / A - ΔP × ep / Ztc) × n2

  = ((-545,759+-308,627)/1,444,896 - (-545,759+-308,627)×1,569/1,930,058, = 0.09 MPa

외측거더 중앙단면	긴장재편심	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
		상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	1,569	0.10	-2.06	0.30	0.09

(⇒ep = dp-Ytc), dp는 거더순단면 상연에서 1,2차긴장재도심

3.6.9 활하중에 의한 외력 및 응력 검토

1) 활하중에 의한 단면력

■ KRL-2012하중 적용시

구 분	위 치(mm)	휨모멘트(kN · m)
내측거더 최대모멘트지점	17,000	5644.21
외측거더 최대모멘트지점	17,000	7005.25

2) 활하중 작용시 응력 검토

(1) 내측거더

- ftg = M / Ztc = 5,644,208,653 / 1,695,404,561 = 3.33 MPa
- fbg = M / Zbc = 5,644,208,653 / 891,480,332 = -6.33 MPa
- fts = (M / Ztcs2)×n2 = (5,644,208,653 / 1,291,736,808)× 0.90 = 3.95 MPa
- fbs = (M / Ztc)×n2 = (5,644,208,653 / 1,695,404,561)× 0.90 = 3.01 MPa

내측거더 중앙단면	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	3.33	-6.33	3.95	3.01

(2) 외측거더

- ftg = M / Ztc = 7,005,252,484 / 1,930,058,724 = 3.63 MPa
- fbg = M / Zbc = 7,005,252,484 / 909,869,223 = -7.70 MPa
- fts = (M / Ztcs2)×n2 = (7,005,252,484 / 1,444,509,359)× 0.90 = 4.38 MPa
- fbs = (M / Ztc)×n2 = (7,005,252,484 / 1,930,058,724)× 0.90 = 3.28 MPa

외측거더 중앙단면	거 더(MPa)		바닥판(MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
	3.63	-7.70	4.38	3.28

3.7 응력합성표

3.7.1 단계별 응력 집계표

1) 내측거더

응 력(MPa) / 하중 단계	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
부재의 자중	6.17	-6.07			6.17	-6.07
1차 긴장응력(초기)	-5.72	21.71				
(유효1차 긴장응력)					(-4.84)	(18.39)
바닥판의 자중	4.12	-3.74			4.12	-3.74
시공 도중 긴장력의 감소			0.24	0.09	0.10	-1.39
2차 긴장응력(초기)			-0.59	-0.07	-0.08	5.32
(유효2차 긴장응력)			(-0.52)	(-0.06)	(-0.07)	(4.62)
2차긴장시1차응력손실량			0.01	0.00	0.00	-0.07
추가 고정하중			3.37	2.57	2.84	-5.40
최종 긴장력 감소			0.33	0.12	0.13	-2.08
2차 응력			0.09	0.70	-0.40	0.18
활하중			3.95	3.01	3.33	-6.33

2) 외측거더

응 력(MPa) / 하중 단계	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
부재의 자중	6.17	-6.07			6.17	-6.07
1차 긴장응력(초기)	-5.72	21.71				
(유효1차 긴장응력)					(-4.83)	(18.34)
바닥판의 자중	4.25	-3.85			4.25	-3.85
시공 도중 긴장력의 감소			0.22	0.08	0.08	-1.38
2차 긴장응력(초기)			-0.56	-0.04	-0.04	5.31
(유효2차 긴장응력)			(-0.48)	(-0.03)	(-0.03)	(4.63)
2차긴장시1차응력손실량			0.01	0.00	0.00	-0.07
추가 고정하중			2.81	2.10	2.33	-4.93
최종 긴장력 감소			0.30	0.09	0.10	-2.06
2차 응력			0.09	0.70	-0.40	0.18
활하중			4.38	3.28	3.63	-7.70

3.7.2 응력 합성표

1) 내측거더 (+ : 압축응력, - : 인장응력)

응 력(MPa) / 하중 단계	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1차 긴장시	0.45	15.64				
	0.K	0.K				
바닥판 타설시	4.57	11.90				
	0.K	0.K				
바닥판 경화 후			0.24	0.09	4.67	10.51
			0.K	0.K	0.K	0.K
2차 긴장력 도입 후			-0.34	0.03	4.60	15.76
			0.K	0.K	0.K	0.K
방호벽,포장 ,연석등			3.03	2.60	7.44	10.36
			0.K	0.K	0.K	0.K
최종 감소 손실 발생 후			3.36	2.72	7.57	8.28
			0.K	0.K	0.K	0.K
2차 응력 작용시			3.45	3.41	7.17	8.46
			0.K	0.K	0.K	0.K
활하중 작용시			7.40	6.42	10.50	2.13
			0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	인장	압축	인장	압축	압축	인장
	-1.4	17.6	-2.7	12.0	16.0	0.0

2) 외측거더 (+ : 압축응력, - : 인장응력)

응 력(MPa) / 하중 단계	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
1차 긴장시	0.45	15.64				
	0.K	0.K				
바닥판 타설시	4.70	11.79				
	0.K	0.K				
바닥판 경화 후			0.22	0.08	4.78	10.41
			0.K	0.K	0.K	0.K
2차 긴장력 도입 후			-0.33	0.04	4.75	15.65
			0.K	0.K	0.K	0.K
방호벽,포장 ,연석등			2.48	2.14	7.08	10.72
			0.K	0.K	0.K	0.K
최종 감소 손실 발생 후			2.79	2.24	7.18	8.65
			0.K	0.K	0.K	0.K
2차 응력 작용시			2.88	2.93	6.78	8.83
			0.K	0.K	0.K	0.K
활하중 작용시			7.26	6.21	10.41	1.13
			0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	인장	압축	인장	압축	압축	인장
	-1.4	17.6	-2.7	12.0	16.0	0.0

4. 휨강도의 검토(철도교 설계기준, P 344)

4.1 내측거더

(1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.35 MD + 1.85 ML = 27,777 kN-m

Mu = 1.6 MD + 1.6 ML = 26,592 kN-m

(2) 극한저항모멘트

b = 1,700 mm Apw = Ap - Apf = 5,657 mm^2

dp = 2,682 mm Apf = 0.85 fck(b-bo)t/fps = 3220 mm^2

Ap = 8,877 mm^2 Pp = Apw/(b dp) = 0.00124

fpe = 920 MPa

0.5fpu = 950 MPa > fpe

Pp = Ap/(b dp) = 0.00195

rp = 0.55

fpy / fpu ≥ 0.80인 경우 ---------- rp = 0.55

fpy / fpu ≥ 0.85인 경우 ---------- rp = 0.4

fpy / fpu ≥ 0.90인 경우 ---------- rp = 0.28

β1 = 0.85 - 0.007 (fck - 28) = 0.766 ≥ 0.65

추가 배근 철근을 무시하면

fps = fpu {1 - (rp/β1) Pp (fpu / fck)} = 1773.8 MPa

a = dp Pp fps /ø fck = 343 mm > 280 mm (슬래브 높이)

==>> 중심축이 슬래브에 있지않으므로 합성단면은 T형보로 가정한다

Mn = Apw fps dp (1 - 0.59 Pp fps / fck) + 0.85 fck(b-bo)t(dp-0.5t) =

= 40,558 kN-m

ϕMn = 36,502 kN-m > Mu (= 27,777 kN-m) ==>> O.K

(3) 최대 P.S 강재량 검토

강재 지수 qp = ρp × fps / fck ≤ 0.36 × β (ρp = Ap / (b×dp))

qp = 0.055 < 0.276 ==>> O.K

(4) 균열모멘트 검토

Mcr = (fru + fpcc) x Zc

fru = 0.63 x √fckg = 3.98 MPa

fpe = 18.39 + 4.62 = 23.01 Mpa (1,2차 유효인장에 의한 거더하연의 응력)

Zbc2 = 891,480,332 mm^3

∴ 1.2 × Mcr = 28,873 kN-m < ϕMn = 36,502 kN-m ==>> O.K

4.2 외측거더

(1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.35 MD + 1.85 ML = 27,433 kN-m

Mu = 1.6 MD + 1.6 ML = 28,361 kN-m

(2) 극한저항모멘트

b = 2,050 mm

dp = 2,682 mm

Ap = 8,877 mm^2

fpe = 922 MPa

0.5fpu = 950 MPa > fpe

Pp = Ap/(b dp) = 0.00161

rp = 0.55

fpy / fpu ≥ 0.80인 경우 ---------- rp = 0.55

fpy / fpu ≥ 0.85인 경우 ---------- rp = 0.4

fpy / fpu ≥ 0.90인 경우 ---------- rp = 0.28

β1 = 0.85 - 0.007 (fck - 28) = 0.766 ≥ 0.65

추가 배근 철근을 무시하면

fps = fpu {1 - (rp/β1) Pp (fpu / fck)} = 1,795 MPa

a = dp Pp fps /ø fck = 288 mm > 280 mm (슬래브 높이)

==>> 중심축이 슬래브에 있지않으므로 합성단면은 T형보로 가정한다

Mn = Ap fps dp (1 - 0.59 Pp fps / fck) = 40,908 kN-m

ϕMn = 36,817 kN-m > Mu (= 28,361 kN-m) ==>> O.K

(3) 최대 P.S 강재량 검토

강재 지수 qp = ρp × fps / fck ≤ 0.36 × β (ρp = Ap / (b×dp))

qp = 0.072 < 0.366 ==>> O.K

(4) 균열모멘트 검토

Mcr = (fru + fpcc) x Zc

fru = 0.63 x √fckg = 3.98 MPa

fpe = 18.34 + 4.63 = 23.01 Mpa (1,2차 유효인장에 의한 거더하연의 응력)

Zbc2 = 909,869,223 mm^3

∴ 1.2 × Mcr = 29,469 kN-m < ϕMn = 36,817 kN-m ==>> O.K

5. 전단 응력 검토

5.1 h/2 단면에서의 검토

5.1.1 내측거더

1) 극한전단력 Vu

Vu = 1.35 ×(417 + 270 + 539) + 1.85 × 606

= 2,776 kN

위험단면 단면력(내측거더)

구 분	V (kN)	M (kN·m)
자중	417	580
바닥판	270	363
추가고정하중	539	709
활하중	606	811

Md2 = 363 + 709 = 1,072 kN·m

Ml = 811 kN·m

Vd2 = 270 + 539 = 809 kN·m

Vl = 606 kN·m

2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc

- Vc 는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

(1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbe × (0.5 × √fck + fbe - fd) = 12,126 kN·m

fbe = 1차 유효 프리스트레스에 의한 단면 하면의 응력

= Pe / Ac + (Pe e_{pe}) / Zbe = 15.34 MPa

fd = Md1 / Zbe = 0.845 MPa

Mmax = 1.4 × Md2 + 2.00 × Ml = 3,123 kN·m

d = 2,600 - (1,860 + 1,440 + 1,020 + 600)/ 4 =

1,370 mm < 0.8 × H = 2,080 mm

∴ d = 2,080 mm

Vd = 417 kN

Vi = 1.4 × Vd2 + 2.00 × Vl = 2,345 kN

∴ Vci = 10,034 kN > 0.14 √fck x bw x d = 1,432 kN

(2) 전단강도 Vcw (복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + Vp

fpc = Pe / Ac = 5,965,000 / 926,574 = 6.4 MPa

Pe : 유효 프리스트레스

Ac : 환산단면적

Vp = Pe ×sinΘ (Pe 의 수직분력)

= 5,965,000 × 0.2303 / 1000 = 1,374 kN

Vcw = (0.29 ×√40 + 0.3×6.44) x 778 x 2080 /1000+ 1,374 = 7,463 kN

∴ Vc = min [Vci, Vcw]:Vci = 7,463 kN

(3) øVc = 0.85 × 7,463 = 6,344 kN

1/2 øVc = 3,172 > Vu = 2,776 이므로 전단보강 불필요

5.1.2 외측거더

1) 극한전단력 Vu

Vu = 1.35 ×(417 + 280 + 502) + 1.85 × 778

= 3,058 kN

위험단면 단면력(외측거더)

구 분	V (kN)	M (kN·m)
자중	417	580
바닥판	280	339
추가고정하중	502	660
활하중	778	1,041

Md2 = 339 + 660 = 999 kN·m

Ml = 1,041 kN·m

Vd2 = 280 + 502 = 782 kN·m

Vl = 778 kN·m

2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc

- Vc 는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

(1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbe × (0.5 × √fck + fbe - fd) = 12,099 kN·m

fbe = 1차 유효 프리스트레스에 의한 단면 하면의 응력

= Pe / Ac + (Pe e_{pe}) / Zbe = 15.30 MPa

fd = Md1 / Zbe = 0.845 MPa

Mmax = 1.4 × Md2 + 2.00 × Ml = 3,481 kN·m

d = 2,600 - (1,860 + 1,440 + 1,020 + 600)/ 4 =

1,370 mm < 0.8 × H = 2,080 mm

∴ d = 2,080 mm

Vd = 417 kN

Vi = 1.4 × Vd2 + 2.00 × Vl = 2,651 kN

∴ Vci = 10,143 kN > 0.14 √fck x bw x d = 1,432 kN

(2) 전단강도 Vcw (복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + Vp

fpc = Pe / Ac = 5,950,000 / 926,574 = 6.4 MPa

Pe : 1차 유효 프리스트레스

Ac : 환산단면적

Vp = Pe ×sinΘ (Pe 의 수직분력)

= 5,950,000 × 0.2303 / 1000 = 1,370 kN

Vcw = (0.29 ×√40 + 0.3×6.40) x 778 x 2080 /1000+ 1,370 = 7,441 kN

∴ Vc = min [Vci, Vcw]:Vci = 7,441 kN

(3) øVc = 0.85 × 7,441 = 6,325 kN

1/2 øVc = 3,162 > Vu = 3,058 이므로 전단보강 불필요

5.2 단면축소부(단부로부터 4.6m지점) 에서의 검토

5.2.1 내측거더

1) 극한전단력 Vu

Vu = 1.35 ×(309 + 219 + 428) + 1.85 × 502

= 2,219 kN

2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc

- Vc 는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

(1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbe × (0.5 × √fck + fbe - fd) = 14,661 kN·m

fbe = 유효 프리스트레스에 의한 단면 하면의 응력

= Pe / Ac + (Pe e_{pe}) / Zbe = 20.74 MPa

fd = Md1 / Zbe = 2.553 MPa

Mmax = 1.4 × Md2 + 2.00 × Ml = 9,949 kN·m

d = 2,600 - (1,860 + 1,440 + 1,020 + 600)/ 4 =

1,370 mm < 0.8 × H = 2,080 mm

∴ d = 2,080 mm

Vd = 309 kN

Vi = 1.4 × Vd2 + 2.00 × Vl = 1,910 kN

∴ Vci = 3,545 kN > 0.14 √fck x bw x d = 368 kN

단면축소부 지점 단면력(내측거더)

구 분	V (kN)	M (kN·m)
자중	309	1,753
바닥판	219	1,170
추가고정하중	428	2,255
활하중	502	2,577

Md2 = 1,170 + 2,255 = 3,425 kN·m

Ml = 2,577 kN·m

Vd2 = 219 + 428 = 647 kN·m

Vl = 502 kN·m

(2) 전단강도 Vcw (복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + Vp

fpc = Pe / Ac = 8,063,000 / 926,574 = 8.7 MPa

Pe : 유효 프리스트레스

Ac : 환산단면적

Vp = Pe ×sinΘ (Pe 의 수직분력)

= 8,063,000 × 0.2303 / 1000 = 1,857 kN

Vcw = (0.29 ×√40 + 0.3×8.70) x 200 x 2080 + 1,857 / 1000 = 3,706 kN

∴ Vc = min [Vci, Vcw]:Vci = 3,545 kN

(3) øVc = 0.85 × 3,545 = 3,013 kN

1/2 øVc = 1,506 < Vu = 2,219 이므로 최소전단보강 필요

⇒ 2 × D 13 = 2 × 126.70 = 253.40 mm^2

(4) 최대 전단철근 간격

$0.75 \times H_b$ = 0.75 x 2,600 = 1950 mm 또는 600 mm

Req.s = $A_v f_y / 0.35 b_v$: 253.40 x 300 /(0.35 x 200)= 1086 mm

⇒ 사용 전단철근 간격 s = 200 mm ∴ O.K

(5) 전단철근의 전단력 제한

1/3 √ (f_{ck}) × b_w × d = 877,005.00 N = 877.01 kN

2/3 √ (f_{ck}) × b_w × d = 1,754,010.01 N = 1,754.01 kN

(6) 최소 철근량 확인

0.0625 × √fck × bw × s / fy = 53 mm^2 (최소철근량)

0.35 bo s / f_y = 0.35 x 200 x 200 / 300

= 46.7 mm^2 < 253.4 mm^2 ∴ O.K

∴ 사용철근량

D 13 x 2 EA = 126.70 x 2 = 253.4 mm^2 , C.T.C 200 mm

5.2.2 외측거더

1) 극한전단력 Vu

Vu = 1.35 ×(309 + 224 + 399) + 1.85 × 645

= 2,451 kN

2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc

- Vc 는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

(1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbe × (0.5 × √fck + fbe - fd) = 14,655 kN·m

fbe = 유효 프리스트레스에 의한 단면 하면의 응력

= Pe / Ac + (Pe e_{pe}) / Zbe = 20.73 MPa

fd = Md1 / Zbe = 2.553 MPa

Mmax = 1.4 × Md2 + 2.00 × Ml = 11,085 kN·m

d = 2,600 - (1,860 + 1,440 + 1,020 + 600)/ 4 =

1,370 mm < 0.8 × H = 2,080 mm

∴ d = 2,080 mm

Vd = 309 kN

Vi = 1.4 × Vd2 + 2.00 × Vl = 2,162 kN

∴ Vci = 3,588 kgf > 0.14 √fck x bw x d = 368 kgf

단면축소부 지점 단면력(외측거더)

구 분	V (kN)	M (kN·m)
자중	309	1,753.00
바닥판	224	1,090.00
추가고정하중	399	2,101.00
활하중	645	3,309.00

Md2 = 1,090 + 2,101 = 3,191 kN·m

Ml = 3,309 kN·m

Vd2 = 224 + 399 = 623 kN·m

Vl = 645 kN·m

(2) 전단강도 Vcw (복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + Vp

fpc = Pe / Ac = 8,059,000 / 926,574 = 8.7 MPa

Pe : 유효 프리스트레스

Ac : 환산단면적

Vp = Pe ×sinΘ (Pe 의 수직분력)

= 8,059,000 × 0.2303 / 1000 = 1,856 kN

Vcw = (0.29 ×√40 + 0.3×8.70) x 200 x 2080 /1000 + 1,856 = 3,704 kN

∴ Vc = min [Vci, Vcw]:Vci = 3,588 kN

(3) øVc = 0.85 × 3,588 = 3,050 kN

1/2 øVc = 1,525 < Vu = 2,451 이므로 최소전단보강 필요

⇒ 2 × D 13 = 2 × 126.70 = 253.40 mm^2

(4) 최대 전단철근 간격

$0.75 \times H_b$ = 0.75 x 2,600 = 1950 mm 또는 600 mm

Req.s = $A_v f_y$ / 0.35 b_v 253.40 x 300 /(0.35 x 200)= 1086 mm

⇒ 사용 전단철근 간격 s = 200 mm ∴ O.K

(5) 전단철근의 전단력 제한

1/3 √ (f_{ck}) × b_w × d = 877,005.00 N = 877.01 kN

2/3 √ (f_{ck}) × b_w × d = 1,754,010.01 N = 1,754.01 kN

(6) 최소 철근량 확인

0.0625 × √fck × bo × s / fy = 53 mm^2 (최소철근량)

0.35 b_o s / f_y = 0.35 x 200 x 200 / 300

= 46.7 mm^2 < 253.4 mm^2 ∴ O.K

∴ 사용철근량

D 13 x 2 EA = 126.70 x 2 = 253.4 mm^2 , C.T.C 200 mm

5.3 수평 전단 설계(주 거더과 바닥판 결합)

1) 하중에 의한 수평전단력

Vd = 539,000 N (합성후 고정하중에 의해 접합면에 발생하는 전단력)

Vl = 778,000 N (합성후 활하중에 의해 접합면에 발생하는 전단력)

$$\tau hd = \frac{Vd}{bv \times d\,p} = \frac{539,000}{1,000 \times 1,650} = 0.327 \text{ MPa}$$

$$\tau hl = \frac{Vl}{bv \times d\,p} = \frac{778,000}{1,000 \times 1,650} = 0.472 \text{ MPa}$$

- bv 는 전단철근 접촉면 길이이고, d p는 합성단면 압축면 상단에서 긴장재도심까지의 거리임.

2) 크리프 및 건조수축에 의한 수평력

$$\tau c+s = \frac{N\,c + N\,s}{bv \times a} = \frac{342,818 - 155,130}{1,000 \times 1,700} = 0.110 \text{ MPa}$$

3) 온도차에 의한 수평전단력

$$\tau t = \frac{\alpha \times \Delta T \times E \times A}{bv \times a} = \frac{1.0 \times 10^{-5} \times 5 \times 31,000 \times (1,700 \times 280)}{1,000 \times 1,700} = 0.434 \text{ MPa}$$

☞ 응력의 조합

· 접촉면 조건: 최소연결철근 규정을 만족하고, 프리캐스트 요소의 접촉면이 깨끗하고 인위적으로 거칠게 만들어 졌을 때 2.06MPa 적용[철도설계기준2011, P.10-135]

τu =L.C 1 : 1.35τhd + 1.85τhl = 1.315 MPa

τu =L.C 2 : 1.35τhd + 1.35τhl + 1.35τc+s+t = 1.837 MPa

설계 전단 응력 MAX (L.C 1, L.C 2) = 1.837 MPa

τu = 1.837 MPa < 2.06 MPa ∴ O.K

4) 전단연결재 철근량 및 간격 산정

① 사용 철근량

A_s = D 16 x 1 EA = 198.6 x 1 = 198.6 mm²

= D 16 x 1 EA = 198.6 x 1 = 198.6 mm²

= 397.2 mm²

② 최대 전단철근 간격

ⓐ b_w x 4 = 200 x 4 = 800 mm ⓑ 600 mm

ⓒ Req.s = A_v f_y / 0.35 b_v = 397.2 x 300.00 /(0.35 x 1,000)

= 340 mm

⇒ 사용 전단철근 간격 s = 300.0 mm

③ 최소 철근량 확인

0.35 b_v s / f_y = 0.35 x 1,000 x 300.0 / 300.0

= 350 mm² < 397.2 mm² ∴ O.K

6. 처짐 검토

6.1 시공 단계별 처짐

$$-\ \delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times Ec \times I} + \frac{Pi1 \times ep2 \times L^2}{8 \times Ec \times I}\ (1차긴장시)$$

정착구 도심 =	1230 (mm)

1) 내측거더의 처짐

하 중	휨모멘트 M (KN·m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (mm^4)	처 짐 δ (mm)
1. 거더 자중	3,644	31,000	774,287,865,406	18
2. 1차 긴장 초기	7,591	31,000	774,287,865,406	-38
3. 바닥판 자중	2,513	31,000	831,063,871,052	12
4. 1차 긴장 손실량(50%)	1,192	31,000	1,493,142,620,587	2
5. 2차 긴장 초기	3,153	31,000	1,519,082,486,231	-8
6. 추가 고정하중	4,818	31,000	1,519,082,486,231	12
7. 1,2차 긴장 최종 손실량	1,643	31,000	1,519,082,486,231	2
	417	31,000	1,519,082,486,231	1
8. 활하중(KRL-2012적용시)	5,644	31,000	1,519,082,486,231	14
단선재하(KRL-2012적용시)	5,455	31,000	1,519,082,486,231	14

2) 외측거더의 처짐

하 중	휨모멘트 M (KN·m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (mm^4)	처 짐 δ (mm)
1. 거더 자중	3,644	31,000	774,287,865,406	18
2. 1차 긴장 초기	7,591	31,000	774,287,865,406	-38
3. 바닥판 자중	2,587	31,000	831,063,871,052	12
4. 1차 긴장 손실량(50%)	1,207	31,000	1,582,288,010,445	1
5. 2차 긴장 초기	3,305	31,000	1,607,738,916,919	-8
6. 추가 고정하중	4,489	31,000	1,607,738,916,919	11
7. 1,2차 긴장 최종 손실량	1,733	31,000	1,607,738,916,919	2
	422	31,000	1,607,738,916,919	1
8. 활하중(KRL-2012적용시)	7,005	31,000	1,607,738,916,919	17
단선재하(KRL-2012적용시)	7,005	31,000	1,519,082,486,231	18

6.2 크리프에 의한 처짐

: 크리프에 의한 영향 검토는 1차긴장 이후 바닥판 타설시의 재령일수와 바닥판 타설 후 10000일을 재령일로 보았음.

1) IPC 거더의 크리이프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1\sqrt[3]{h} =$ 1.495

여기서, $h = 2 \times Ac / u$

$= (2 \times$거더단면적(㎠) $\times$거더갯수) / (거더단면둘레(cm) $\times$거더갯수) = 223

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}}$ 2.533

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 4 =$ 44

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.49

여기서, $\beta_H = 1.50 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 599 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.495 \times 2.533 \times 0.482 =$ 1.825

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$=$ 1.825 x 0.49 $=$ 0.89

2) IPC 거더의 크리이프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1\sqrt[3]{h} =$ 1.495

여기서, $h = 2 \times Ac / u$

$= (2 \times$거더단면적(㎠) $\times$거더갯수) / (거더단면둘레(cm) $\times$거더갯수)

$=$ 223

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}}$ 2.533

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 4 =$ 44

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 599 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.495 \times 2.533 \times 0.391 =$ 1.481

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$=$ 1.481 x 0.98 $=$ 1.45

6.3 바닥판에 발생하는 처짐

1) 내측거더

(1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

L1 거더 $\Delta\phi 1$ = $\Phi b \times (\delta_{do} + \delta_{p1})$ (Φb = 0.89)

= 0.89 x (18.00 + -38.00) = -18 - - - - 9.

(2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

L1 거더 $\delta_{\Phi 2}$ = $\Phi t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe1} + \delta_{pe2})$ (Φt = 1.45)

= 1.45 x (18.00 + 12.00 + 12.00 + -34.00 + -7.00)

= 1 - 10.

2) 외측거더

(1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

L1 거더 $\delta_{\Phi 1}$ = $\Phi b \times (\delta_{do} + \delta_{p1})$ (Φb = 0.89)

= 0.89 x (18.00 + -38.00) = -18 - - - - 9.

(2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

L1 거더 $\delta_{\Phi 2}$ = $\Phi t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe1} + \delta_{pe2})$ (Φt = 1.45)

= 1.45 x (18.00 + 12.00 + 11.00 + -35.00 + -7.00)

= -1.00 - 10.

6.4 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분			내 측 거 더	외 측 거 더	비 고
11	1차 프리스트레스 도입 직후		-20	-20	1 + 2
12	바닥판 타설 전 크리프에 의한 영향 후		-38	-38	11 + 9
13	바닥판 타설 후		-26	-26	12 + 3
14	2차 프리스트레스 도입 직후		-32	-33	13 + 4 + 5
15	추가 고정하중 작용시		-20	-22	14 + 6
16	완공 후 크리프에 의한 영향		-19	-23	15 + 10
17	활하중 작용전 단계(1,2차손실 후)		-16	-20	16 + 7
	활하중 작용시(주행안정성 최대연직처짐)		57	57	지간길이/600
	활하중 작용시 (승차감안정성 최대연직 처짐)	(KRL2012 일 경우)	23	23	지간길이/1500
18	활하중만에 의한 처짐량	활하중	14	17	
		단선재하 활하중	14	18	
			(O.K)	(O.K)	
19	활하중 작용시 최종 처짐	(KRL2012 일 경우)	-2.00	-3.00	

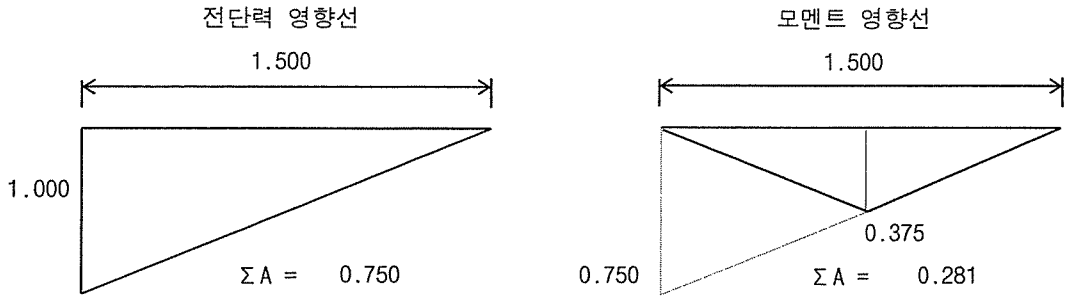
7. 가로보의 설계(강도설계법)-(KRL2012하중 적용)

7.1 단부 가로보 (KRL2012하중 적용)

7.1.1 작용 단면력

① 고정하중 (Dead Load)

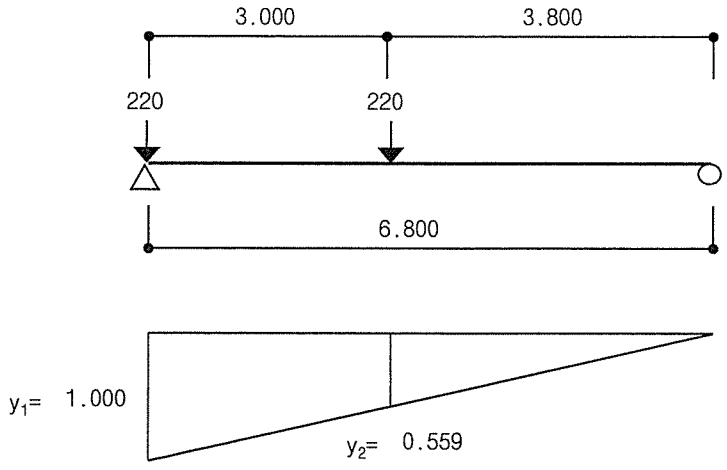
거더 간격 : 1.700 m 계 산 지 간 : 1.500 m



구 분	두 께	폭	단위중량	전단력	종 거	모멘트
궤 도			3.0	2	0.375	1
도 상	0.565	3.400	19.0	27	0.375	10
방수층	0.000	3.400	11.0	0	0.375	0
슬래브	0.280	3.400	24.5	17	0.375	7
가로보	2.370	0.300	24.5	13	0.375	5
합 계				60		23

② 활하중 (Live Load)

종방향 하중재하 : 가로보의 간격이 6.800 m 이므로 각 가로보에 가장 큰 하중이 작용하는 경우



가로보와 주형의 연결부를 지점으로 하는 단순보로 설계한다.

y1 = 1.000 y2 = 0.559

충격계수 : i = 125 / √L = 0.479 (L = 6.800 m)

활하중 분포폭 : b' = 3.610 m (바닥판검토 참조)

전륜	=	220	KN	/	3.610	=	60.94 KN/m
후륜	=	220	KN	/	3.610	=	60.94 KN/m
등분포	=	80.0	KN	/	3.610	=	22.16 KN/m

W_l = 60.942 × 1.479 × (1.000)
+ 60.942 × 1.479 × (0.559)
+ 22.161 × 1.479 × (3.400)
= 252.01 KN/m

Sl = 252.01 × 1.500 / 2
= 189.01 KN

Ml = 252.015 × 1.500^2 / 8
= 70.88 KN.m

③ 단 면 력

Mu = 1.35 M_d + 1.85 M_l = 162 kN·m Mu = 1.6 M_d + 1.6 M_l = 150 kN·m

Su = 1.35 S_d + 1.85 S_l = 431 kN Su = 1.6 S_d + 1.6 S_l = 399 kN

7.1.2 철근량 산정

① 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	162,000,000 N·mm					
계수 하중 전단력	M_u	=	431,000 N			k_1	=	0.85
콘크리트 설계기준 강도	f_{ck}	=	30 MPa	가로보 폭		b_c	=	300 mm
철근 항복 강도	f_y	=	300 MPa	단면 높이		h_c	=	2,650 mm
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	유효 높이		d	=	2,570 mm
전단 강도 감소 계수	Φ_v	=	0.85	피복 두께		d_c	=	80 mm

② 필요 철근량 산정

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0392\ A_s$

$M_n = M_u/\Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a/2)$ 이므로,

$6.000\ A_s^2 - 771{,}000\ A_s + 180{,}000{,}000 = 0$

필요 철근량	A_s	=	233.89 mm^2	
단면 철근비	ρ	=	$A_s / (b \times d)$	= 0.00030
최대 철근비	ρ_{max}	=	$0.75 \times 0.85 \times k_1 \times f_{ck} / f_y \times 600/(600 + f_y)$	= 0.03613
최소 철근비	ρ_{min1}	=	$\max(1.4 / f_y,\ 0.25 \times \sqrt{(f_{ck})} / f_y)$	= 0.00467
단면 철근비	ρ_{min2}	=	$4/3 \times A_s / (b \times d)$	= 0.00040
최소 철근량	A_{s_min}	=	$\min(\rho_{min1}, \rho_{min2}) \times b \times d$	= 308.40 mm^2

③ 사용 철근량 A_{s_use} = 1단 배근 : D25 2EA => 1,013 mm^2

2단 배근 : => 0,000 mm^2

④ 철근비 검토 $\rho_{use} = A_{s_use} / (b \times d) = 0.001310$ ∴ O.K

⑤ 휨강도 검토

$a = f_y \times A_{s_use} / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.74$ mm

$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - a/2)] = 658{,}996{,}815$ N·m > 162,000,000 N·m

∴ O.K

7.1.3 전단설계

L / d = 0.584 < 4 ==>> Deep Beam

ϕVc = 598 kN ϕVs = 0 kN

Vu = 431 kN s_max = 60 mm

$1/2\phi Vc < Vu < \phi Vc$ 이므로 최소량의 전단철근 보강

Av = D16 2EA => 397 mm^2, s = 200 mm

Ah = D16 2EA => 397 mm^2, s_2 = 300 mm

Av = 397.200 > 0.0025 b s = 150 ==>> O.K

s ≤ 300 mm or d/5 d/5 = 514

Ah = 397.200 > 0.0015 b s = 135 ==>> O.K

s_2 ≤ 300 mm or d/5 d/5 = 514

$0.132\ Av/s + 0.868\ Ah / s_2 = 1.411 > 0.000$ (= $\phi Vs / \phi fy\ d$)

==>> O.K

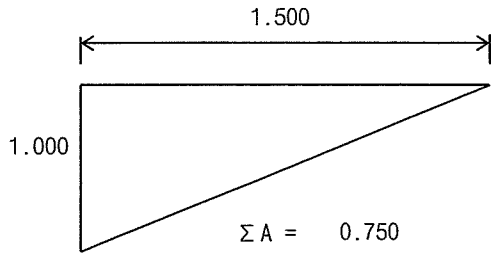
7.2 중앙 가로보 (KL2012하중 적용)

7.2.1 작용 단면력

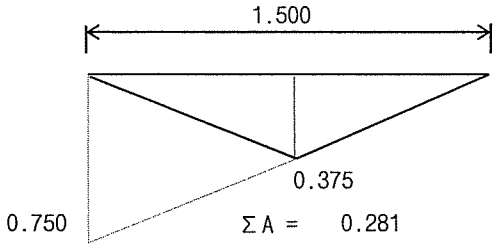
① 고정하중 (Dead Load)

거더 간격 : 1.700 m 계 산 지 간 : 1.500 m

전단력 영향선



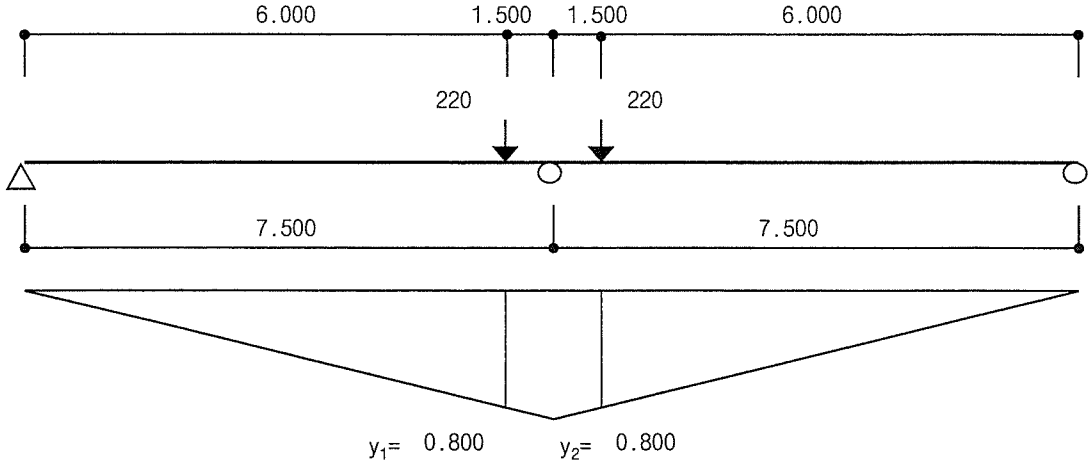
모멘트 영향선



구 분	두 께	폭	단위중량	전단력	종 거	모멘트
궤 도			3.0	2	0.375	1
도 상	0.565	7.500	24.5	78	0.375	29
방수층	0.000	7.500	24.5	0	0.375	0
슬래브	0.280	7.500	24.5	39	0.375	14
가로보	2.370	0.300	24.5	13	0.375	5
합 계				132		49

② 활하중 (Live Load)

종방향 하중재하 : 가로보의 간격이 7.500 m 이므로 각 가로보에 가장 큰 하중이 작용하는 경우



가로보와 주형의 연결부를 지점으로 하는 단순보로 설계한다.

y1 = 0.800 y2 = 0.800

충격계수 : i = 125 / √L = 0.456 (L = 7.500 m)

활하중 분포폭 : b' = 3.610 m (바닥판검토 참조)

전륜	=	220	KN	/	3.610	=	60.94 KN/m
중륜	=	220	KN	/	3.610	=	60.94 KN/m
후륜	=	80.0	KN	/	3.610	=	22.16 KN/m

W_l = 60.942 × 1.456 × (0.800)
+ 60.942 × 1.456 × (0.800)
+ 22.161 × 1.456 × (7.500)
= 384.08 KN/m

Sl = 384.08 × 1.500 / 2 = 288.06 KN

Ml = 384.079 × 1.500^2 / 8 = 108.02 KN.m

③ 단 면 력

Mu = 1.35 M_d + 1.85 M_l = 267 kN·m Mu = 1.6 M_d + 1.6 M_l : 252 kN·m

Su = 1.35 S_d + 1.85 S_l = 711 kN Su = 1.6 S_d + 1.6 S_l : 672 kN

7.2.2 철근량 산정

① 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	267,000,000 N·mm					
계수 하중 전단력	M_u	=	711,000 N			k_1	=	0.85
콘크리트 설계기준 강도	f_{ck}	=	30 MPa	가로보 폭	b_c	=	300	mm
철근 항복 강도	f_y	=	300 MPa	단면 높이	h_c	=	2,650	mm
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	유효 높이	d	=	2,570	mm
전단 강도 감소 계수	Φ_v	=	0.85	피복 두께	d_c	=	80	mm

② 필요 철근량 산정

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0392\ A_s$

$M_n = M_u/\Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a/2)$ 이므로,

$6.000\ A_s^2 - 771{,}000\ A_s + 296{,}666{,}667 = 0$

필요 철근량	A_s	=	385.94 mm^2	
단면 철근비	ρ	=	$A_s / (b \times d)$	= 0.00050
최대 철근비	ρ_{max}	=	$0.75 \times 0.85 \times k_1 \times f_{ck} / f_y \times 600/(600 + f_y)$	= 0.03613
최소 철근비	ρ_{min1}	=	$\max (1.4 / f_y , 0.25 \times \sqrt{(f_{ck})} / f_y)$	= 0.00467
단면 철근비	ρ_{min2}	=	$4/3 \times A_s / (b \times d)$	= 0.00067
최소 철근량	A_{s_min}	=	$\min (\rho_{min1} , \rho_{min2}) \times b \times d$	= 516.57 mm^2

③ 사용 철근량 A_{s_use} = 1단 배근 : D25 2EA => 1,013 mm^2

2단 배근 : D0 0EA => 0,000 mm^2

④ 철근비 검토 $\rho_{use} = A_{s_use} / (b \times d) = 0.001310$ ∴ O.K

⑤ 휨강도 검토

$a = f_y \times A_{s_use} / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.74$ mm

$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - a/2) = 658{,}996{,}815$ N·m > 267,000,000 N·m

∴ O.K

7.2.3 전단설계

L / d = 0.331 < 4 ==>> Deep Beam

ϕVc =	598	kN	ϕVs =	113	kN
Vu =	711	kN	s_max =	60	mm

Vu > ϕVc 이므로 전단철근이 부담하여야 하는 Vs에 대한 철근량 산정

Av = D16 2EA => 397 mm^2 , s = 200 mm

Ah = D16 2EA => 397 mm^2 , s_2 = 300 mm

Av = 397.200 > 0.0025 b s = 150 ==>> O.K

s ≤ 300 mm or d/5 d/5 = 514

Ah = 397.200 > 0.0015 b s = 135 ==>> O.K

s_2 ≤ 300 mm or d/5 d/5 = 514

$0.111\ Av/s + 0.889\ Ah / s_2 = 1.397 > 0.172$ (= $\phi Vs / \phi fy\ d$)

==>> O.K

8. 가로보의 용접두께 및 용접길이 검토

8.1 가로보 주철근

(1) 철근의 허용 인장 응력도

(N/mm²)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	80

▣ 사용철근

(mm)

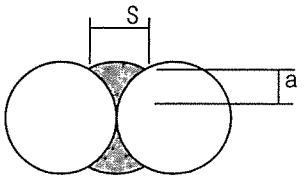
구 분	단면적	지 름
D 25	506.70	25.40

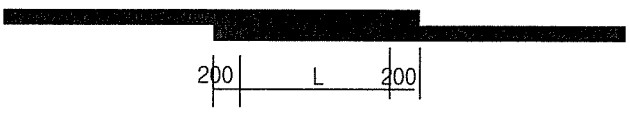
(2) 용접의 폭

(mm)

구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

(3) 단 면





(4) 용접길이 계산

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} \times 2 S$$

$$= \frac{506.7 \times 150}{6.91 \times 80} + 2 \times 12.50$$

$$= 162.571 \text{ mm}$$

여기서 As : 철근의 공칭 단면적
Fta : 철근의 인장허용응력
V : 철근의 전단허용응력
a : 0.390 D - 3.0
= 0.390 × 25.4 - 3.00
= 6.906

(5) 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

ℓ' = 25.40 × 10 = 254.000 mm

ℓ = 162.571 < 254.000 이므로 254.000 사용

(6) 양면 용접이므로

L = 254.000 / 2 = 127.000 mm ≒ **130.000** mm 를 적용함

8.2 가로보 수평철근

(1) 철근의 허용 인장 응력도

(N/mm^2)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	80

▣ 사용철근

(mm)

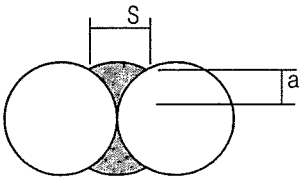
구 분	단면적	지 름
D 16	198.60	15.90

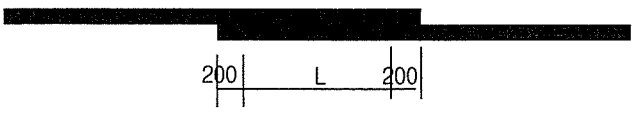
(2) 용접의 폭

(mm)

구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

(3) 단 면





(4) 용접길이 계산

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} \times 2 S$$

$$= \frac{198.6 \times 150}{3.20 \times 80} + 2 \times 8.00$$

$$= 132.331 \text{ mm}$$

여기서 As : 철근의 공칭 단면적
Fta : 철근의 인장허용응력
V : 철근의 전단허용응력
a : 0.390 D - 3.0
= 0.390 × 15.9 - 3.00
= 3.201

(5) 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

ℓ' = 15.90 × 10 = 159.000 mm

ℓ = 132.331 < 159.000 이므로 159.000 사용

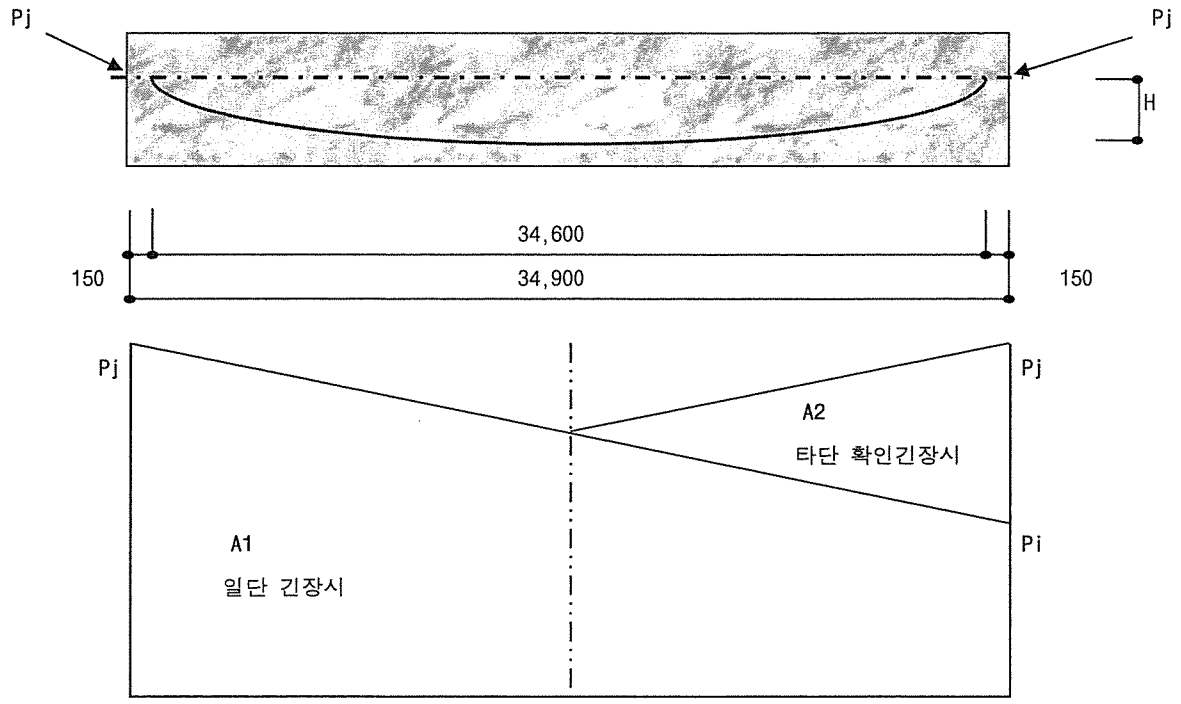
(6) 양면 용접이므로

L = 159.000 / 2 = 79.500 mm ≒ **80.000** mm 를 적용함

9. P.C 강선의 검토

9.1 1차 강선

9.1.1 1차강선의 배치 및 제원



$a = H / (L/2)^2$ $\alpha = 8 \times y / x$

강선번호	H(mm)	강선길이	$a(Y=aX^2)$	α (radian)
1	1,640	34,806	0.00001	0.37919
2	1,340	34,738	0.00000	0.30983
3	920	34,665	0.00000	0.21272
4	500	34,619	0.00000	0.11561
계		138,828		1.01734
평 균		34,707		0.25434

9.1.2 신장량

$Po1 = Pj \times e^{-(kx + \mu\alpha)}$

1) 일단 긴장시
$A1 = (Pj + Po1) / 2 \times L$
$\triangle L1 = A1 / (Ap \times Ep)$

2) 확인 긴장시
$A2 = (Pj - Po1) / 2 \times L/2$
$\triangle L2 = A2 / (Ap \times Ep)$

- 곡률마찰계수 : μ = 0.25 (1/rad)
- 파상마찰계수 : k = 0.005 (1/m)
- 강선의 탄성계수 Ep : 200,000 MPa

강선번호	Pj(kN)	강선길이(m)	$Ap(mm^2)$	$e^{-(kx+\mu\alpha)}$	Po1(kN)	△L1(mm)	△L2(mm)
1	2,077	34,806	1,664	0.76427	1,587	192	13
2	2,077	34,738	1,664	0.77791	1,615	193	12
3	2,077	34,665	1,664	0.79732	1,656	194	11
4	2,077	34,619	1,664	0.81710	1,697	196	10

9.1.4 PS 강재의 허용응력 검토

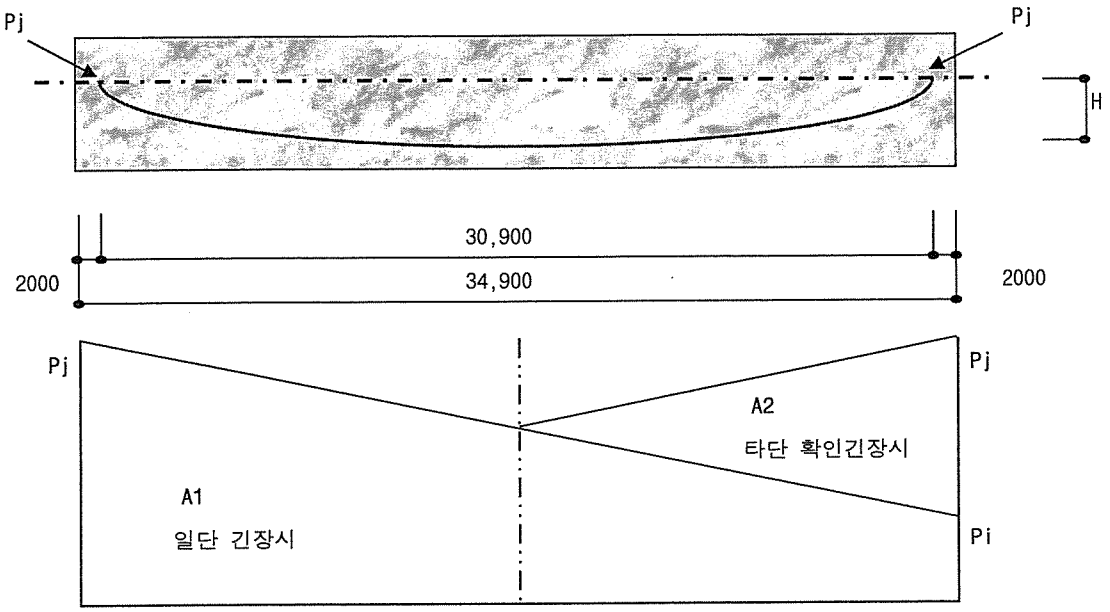
정착구 초기 긴장응력(fj) = Pj / Ap

손실 후 사용하중 상태에서의 응력(fi) = Pi / Ap

강선번호	정착구 초기 긴장응력		손실 후 사용하중 상태에서의 응력	
1	1,248	0.K	990	0.K
2	1,248	0.K	1,034	0.K
3	1,248	0.K	1,080	0.K
4	1,248	0.K	1,128	0.K
허용 응력	0.9fpy =	1,440	0.8fpy =	1,280

9.2 2차 강선

9.2.1 2차강선의 배치 및 제원



$a = H / (L/2)^2$ $\alpha = 8 \times y / x$

강선번호	H(mm)	강선길이	$a(Y=aX^2)$	α (radian)
5	1,565	30,900	0.00001	0.40518
6	1,685	30,900	0.00001	0.43625
계		61,800		0.84142
평 균		30,900		0.42071

9.2.2 신장량

$Po1 = Pj \times e^{-(kx + \mu\alpha)}$

1) 일단 긴장시
$A1 = (Pj + Po1) / 2 \times L$
$\triangle L1 = A1 / (Ap \times Ep)$

2) 확인 긴장시
$A2 = (Pj - Po1) / 2 \times L/2$
$\triangle L2 = A2 / (Ap \times Ep)$

- 곡률마찰계수 : μ = 0.25 (1/rad)
- 파상마찰계수 : k = 0.005 (1/m)
- 강선의 탄성계수 Ep : 200,000 MPa

강선번호	Pj(kN)	강선길이(mm)	$Ap(mm^2)$	$e^{-(kx+\mu\alpha)}$	Po1(kN)	△L1(mm)	△L2(mm)
5	1,385	30,900	1,110	0.77430	1,073	171	11
6	1,385	30,900	1,110	0.76831	1,064	170	11

9.2.4 PS 강재의 허용응력 검토

정착구 초기 긴장응력(fj) = Pj / Ap

손실 후 사용하중 상태에서의 응력(fi) = Pi / Ap

강선번호	정착구 초기 긴장응력		손실 후 사용하중 상태에서의 응력	
5	1,248	0.K	1,090	0.K
6	1,248	0.K	1,088	0.K
허용 응력	0.9fpy =	1,440	0.8fpy =	1,280

10. 1차 정착부 설계

10.1 설계 조건

10.1.1 정착판 규격

- 1차 긴장 4 @ 12 EA

220 × 220 × π / 4 = 37,994 mm²

10.1.2 긴장력 표

구 분	긴 장 력 (Pj)	초기프리스트레스(Pi)	유효프리스트레스(Pe)
긴장재1(1차)	2,077	1,647	1,395
긴장재2(1차)	2,077	1,721	1,458
긴장재3(1차)	2,077	1,797	1,522
긴장재4(1차)	2,077	1,877	1,586

• 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

10.2 지압 응력 검토

- 시험보고서 참조.

10.3 정착구 배면의 국부 인장응력 검토

※ 1차 정착구 검토

- 총 긴장력 : 8,308 kN
- 콘크리트강도(fck) = 40 MPa
- 철 근 강 도(fy) = 300 MPa

1) 정착부 배면 spalling force

0.04 x Pj = 0.04 x 2,077 = 83.1 kN

Req'd As = 83.1 / (0.60 x 0.30) = 461.67 mm²

Used bar = D 16 (A= 198.6 mm²) - 4 ea = 794.4 mm²

2) 정착구 배면 Busting

a(정착판 일변 길이) = 220 mm

h(정착단면의 치수) = 2,600 mm

Tburst = 0.25 x ∑Pj x { 1 - (a/h)} + 0.5 Pj sinα

= 0.25 x 8,308 x { 1 - (880 / 2,600) }

+ 0.5 x 2,077 x sin 0.12717

= 1376 kN

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 x 1376 / (0.8 x 0.30) = 5,733 mm²

e = 2,600 / 2 - (600 x 4 + 420 x 3) / 4

= 385 mm

dburst = 0.5 x (h - 2e) + 5e x sin 0.12717

= 0.5 x (2,600 - 2 x 38.50) + 5 x 38.50 x sin 0.12717

= 1,262 mm

배치 범위 = 2.5 x 1,262 = 3,155 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 16 (A= 198.6 mm²) - 4 ea x 21 layer = 16,682 mm²

11. 2차 정착부 설계

11.1 설 계 조 건

11.1.1 정착판 규격

- 2차 긴장 2 @ 8 EA
  250 × 250 = 62,500 mm^2

11.1.2 긴장력 표

구 분	긴 장 력 (Pj)	초기프리스트레스(Pi)	유효프리스트레스(Pe)
긴장재5(2차)	1,385	1,210	1,050
긴장재6(2차)	1,385	1,208	1,048

• 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

11.2 지압 응력 검토

- 시험보고서 참조.

11.3 정착구 배면의 국부 인장응력 검토

- 2차긴장용 강선 : 8 가닥
- 총 긴 장 력 : 1,385 KN
- 콘크리트강도(fck) : = 40 MPa
- 철 근 강 도(fy) : = 300 MPa

1) 정착부 배면 spalling force

0.04 x Pj = 0.04 x 1,385 = 55.4 kN

Req'd As = 55.4 / (0.60 x 0.30) = 308 mm^2

Used bar = D 16 (A= 198.6 mm^2) - 6 ea = 1,192 mm^2

2) 정착구 배면 Busting

a(정착판 일변 길이) = 250 mm

h(정착구역의 일변 길이) = 350 mm , 900 mm

가) 수평방향

T2h = 0.3 x Pj x { 1 - (a/h)}

= 0.3 x 1,385 x { 1 - (250 / 350) } = 119 kN

Req'd As = 119 / (0.6 x 0.30) = 661 mm^2

Used bar = D 16 (A= 198.6 mm^2) - 4 ea x 5 layer = 3,972 mm^2

나) 수직방향

T2h = 0.3 x Pj x { 1 - (a/h)}

= 0.3 x 1,385 x { 1 - (250 / 900) } = 300 kN

Req'd As = 300 / (0.6 x 0.30) = 1,667 mm^2

Used bar = D 13 (A= 126.7 cm^2) - 1 ea x 5 layer = 634 mm^2

D 16 (A= 198.6 cm^2) - 1 ea x 5 layer = 993 mm^2

D 13 (A= 126.7 cm^2) - 1 ea x 5 layer = 634 mm^2

= 2,261 mm^2

3) 전단 마찰력

고정하중 계수 1.35 를 사용하면 수직하중 Su 는

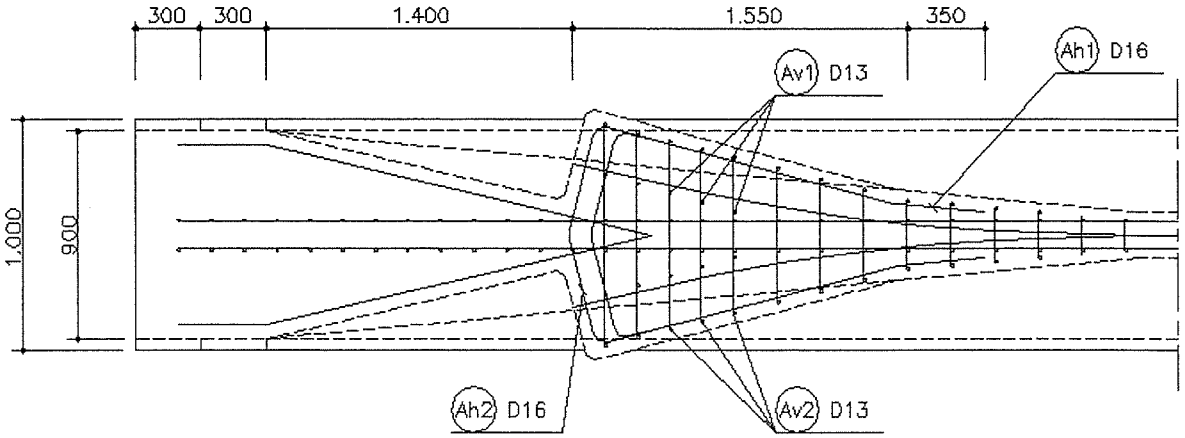
Su = 1.35 x 1385 = 1,870 kN Su/ϕ = 2,338 kN

콘크리트구조설계기준 (7.8.2)에 의해 전단철근이 전단면과 경사를 이룰 경우 전단력은 전단 마찰철근에 인장이 일어나게 되며, 이 때의 전단철근량 Avf 는 다음식으로 구한다.

$$Avf = \frac{Su/\phi}{fy\ \mu} = \frac{2,338}{0.3 \times 1.4} = 5,567 \quad mm^2$$

여기서, μ는 일체로된 경우에 1.4 λ이고, 보통콘크리트에서 λ=1 이므로 μ=1.4 이다.

따라서, 수평철근 Ah1 I16	x	6	=	1,192	mm^2
수평철근 Ah2 I16	x	6	=	1,192	mm^2
수평철근 Ah3 I16	x	20	=	3,972	mm^2
수직철근 Av1 I16	x	5	=	993	mm^2
수직철근 Av2 I13	x	5	=	634	mm^2
				7,982	mm^2 > 5,567 mm^2 ==>> 0.K



4) 텐던 곡률에 의한 Radial force

Pj / R = 1,385 / 6 = 231 kN

Req'd As = 231 / (0.50 x 0.30) = 1,540 mm^2

Used bar = D 16 (A= 198.6 cm^2) - 2 ea x 9 layer = 3,575 mm^2

5) Horozontal force

0.25 x Pj = 0.25 x 1,385 = 346 kN

Req'd As = 346 / (0.60 x 0.30) = 1,922 mm^2

Used bar = D 13 (A= 126.7 cm^2) - 6 ea = 760 mm^2

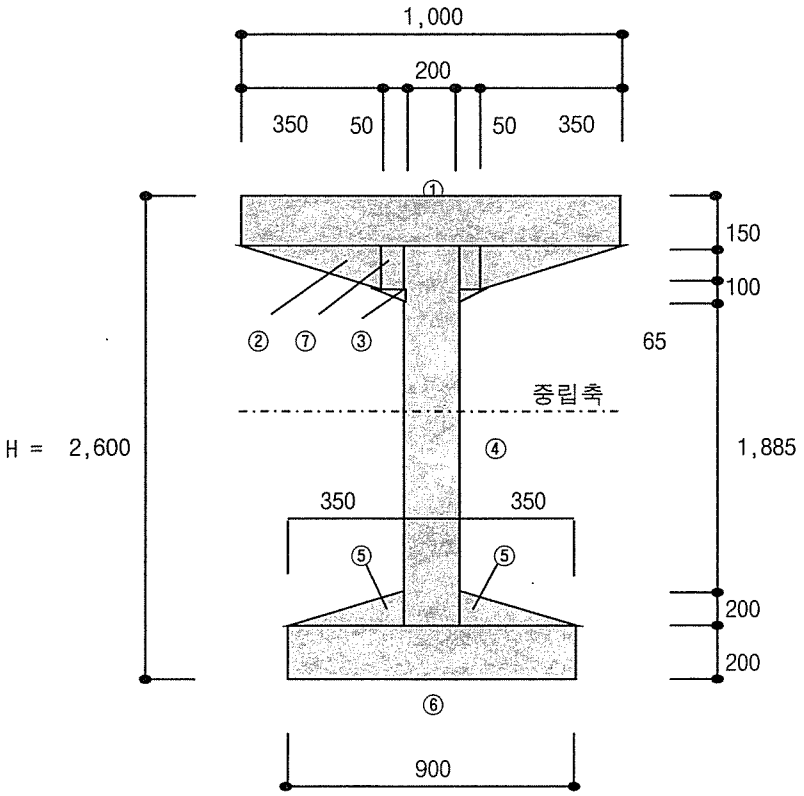
Used bar = D 25 (A= 506.7 cm^2) - 4 ea = 2,027 mm^2

2,787 mm^2 > 1,922 mm^2

==>> 0.K

12. IPC 거더 탄소성 수축량 검토

1. 단 면 제 원



1) 단 면 적 (A) = 0.898 m^2

2) 긴 장 력 (Pj) = 8,308 kN

3) 평균응력 (fc) = 8,308 / 0.898 = 9.252 Mpa

2. 프리스트레스에 따른 탄성변형(e) 수축량

εce = fc / Ec = 9.252 / 31,000 x 34,000 = 10.147 mm

3. 주거더의 처짐각(Θ)에 따른 거더하연의 신장량

$$\Theta = \frac{M_{cw} \times L}{3 \times E_{pc} \times I_{vc}} = \frac{16430819.88 \times 34,000}{3 \times 31,000.0 \times 1,519,082,486,231}$$

$$= 0.00000395434$$

M_{cw} : 총하중에 의한 단면력(N·mm)

E_{pc} : 사용하중 작용시 거더탄성계수(Mpa)

I_{vc} : 합성단면 단면2차모멘트(mm^4)

$\Delta L_d = (+)\ \Theta \cdot y_{vc}$ = 0.00000395434 x 1704 = 0.0067 mm

4. 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \cdot \alpha \cdot L$

여기서, ΔT : 온도변화량 = 20.0 ℃

α : 선팽창계수 = 1.0E-05

L : 신축 Girder 길이 = 34.0 m

ΔLt = 20.0 x 0.000010 x 34,000 = ±6.8 mm

5. 소성 변형률 (크리프와 건조수축)

콘크리트의 크리프 계수	Φ= 3.0
콘크리트의 건조수축	20 ℃ 하강상당

Δl_s (콘크리트의 건조수축에 의한 이동량) = $\Delta T \cdot a \cdot l \cdot \beta$

Δl_c (콘크리트의 크리프에 의한 이동량) = $P_i \cdot \Phi \cdot l \cdot \beta / E_c / A_c$

a : 선팽창계수 (콘크리트교=10 X 10^{-6})

l : 신축거더 길이

β : 건조수축,크리프의 저감계수

P_i : 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하는 인장력

A_c : 콘크리트의 단면적

E_c : 콘크리트의 탄성계수

Φ : 콘크리트의 크리프계수(=2.0)

ΔT : 건조수축에 해당하는 온도변화 (20 °)

♣ 건조수축, 크리프의 저감계수

재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
β	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

Δl_s = 20 x 0.00001 x 34,000 x 0.4 = 2.72

Δl_c = 28,380,000 x 3.0 x 34,000 x 0.4 / 31,000 / 4,246,194 = 8.79652

6. 신축길이의 종합표

종류 \ 구분	(-) 단축량	(+) 신장량	비 고
(1) 탄성변형	(-) 10.147	(+)	거푸집의 제작
(2) 처짐각변화(Δld)	(-)	(+) 0.00674	
(3) 온도변화(Δlt)	(-) 6.800	(+) 6.800	
(4) 크리프(Δlφ)	(-) 8.797	(+)	
(5) 건조수축(Δls)	(-) 2.720	(+)	
소계(2+3+4+5)	(-) 18.317	(+) 6.807	신축장치의 설계
중계(1+2+3+4+5)	(-) 28.464	(+) 6.807	
총신축량	ΣΔlb = 35.271		가동받침(저판, 받침판) 설계

7. 신축 여유량: (기본신축량 x 20%) + 10㎜) = 17.054 ㎜

-총 신축량: 설계기준 신축량 35.271 ㎜) + 여유량(17.054 ㎜) = 52.325 ㎜

구 분	신축장 L(m)	총신축량(㎜)	신축이음장치	
			설계유간	신축장치
J1	34,000	52.325	60 ㎜	No 60

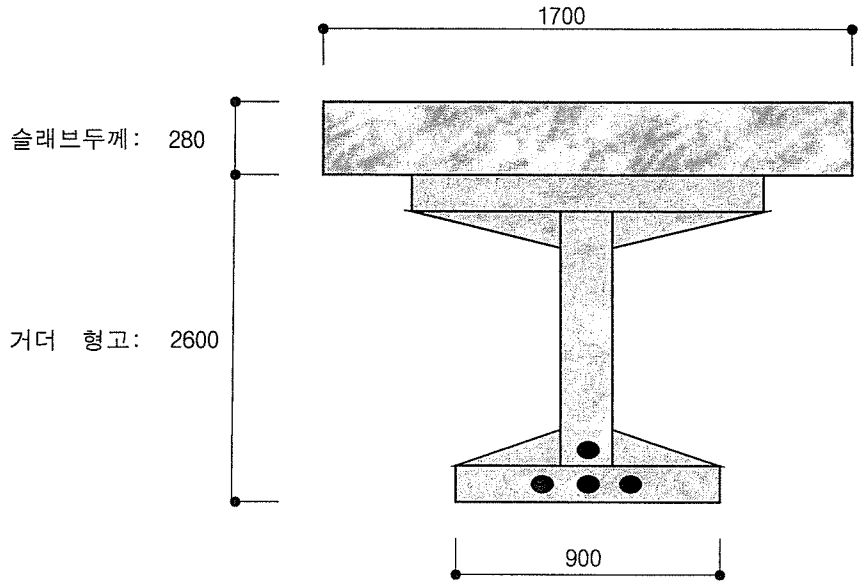
13. 장기변형에 의한 2차 응력

13.1 중앙부

합성후 IPC Girder의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령)차이에 의한 건조수축, 크리이프가 상이하므로 내부응력이 발생한다.

본 검토에서 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 본다.

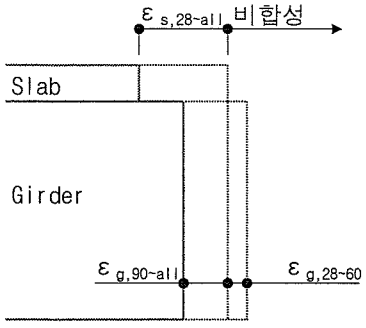
- 긴장(거더 제작 후) = 28 일
- 슬래브 타설(거더 가설 후 30일) = 90 일



< 그림 1 합성교 단면 형상 >

13.1.1 건조수축에 의한 단면력

1) 건조수축에 의한 변형률 산정



< 그림 2 건조 수축에 의한 변형 >

① $\varepsilon_{g,28\sim90}$

t_s =	3 일	t =	90 일	RH =	70 %
A_c =	898,250 mm^2	u =	8068 mm	f_{cu} =	44 MPa
β_{sc} =	1 종 시멘트	h = 2 A_c / u =	223 mm		

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s = 0.000397 \times 0.218 = 0.000087$

where,

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH} = 0.00039 \times 1.018 = 0.000397$

where,

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = [160 + 10 β_{sc}(9 - (f_{cu}/10))] $\times 10^{-6}$

= 0.000390 where, β_{sc} = 5

β_{RH} = -1.55 [1- (RH/100)^3] when, 40% ≤ RH < 99%

= -1.018

$\beta_s(t-t_s)$ = $\sqrt{(t-t_s)}$ / {0.035h^2 + $(t-t_s)$} = 0.218

② $\varepsilon_{g,28\text{-}all}$

t_s =	3 일	t =	10,000 일	RH =	70 %
A_c =	898,250 mm^2	u =	8068 mm	f_{cu} =	44 MPa
β_{sc} =	1 종 시멘트	h =	2 A_c / u = 223		

$\varepsilon_{sh}(t, t_s)$ = ε_{sho} × β_s = 0.000397 × 0.923 = 0.000367

where,

ε_{sho} = $\varepsilon_s(f_{cu})$ × β_{RH} = 0.000390 × 1.0184 = 0.000397

where,

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = 0.000390 where, β_{sc} = 5

β_{RH} = -1.018 when, 40% ≤ RH < 99%

$\beta_s(t-t_s)$ = $\sqrt{(t-t_s)}$ / {0.035h^2 + $(t-t_s)$} = 0.923

③ $\varepsilon_{g,90\text{-}all}$

$\varepsilon_{g,90\text{-}all}$ = $\varepsilon_{g,28\text{-}all}$ - $\varepsilon_{g,28\text{-}90}$ = 0.000367 - 0.000087 = 0.000280

④ $\varepsilon_{s,28\text{-}all}$

t_s =	3 일	t =	10,000 일	RH =	70 %
A_c =	476,000 mm^2	u =	3400 mm	f_{cu} =	34 MPa
β_{sc} =	1 종 시멘트	h =	2 A_c / u = 280 mm		

$\varepsilon_{sh}(t, t_s)$ = ε_{sho} × β_s = 0.000448 × 0.886 = 0.000397

where,

ε_{sho} = $\varepsilon_s(f_{cu})$ × β_{RH} = 0.000440 x 1.0184 = 0.000448

where,

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = 0.000440 where, β_{sc} = 5

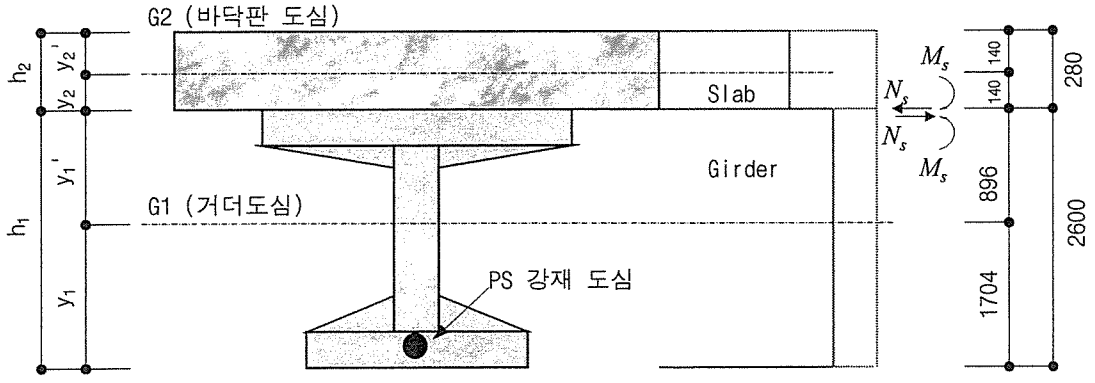
β_{RH} = -1.018 when, 40% ≤ RH < 99%

$\beta_s(t-t_s)$ = $\sqrt{(t-t_s)}$ / {0.035h^2 + $(t-t_s)$} = 0.886

⑤ 바닥판과 거더의 건조수축차

구 분	변 형 률
$\varepsilon_{g,90\text{-}all}$	0.000280
$\varepsilon_{s,28\text{-}all}$	0.000397
ε_s	0.000117

2) 건조 수축에 의해 발생되는 응력



< 그림 2 건조 수축에의한 변형 >

ε_s	=	0.000117		ϕ^{∞}	=	4.0					
E_{c1}	=	31,000	Mpa	I_{c1}	=	839,887,043,817	mm^4	y_1	=	1,704	mm
A_{c1}	=	926,574	mm^2	r_{c1}^2	=	906,444	mm^2	y_1'	=	896	mm
E_{c2}	=	28,000	MPa	I_{c2}	=	3,109,866,667	mm^4	y_2	=	140	mm
A_{c2}	=	476,000	mm^2	r_{c2}^2	=	6,533	mm^2	y_2'	=	140	mm

$$N_s = \varepsilon_s \times E_{c1} \times I_{c1} \times \frac{B}{BF - C^2} \times \frac{1}{1 + \phi^{\infty}} = 155,130$$

$$M_s = \varepsilon_s \times E_{c1} \times I_{c1} \times \frac{C}{C^2 - BF} \times \frac{1}{1 + \phi^{\infty}} = 21,182,543$$

$m = E_{c1} \times I_{c1} / E_{c2} \times I_{c2} = 299.01$

$B = m + 1 = 300.01$

$C = y_1' - my_2 = -40965.1$

$F = (y_1')^2 + r_{c1}^2 + mr_{c2}^2 + my_2^2 = 9,523,335$

$$f_{s2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s \cdot y_2}{I_{c2}} \times y_2'$$

$$= \frac{-155,130}{476,000} - \frac{21,182,543 - 155,130 \times 140.0}{3,109,866,667} \times 140.0 = -0.30 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s \cdot y_2}{I_{c2}} \times y_2$$

$$= \frac{-155,130}{476,000} + \frac{21,182,543 - 155,130 \times 140}{3,109,866,667} \times 140 = -0.35 \text{ MPa}$$

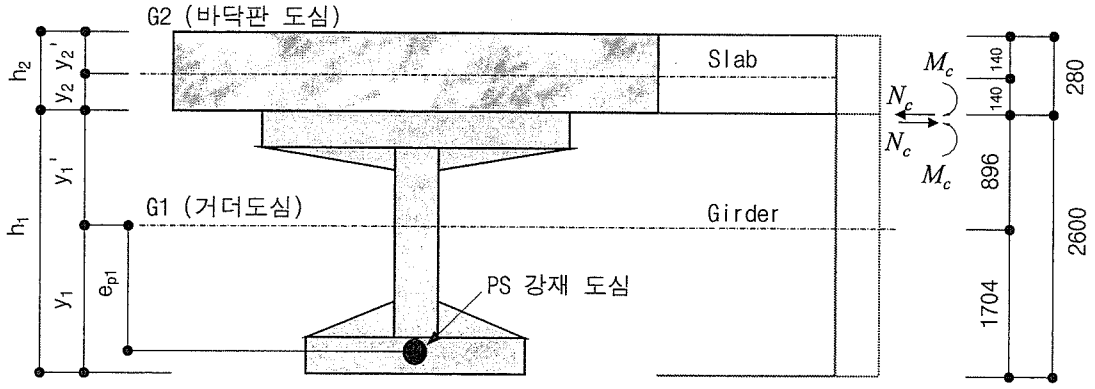
$$f_{s1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{Ms + N_s \cdot y_1'}{I_{c1}} \times y_1'$$

$$= \frac{155,130}{926,574} + \frac{21,182,543 + 155,130 \times 896}{839,887,043,817} \times 896 = 0.34 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{Ms + N_s \cdot y_1'}{I_{c1}} \times y_1$$

$$= \frac{155,130}{926,574} - \frac{21,182,543 + 155,130 \times 896}{839,887,043,817} \times 1704 = -0.16 \text{ MPa}$$

13.1.2 크리프에 의한 단면력



< 그림 3 크리프에의한 변형 >

☞ Creep 계수는 도·설 표 4.2.2 참조

ϕ_∞	=	4.00		ϕ_t	=	2.20		e_{p1}	=	1,525	mm
E_{c1}	=	31,000	MPa	I_{c1}	=	839,887,043,817	mm^4	y_1	=	1,704	mm
A_{c1}	=	926,574	mm^2	r_{c1}^2	=	906,444	mm^2	y_1'	=	896	mm
E_{c2}	=	28,000	Mpa	I_{c2}	=	3,109,866,667	mm^4	y_2	=	140	mm
A_{c2}	=	476,000	mm^2	r_{c2}^2	=	6,533	mm^2	y_2'	=	140	mm
P	=	8,110,116	N	M_{d1}	=	3,644,037,000	N · mm	M_{d2}	=	2,513,215,000	N · mm

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

= -342,818 N

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

= -40,717,754 N · mm

$m = E_{c1} \times I_{c1} \;/\; E_{c2} \times I_c = 299.0$

$B = m + 1 = 300.0$

$C = y_1' - m y_2 = -40965.1$

$F = (y_1')^2 + r_{c1}^2 + m r_{c2}^2 + m y_2^2 = 9,523,335$

$K = \dfrac{\Phi_\infty}{1 + \Phi_\infty} = 0.8$ $\qquad K' = \dfrac{\Phi_t}{1 + \Phi_\infty} = 0.44$

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c \cdot y_2}{I_{c2}} \times y_2'$$

$$= \frac{342,818}{476,000} - \frac{-40,717,754 - -342,818 \times 140.0}{3,109,866,667} \times 140.0 = 0.39 \text{ Mpa}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c \cdot y_2}{I_{c2}} \times y_2$$

$$= \frac{342,818}{476,000} + \frac{-40,717,754 - -342,818 \times 140.0}{3,109,866,667} \times 140.0 = 1.05 \text{ Mpa}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c \cdot y_1'}{I_{c1}} \times y_1'$$

$$= \frac{-342,818}{926,574} + \frac{-40,717,754 + -342,818 \times 896}{839,887,043,817} \times 896 = -0.74 \text{ Mpa}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c \cdot y_1'}{I_{c1}} \times y_1$$

$$= \frac{-342,818}{926,574} - \frac{-40,717,754 + -342,818 \times 896}{839,887,043,817} \times 1704 = 0.34 \text{ Mpa}$$

▷ 건조수축 및 크리프에 의한 2차 응력

구 분	바닥판		거 더	
	상연	하연	상연	하연
f_s	-0.30	-0.35	0.34	-0.16
f_c	0.39	1.05	-0.74	0.34
적용	0.09	0.70	-0.40	0.18

8.1.2 RPF

1. 설계조건

1.1 교 량 명 : B.파전제1 RPF (슬래브 S6)

1.2 교량제원

(1) 교량형식 : RPF 합성형 (단순교)

(2) 선로등급 : 1 급선

(3) 교 장 : 30.000 m (철도중심선 길이, 신축이음 포함)

(4) 지 간 : 28.940 m

(5) 교 폭 : 5.600 m, t = 0.280 m (바닥판 두께)

(6) 곡선반경 : ∞

(7) 사 각 : 90.000 °

(8) RPF 합성형

- 거 더 높 이 : 2.000 m (바닥판 포함)
- 거 더 간 격 : 1.700 m
- 거 더 개 수 : 3 EA
- 경간당가로보개수 : 5 EA (단부 포함)

1.3 사용재료

(1) 콘크리트

- 설계기준강도 : fck = 45 MPa (하부플랜지 콘크리트)
  fck = 30 MPa (바닥판, 복부, 헌치, 가로보)
- 탄 성 계 수 : Ec = 34,285 MPa (하부플랜지 콘크리트)
  Ec = 30,251 MPa (바닥판, 복부, 헌치, 가로보)

(2) 철 근

- 항 복 강 도 : fy = 400 MPa
- 탄 성 계 수 : Es = 200,000 MPa

(3) 강 재 (SM 520B)

- 단 위 중 량 : γ = 77.0 kN/m³
- 항 복 강 도 : fsy = 355 MPa

(4) PC 강 연 선

- 사 용 기 준 : KSD 7002, SWPC 7B (Unbonded ϕ15.2mm)
- 항 복 강 도 : fpy = 1,600 MPa
- 극 한 강 도 : fpu = 1,900 MPa

(5) 도상 및 방수용 아스팔트

- 도상 단위중량 : γ = 19.0 kN/m³ (자갈도상)
- 방수용 아스팔트 단위중량 : γ = 11.0 kN/m³

1.4 설계하중

(1) 고 정 하 중

- 강형의 자중 (W_0)
- 하부플랜지 콘크리트 (W_1)
- 합성전 고정하중 (상부슬래브, 복부, 헌치) (W_2)
- 가로보 (W_2)
- 추가적인 합성전 고정하중 (W_2)
- 합성후 고정하중 (W_3)

(2) 활 하 중

- KRL-2012 표준열차하중
- 충 격 계 수

바닥판 적용시 : $I_m = 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18$ 에서, $0 < I_m < 0.67$

※ 여기서, ℓ은 부재의 지간 길이(m)

주형 적용시 : $I_m = 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18$ 에서, $0 < I_m < 0.67$

※ 여기서, ℓ은 부재의 지간 길이(m)

(3) 탈선하중

- 가로보 (W2)

① 탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

② 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을때

③ 탈선상황 I 과 II 는 각각 따로 계산한다. 두상황은 조합하지 않으며, 충격계수를 고려하지 않는다.

(4) 원심하중

- 교량상의 궤도가 일부 또는 전 구간에 걸쳐 곡선부를 갖는 경우에는 원심력을 고려한다.
- 원심력은 표준열차하중에 계수 α를 곱한 값을 수평하중으로 계산해야 한다.

$$\alpha = \frac{V^2 f}{127 R}$$

여기서, V : 설계속도

f : 곡선 궤도에서의 L과 V에 따라 고려되는 감소계수

R : 곡률반경(m)

L : 지간(m)

- 원심하중은 레일상면에서 KRL-2012하중은 1.8m 높이에 수평방향으로 곡선 바깥쪽으로 작용하도록 한다.

(5) 시동하중과 제동하중

- 시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다.

  ① KRL-2012 하중은 1.8m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용

  ② 복선 이상의 경우에는 복선 재하상태에서 검토한다.

  ③ 충격은 고려하지 않는다.

- 가로보 (W2)

  ① 시동하중 : 33kN/m×L(m)≤1000kN

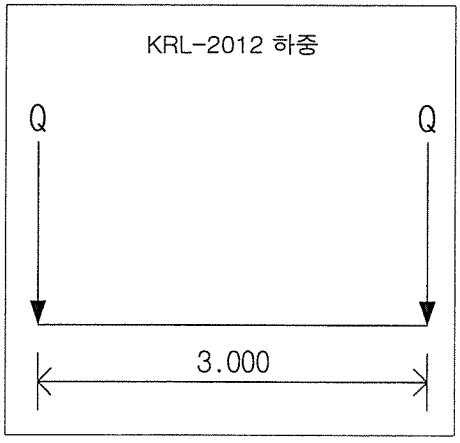
  ② 제동하중 : 20kN/m×L(m)≤6000kN　　여기서, L(m)은 하중의 제하된 길이임

(6) 차량횡하중

- 가로보 (W2)

  ① 차량횡하중은 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하는 것으로 하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적용한다.

  ② 복선 이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한 것만을 고려한다.



③ KRL-2012 표준열차하중에 대한 차량횡하중의 크기는 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않는다

④ 차량횡하중은 레일 체결구와 직접적으로 접촉하는 구조부재(자갈도상이 없는 궤도가 사용되어 질때)에 고려하며, 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다. 그러나 슬래브 궤도구조(콘크리트도상)인 경우에는 고려되어야 한다.

(7) 장대레일 종하중

- 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 자갈도상이 있는 상부구조

  ① 레일신축이음장치가 없을경우

  f_{v0} = ±3L (kN) (1 레일 당)

  여기서, L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이

  ② 구조물의 가동끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우

  f_{v0} = ±500 (kN) (1 레일 당)

- 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 콘크리트도상이 있는 상부구조

  ① 레일 신축이음장치가 없을 경우

  f_{v0} = ±6L (kN) (1 레일 당)

  여기서, L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이

  ② 구조물의 가동끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우

  f_{v0} = ±1,000 (kN) (1 레일 당)

(8) 풍하중

- 풍하중은 교량에 대하여 1방향으로 수평 및 직각으로 작용하는 것으로 한다.
- 교량상에 열차가 없을 때

  ① 교량의 연직투사면 : 3.0kN/㎡
- 교량상에 열차가 있을 때

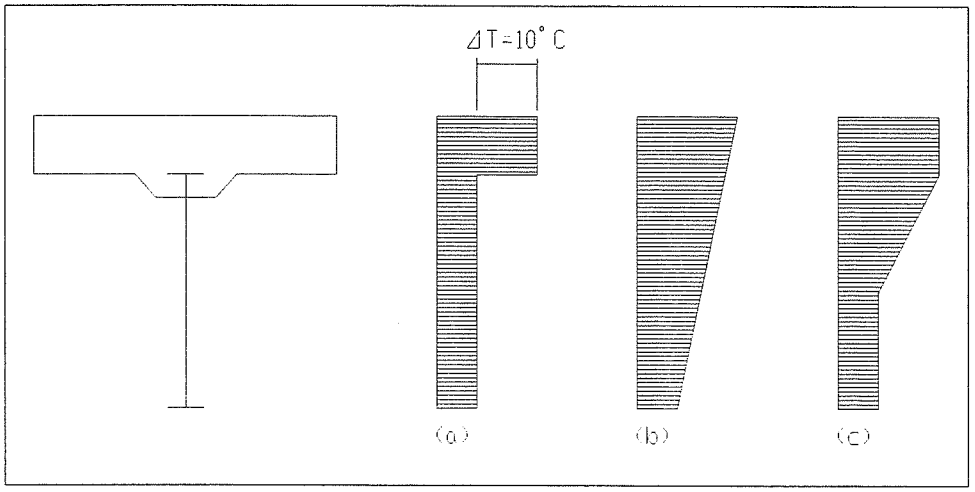
  ① 교량의 연직투사면 : 1.5kN/㎡

  ② 통과열차에 대하여 연직투사면 : 1.5kN/㎡

  다만, 열차의 연직투사면은 레일상면으로부터 4.0m 높이의 폭으로 하고, 열차와 겹쳐지는 보의 바람맞이 쪽과 바람맞이 반대쪽의 부재에 대하여는 풍하중을 고려하지 않는다.

(9) 온도변화의 영향

- 합성보에서 콘크리트슬래브와 강재주거더와 온도차는 10℃로 하고 슬래브쪽이 고온일 때와 강재주거더 쪽이 고온일 때의 각각에 대해 조사한다. 온도의 분포에 대해서는 그림에 보인 상태들 중에서 양자의 경계에서의 온도차가 다른 (a)의 상태를 고려한다.
- 강재와 콘크리트의 합성거더교에서 강재 및 콘크리트의 선팽창계수는 $12*10^{-6}$으로 한다.



1.5 사용 프로그램

(1) RPF 합성형은 시공 단계별 단면형상이 변하므로 RPF빔 전용 해석 프로그램인 DARP2000 (Design and Analysis of Represtressed Preflex Beam)을 사용하여 시공 단계별 강재 및 콘크리트 상·하부에서의 응력 및 처짐등을 계산함.

1.6 참고문헌

(1) 철도설계기준 (노반편) (한국철도시설공단, 2013)

(2) 콘크리트 구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

(3) RPF합성형교의 설계, 제작 및 시공지침서(안) (한국건설기술연구원, 1998)

(4) 강도로교 상세부 설계지침 (건설교통부, 2006)

(5) 철근콘크리트 설계편람 (건설부, 1991)

(6) PRE-BEAM (PRE-BEAM 진흥회, 기보당출판㈜, 1981)

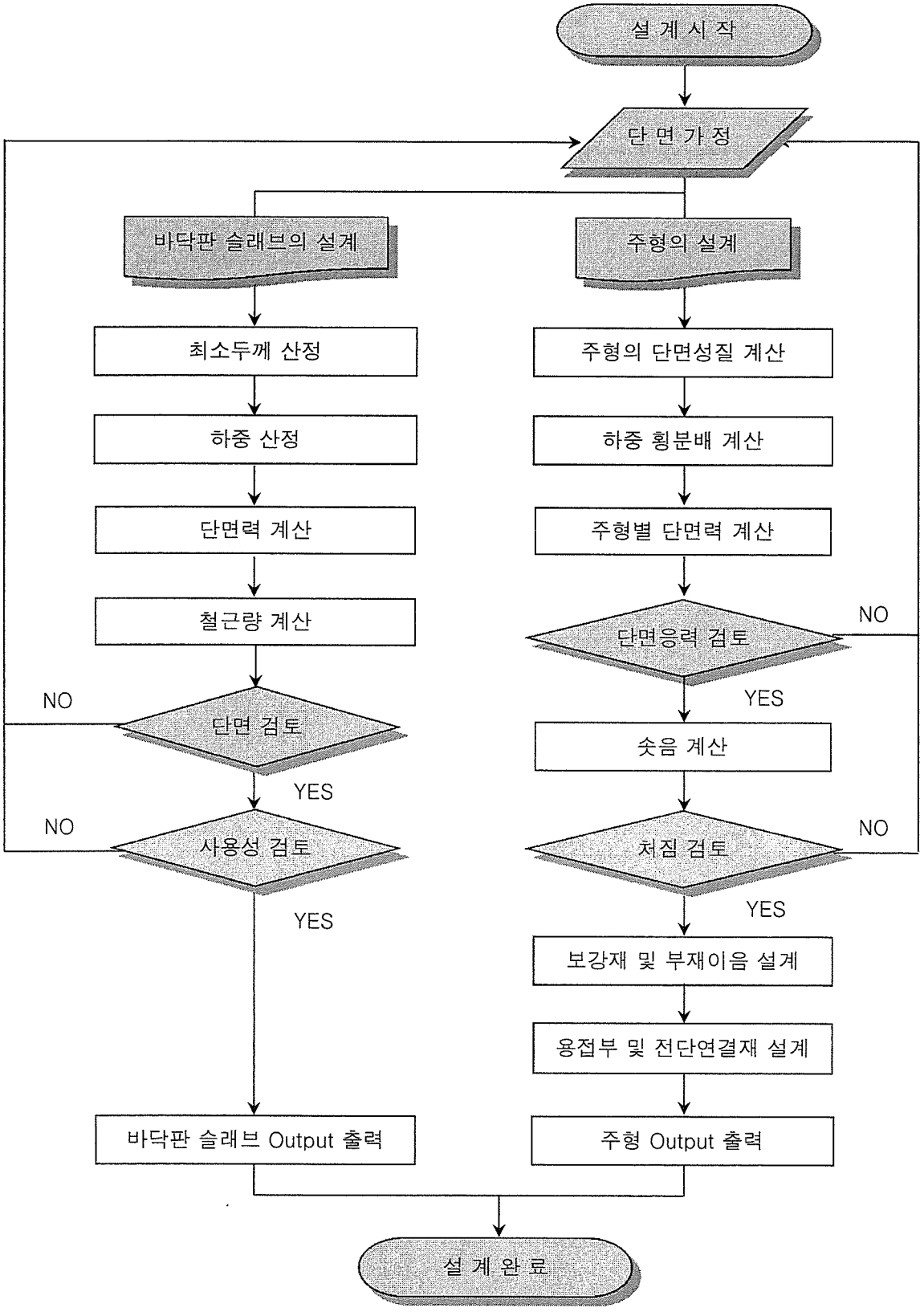
2. 허용응력 및 설계흐름도

2.1 사용재료의 허용응력 및 물리상수

사 용 재 료	항 목	하 중 상 태	적 요	수 치
강 재 (SM 520B)	허용 휨 압축응력	Preflexion 직 후	0.80 × fsy	284.0 MPa
		주 하 중 작 용 시	크리프, 건조수축 영향 미고려	215.0 MPa
			크리프, 건조수축 영향 고려시	247.3 MPa
	허용 휨 인장응력	Preflexion 직 후	0.80 × fsy	284.0 MPa
		주 하 중 작 용 시		215.0 MPa
PC 강연선 - Unbonded - S.W.P.C 7B	허용 인장 응력	긴 장 시	0.80 × fpu	1520.0 MPa
			0.90 × fpy	1440.0 MPa
		긴 장 정 착 후	0.70 × fpu	1330.0 MPa
			0.80 × fpy	1280.0 MPa
		주 하 중 작 용 시	0.80 × fpy	1280.0 MPa
하부 플랜지 콘 크 리 트 fck = 45 MPa fci = 40.5 MPa	허용 압축 응력	R e l e a s e 시	0.60 × fci	24.3 MPa
		2차 Represtress 도입시	0.55 × fck	24.8 MPa
		주 하 중 작 용 시	0.40 × fck	18.0 MPa
	허용 인장 응력	주 하 중 작 용 시		0.0 MPa
	탄 성 계 수	설계하중 작용시		34,285 MPa
	크 리 프 계 수	초 기 크 리 프		0.5
		최 종 크 리 프		2.0
	건 조 수 축 률	최 종 건 조 수 축		$\varepsilon s = 27 \times 10^{-5}$
바닥판 콘크리트 fck = 30 MPa	허용 압축 응력	설계하중 작용시	0.40 × fck	12.0 MPa
	허용 인장 응력	설계하중 작용시	0.07 × fck	2.1 MPa
	탄 성 계 수	설계하중 작용시		30,251 MPa
	크 리 프 계 수	최 종 크 리 프		2.0
	건 조 수 축 률	최 종 건 조 수 축		$\varepsilon s = 27 \times 10^{-5}$

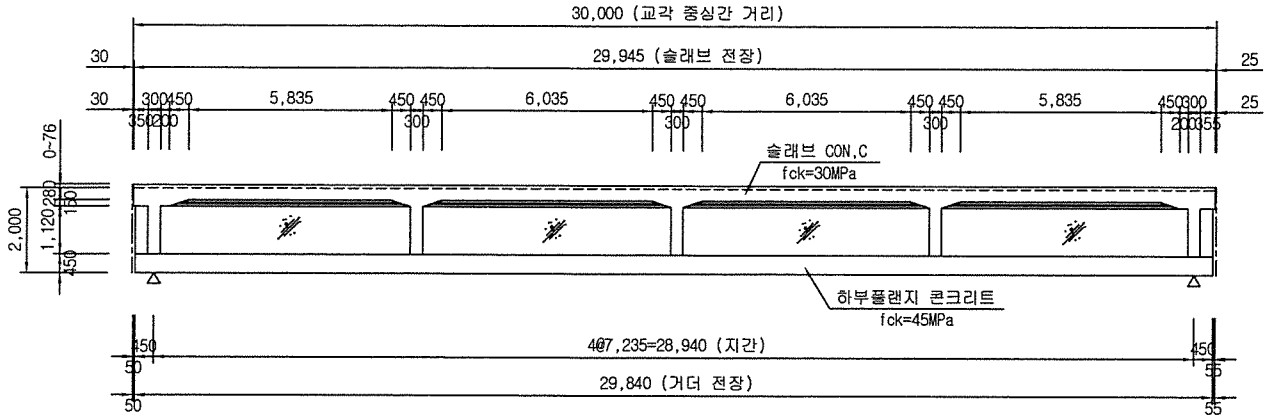
※ 상기사항은 리프리스트레스트 프리플렉스 합성형교의 설계, 제작 및 시공지침서(안), 철도 설계기준 (노반편) 등에 준함.

2.2 설계 흐름도

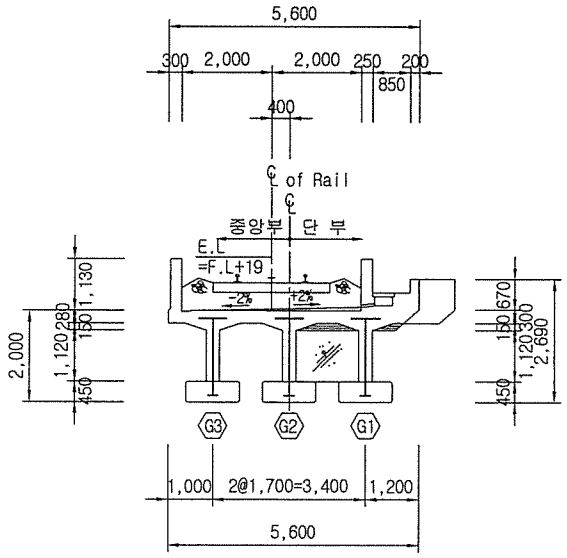

설 계 시 작
단 면 가 정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
최소두께 산정
하중 산정
단면력 계산
철근량 계산
단면 검토
NO
YES
사용성 검토
NO
YES
바닥판 슬래브 Output 출력
주형의 단면성질 계산
하중 횡분배 계산
주형별 단면력 계산
단면응력 검토
NO
YES
솟음 계산
처짐 검토
NO
YES
보강재 및 부재이음 설계
용접부 및 전단연결재 설계
주형 Output 출력
설 계 완 료

3. 단면가정

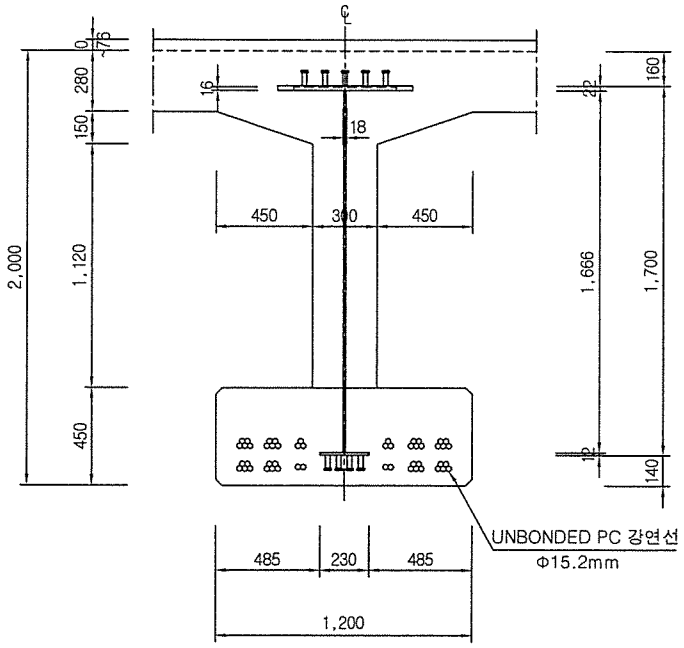
3.1 종단면



3.2 횡단면



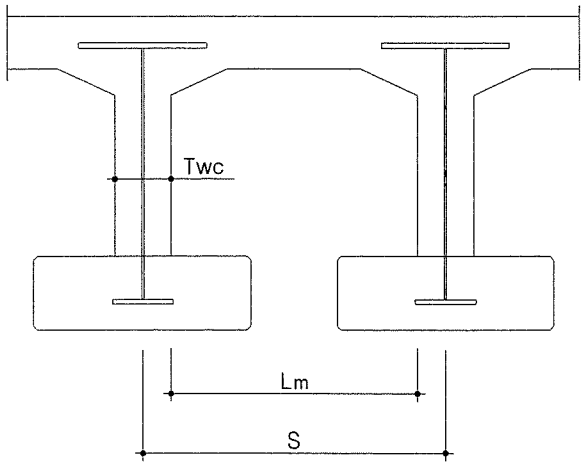
3.3 RPF 합성형단면



4. 바닥판의 설계

4.1 궤도부

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



복부 두께(Twc)	0.300 m
거더 간격(S)	1.700 m
바닥판 두께(tm)	0.280 m

① 중간바닥판의 지간

Lm = 1.700 − 0.300 = 1.400 m

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (30L + 110 = 152 mm, 200 mm) = 200.0 mm

③ 중간 바닥판의 두께

tm = 280 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

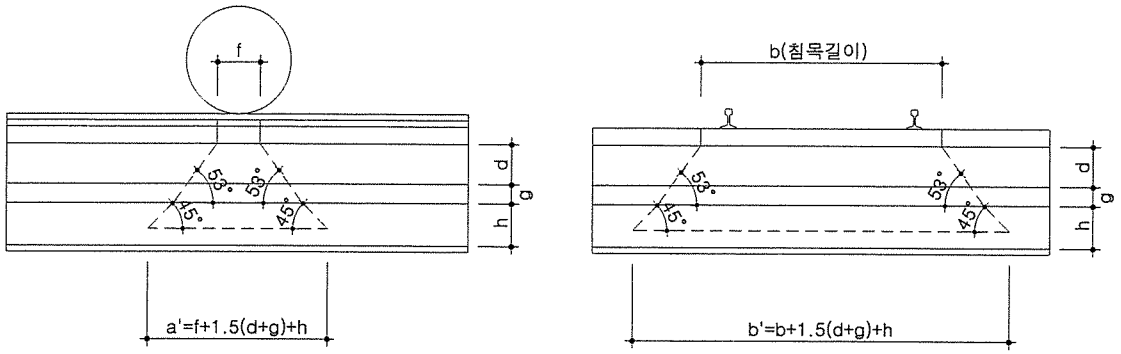
① 고정 하중

구 분	두 께	γ (kN/㎥)	하중 (kN/m)	비 고
바 닥 판	0.280	24.50	6.860	
구배콘크리트	0.038	24.50	0.931	
자갈도상 및 침목	0.735	19.00	13.965	30% 할증
레 일	3.000		0.875	b'= 3.428
Σ ω d			22.631	

∴ Md = (Σω d × ℓ²) / 10 = (22.631 × 1.400²) / 10 = 4.436 kN.m

② 열차활하중(KRL-2012 표준열차하중 : 여객,화물 혼용선)에 의한 단면력

i) 활하중 분포폭 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-186]



f: 침목의 폭 d: 자갈도상의 높이 h: 슬래브 두께

g: 방수공의 지름 b: 침목 길이

- 종방향 분포폭(a')

a' = f + 1.5 (d + g)+ h

a' = 동륜하중 축거 = 3.000 m

객차하중 축거 = 1.000 m

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.600 m

b' = b + 1.5 (d + g)+ h

= 2.600 + 1.5 × (0.365 + 0.000) + 0.280 = 3.428 m

ii) 충격 계수 (i) [철도설계기준, 2013, P.8-34]

i = 1.44 / (√Lc − 0.2) − 0.18 에서, 0 < i < 0.67 = 0.670

iii) 활하중(충격포함)

· 동륜하중 : KRL-2012 하중의 경우 (집중하중)

ω(1+i) = 220 × (1 + 0.670) × 1 EA / (3.000 × 3.428) = 35.725 kN/m²

· 객차하중 : KRL-2012 하중의 경우 (등분포하중)

ω(1+i) = 80 × (1 + 0.670) × 1.0m / (1.000 × 3.428) = 38.973 kN/m²

· KRL-2012 하중 합계 (집중하중 + 등분포하중)

$\omega\ell$ = 74.698 kN/m

∴ $M\ell = \omega\ell \times \ell^2 / 10$

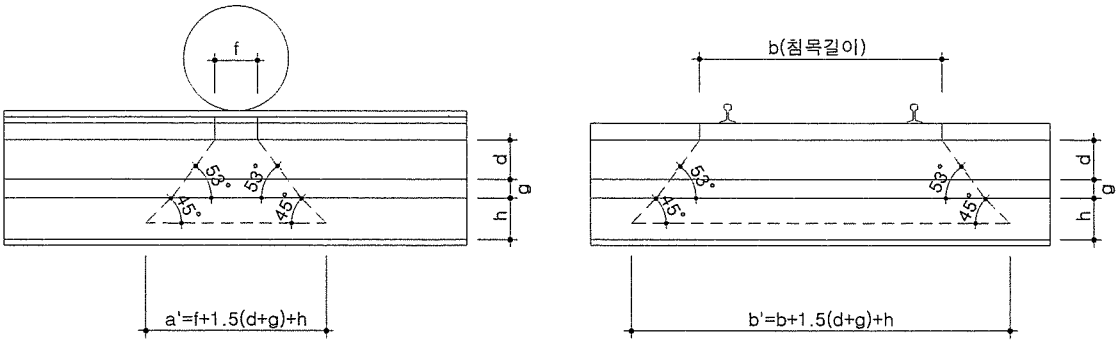
= 74.698 × 1.400² / 10 = 14.641 kN·m/m

③ 탈선하중(KRL-2012 표준열차하중 : 여객,화물 혼용선)에 의한 단면력 (충격제외)

i) 활하중 분포폭 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-186]

- 탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때 (내측 거더)

- 탈선하중에 대해서는 궤도 중심으로 부터 궤간의 1.5배 이내에 KRL-2012 하중의 1.4배를 적용한다.



f: 침목의 폭　　d: 자갈도상의 높이　　h: 슬래브 두께

g: 방수공의 지름　　b: 침목 길이

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.000 m

a' = f + 1.5 (d + g)+ h

= 0.000 + 1.5 × (0.565 + 0.000) + 0.280 = 1.128 m

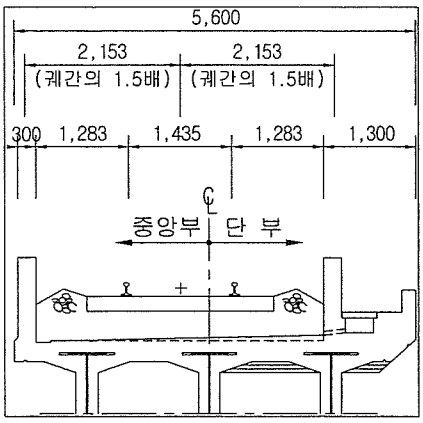
- 횡방향 분포폭(b')

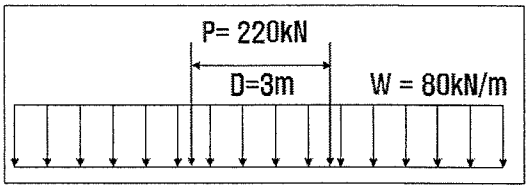
b = 0.000 m

b' = b + 1.5 (d + g)+ h

= 0.000 + 1.5 × (0.565+ 0.000) + 0.280 = 1.128 m

- 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내 적용





1.435 × 1.5 = 2.153 m

P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

ii) 충격 계수 (i) [철도설계기준, 2013, P.8-34]

$i = 1.44 / (\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18$ 에서, $0 < i < 0.67$ = 0.000

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다.

iii) 활하중(충격제외)

· KRL-2012 하중의 경우 (집중하중 0.7배 적용)

$\omega dr1 = 220 \times 0.7 \times 1EA / (1.128 \times 1.128)$ = 121.033 kN/m²

· KRL-2012 하중의 경우 (등분포하중 0.7배 적용)

$\omega dr2 = 80 \times 0.7 \times 1.0m / (1.000 \times 1.128)$ = 49.645 kN/m²

· KRL-2012 하중 합계 (집중하중 + 등분포하중)

$\omega dr = 170.678$ kN/m'

$\therefore Mdr = \omega dr \times \ell^2 / 10$

$= 170.678 \times 1.400^2 / 10$ = 33.453 kN·m/m

④ 원심하중(Mcf)

$$CF = \frac{V^2 \times f}{127 \times R}$$

V = 설계최고속도(km/h)

R = 곡선반지름(m), 반경이 일정하지 않은 곡선부에 대해서는 평균값 R을 취한다.

L = 교량의 설계시 중요하게 고려되는 곡선궤도의 하중 재하길이(m), 하중재하구간에서 영향선의 부호가 바뀌는 경우 L은 가장 큰 영향을 미치는영향선의 재하길이가 된다.

f = 속도와 지간에 관련된 감소계수

$$f = 1 - \left(\frac{V-120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} + 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right)$$

$= 0.659$

다만, 지간 $L \le 2.88m$ 이거나, 속도 $V \le 120km/h$일때 f는 1.0이다.

전체 곡선 구조물의 경우에 원심력으로 인한 수평방향력은 KRL-2012 표준열차하중에 계수 $V^2 \times f / (127 \times R)$을 곱하여 구한다.

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

$Mu1 = 1.35\,Md + 1.85\,M\ell\,(1+i) + 1.35\,Mcf$ = 33.074 kN·m

$Mu2 = 1.6\,Md + 1.6\,M\ell\,(1+i) + 1.6\,Mcf$ = 30.523 kN·m

$Mu3 = 1.35\,Md + 1.35\,M_{dr} + 1.35\,Mcf$ = 51.150 kN·m

$Mu = MAX[\,Mu1, Mu2, Mu3\,]$ = 51.150 kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

$M_{net1} = Md + M\ell(1+i) + M_{cf}$ = 19.077 kN·m

$M_{net2} = Md + M_{dr}$ = 37.889 kN·m

$M_{net} = MAX[\,Mnet_1, Mnet_2\,]$ = 37.889 kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 51150150 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 280 mm , b = 1000 mm

: d = 220 mm , d' = 60 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

② 필요 철근량

a = As·fy / (0.85· fck· b) = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d.– a / 2)

$-2.667\ As^2 + 74800\ As - 51150150 = 0$ 에서

As(req) = 701.365 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0032

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck/fy) × {(600 / (600+fy))} = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 701.365

· As(min) = 770.000 ∴ As = 770 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 935.153

③ 사용 철근량

USE As = 1324.000 ㎟ H 16 @ 6.667 EA (c.t.c 150)

∑ = 1324.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.0060 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 99.911 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 20.769 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 99.911 kN·m > Mu = 51.150 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

i) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(양단연속) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

ℓ / 28 = 1.400 / 28 × 1000 = 50.00 mm

tm (280mm) > t min (50mm) ----------O.K

ii) 연직처짐 [철도설계기준, 2013, P.8-85]

d = M * (5.5*L^2) / 48 /(E*I) = 14.641 * 5.5 * 1.400² / (48 * 30,251 * 0.002) = 0.054 mm

d (= 0.054 mm) < L/600 (= 2.333 mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 37.889 kN·m

$n = Es / Ec$ = 7

$p_use = As_use / b \cdot d$ = 0.00602

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.251

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.916

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 142 MPa(N/mm²)

fs_max (=142 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

ii) 철근의 최대 중심간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

Cc = d' − Hn / 2 = 60.00 − H 16 / 2 = 52.00 mm

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

S_min : 375 × (210 / fs_max) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 141.963) − 2.5 × 52.000 = 424.722 mm

300 × (210 / fs_max) = 300× (210 / 141.963) = 443.778 mm

Sa는 작은 값인 424.722 mm를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 424.722 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 14.641 kN·m

$fy = M(L+I) / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 54.857 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm²
- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 220.667 mm²

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm²

③ 사용 배력철근량

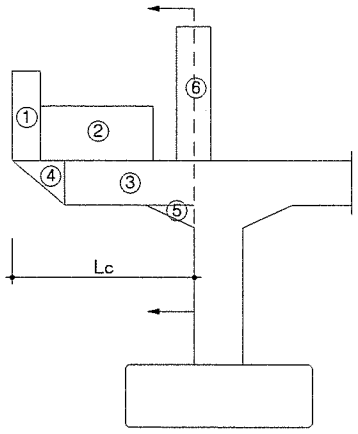
USE As = 633.50 mm² H 13 @ 5.000 EA (c.t.c 200)

Σ = 633.50 mm² > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm²

----------O.K

4.2 캔틸레버부 (좌측)

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



단위 : m

	높이	너비	비고
①	0.670	0.200	연석
②	0.390	0.850	공동구
③	0.280	0.700	슬래브
④	0.300	0.350	슬래브
⑤	0.150	0.450	헌 치
⑥	0.000	0.000	탈선방지벽

① 캔틸레버 바닥판의 지간

Lcd = 1.200 - 0.150 = 1.050 m (고정하중)

Lcℓ = = 0.000 m (활하중)

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (280Lcℓ + 160 = 160 mm, 200mm) = 200.0 mm

③ 캔틸레버 바닥판의 두께

tcs = 430 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

① 고정 하중

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)								거리(m)	M(kN·m/m)
1	0.670	×	0.200	×	24.500		=	3.283	0.950	3.119
2	0.390	×	0.850	×	24.500		=	8.122	0.425	3.452
3	0.280	×	0.700	×	24.500		=	4.802	0.350	1.681
4	0.300	×	0.350	×	24.500	/ 2	=	1.286	0.817	1.051
5	0.150	×	0.450	×	24.500	/ 2	=	0.827	0.150	0.124
6	0.000	×	0.000	×	24.500		=	0.000	0.000	0.000
자갈도상	0.735	×	0.000	×	19.000		=	0.000	0.000	0.000
전철주							=	0.000	0.000	0.000
전철주기초	0.000	×	0.000	×	24.500		=	0.000	0.000	0.000
방음벽 및 기타	(기초 포함)						=	4.188	0.950	3.979
합 계										13.406

② 활하중에 의한 단면력

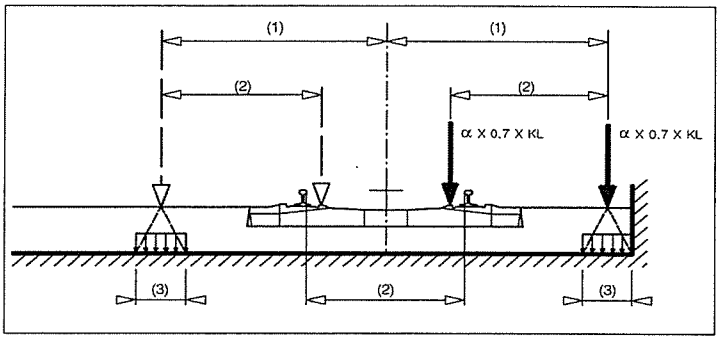
ⅰ) 군중하중(교측보도)

Wp = 5.000 kN/m^2

Mp = 5.000 × 0.850 × 0.425 = 1.806 kN·m/m

③ 탈선하중(KRL-2012 표준열차하중)에 의한 단면력 (충격 제외, KRL-2012 하중의 1.4배 적용)

- 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

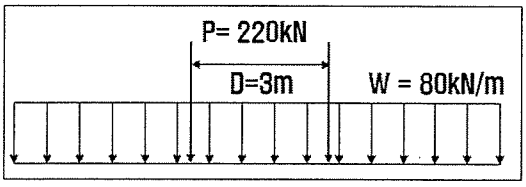


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배

(2) : 궤간

(3) : 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.



탈선상황 Ⅰ에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (집중하중과 등분포하중 모두 재하)의 하중 재하

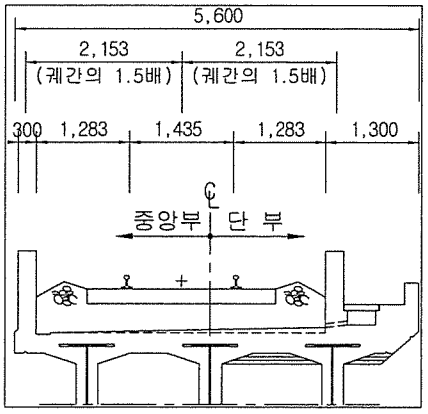
P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P1 = 0.7 × (220.000 + 80.000) = 210.000 kN

ⅰ) 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내



1.435 × 1.5 = 2.153 m

L = 0.000 m

※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ⅱ) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.050 m

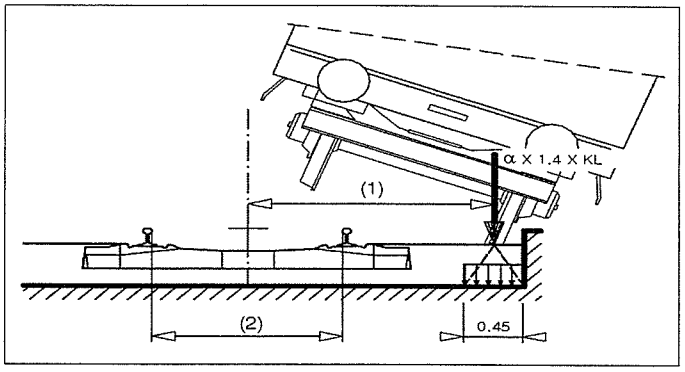
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

ⅲ) 탈선하중에 의한 단면력

P1 = 210.000 kN : KRL-2012 - 집중하중과 등분포하중 모두 재하

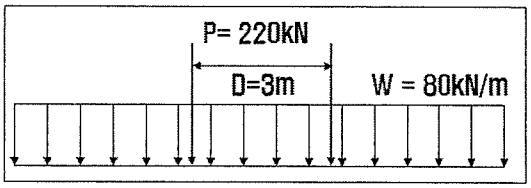
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

- 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

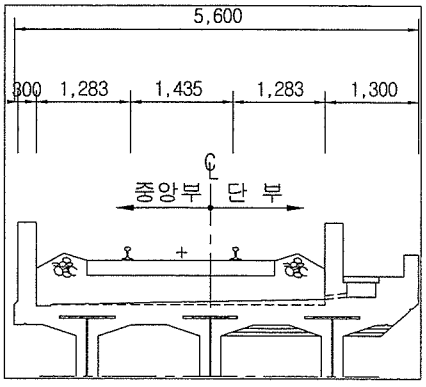
탈선상황 II에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (등분포하중만)의 하중 재하

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P2 = 1.4 × (0.000 + 80.000) = 112.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m, 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하



※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.050 m

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

P2 = 112.000 kN : KRL-2012 표준열차하중 - 등분포 하중만 재하

M_{dr} = 112.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 0.000 kN·m

④ 풍하중(W) (방음벽 높이 = 2.0 m) (적용높이 : 연석 + 방음벽)

(열차 높이 = 4.0 m) (적용높이 : 연석 + 열차)

Fw1	열차하중 비재하시	(0.670	+ 2.000) ×	3.00	= 8.010	kN/m
Fw2	열차하중 재하시	(0.670	+ 4.000) ×	1.50	= 7.005	kN/m
Mw1	열차하중 비재하시	8.010	× 1.335 m		= 10.693	kN·m/m
Mw2	열차하중 재하시	7.005	× 2.335 m		= 16.357	kN·m/m

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	21.439	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	24.339	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	32.534	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	31.667	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	18.098	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	32.534	kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	15.212	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	24.099	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	23.390	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	24.099	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 32533650 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm²) , fy = 400 MPa(N/mm²)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500.000 × a

T = C 이므로, a = 20.769 mm, c = 20.769 / β1

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 17.653) / 17.653

= 0.0599

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b$ = 0.0157 As

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

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 32533650.0 = 0$ 에서

As(req) = 260.048 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0007

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck/fy) × (600 / (600+fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 260.048

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 346.731 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 346.731

③ 사용 철근량

USE As 1324.000 ㎟ H 16 @ 6.667 EA (c.t.c 150)

∑ = 1324.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.004 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 171.407 kN·m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 20.769 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 171.407 kN·m > Mu = 32.534 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

i) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(캔틸레버) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

$\ell / 10$ = 1.050 / 10 × 1000 = 105.00 mm

tm (280mm) > t min (105mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 24.099 kN·m

$n = Es / Ec$ = 7

$p_use = As_use / b \cdot d$ = 0.00358

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.2

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.933

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 52.7 MPa(N/mm^2)

fs_max (=52.702 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

ii) 철근의 최대 중심간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

Cc = d' − Hn / 2 = 60.00 − H 16 / 2 = 52.00 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 52.702) − 2.5 × 52.00 = 1364.251 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 52.7) = 1195.401 mm

Sa는 작은 값인 1195.401 mm 를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 1195.401 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 1.806 kN·m

fy = M(L+I) / (p·j·b·d^2) = 3.950 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm^2

- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 220.667 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------O.K

(6) 캔틸레버 단부 설계 [철도설계기준, 2013, P.10-192]

① 극한 단면력 산정

Mu1 = 1.35 Md + 2×1.85 Mℓ(1+i) = 24.780 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 2×1.6 Mℓ(1+i) = 27.229 kN·m

Mu3 = 1.35 Md + 2×1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2 = 34.196 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2, Mu3] = 34.196 kN·m

(7) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 34195656 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1910 × 400 = 764000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500 × a

T = C 이므로, a = 29.961 mm, c = 29.961 / β1

= 29.961 / 0.85 = 25.467 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 25.467) / 25.467

= 0.0406

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

−2.667 As^2 + 125800 As − 34195656 = 0 에서

As(req) = 273.410 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0007

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck/fy) × (600 / (600+fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 273.410

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 364.547 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 364.547

◆ 거더의 단부이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는것이 좋다.

[철도설계기준, 2013, P.10-192]

Areq_lL × 2 = 346.7 × 2 = 693.462 ----------O.K

③ 사용 철근량

USE As 1910.000 ㎟ H 19 @ 6.667 EA (c.t.c150)

∑ = 1910.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.005 < Pmax = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

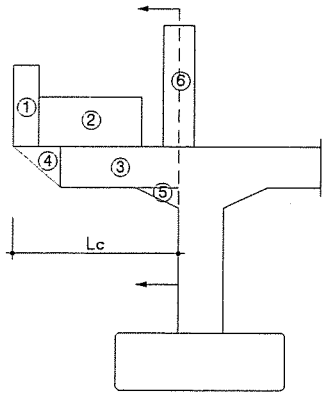
ϕ_f·Mn = 0.90×As×fy×(d − a/2) = 244.111 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 29.961 mm

∴ ϕ_f·Mn = 244.111 kN·m > Mu = 34.196 kN·m ----------O.K

4.3 캔틸레버부 (좌측 : 전철주)

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



단위 : m

	높이	너비	비고
①	0.670	0.200	연석
②	0.390	0.850	공동구
③	0.280	0.700	슬래브
④	0.300	0.350	슬래브
⑤	0.150	0.450	헌 치
⑥	0.000	0.000	탈선방지벽

① 캔틸레버 바닥판의 지간

Lcd = 1.200 − 0.150 = 1.050 m (고정하중)

Lcℓ = = 0.000 m (활하중)

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (280Lcℓ + 160 = 160 mm, 200mm) = 200.0 mm

③ 캔틸레버 바닥판의 두께

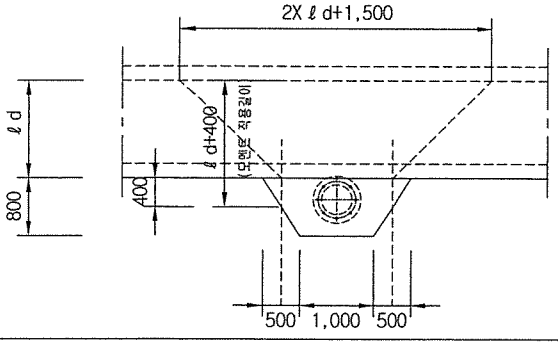
tcs = 430 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

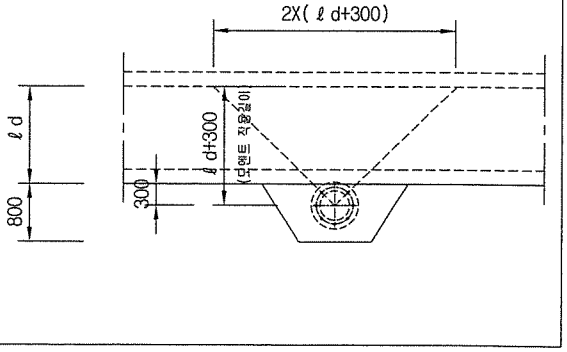
① 고정 하중

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)					거리(m)	M(kN·m/m)
1	0.670 × 0.200 × 24.500			=	3.283	0.950	3.119
2	0.390 × 0.850 × 24.500			=	8.122	0.425	3.452
3	0.280 × 0.700 × 24.500			=	4.802	0.350	1.681
4	0.300 × 0.350 × 24.500	/	2	=	1.286	0.817	1.051
5	0.150 × 0.450 × 24.500	/	2	=	0.827	0.150	0.124
6	0.000 × 0.000 × 24.500			=	0.000	0.000	0.000
자갈도상	0.735 × 0.000 × 19.000			=	0.000	0.000	0.000
전철주	20.000 / 2.700			=	7.407	1.350	10.000
전철주기초	0.670 × 0.800 × 1.500 × 24.500	/	3.600	=	5.472	1.450	7.934
전철주기초	0.300 × 0.800 × 1.500 × 24.500	/	3.600	=	2.450	1.450	3.553
방음벽 및 기타	(기초 포함)			=	4.188	0.950	3.979
합 계							34.893

※ 전철주기초하중 적용범위



※ 전철주하중 적용범위



② 활하중에 의한 단면력

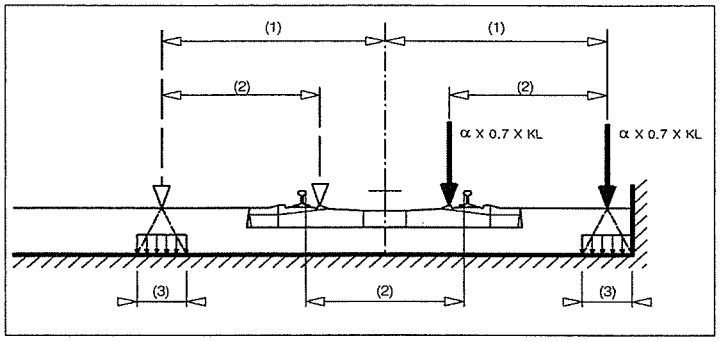
ⅰ) 군중하중(교측보도)

Wp = 5.000 kN/m^2

Mp = 5.000 × 0.850 × 0.425 = 1.806 kN·m/m

③ 탈선하중(KRL-2012 표준열차하중)에 의한 단면력 (충격 제외, KRL-2012 하중의 1.4배 적용)

- 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

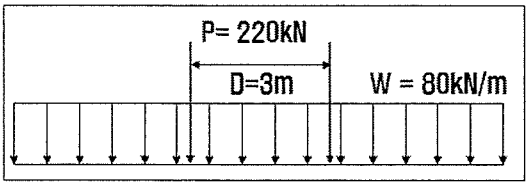


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배

(2) : 궤간

(3) : 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.



탈선상황 Ⅰ에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (집중하중과 등분포하중 모두 재하)의 하중 재하

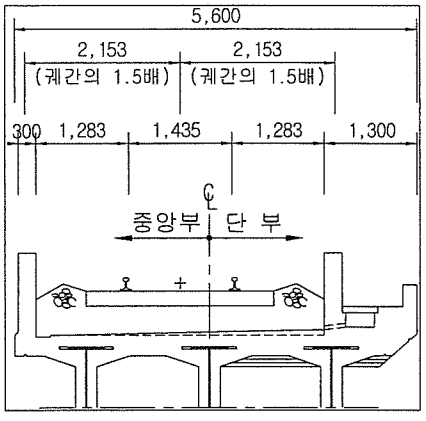
P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P1 = 0.7 × (220.000 + 80.000) = 210.000 kN

ⅰ) 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내



1.435 × 1.5 = 2.153 m

L = 0.000 m

※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ⅱ) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.050 m

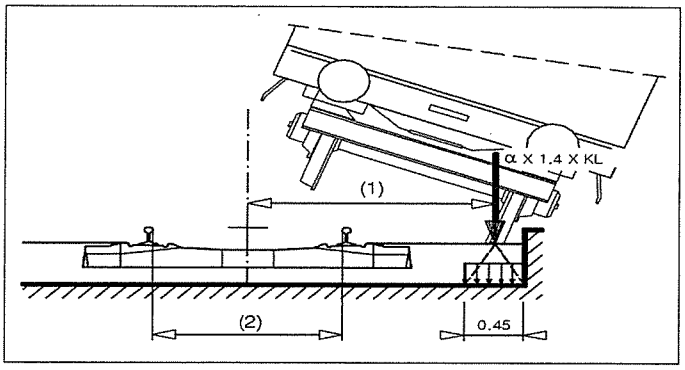
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

ⅲ) 탈선하중에 의한 단면력

P1 = 210.000 kN : KRL-2012 - 집중하중과 등분포하중 모두 재하

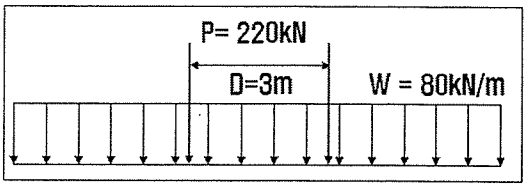
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

- 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

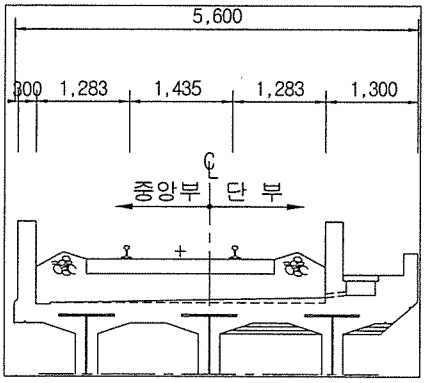
탈선상황 II 에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (등분포하중만)의 하중 재하

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P2 = 1.4 × (0.000 + 80.000) = 112.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m, 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하



※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.050 m

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

P2 = 112.000 kN : KRL-2012 표준열차하중 - 등분포 하중만 재하

M_{dr} = 112.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 0.000 kN·m

④ 풍하중(W) (방음벽 높이 = 2.0 m) (적용높이 : 연석 + 방음벽)

(열차 높이 = 4.0 m) (적용높이 : 연석 + 열차)

Fw1	열차하중 비재하시	(0.670 + 2.000) × 3.00	=	8.010	kN/m
Fw2	열차하중 재하시	(0.670 + 4.000) × 1.50	=	7.005	kN/m
Mw1	열차하중 비재하시	8.010 × 1.335 m	=	10.693	kN·m/m
Mw2	열차하중 재하시	7.005 × 2.335 m	=	16.357	kN·m/m

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	50.447	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	58.718	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	61.541	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	60.675	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	47.106	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	61.541	kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	36.699	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	45.586	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	44.877	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	45.586	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 61541100 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2292.000 × 400 = 916800.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500.000 × a

T = C 이므로, a = 35.953 mm, c = 35.953 / β1

= 35.953 / 0.85 = 30.560 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 30.560) / 30.560

= 0.0333

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b$ = 0.0157 As

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

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 61541100.0 = 0$ 에서

$As(req) =$ 494.380 mm^2

단면철근비 : p = $As / (b \times d)$ = 0.0013

최대철근비 : p_max = $0.75 \times 0.85 \times k1 \times (fck/fy) \times (600 / (600+fy))$ = 0.0240

최소철근비 : p_min = $1.4 / fy$ = 0.0035

· As(req) = 494.380

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 659.173 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 659.173

③ 사용 철근량

USE As 2292.000 ㎟ H 19 @ 8.000 EA (c.t.c 125)

Σ = 2292.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.006 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 290.462 kN·m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 35.953 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 290.462 kN·m > Mu = 61.541 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

i) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(캔틸레버) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

$\ell / 10$ = 1.050 / 10 × 1000 = 105.00 mm

tm (280mm) > t min (105mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 45.586 kN·m

$n = Es / Ec$ = 7

$p_use = As_use / b \cdot d$ = 0.00619

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.254

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.915

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 58.79 $MPa(N/mm^2)$

fs_max (=58.792 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

ii) 철근의 최대 중심간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

Cc = d' − Hn / 2 = 60.00 − H 19 / 2 = 50.50 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 58.792) − 2.5 × 50.50 = 1213.218 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 58.79) = 1071.574 mm

Sa는 작은 값인 1071.574 mm 를 적용

S = 125 mm ≤ Sa (= 1071.574 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 1.806 kN·m

$f_y = M(L+I) / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 2.329 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 2292.000 mm^2

- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 382.000 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

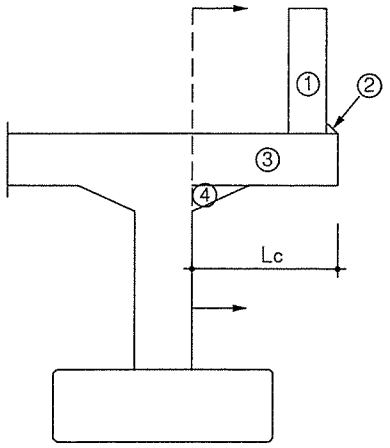
H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------O.K

4.4 캔틸레버부 (우측)

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



단위 : m

	높이	너비	비고
①	1.130	0.250	연석
②	0.050	0.050	연석
③	0.280	0.850	슬래브
④	0.150	0.450	헌 치

① 캔틸레버 바닥판의 지간

Lcd = 1.000 - 0.150 = 0.850 m (고정하중)

Lcℓ = = 0.000 m (활하중)

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (280Lcℓ + 160 = 160 mm, 200 mm) = 200.0 mm

③ 캔틸레버 바닥판의 두께

tcs = 430 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

① 고정 하중

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)								거리(m)	M(kN·m/m)
1	1.130	×	0.250	×	24.500		=	6.921	0.675	4.672
2	0.050	×	0.050	×	24.500	/ 2	=	0.031	0.817	0.025
3	0.280	×	0.850	×	24.500		=	5.831	0.425	2.478
4	0.150	×	0.450	×	24.500	/ 2	=	0.827	0.150	0.124
자갈도상	0.735	×	0.550	×	19.000		=	7.676	0.275	2.111
전철주							=	0.000	0.000	0.000
전철주기초	0.000	×	0.000	×	0.000		=	0.000	0.000	0.000
방음벽 및 기타	(기초 포함)						=	4.328	0.675	2.921
합 계										12.331

② 활하중에 의한 단면력

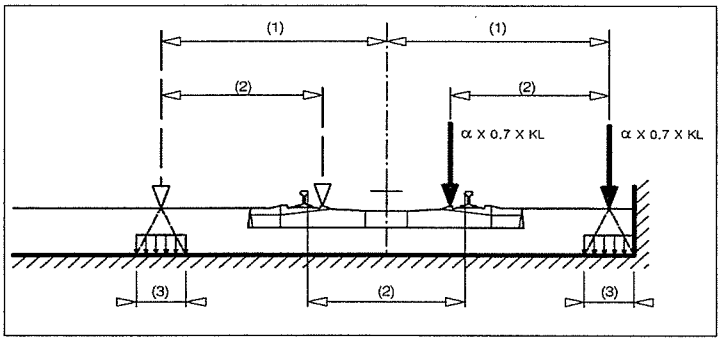
ⅰ) 군중하중(교측보도)

Wp = 0.000 kN/m²

Mp = 0.000 × 0.050 × 0.817 = 0.000 kN·m/m

③ 탈선하중(KRL-2012 표준열차하중)에 의한 단면력 (충격 제외, KRL-2012 하중의 1.4배 적용)

- 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

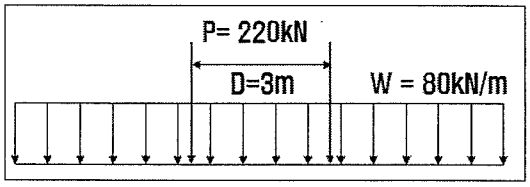


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배

(2) : 궤간

(3) : 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.



탈선상황 Ⅰ에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (집중하중과 등분포하중 모두 재하)의 하중 재하

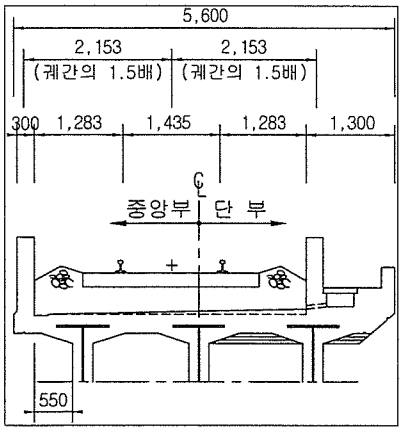
P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P1 = 0.7 × (220.000 + 80.000) = 210.000 kN

ⅰ) 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내



1.435 × 1.5 = 2.153 m

L = 0.000 m

※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ⅱ) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 0.850 m

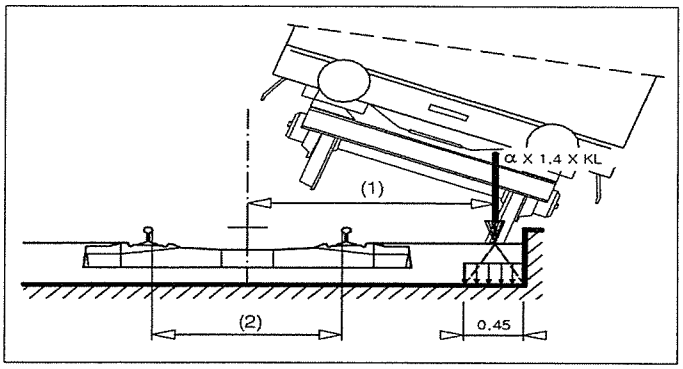
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

ⅲ) 탈선하중에 의한 단면력

P1 = 210.000 kN : KRL-2012 - 집중하중과 등분포하중 모두 재하

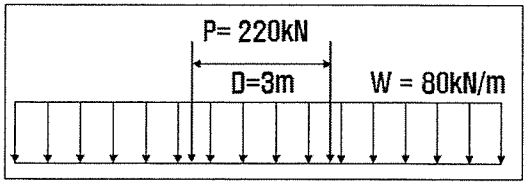
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

- 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

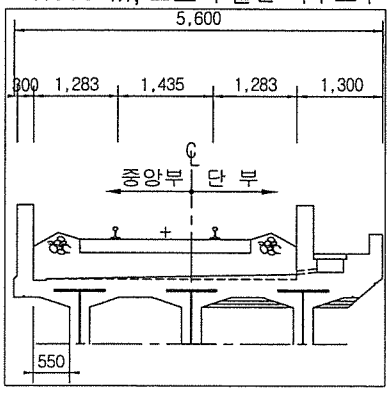
탈선상황II에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (등분포하중만)의 하중 재하

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P2 = 1.4 × (0.000 + 80.000) = 112.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m, 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하



※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 0.850 m

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

P2 = 112.000 kN : KRL-2012 표준열차하중 - 등분포 하중만 재하

M_{dr} = 112.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 0.000 kN·m

④ 풍하중(W) (방음벽 높이 = 2.00 m) (적용높이 : 방호울타리 + 방음벽)

(열차 높이 = 4.00 m) (적용높이 : 방호울타리 + 열차)

Fw1	열차하중 비재하시	(1.130 + 2.000) × 3.00 =	9.390 kN/m
Fw2	열차하중 재하시	(1.130 + 4.000) × 1.50 =	7.695 kN/m
Mw1	열차하중 비재하시	9.390 × 1.565 m =	14.695 kN·m/m
Mw2	열차하중 재하시	7.695 × 2.565 m =	19.738 kN·m/m

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	16.647	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	19.730	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	36.486	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	29.970	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	16.647	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	36.486	kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	12.331	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	27.026	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	22.200	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	27.026	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 36485573 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500.000 × a

T = C 이므로, a = 20.769 mm, c = 20.769 / β1

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 17.653) / 17.653

= 0.0599

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b$ = 0.0157 As

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

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 36485572.5 = 0$ 에서

$As(req) =$ 291.834 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0008

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck/fy) × (600 / (600+fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 291.834

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 389.112 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 389.112

③ 사용 철근량

USE As 1324.000 ㎟ H 16 @ 6.667 EA (c.t.c 150)

Σ = 1324.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.004 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 171.407 kN·m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 20.769 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 171.407 kN·m > Mu = 36.486 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

i) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(캔틸레버) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

$\ell / 10$ = 0.850 / 10 × 1000 = 85.00 mm

tm (280mm) > t min (85mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 27.026 kN·m

$n = Es / Ec$ = 7

$p_{use} = As_{use} / b \cdot d$ = 0.00358

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.2

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.933

$fs_{max} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 59.1 $MPa(N/mm^2)$

fs_max (=59.104 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

ii) 철근의 최대 중심간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

Cc = d' − Hn / 2 = 60.00 − H 16 / 2 = 52.00 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 59.104) − 2.5 × 52.00 = 1202.397 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 59.1) = 1065.918 mm

Sa는 작은 값인 1065.918 mm 를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 1065.918 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 0.000 kN·m

fy = M(L+I) / (p·j·b·d^2) = 0.000 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm^2

- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 220.667 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------O.K

(6) 캔틸레버 단부 설계 [철도설계기준, 2013, P.10-192]

① 극한 단면력 산정

Mu1 = 1.35 Md + 2×1.85 Mℓ(1+i) = 16.647 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 2×1.6 Mℓ(1+i) = 19.730 kN·m

Mu3 = 1.35 Md + 2×1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2 = 29.970 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2, Mu3] = 29.970 kN·m

(7) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 29969781 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1910 × 400 = 764000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500 × a

T = C 이므로, a = 29.961 mm, c = 29.961 / β1

= 29.961 / 0.85 = 25.467 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 25.467) / 25.467

= 0.0406

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

−2.667 As^2 + 125800 As − 29969781 = 0 에서

As(req) = 239.449 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0006

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck/fy) × (600 / (600+fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 239.449

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 319.265 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 319.265

◆ 거더의 단부이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는것이 좋다.

[철도설계기준, 2013, P.10-192]

Areq_lL × 2 = 389.1 × 2 = 778.224 ----------O.K

③ 사용 철근량

USE As 1910.000 ㎟ H 19 @ 6.667 EA (c.t.c150)

Σ = 1910.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.005 < Pmax = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

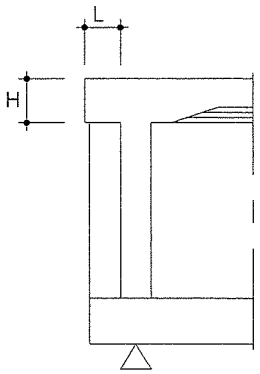
$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 244.111 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 29.961 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 244.111 kN·m > Mu = 29.970 kN·m ----------O.K

4.5 슬래브 단부 설계

(1) 단면치수



H : 0.430 m

L : 0.355 m

(2) 설계하중에 의한 단면력

① 고정하중에 의한 단면력

Wd = 22.63 kN/m^2 (4.1 궤도부 설계 참고)

$Md = Wd \times H1^2 / 2 =$ 1.426 $kN \cdot m/m$

② 활하중에 의한 휨모멘트

$W\ell(1+i)$ = 74.698 kN/m^2 (4.1 궤도부 설계 참고)

$$M\ell(1+i) = \frac{W\ell(1+i)\times H1^2}{2} = 4.707 \quad kN\cdot m$$

③ 하중조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1 = 1.35 Md + 1.85 $M\ell(1+i)$ = 10.633 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 1.6 $M\ell(1+i)$ = 9.813 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2] = 10.633 kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu 10632940 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck 30 $MPa(N/mm^2)$, fy = 400 $MPa(N/mm^2)$

iv) 강도감소계수 : ϕ_f 0.90 , $k_{1=}$ 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 633.500 × 400 = 253400

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500 × a

T = C 이므로, a = 9.937 mm, c = 9.937 / β1

= 9.937 / 0.85 = 8.447 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 8.447) / 8.447

= 0.1284

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

$-2.673\ As^2 + 125800\ As - 10632940.147 = 0$ 에서

As(req) = 84.675 (mm^2)

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0002

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) 84.675

· As(min) 1295.000 ∴ As = 112.9 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As 112.900

③ 사용 철근량

USE As = 633.50 mm^2 H 13 @ 5 EA (c.t.c 200)

Σ = 633.50 mm^2 ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.002 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

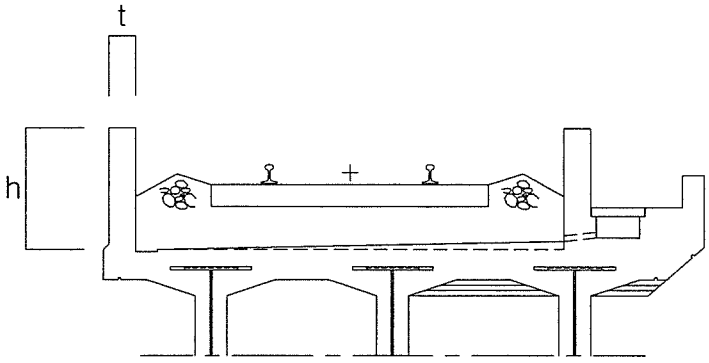
$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 83.249 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 9.937 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 83.249 kN·m > Mu = 10.633 kN·m ----------O.K

4.6 탈선방지벽

(1) 단면치수

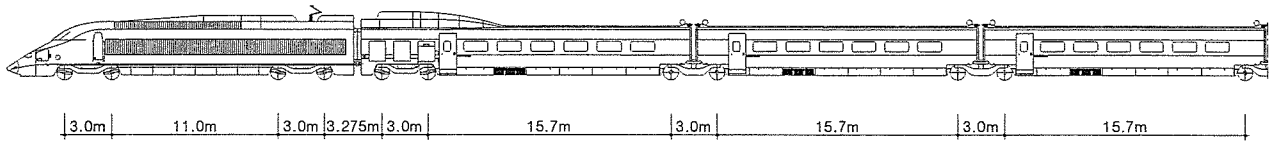


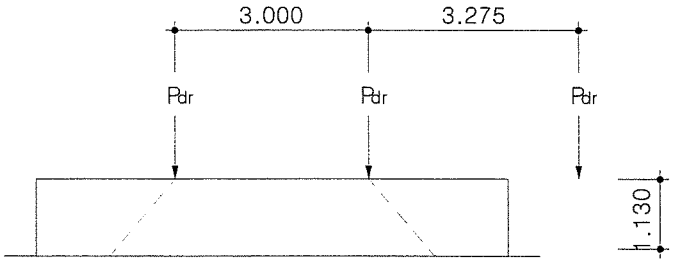
단위 : m

높이(h)	두께(t)	비고
1.130	0.250	탈선방지벽

(2) 하중과 단면력의 계산

① 탈선하중 재하폭 산정 (실하중 기준으로 적용)





P_{dr} = 150.00 kN [철도설계기준, 2011, P.8-52]

* 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음.

② 전단력 산정

S_r = 150.00 × 2 ea / 5.260 = 57.034 kN

③ 휨모멘트 산정

M_r = 57.034 × 1.130 = 64.448 kN·m

▶ 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 않음.

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 64448000 N·mm

ii) 설계전단력 : Su = 57034 N

iii) 단 면 치 수 : H = 250.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 200.0 mm , d' = 50.0 mm

iv) 재료의 성질 : fck = 30 $MPa(N/mm^2)$, fy = 400 $MPa(N/mm^2)$

v) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

ϕ_v = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000 = 25500 × a

T = C 이므로, a = 20.769 mm, c = 20.769 / β1

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (200.000 − 17.653) / 17.653

= 0.0310

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.9 를 적용한다.

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

$-2.623\ As^2 + 66880\ As - 64448000.0 = 0$ 에서

As(req) = 1003.099 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0050

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k_1 × (fck/fy) × (600 / (600+fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 1003.099

· As(min) = 700.000 ∴ As = 1003.099 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 1337.465

③ 사용 철근량

USE As 1324.000 mm^2 H 16 @ 6.667 EA (c.t.c 150)

Σ = 1324.000 mm^2 ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.007 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.9 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 90.378 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 20.769 mm

∴ ϕ_f·Mn = 90.378 kN·m > Mu = 64.448 kN·m ----------O.K

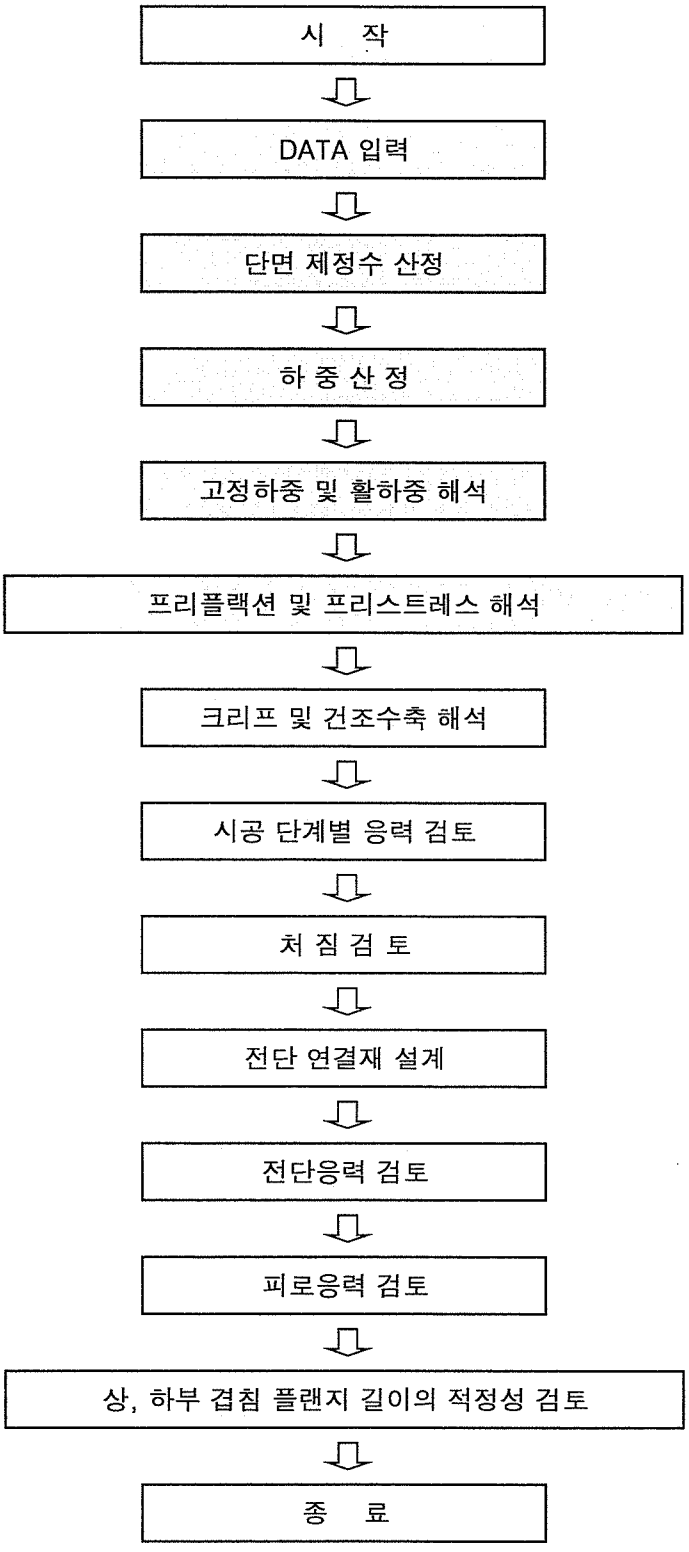
⑥ 전단 검토

$\phi_v Vc = \phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$ = 155.188 kN

∴ ϕVc= 155.188 kN > Su = 57.034 kN ----------O.K

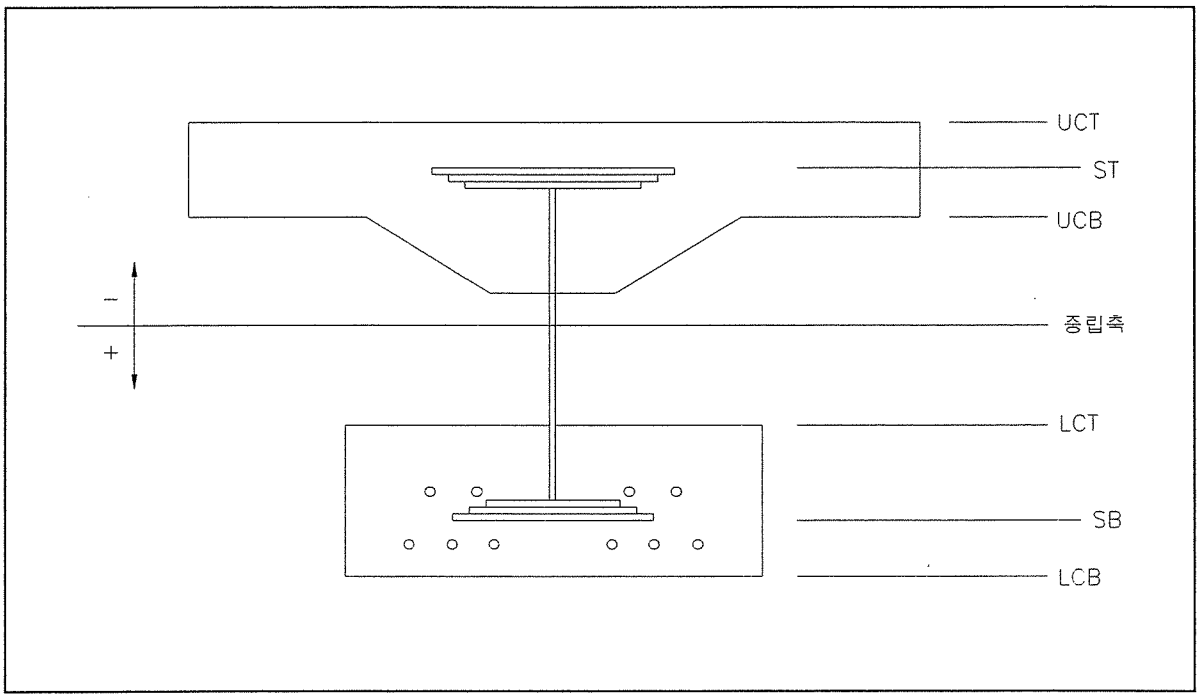
5. RPF 합성형의 설계

◎ RPF 합성형의 설계 흐름도



5.1 기호 및 부호

(1) 응력 및 거리



인장응력 : +

압축응력 : −

도심축 위의 거리 : −

도심축 아래의 거리 : +

ST : 강형상면에서의 응력

SB : 강형하면에서의 응력

UCT : 상부슬래브 상면에서의 응력

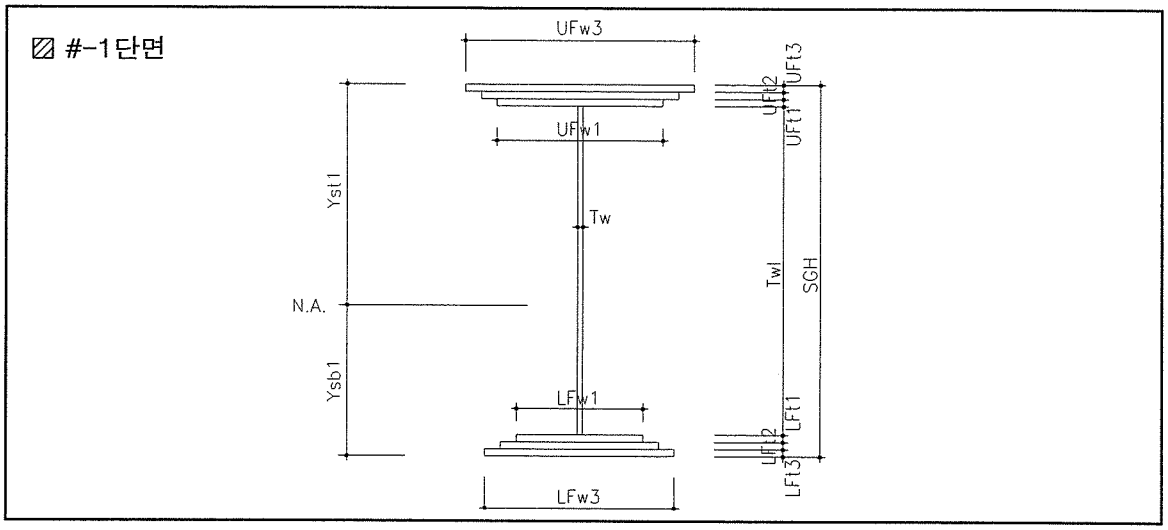
UCB : 상부슬래브 하면에서의 응력

LCT : 하부콘크리트 상면에서의 응력

LCB : 하부콘크리트 하면에서의 응력

(2) 단 면 제 원

a) 강 형



SGH : Steel Girder 높이

Ast : 강형의 단면적

I : 강형의 단면 2차 모멘트

Yst1 : 도심에서 강형 상단까지의 거리

Ysb1 : 도심에서 강형 하단까지의 거리

Ysb1 = Gxst / Ast

Gxst = UFw3 * UFt3 * (SGH – UFt3/2)

+ UFw2 * UFt2 * (SGH – UFt3 – UFt2/2)

+ UFw1 * UFt1 * (SGH – UFt3 – UFt2 – UFt1/2)

+ Tw * Twl * (LFt3 + LFt2 + LFt1 + Twl/2)

+ LFw1 * LFt1 * (LFt3 + LFt2 + LFt1/2)

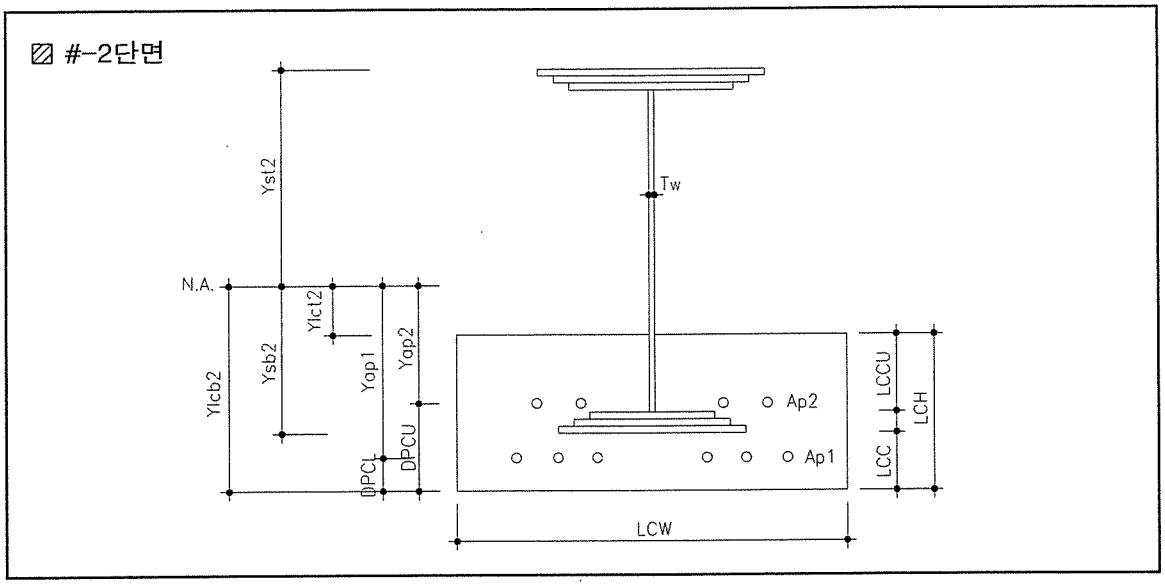
+ LFw2 * LFt2 * (LFt3 + LFt2/2)

+ LFw3 * LFt3 * (LFt3/2)

Ast = (UFw3 * UFt3) + (UFw2 * UFt2) + (UFw1 * UFt1) + (Tw * Twl)

+ (LFw3 * LFt3) + (LFw2 * LFt2) + (LFw1 * LFt1)

b) RPF 빔 (강형+하부콘크리트)



Alc : 강형단면으로 환산된 합성단면적(강형 + 하부플랜지 콘크리트)

I : 합성단면의 단면2차 모멘트

Yst2 : 합성단면 도심에서 강형 상단까지의 거리

Ysb2 : 합성단면 도심에서 강형 하단 까지의 거리

Ylct2 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 상단까지의 거리

Ylcb2 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 하단까지의 거리

Nap1 : 단면적이 Ap1인 강연선의 수

Nap2 : 단면적이 Ap2인 강연선의 수

Ylcb2 = Gxlc / Alc

Ec1 = 0.077× (mc^1.5)×3√fcu (fcu = fck+Δf)

Δf는 fck가 40MPa이하면 4MPa, 60MPa 이상이면 6MPa이며,

그 사이는 직선보간으로 구한다.

n1 = Ec1 / Es

Gxlc = Ast * (Ysb1 + LCC) + LCW * LCH²/2 * n1

− LFw1 * LFt1 * (LCC + LFt3 + LFt2 + LFt1/2) * n1

− LFw2 * LFt2 * (LCC + LFt3 + LFt2/2) * n1

− LFw3 * LFt3 * (LCC + LFt3/2) * n1

− Tw * LCCU * (LCH − LCCU/2) * n1

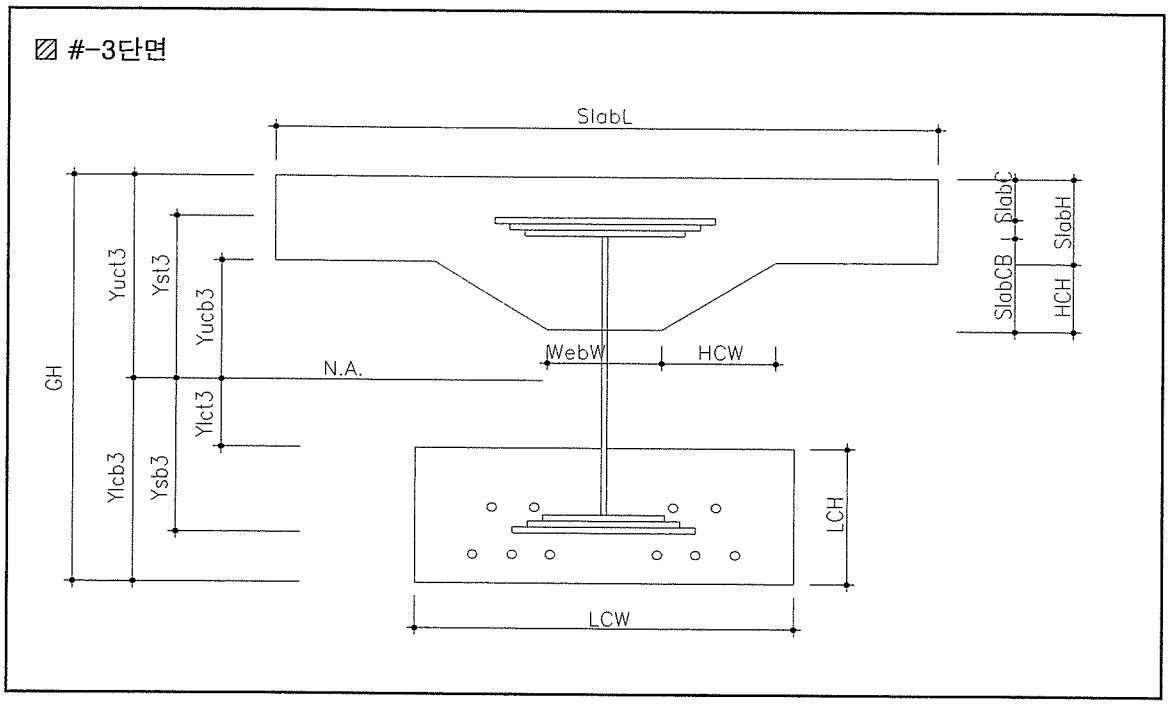
− (Ap1 * Nap1 * DPCL + Ap2 * Nap2 * DPCU) * n1

Alc = Ast + LCW * LCH * n1

− { (LFw3 * LFt3) + (LFw2 * LFt2) + (LFw1 * LFt1) + (Tw * LCCU) } * n1

− (Ap1 * Nap1 + Ap2 * Nap2) * n1

c) RPF COMPOSITE - GIRDER (RPF 빔 + 상부 슬래브)



Ylcb3 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 하단까지의 거리

Yuct3 : 합성단면 도심에서 상부 슬래브 상단까지의 거리

Yucb3 : 합성단면 도심에서 상부 슬래브 하단까지의 거리

Ylcb3 = Gxuc / Auc

Ec2 = 0.077× (mc^1.5)×3√fcu (fcu = fck+Δf)

Δf는 fck가 40MPa이하면 4MPa, 60MPa 이상이면 6MPa이며,

그 사이는 직선보간으로 구한다.

n2 = Ec2 / Es

Gxuc = Alc * Ylcb2 + SlabL * SlabH * (GH - SlabH/2) * n2

+ WebW * HCH * (GH - SlabH - HCH/2) * n2

+ HCW * HCH * (GH - SlabH - HCH/3) * n2

- UFw1 * UFt1 * (GH - SlabC - UFt3 - UFt2 - UFt1/2) * n2

- UFw2 * UFt2 * (GH - SlabC - UFt3 - UFt2/2) * n2

- UFw3 * UFt3 * (GH - SlabC - UFt3/2) * n2

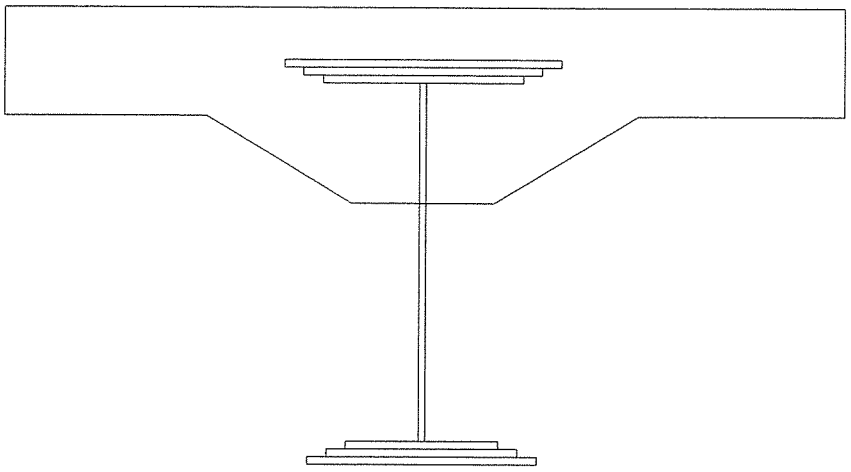
- Tw * SlabCB * (GH - SlabC - UFt3 - UFt2 - UFt1 - SlabCB/2) * n2

Auc = Alc + (SlabL*SlabH + WebW*HCH + HCW*HCH) * n2

- { (UFw3 * UFt3) + (UFw2 * UFt2) + (UFw1 * UFt1) + (Tw * SlabCB) } * n2

d) 강형 + 상부 슬래브

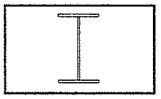
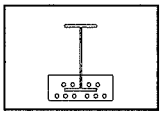
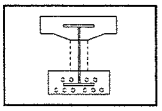
▨ #-4단면



AREA : 강형단면으로 환산된 합성단면적

I : 합성단면의 단면2차 모멘트

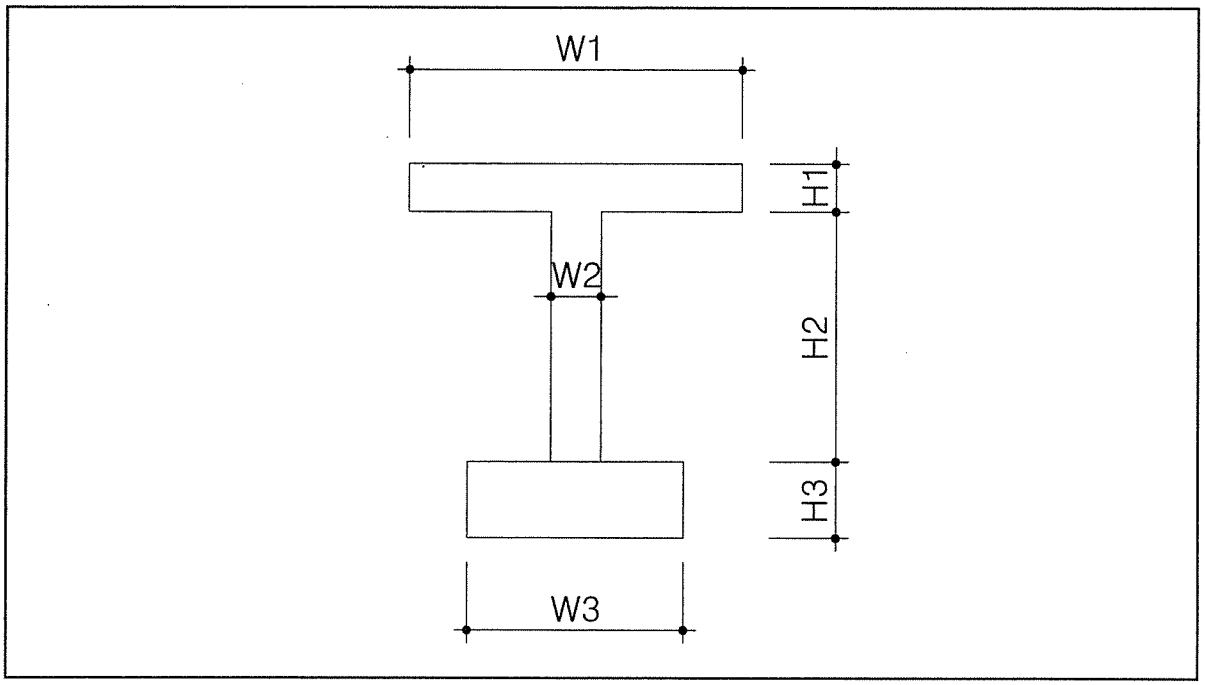
(3) 시공 단계별 작용하중과 저항단면

하 중	하중 기호	저 항 단 면	단면기호
. 강형 자중 . Preflexion 하중	DLO PREF.	 강형	1
. 하부 콘크리트 . 상부 콘크리트 . 가 로 보 . 릴리즈에 의한 하중 . 프리스트레스 힘 . 프리스트레싱 전까지 하부 콘크리트의 크리프와 건조수축 . 프리스트레싱 후부터 슬래브 타설전까지 하부 콘크리트의 크리프와 건조수축	DL1 DL2 DL2 RELEASE or RELE. P.S. CR1 SH1 CR2 SH2	 강형 + 하부콘크리트	2
. 합성후 고정하중 . 활하중 + 충격하중 . 크리프와 건조수축에 의한 프리스트레스 손실 . PC 강선의 릴랙세이션에 의한 손실 . 슬래브 타설후, 하부 콘크리트의 크리프와 건조수축 . 상부 슬래브의 크리프와 건조수축	DL3 LL+I PS LOSS RELAX CR3 SH3 CR4 SH4	 강형 + 하부콘크리트 + 상부슬래브	3

5.2 하중 및 각 거더별 하중 분배계수의 산정

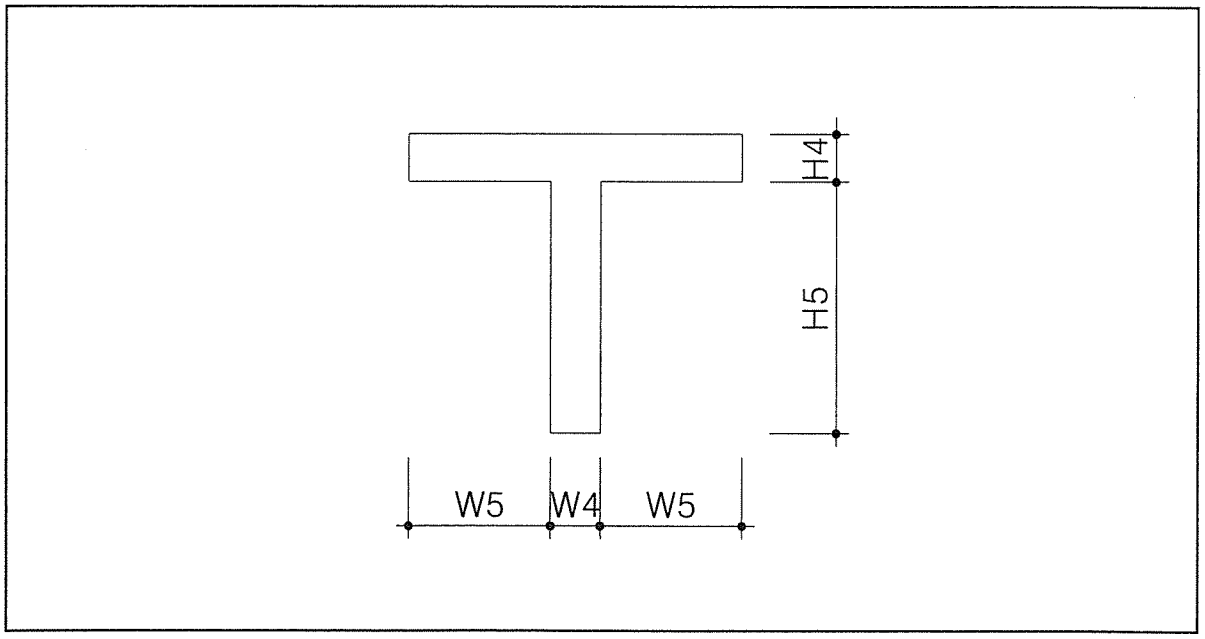
(1) 하중 분배 계수

· J_ℓ 및 I_ℓ 값 계산을 위한 주빔 단면



W1 =	1700	mm	W2 =	300	mm	W3 =	1200 mm
H1 =	280	mm	H2 =	1270	mm	H3 =	450 mm

· J_t 및 I_t 값 계산을 위한 횡빔 단면



W4 =	300	mm	W5 =	3468	mm		
H4 =	280	mm	H5 =	1270	mm		

1) 휨 강성 계수

$$\Theta = \frac{b}{\ell}\sqrt[4]{\frac{E_\ell I_\ell q_t}{E_t I_t q_\ell}} = 0.17125$$

2b	: 유효폭	=	5.100	m
ℓ	: 지간	=	28.940	m
E_ℓ	: 주빔 콘크리트의 탄성계수	=	34285.33	MPa
E_t	: 횡빔 콘크리트의 탄성계수	=	30250.52	MPa
I_ℓ	: 주빔의 단면2차모멘트	=	0.76034	m^4
I_t	: 횡빔의 단면2차모멘트	=	0.25706	m^4
q_ℓ	: 주빔 간격	=	1.700	m
q_t	: 횡빔 간격	=	7.235	m

2) 비틀림 강성 계수

$$\alpha = \frac{\frac{J_\ell}{q_\ell} + \frac{J_t}{q_t}}{2 \times \sqrt{\frac{E_\ell I_\ell}{q_\ell} \times \frac{E_t I_t}{q_t}}} = 0.06300$$

J_ℓ : 주빔의 비틀림 강성 = 0.0463 × 0.43 × E_ℓ

J_t : 횡빔의 비틀림 강성 = 0.0614 × 0.43 × E_t

$$J = \Sigma\beta\frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5}\cdot\frac{a}{b}\left(\tanh\frac{\pi b}{2a} + \frac{1}{3^5}\tanh\frac{3\pi b}{2a} + \frac{1}{5^5}\tanh\frac{5\pi b}{2a} + \cdots\right)$$

β =

a : 단면의 길이

b : 장변의 길이

3) 하중 분배 계수

id	point	beam1	beam2	beam3
1	-1.00b	2.523	.994	-.519
2	-.75b	2.142	.997	-.140
3	-.50b	1.761	1.000	.239
4	-.25b	1.379	1.003	.618
5	.00b	.998	1.004	.998
6	.25b	.618	1.003	1.379
7	.50b	.239	1.000	1.761
8	.75b	-.140	.997	2.142
9	1.00b	-.519	.994	2.523

하 중	beam1	beam2	beam3
보도 바닥, 마감(좌측)	2.005	.846	-.302
보도 바닥, 마감(우측)	.000	.000	.000
도상, 방수,방진재	3.551	4.254	4.946
보도 연석, 방음벽,난간	2.376	.995	-.372
보도 연석, 방음벽,난간	-.504	.994	2.508
활하중 1	0.253	0.334	0.413

(2) 하중 산정

1) 고정하중

㉠ 프리플렉스형의 자중

프로그램 내에서 자동고려

㉡ 합성전 고정하중

ⓐ 바닥판, 복부, 헌치, 하부플랜지 콘크리트, 가로보

프로그램 내에서 자동고려

ⓑ 배수기울기 콘크리트

24.5 kN/m³ × 3.80 × 0.076 ÷ 2 ÷ 3

= 1.179 kN/m

㉢ 합성후 고정하중

ⓐ 궤도(단선재하) : 3 kN/m (1선당 1.5 kN/m)

ⓑ 도상(자갈) : 19.0 × 0.565 × 1.3

= 13.956 kN/m²

ⓒ 방수, 방진재 : 11.0 × 0.02 = 0.220 kN/m²

ⓓ 자갈막이(좌측) : 0.000 kN/m²

ⓔ 자갈막이(우측) : 0.000 kN/m²

ⓕ 보도바닥, 마감(좌측) : 24.5 × 0.30 = 7.249 kN/m²

ⓖ 보도바닥, 마감(우측) : 24.5 × 0.00 = 0.000 kN/m²

ⓗ 연석,방음벽기초(좌측) : 24.5 × 0.69 × 0.23 = 3.804 kN/m

ⓘ 연석,방음벽기초(우측) : 24.5 × 1.13 × 0.27 = 7.492 kN/m

ⓙ 난간 및 방음벽(좌측) : 3.000 kN/m

ⓚ 난간 및 방음벽(우측) : 3.000 kN/m

ⓛ 탈선방지벽(좌측) : 24.5 × 0.25 × 1.05 = 6.431 kN/m

ⓜ 탈선방지벽(우측) : 24.5 × 0.00 × 0.00 = 0.000 kN/m

ⓝ 전철주, 기초(좌측) : 20.00 + 24.5 × 1.16 = 48.518 kN

등가하중으로 치환 : 8 × (48.518 × 0.965 + 10.000) / 28.94 ²

= 0.543 kN/m

ⓞ 전철주, 기초(우측) : 0.00 + 24.5 × 0.00 = 0.000 kN

등가하중으로 치환 : 8 × (0.000 × 0.965 + 0.000) / 28.94 ²

= 0.000 kN/m

※ 전철주는 좌우측 모두 지점에서 1m 에 위치함

ⓟ 전선(좌측) : 1.000 kN/m

ⓠ 전선(우측) : 0.000 kN/m

2) 활하중

㉠ 보도적재하중

ⓐ 보도적재하중(좌측) : 3.5 kN/m²

ⓑ 보도적재하중(우측) : 0.0 kN/m²

㉡ 활하중

KRL-2012 표준열차 (단선)

㉢ 충격하중

㉣ 활하중의 재하위치(궤도위치)

3. 단면가정 참조

1 궤도에서의 레일 간격 : 1.435 m

(3) 거더별 하중

1) Girder : 1
- 궤도
  3.0 * .253 = .760
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 3 * (14.778* 2.376 + 10.492* -.504) = 9.942
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 3 * 12.570 * 3.551 = 14.879
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 3 * (7.249* 2.005 + 7.249* .000) = 4.845
- 총 합성후 고정하중
  30.425
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 3 * (3.500* 2.005 + 3.500* .000) = 2.339
- 활하중 분배 계수
  0.253

2) Girder : 2
- 궤도
  3.0 * .334 = 1.002
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 3 * (14.778* .995 + 10.492* .994) = 8.378
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 3 * 12.570 * 4.254 = 17.824
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 3 * (7.249* .846 + 7.249* .000) = 2.044
- 총 합성후 고정하중
  29.248
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 3 * (3.500* .846 + 3.500* .000) = .987
- 활하중 분배 계수
  0.334

3) Girder : 3
- 궤도
  3.0 * .413 = 1.238
- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽
  1 / 3 * (14.778* -.372 + 10.492* 2.508) = 6.939
- 도상, 방수, 방진재
  1 / 3 * 12.570 * 4.946 = 20.724
- 보도바닥 및 마감(좌.우측)
  1 / 3 * (7.249* -.302 + 7.249* .000) = -.730
- 총 합성후 고정하중
  28.170
- 보도적재하중(좌.우측)
  1 / 3 * (3.500* -.302 + 3.500* .000) = -.352
- 활하중 분배 계수
  0.413

5.3 합성거더의 설계 (G1 : KRL-2012)

PROGRAM DARP2000
DESIGN AND ANALYSIS OF REPRESTRESSED PREFLEX BEAM
VERSION 13.12.1H

1) 설계 조건

1-1) 일반사항

교량 등급 = KRL-2012 표준열차
주형의 갯수 = 3 ea
받침간 거리 = 28.940 m
주형의 간격 = 1.700 m
외측 주형

1-2) 강형 단면의 제원

강형의 총높이 = 1700.00 mm
강형 복부의 두께 = 12.00 mm

상부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	480.00<UFw1>	28940.00	16.00<UFt1>	(mm)
2	630.00<UFw2>	15600.00	22.00<UFt2>	(mm)

하부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	230.00<LFw1>	28940.00	12.00<LFt1>	(mm)
2	230.00<LFw2>	16200.00	12.00<LFt2>	(mm)

1-3) 콘크리트 단면의 제원

합성 주형의 총 높이 = 2000.00 mm

하부 콘크리트
하부 콘크리트의 두께 = 450.00 mm
하부 콘크리트의 폭 = 1200.00 mm
하부 콘크리트의 피복 두께 = 140.00 mm

복부 콘크리트
복부 콘크리트의 두께 = 300.00 mm

상부 슬래브
상부 슬래브의 두께 = 280.00 mm
상부 슬래브의 폭 = 2050.00 mm
상부 슬래브의 피복 두께 = 160.00 mm

헌치

헌치의 높이	=	150.00 mm
헌치의 폭	=	450.00 mm

1-4) 캔틸레버 제원

포장 두께	=	.00 mm
캔틸레버 길이	=	1200.00 mm

1-5) 재료의 성질

강재의 탄성계수	=	205000.00000 MPa
강재의 항복응력	=	355.00000 MPa
강재의 단위중량	=	.00007700 N/mm^3
콘크리트의 단위중량	=	.00002450 N/mm^3
하부콘크리트의 설계기준강도	=	45.00000 MPa
상부슬래브의 설계기준강도	=	30.00000 MPa
하부콘크리트의 탄성계수	=	34285.33000 MPa
상부슬래브의 탄성계수	=	30250.52000 MPa
탄성계수비 (강재/하부콘크리트)	=	5.97923
탄성계수비 (강재/상부슬래브)	=	6.77674

1-6) 크리프 및 건조수축

초기-프리스트레싱시의 크리프	=	.500
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 크리프	=	.000
슬래브 타설시-최종의 크리프	=	1.500
초기-최종의 크리프	=	2.000
초기-프리스트레싱시의 건조수축율	=	.000270
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 건조수축율	=	.000000
슬래브 타설시-최종의 건조수축율	=	.000000
초기-최종의 건조수축율	=	.000270

1-7) 프리플랙션

지점에서 재하점까지의 거리 / 지간	=	.300
프리플랙션시 강형의 응력 / 항복응력	=	.420
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

하부에 배치된 긴장재의 수	=	24 ea
상부에 배치된 긴장재의 수	=	26 ea
긴장재 1개의 단면적	=	138.700 mm^2
긴장재 1개의 프리스트레스 힘	=	170000.000 N
하부에 배치된 긴장재의 위치	=	85.000 mm
상부에 배치된 긴장재의 위치	=	190.000 mm

1-9) 전단연결재

스터드의 직경 = 22.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (하부CONC) = 70.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (슬래브) = 90.000 mm

2) 단면의 성질

2-1) 외력에 대한 단면의 성질

단면 환산시 n(탄성계수비) 적용

2-1-1) 총단면 성질

* 총단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 미고려

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
1-2	0- 6370	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
1-3		.2194E+06	.1352E+12	-756.2	937.8	627.8	1077.8	-922.2	-642.2
1-4		.1302E+06	.2421E+11						
2-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
2-2	6370- 6670	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
2-3		.2194E+06	.1352E+12	-756.2	937.8	627.8	1077.8	-922.2	-642.2
2-4		.1302E+06	.2421E+11						
3-1		.3661E+05	.1404E+11	-598.7	1101.3				
3-2	6670-14470	.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
3-3		.2247E+06	.1381E+12	-744.5	955.5	645.5	1095.5	-904.5	-624.5
3-4		.1354E+06	.2435E+11						

2-1-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
1-2	0- 6370	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		

1-3		.2172E+06	.1332E+12	-746.8	947.2	637.2	1087.2	-912.8	-632.8
1-4		.1302E+06	.2421E+11						
2-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
2-2	6370- 6670	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
2-3		.2172E+06	.1332E+12	-746.8	947.2	637.2	1087.2	-912.8	-632.8
2-4		.1302E+06	.2421E+11						
3-1		.3661E+05	.1404E+11	-598.7	1101.3				
3-2	6670-14470	.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
3-3		.2225E+06	.1361E+12	-735.2	964.8	654.8	1104.8	-895.2	-615.2
3-4		.1354E+06	.2435E+11						

* DIST : 지점으로부터의 거리
* I : 단면 2차 모멘트
* Yst : 중립축에서 강형상면까지의 거리
* Ysb : 중립축에서 강형하면까지의 거리
* Yict : 중립축에서 하부콘크리트 상면까지의 거리
* Yicb : 중립축에서 하부콘크리트 하면까지의 거리
* Yuct : 중립축에서 상부슬래브 상면까지의 거리
* Yucb : 중립축에서 상부슬래브 하면까지의 거리
* #-1 : 강형 단면
* #-2 : 강형+하부콘크리트 단면
* #-3 : 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면
* #-4 : 강형+상부슬래브 단면

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 6370	520654.	227.	533664.	225.
1-3				675844.	172.
2-2	6370- 6670	520654.	227.	533664.	225.
2-3				675844.	172.
3-2	6670-14470	520654.	227.	533664.	225.
3-3				669664.	172.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적

* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1018E+06	.2979E+11	-1341.3	352.7	42.7	492.7		
S1	1-2		.8993E+05	.2862E+11	-1305.8	388.2	78.2	528.2		
C2	1-2		.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
S2	1-2	0- 6370	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
C3	1-3		.1812E+06	.1008E+12	-576.1	1117.9	807.9	1257.9	-742.1	-462.1
S3	1-3		.1659E+06	.8272E+11	-480.9	1213.1	903.1	1353.1	-646.9	-366.9
C4	1-3		.1695E+06	.9829E+11	-976.8	717.2	407.2	857.2	-1142.8	-862.8
S4	1-3		.1529E+06	.8074E+11	-1082.3	611.7	301.7	751.7	-1248.3	-968.3
C1	2-2		.1018E+06	.2979E+11	-1341.3	352.7	42.7	492.7		
S1	2-2		.8993E+05	.2862E+11	-1305.8	388.2	78.2	528.2		
C2	2-2		.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
S2	2-2	6370- 6670	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
C3	2-3		.1812E+06	.1008E+12	-576.1	1117.9	807.9	1257.9	-742.1	-462.1
S3	2-3		.1659E+06	.8272E+11	-480.9	1213.1	903.1	1353.1	-646.9	-366.9
C4	2-3		.1695E+06	.9829E+11	-976.8	717.2	407.2	857.2	-1142.8	-862.8
S4	2-3		.1529E+06	.8074E+11	-1082.3	611.7	301.7	751.7	-1248.3	-968.3
C1	3-2		.1080E+06	.4025E+11	-1270.6	429.4	119.4	569.4		
S1	3-2		.9611E+05	.3846E+11	-1227.9	472.1	162.1	612.1		
C2	3-2		.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
S2	3-2	6670-14470	.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
C3	3-3		.1864E+06	.1025E+12	-565.9	1134.1	824.1	1274.1	-725.9	-445.9
S3	3-3		.1711E+06	.8390E+11	-472.1	1227.9	917.9	1367.9	-632.1	-352.1
C4	3-3		.1753E+06	.1036E+12	-951.0	749.0	439.0	889.0	-1111.0	-831.0
S4	3-3		.1588E+06	.8736E+11	-1048.3	651.7	341.7	791.7	-1208.3	-928.3

2-2-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1001E+06	.2956E+11	-1335.1	358.9	48.9	498.9		
S1	1-2		.8848E+05	.2839E+11	-1299.5	394.5	84.5	534.5		
C2	1-2		.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
S2	1-2	0- 6370	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
C3	1-3		.1799E+06	.9924E+11	-568.4	1125.6	815.6	1265.6	-734.4	-454.4
S3	1-3		.1650E+06	.8143E+11	-474.5	1219.5	909.5	1359.5	-640.5	-360.5
C4	1-3		.1674E+06	.9715E+11	-967.5	726.5	416.5	866.5	-1133.5	-853.5
S4	1-3		.1508E+06	.7991E+11	-1073.5	620.5	310.5	760.5	-1239.5	-959.5
C1	2-2		.1001E+06	.2956E+11	-1335.1	358.9	48.9	498.9		
S1	2-2		.8848E+05	.2839E+11	-1299.5	394.5	84.5	534.5		
C2	2-2		.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
S2	2-2	6370- 6670	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
C3	2-3		.1799E+06	.9924E+11	-568.4	1125.6	815.6	1265.6	-734.4	-454.4
S3	2-3		.1650E+06	.8143E+11	-474.5	1219.5	909.5	1359.5	-640.5	-360.5
C4	2-3		.1674E+06	.9715E+11	-967.5	726.5	416.5	866.5	-1133.5	-853.5
S4	2-3		.1508E+06	.7991E+11	-1073.5	620.5	310.5	760.5	-1239.5	-959.5
C1	3-2		.1063E+06	.3992E+11	-1263.6	436.4	126.4	576.4		
S1	3-2		.9466E+05	.3813E+11	-1220.7	479.3	169.3	619.3		
C2	3-2		.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
S2	3-2	6670-14470	.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
C3	3-3		.1852E+06	.1009E+12	-558.3	1141.7	831.7	1281.7	-718.3	-438.3
S3	3-3		.1703E+06	.8257E+11	-465.8	1234.2	924.2	1374.2	-625.8	-345.8
C4	3-3		.1731E+06	.1023E+12	-941.5	758.5	448.5	898.5	-1101.5	-821.5
S4	3-3		.1566E+06	.8641E+11	-1039.3	660.7	350.7	800.7	-1199.3	-919.3

* C1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프
* S4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축
* #-2 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트 단면 성질
* #-3 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면 성질

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱
* 단계2 : 프리스트레싱 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

2-2-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
C1	1-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	1-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	1-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	1-2	0- 6370	520654.	227.	533664.	225.
C3	1-3				675844.	172.
S3	1-3				675844.	172.
C4	1-3				675844.	172.
S4	1-3				675844.	172.
C1	2-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	2-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	2-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	2-2	6370- 6670	520654.	227.	533664.	225.
C3	2-3				675844.	172.
S3	2-3				675844.	172.
C4	2-3				675844.	172.
S4	2-3				675844.	172.
C1	3-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	3-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	3-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	3-2	6670-14470	520654.	227.	533664.	225.
C3	3-3				669664.	172.
S3	3-3				669664.	172.
C4	3-3				669664.	172.
S4	3-3				669664.	172.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적
* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
  또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

- 강형의 자중 (w0)
  .0000770 * 36612. = 2.8191 (N/mm)

- 하부콘크리트 (w1)
  .0000245 * (1200. * 450. - 230. * 12. - 12. * 298.) = 13.0748 (N/mm)

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [(1200.+1700./2.)*280. + 450.* 150. + 300.*(2000.-280.-450.)
  - 480.* 16. -1368.* 12.] = 24.4609 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 5. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(1700.-300.)*(2000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(1700.-300.)] / 2 = 7443.7 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.179 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  30.425 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .098

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .253 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

2.339 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
14.5	295.1	1368.8	2792.0	3185.2	3125.0	244.9	.0	11011.0
9.6	262.3	1216.7	2475.6	2831.2	2798.0	217.7	.0	9801.4
8.7	247.9	1149.8	2340.9	2675.6	2647.0	205.7	.0	9266.9
6.7	209.4	971.1	1978.8	2259.7	2241.2	173.7	.0	7833.8
6.4	202.7	939.9	1914.3	2187.1	2168.3	168.1	.0	7580.4
.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

* DL0 = w0*L*X/2 - w0*X*X/2
* DL1 = w1*L*X/2 - w1*X*X/2
* DL2 = w2*L*X/2 - w2*X*X/2 (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L*X/2 - w3*X*X/2
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 모멘트로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-3) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	TOTAL
14.5	.0	.0	3.7	.0	88.9	.0	92.6
9.6	13.6	63.1	127.4	146.8	198.9	11.3	561.1
8.7	16.3	75.7	152.1	176.1	224.6	13.5	658.4
6.7	22.0	102.0	211.2	237.3	277.6	18.2	868.3
6.4	22.8	105.9	218.8	246.4	285.5	18.9	898.5
.0	40.8	189.2	382.2	440.2	454.3	33.8	1540.6

* DL0 = w0*L/2 - w0*X
* DL1 = w1*L/2 - w1*X
* DL2 = w2*L/2 - w2*X (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L/2 - w3*X
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 전단력으로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (41.+ 189.+ 382.+ 440.) = 1105.030 kN
* 활하중 = 1.05 * 488.166 = 512.575 kN
* 총하중 = 1617.604 kN

4) 외력에 의한 응력

2-1-2)와 3-2)의 결과를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2	3	3	2	2	
DIST.	POSI.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	add. M1	add. M2	TOTAL
	ST	-12.6	-42.7	-87.2	-17.2	-18.2	.0	.0	-177.9
	SB	23.2	12.6	25.7	22.6	23.9	.0	.0	108.0
14.5	LCT		.4	.9	2.6	2.7	.0	.0	6.6
	LCB		2.9	5.9	4.3	4.6	.0	.0	17.6
	UCT			.0	-3.1	-3.3			-6.4
	UCB			.0	-2.1	-2.2			-4.4
	ST	-11.2	-38.0	-77.3	-15.3	-16.3	.0	.0	-158.1
	SB	20.6	11.2	22.8	20.1	21.4	.0	.0	96.0
9.6	LCT		.4	.8	2.3	2.4	.0	.0	5.8
	LCB		2.6	5.2	3.8	4.1	.0	.0	15.7
	UCT			.0	-2.7	-2.9			-5.7
	UCB			.0	-1.9	-2.0			-3.9
	ST	-10.6	-35.9	-73.1	-14.5	-15.4	.0	.0	-149.4
	SB	19.5	10.6	21.6	19.0	20.2	.0	.0	90.8
8.7	LCT		.4	.7	2.2	2.3	.0	.0	5.5
	LCB		2.4	4.9	3.6	3.9	.0	.0	14.8
	UCT			.0	-2.6	-2.8			-5.4
	UCB			.0	-1.8	-1.9			-3.7
	ST	-13.1	-43.1	-87.9	-12.7	-13.5	.0	.0	-170.3
	SB	18.0	10.0	20.4	16.1	17.2	.0	.0	81.6
6.7	LCT		.0	.1	1.8	1.9	.0	.0	3.9
	LCB		2.4	4.9	3.1	3.3	.0	.0	13.7
	UCT			.0	-2.3	-2.4			-4.7
	UCB			.0	-1.6	-1.7			-3.3

	ST	-12.6	-41.8	-85.1	-12.3	-13.1	.0	.0	-164.8
	SB	17.4	9.7	19.7	15.6	16.6	.0	.0	78.9
6.4	LCT		.0	.1	1.7	1.9	.0	.0	3.8
	LCB		2.3	4.7	3.0	3.2	.0	.0	13.2
	UCT			.0	-2.2	-2.4			-4.6
	UCB			.0	-1.5	-1.6			-3.2
	ST	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	SB	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
.0	LCT		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	LCB		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	UCT			.0	.0	.0			.0
	UCB			.0	.0	.0			.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL0 : 강형 자중에 의한 응력
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 응력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 응력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 응력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 응력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

5) 프리플랙션 및 프리스트레스

5-1) 프리플랙션

* 프리플랙션 하중의 크기 (Pf) : 184891.500 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 8.682 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 1605229.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)

* 프리스트레스 응력(fi) : Pi/Ap = 170000.0/138.7 = 1225.667 MPa
* 정착시의 손실(DEL Pa) : Ap*Ep*DEL L/SPAN = 138.7*200000.0*6.00 / 29640.00 = 5615.385
* 탄성수축에 의한 손실 : 87.718 N

DEL Pel = Ap * 0.5 * n * fci

(긴장은 2회에 걸쳐 실시하며, 1단계에서는 목표 긴장량의 70%만큼, 2단계에서는 목표 긴장량의 100%가 되게끔 실시)

DEL Pel : 탄성수축에 의해 손실된 힘

DEL L : 정착장치에서 강연선의 활동량

Ap : 강연선의 단면적
Ep : 강연선의 탄성계수
n : 콘크리트에 대한 강연선의 탄성계수비
fci : 프리스트레싱에 의한 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 압축응력

* 잭 킹 힘 : Pi + DEL Pa + DEL Pel * N(긴장재의 수-1) / 2
= 170000.000+5615.385+ 87.718*24.5 = 177764.500 N

* 신장량 : 177764.5* 29640.0 / (138.7* 200000.0) =189.940 mm

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
14.5	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
9.6	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
8.7	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-76.9	54.8	48.1
	SB	105.8	-12.7	-100.2
6.7	LCT		-.1	-12.2
	LCB		-3.1	-18.8
	ST	-73.4	52.3	48.1
	SB	101.1	-12.1	-100.2
6.4	LCT		-.1	-12.2
	LCB		-2.9	-18.8
	ST	.0	.0	48.1
	SB	.0	.0	-100.2
.0	LCT		.0	-12.2
	LCB		.0	-18.8

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PREF. : 프리플랙션에 의한 응력
* RELEASE : 릴리즈에 의한 응력
* P.S. : 프리스트레스에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력

6) 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 영향

6-1) 단면력

크리프
* Pcr = [1 - e**(-a*phi)] * Ncr
- Pcr : 크리프에 의한 축하중
- a : 합성전의 단면적, 단면계수에 대한 합성후의 단면적, 단면계수에 대한 비
- phi : 크리프 계수
- Ncr : 합성된 콘크리트의 작용 축하중
* Mcr = Pcr * dcr
- dcr : 합성단면의 중립축에서 크리프 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

건조수축
* Psh = Es * es * Ac / nsh
- Psh : 건조수축에 의한 축하중
- Es : 강재의 탄성계수
- es : 건조수축계수
- Ac : 콘크리트의 단면적
- nsh : 건조수축 고려시의 탄성계수비
* Msh = Psh * dsh
- dsh : 합성단면의 중립축에서 건조수축 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

(단위 : m kN kN-m)

DIST.	CLAS.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
14.5	P.	-7.1	-3213.1	.0	.0	-613.1	.0	-486.1	-1823.2
	M.	-2.5	-1260.4	.0	.0	-646.6	.0	451.8	1872.5
9.6	P.	-11.6	-3213.1	.0	.0	-686.9	.0	-432.1	-1823.2
	M.	-4.1	-1260.4	.0	.0	-724.4	.0	401.5	1872.5
8.7	P.	-13.7	-3213.1	.0	.0	-718.9	.0	-408.3	-1823.2
	M.	-4.8	-1260.4	.0	.0	-758.2	.0	379.5	1872.5

6.7	P.	-8.0	-3213.1	.0	.0	-767.6	.0	-278.5	-1840.0
	M.	-2.2	-988.1	.0	.0	-797.2	.0	267.7	1963.9
6.4	P.	-7.2	-3213.1	.0	.0	-777.7	.0	-269.5	-1840.0
	M.	-2.0	-988.1	.0	.0	-807.7	.0	259.1	1963.9
.0	P.	.0	-3213.1	.0	.0	-1127.6	.0	.0	-1840.0
	M.	.0	-988.1	.0	.0	-1171.1	.0	.0	1963.9

* CR1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프에 의한 영향
* SH4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축에 의한 영향

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱 전
* 단계2 : 프리스트레싱 후 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

6-2) 응력

2-2-2)와 6-1)의 결과를 이용하여 계산

1단계
* 크리프 (CR1)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
  A : 단면적 (크리프에 대한)
  I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
  y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
  ncr : 크리프 고려시의 탄성계수비
  sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH1)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

3단계
* 크리프 (CR3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
sum f : 콘크리트 응력의 합
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
n : 상부 슬래브의 탄성계수비
* 건조수축 (SH3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es
A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)

4단계
* 크리프 (CR4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)
A : 단면적 (건조수축에 대한)

I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)

y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)

1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

(단위 : m MPa)

저항단면		2	2	2	2	3	3	3	3
DIST.	POSI.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
	ST	.0	6.4	.0	.0	.3	.0	-7.0	-34.2
	SB	-.1	-49.8	.0	.0	-10.6	.0	.5	2.7
14.5	LCT	.0	1.8	.0	.0	.3	.0	-.1	-.7
	LCB	.0	.1	.0	.0	.2	.0	.2	1.0
	UCT					.2	.0	.3	.9
	UCB					-.1	.0	.1	1.2
	PS					-9.5	.0	-.1	-.3
	ST	.0	6.4	.0	.0	.3	.0	-6.2	-34.2
	SB	-.2	-49.8	.0	.0	-11.9	.0	.5	2.7
9.6	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.7
	LCB	.0	.1	.0	.0	.2	.0	.2	1.0
	UCT					.2	.0	.3	.9
	UCB					-.1	.0	.1	1.2
	PS					-10.6	.0	-.1	-.3
	ST	.0	6.4	.0	.0	.3	.0	-5.9	-34.2
	SB	-.2	-49.8	.0	.0	-12.5	.0	.5	2.7
8.7	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.7
	LCB	.0	.1	.0	.0	.3	.0	.2	1.0
	UCT					.2	.0	.3	.9
	UCB					-.1	.0	.1	1.2
	PS					-11.1	.0	-.1	-.3
	ST	.0	8.9	.0	.0	.3	.0	-4.3	-38.6
	SB	-.1	-50.0	.0	.0	-13.3	.0	.3	3.0
6.7	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.8
	LCB	.0	.0	.0	.0	.3	.0	.1	1.1
	UCT					.2	.0	.2	.6
	UCB					-.1	.0	.1	1.0
	PS					-11.9	.0	.0	-.4
	ST	.0	8.9	.0	.0	.3	.0	-4.2	-38.6
	SB	-.1	-50.0	.0	.0	-13.5	.0	.3	3.0
6.4	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.8

	LCB	.0	.0	.0	.0	.3	.0	.1	1.1
	UCT					.2	.0	.1	.6
	UCB					-.1	.0	.1	1.0
	PS					-12.0	.0	.0	-.4
	ST	.0	8.9	.0	.0	.4	.0	.0	-38.6
	SB	.0	-50.0	.0	.0	-19.5	.0	.0	3.0
.0	LCT	.0	1.8	.0	.0	.0	.0	.0	-.8
	LCB	.0	.0	.0	.0	.8	.0	.0	1.1
	UCT					.4	.0	.0	.6
	UCB					-.1	.0	.0	1.0
	PS					-17.5	.0	.0	-.4

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력
* PS : PS강재 도심에서의 응력

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

* 크리프 및 건조수축
2-1-2)의 단면계수와 6-2)의 PS강재 도심에서의 응력결과를 이용하여 계산

* 릴랙세이션
2-1-2)의 단면계수와 릴랙세이션을 2.5 % 를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		3	3
DIST.	POSI.	PS LOSS	RELAX.
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
14.5	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2

	SB	1.0	2.4
9.6	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
8.7	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
6.7	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
6.4	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
.0	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PS LOSS : 긴장력 손실(크리프,건조수축)에 의한 응력
* RELAX. : 긴장력 손실(릴랙세이션)에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

7) 응력 검토

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 고려시)

4), 5-3), 6-2)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP1	STEP2	STEP2-1	STEP2-2	STEP3	
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	
	ST	-81.1	-33.1	-33.1	-33.1	-196.8	==> O.K
	SB	149.1	-2.0	-2.0	-2.0	66.1	==> O.K
14.5	LCT		-10.8	-10.8	-10.8	-4.8	==> O.K
	LCB		-18.8	-18.8	-18.8	-2.1	==> O.K
	UCT					-5.0	==> O.K
	UCB					-3.1	==> O.K
	ST	-79.7	-26.9	-26.9	-26.9	-176.1	==> O.K
	SB	146.5	-6.1	-6.1	-6.1	52.8	==> O.K
9.6	LCT		-10.9	-10.9	-10.9	-5.5	==> O.K
	LCB		-19.1	-19.1	-19.1	-4.0	==> O.K
	UCT					-4.4	==> O.K
	UCB					-2.7	==> O.K
	ST	-79.0	-24.2	-24.2	-24.2	-167.1	==> O.K
	SB	145.4	-7.8	-7.8	-7.8	47.0	==> O.K
8.7	LCT		-10.9	-10.9	-10.9	-5.8	==> O.K
	LCB		-19.2	-19.2	-19.2	-4.8	==> O.K
	UCT					-4.1	==> O.K
	UCB					-2.5	==> O.K
	ST	-89.9	-21.2	-21.2	-21.2	-178.2	==> O.K
	SB	123.8	-29.3	-29.3	-29.3	17.8	==> O.K
6.7	LCT		-10.5	-10.5	-10.5	-6.8	==> O.K
	LCB		-19.4	-19.4	-19.4	-6.0	==> O.K
	UCT					-3.8	==> O.K
	UCB					-2.3	==> O.K
	ST	-86.1	-18.4	-18.4	-18.4	-171.5	==> O.K
	SB	118.4	-34.4	-34.4	-34.4	10.8	==> O.K

6.4	LCT		-10.4	-10.4	-10.4	-6.9	==> O.K
	LCB		-19.3	-19.3	-19.3	-6.3	==> O.K
	UCT					-3.6	==> O.K
	UCB					-2.2	==> O.K
	ST	.0	57.1	57.1	57.1	18.7	==> O.K
	SB	.0	-150.3	-150.3	-150.3	-163.4	==> O.K
.0	LCT		-10.4	-10.4	-10.4	-10.7	==> O.K
	LCB		-18.8	-18.8	-18.8	-16.3	==> O.K
	UCT					.9	==> O.K
	UCB					.8	==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

STEP1 : DL0 + PREFLEX
STEP2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
STEP2-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1
STEP2-2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2
STEP3 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ C3 + S3 + C4 + S4 + RELAXATION + PS LOSS

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

4), 5-3)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산
(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP3-1

허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	
14.5	ST	-162.3	==> O.K
	SB	123.4	==> O.K
9.6	ST	-142.5	==> O.K
	SB	111.5	==> O.K
8.7	ST	-133.8	==> O.K
	SB	106.3	==> O.K
6.7	ST	-144.5	==> O.K
	SB	77.8	==> O.K
6.4	ST	-138.0	==> O.K
	SB	71.0	==> O.K
.0	ST	47.9	==> O.K
	SB	-96.8	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력

STEP3-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + P.S.
+ add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ RELAXATION + PS LOSS

항복에 대한 안전 검토 (최대응력 발생 단면)

* 강형 상연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = -268.1 > -355.0 MPa ==> O.K.

* 강형 하연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = 115.9 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -8.9 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -5.8 > -18.0 MPa ==> O.K.

8) 처짐 검토

8-1) 프리플랙스 및 릴리즈에 의한 처짐

8-1-1) 0 < X < .3000 L

d = P * (.1050*L^2*X - .1667*X^3) / (E*I)

L : 받침간 거리

X : 지점으로 부터의 거리

P : 집중 하중

E : 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

8-1-2) .3000 L < X < 0.5 L

d = P * (.1500*L^2*X - .1500*X^2*L - .0045*L^3) / (E*I)

8-2) 강형 자중, 하부콘크리트 자중, 합성전 고정하중, 합성후 고정하중에 의한 처짐

d = w * [X*(L^3 - 2*L*X^2 + X^3) / 24] / (E*I)

w : 등분포 하중

8-3) 크리프, 건조수축, 프리스트레스, 프리스트레스 손실에 의한 처짐

d = M * [X*(L-X) / 2] / (E*I)

M : 모멘트

8-4) 하중별 처짐

(단위 : mm)

DIST.	.0	1808.8	3617.5	5426.3	7235.0	9043.8	10852.5	12661.3	14470.0
DL0	.0	-1.8	-3.5	-5.0	-6.4	-7.5	-8.3	-8.8	-8.9
PREF.	.0	-11.2	-21.9	-31.8	-40.5	-47.5	-52.5	-55.5	-56.5
RELE.	.0	3.4	6.7	9.7	12.3	14.4	15.9	16.9	17.2
DL1	.0	-2.8	-5.4	-7.8	-9.9	-11.6	-12.8	-13.6	-13.9
CR1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH1	.0	4.0	7.4	10.3	12.7	14.5	15.8	16.6	16.9
P.S.	.0	9.4	17.5	24.4	30.0	34.4	37.5	39.4	40.0
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-5.7	-11.1	-16.0	-20.3	-23.8	-26.4	-28.0	-28.5
DL3	.0	-2.0	-3.9	-5.6	-7.1	-8.3	-9.2	-9.8	-10.0

CR3	.0	.8	1.4	2.0	2.5	2.8	3.1	3.2	3.3
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
CR4	.0	-.5	-1.0	-1.4	-1.7	-1.9	-2.1	-2.2	-2.3
SH4	.0	-2.6	-4.8	-6.7	-8.3	-9.5	-10.4	-10.9	-11.1
PS LOSS	.0	-.1	-.1	-.2	-.2	-.3	-.3	-.3	-.3
RELAX	.0	-.2	-.3	-.5	-.6	-.7	-.7	-.8	-.8
SUM1	.0	-10.6	-21.6	-32.2	-41.9	-49.9	-55.8	-59.4	-60.7
SUM2	.0	-9.2	-19.0	-28.7	-37.5	-44.9	-50.4	-53.7	-54.9

* SUM1 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3
* SUM2 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3 + PS LOSS + RELAX
+ CR1 + SH1 + CR2 + SH2 + CR3 + SH3 + CR4 + SH4

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 11.1 mm
* SPAN / DELTA : 2607.2 > 1500 ==> O.K

* 주행안전성에 대한 검토도 만족함

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	189.19	382.17	440.25	488.17	1499.78	-184.89
6.4	105.91	218.85	246.44	304.50	875.69	-184.89
6.7	101.98	211.16	237.32	295.88	846.34	-184.89
14.5	.00	.00	.00	88.93	88.93	.00

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 전단력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 전단력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 전단력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 전단력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* TOTAL : DL1 + DL2 + DL3 + LL+I
* RELEASE : 릴리즈에 의한 전단력

9-2) 하부콘크리트

9-2-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	H0
0.	87077.	232.	.2016E+08	4300.	.3095E+11	-118.
6370.	87077.	232.	.2016E+08	-78986.	.3095E+11	-119.
6670.	87077.	232.	.2016E+08	-82908.	.3095E+11	-119.
14470.	87077.	300.	.2614E+08	0.	.4204E+11	0.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트) 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 하부콘크리트의 단면 1차 모멘트
(= Ac/n * dvc)
* n : 5.97923
* Ac : 2-1-3) AREA N. 참조
* S1 : DL1 + RELEASE
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* H0 : S1 * G / Iv + Hps<dist>

* 프리스트레스에 의한 영향 (Hps<0>)

a : 14470.000
Pps : -8063535.000
Fps : .108
Hps<0> = 2*Pps*Fps/a = -120.708 (N/mm)
a : 단면의 수평력 저항 범위
Pps : 프리스트레스에 의한 수평력

$$Fps = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923
As : 강형의 단면적
d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트
Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 2050.000
Ps : 1606571.000
Fs : .257

Hs = 2*Ps*Fs/a = 402.231 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 17.93770

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 2050.000

Pt : 214209.500

Ft : .108

Ht = 2*Pt*Ft/a = 22.634 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Hs+Ht
0.	118.	402.	23.	543.
6370.	119.	0.	0.	119.
6670.	119.	0.	0.	119.
14470.	0.	0.	0.	0.

9-2-4) 스터드 간격 (하부콘크리트)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	70.0	4	17975.	542.8	132.5
6370.	22.0	70.0	4	17975.	119.0	604.1
6370.	22.0	70.0	4	17975.	119.0	604.1
14470.	22.0	70.0	4	17975.	.1	10000.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	99730.	741.	.7387E+08	928416.	.1332E+12	515.
6370.	99730.	741.	.7387E+08	550938.	.1332E+12	305.
6670.	99730.	741.	.7387E+08	533196.	.1332E+12	296.
14470.	98818.	723.	.7144E+08	88927.	.1361E+12	47.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트+상부슬래브) 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 상부슬래브의 단면 1차 모멘트
  (= Ac/n * dvc)
* n : 6.77674
* Ac : 2-1-3) AREA G. 참조
* S1 : DL3 + LL+I
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* Ho : S1 * G / Iv

9-3-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 2050.000

Ps : 1840017.000

Fs : .304

Hs = 2*Ps*Fs/a = 546.558 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 20.33023

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 2050.000

Pt : 214209.500

Ft : .128

Ht = 2*Pt*Ft/a = 26.851 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 6.77674

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

9-3-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Ht	Hs+Ht
0.	515.	547.	27.	542.	573.
6370.	305.	0.	0.	305.	0.
6670.	296.	0.	0.	296.	0.
14470.	47.	0.	0.	47.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	76.0	5	15935.	573.4	138.9
6670.	22.0	76.0	5	15935.	295.6	269.5
6670.	22.0	70.0	5	14677.	295.6	248.2
14470.	22.0	70.0	5	14677.	46.7	1571.8

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

10) 전단응력 검토

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* Tw = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* Vmax = 1540576.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =1666.00*12.00 = 19992. mm^2

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .8327E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 77.060 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 93.487 MPa ===> O.K.

11) 피로응력 검토

* 응력 반복 횟수 (철.설 p.9-32 참조)
  200만회 이상

구 분	응력 범주	허용피로응력범위
그루브 용접 연결 상.하 플랜지의 맞대기 이음부	B	112 MPa

11-1) 상.하 플랜지의 맞대기 이음부

* 활하중, 충격하중 및 보도 등분포하중에 의한 강형에서의 최대 휨응력
  - 상 연 : -18.2 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 23.9 MPa ===> O.K.

12) 강형 단면 변화 구간의 결정

12-1) 단면 1-2 변화 구간

12-1-1) 상부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Yst
   Pf : 184891.5 N
   w0 : 2.81912 N/mm
   wi : 2.34326 N/mm
   L : 28940.00000 mm
   I : .114349E+11 mm^4
   Yst : 712.85250 mm
   허용 최대 길이 X = 22911.12 mm

b) 강형의 허용응력을 .420*355.0 MPa로 제한하는 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .420*355.0*Is/Yst
   Pf : 184891.5 N
   w0 : 2.81912 N/mm
   wi : 2.34326 N/mm
   L : 28940.00000 mm
   I : .114349E+11 mm^4
   Yst : 712.85250 mm
   허용 최대 길이 X = 11255.33 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 7170.00 mm ===> O.K.

12-1-2) 하부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Ysb
Pf : 184891.5 N
w0 : 2.81912 N/mm
wi : 2.34326 N/mm
L : 28940.00000 mm
I : .114349E+11 mm^4
Ysb : 981.14760 mm
허용 최대 길이 X = 15994.20 mm

b) 강형의 허용응력을 .420*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .420*355.0*Is/Ysb
Pf : 184891.5 N
w0 : 2.81912 N/mm
wi : 2.34326 N/mm
L : 28940.00000 mm
I : .114349E+11 mm^4
Ysb : 981.14760 mm
허용 최대 길이 X = 8034.88 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 6870.00 mm ===> O.K.

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* 복두께 = 4.950 mm
* Vmax = 1540576.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .5413E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 73.671 MPa ===> O.K.

13-1-2) 하부 플랜지

* Ysb = 981.148 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* Vmax = 1540576.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .2691E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 42.733 MPa ===> O.K.

13-2) 프리플랙션하중 재하점부 검토 (프리플랙션 하중에 의한 전단력 및 수직력)

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Yst = 598.740 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw(I) = < 1-2) 참조 >
* UFt(I) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.950 mm
* DL0 = 16317.090 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .8146E+07 mm^3

* I = .1404E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 11.796 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -79.05 * 587.7 / 598.7 = -77.6 (MPa)
- 평균 수직력 = -77.60 * 630.0 * 22.0 + (0.) = -1075494. (N)
- 판의 정착길이 = 28940.0 / 2 - 28940.0 * (0.5 - .300) - 0. = 8682.0 (mm)
- 용접부 응력 = -1075494. / (2* 8682.0 * 4.24) = -14.6 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1101.260 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 16317.090 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .3023E+07 mm^3

* I = .1404E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 5.107 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 145.40 * 1095.3 / 1101.3 = 144.6 (MPa)
- 평균 수직력 = 144.60 * 230.0 * 12.0 + (0.) = 399104. (N)
- 판의 정착길이 = 28940.0 / 2 - 28940.0 * (0.5 - .300) - 0. = 8682.0 (mm)
- 용접부 응력 = 399104. / (2* 8682.0 * 4.24) = 5.4 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.950 mm
* DL0 = 40792.730 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >

* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .5413E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 10.792 MPa ===> O.K.

13-3-2) 하부 플랜지

* Ysb = 981.148 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 40792.730 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .2691E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 6.260 MPa ===> O.K.

5.4 합성거더의 설계 (G2 : KRL-2012)

PROGRAM DARP2000
DESIGN AND ANALYSIS OF REPRESTRESSED PREFLEX BEAM
VERSION 13.12.1H

1) 설계 조건

1-1) 일반사항

교량 등급 = KRL-2012 표준열차
주형의 갯수 = 3 ea
받침간 거리 = 28.940 m
주형의 간격 = 1.700 m
내측 주형

1-2) 강형 단면의 제원

강형의 총높이 = 1700.00 mm
강형 복부의 두께 = 12.00 mm

상부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	480.00<UFw1>	28940.00	16.00<UFt1>	(mm)
2	630.00<UFw2>	15600.00	22.00<UFt2>	(mm)

하부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	230.00<LFw1>	28940.00	12.00<LFt1>	(mm)
2	230.00<LFw2>	16200.00	12.00<LFt2>	(mm)

1-3) 콘크리트 단면의 제원

합성 주형의 총 높이 = 2000.00 mm

하부 콘크리트
하부 콘크리트의 두께 = 450.00 mm
하부 콘크리트의 폭 = 1200.00 mm
하부 콘크리트의 피복 두께 = 140.00 mm

복부 콘크리트
복부 콘크리트의 두께 = 300.00 mm

상부 슬래브
상부 슬래브의 두께 = 280.00 mm
상부 슬래브의 폭 = 1700.00 mm
상부 슬래브의 피복 두께 = 160.00 mm

헌치

헌치의 높이	=	150.00 mm
헌치의 폭	=	450.00 mm

1-4) 캔틸레버 제원

포장 두께	=	.00 mm
캔틸레버 길이	=	1200.00 mm

1-5) 재료의 성질

강재의 탄성계수	=	205000.00000 MPa
강재의 항복응력	=	355.00000 MPa
강재의 단위중량	=	.00007700 N/mm^3
콘크리트의 단위중량	=	.00002450 N/mm^3
하부콘크리트의 설계기준강도	=	45.00000 MPa
상부슬래브의 설계기준강도	=	30.00000 MPa
하부콘크리트의 탄성계수	=	34285.33000 MPa
상부슬래브의 탄성계수	=	30250.52000 MPa
탄성계수비 (강재/하부콘크리트)	=	5.97923
탄성계수비 (강재/상부슬래브)	=	6.77674

1-6) 크리프 및 건조수축

초기-프리스트레싱시의 크리프	=	.500
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 크리프	=	.000
슬래브 타설시-최종의 크리프	=	1.500
초기-최종의 크리프	=	2.000
초기-프리스트레싱시의 건조수축율	=	.000270
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 건조수축율	=	.000000
슬래브 타설시-최종의 건조수축율	=	.000000
초기-최종의 건조수축율	=	.000270

1-7) 프리플랙션

지점에서 재하점까지의 거리 / 지간	=	.300
프리플랙션시 강형의 응력 / 항복응력	=	.420
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

하부에 배치된 긴장재의 수	=	24 ea
상부에 배치된 긴장재의 수	=	26 ea
긴장재 1개의 단면적	=	138.700 mm^2
긴장재 1개의 프리스트레스 힘	=	170000.000 N
하부에 배치된 긴장재의 위치	=	85.000 mm
상부에 배치된 긴장재의 위치	=	190.000 mm

1-9) 전단연결재

스터드의 직경 = 22.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (하부CONC) = 70.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (슬래브) = 90.000 mm

2) 단면의 성질

2-1) 외력에 대한 단면의 성질

단면 환산시 n(탄성계수비) 적용

2-1-1) 총단면 성질

* 총단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 미고려

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
1-2	0- 6370	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
1-3		.2050E+06	.1256E+12	-811.4	882.6	572.6	1022.6	-977.4	-697.4
1-4		.1157E+06	.2348E+11						
2-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
2-2	6370- 6670	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
2-3		.2050E+06	.1256E+12	-811.4	882.6	572.6	1022.6	-977.4	-697.4
2-4		.1157E+06	.2348E+11						
3-1		.3661E+05	.1404E+11	-598.7	1101.3				
3-2	6670-14470	.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
3-3		.2102E+06	.1290E+12	-797.1	902.9	592.9	1042.9	-957.1	-677.1
3-4		.1210E+06	.2367E+11						

2-1-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
1-2	0- 6370	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		

1-3		.2028E+06	.1239E+12	-801.9	892.1	582.1	1032.1	-967.9	-687.9
1-4		.1157E+06	.2348E+11						
2-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
2-2	6370- 6670	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
2-3		.2028E+06	.1239E+12	-801.9	892.1	582.1	1032.1	-967.9	-687.9
2-4		.1157E+06	.2348E+11						
3-1		.3661E+05	.1404E+11	-598.7	1101.3				
3-2	6670-14470	.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
3-3		.2080E+06	.1272E+12	-787.7	912.3	602.3	1052.3	-947.7	-667.7
3-4		.1210E+06	.2367E+11						

* DIST : 지점으로부터의 거리
* I : 단면 2차 모멘트
* Yst : 중립축에서 강형상면까지의 거리
* Ysb : 중립축에서 강형하면까지의 거리
* Yict : 중립축에서 하부콘크리트 상면까지의 거리
* Yicb : 중립축에서 하부콘크리트 하면까지의 거리
* Yuct : 중립축에서 상부슬래브 상면까지의 거리
* Yucb : 중립축에서 상부슬래브 하면까지의 거리
* #-1 : 강형 단면
* #-2 : 강형+하부콘크리트 단면
* #-3 : 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면
* #-4 : 강형+상부슬래브 단면

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 6370	520654.	227.	533664.	225.
1-3				577844.	178.
2-2	6370- 6670	520654.	227.	533664.	225.
2-3				577844.	178.
3-2	6670-14470	520654.	227.	533664.	225.
3-3				571664.	178.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적

* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1018E+06	.2979E+11	-1341.3	352.7	42.7	492.7		
S1	1-2		.8993E+05	.2862E+11	-1305.8	388.2	78.2	528.2		
C2	1-2		.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
S2	1-2	0- 6370	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
C3	1-3		.1667E+06	.9502E+11	-628.4	1065.6	755.6	1205.6	-794.4	-514.4
S3	1-3		.1514E+06	.7856E+11	-529.3	1164.7	854.7	1304.7	-695.3	-415.3
C4	1-3		.1623E+06	.9065E+11	-1021.5	672.5	362.5	812.5	-1187.5	-907.5
S4	1-3		.1481E+06	.7460E+11	-1118.4	575.6	265.6	715.6	-1284.4	-1004.4
C1	2-2		.1018E+06	.2979E+11	-1341.3	352.7	42.7	492.7		
S1	2-2		.8993E+05	.2862E+11	-1305.8	388.2	78.2	528.2		
C2	2-2		.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
S2	2-2	6370- 6670	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
C3	2-3		.1667E+06	.9502E+11	-628.4	1065.6	755.6	1205.6	-794.4	-514.4
S3	2-3		.1514E+06	.7856E+11	-529.3	1164.7	854.7	1304.7	-695.3	-415.3
C4	2-3		.1623E+06	.9065E+11	-1021.5	672.5	362.5	812.5	-1187.5	-907.5
S4	2-3		.1481E+06	.7460E+11	-1118.4	575.6	265.6	715.6	-1284.4	-1004.4
C1	3-2		.1080E+06	.4025E+11	-1270.6	429.4	119.4	569.4		
S1	3-2		.9611E+05	.3846E+11	-1227.9	472.1	162.1	612.1		
C2	3-2		.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
S2	3-2	6670-14470	.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
C3	3-3		.1720E+06	.9703E+11	-615.2	1084.8	774.8	1224.8	-775.2	-495.2
S3	3-3		.1567E+06	.7998E+11	-517.5	1182.5	872.5	1322.5	-677.5	-397.5
C4	3-3		.1680E+06	.9641E+11	-992.7	707.3	397.3	847.3	-1152.7	-872.7
S4	3-3		.1540E+06	.8165E+11	-1081.8	618.2	308.2	758.2	-1241.8	-961.8

2-2-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1001E+06	.2956E+11	-1335.1	358.9	48.9	498.9		
S1	1-2		.8848E+05	.2839E+11	-1299.5	394.5	84.5	534.5		
C2	1-2		.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
S2	1-2	0- 6370	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
C3	1-3		.1655E+06	.9359E+11	-620.4	1073.6	763.6	1213.6	-786.4	-506.4
S3	1-3		.1505E+06	.7737E+11	-522.5	1171.5	861.5	1311.5	-688.5	-408.5
C4	1-3		.1601E+06	.8965E+11	-1012.3	681.7	371.7	821.7	-1178.3	-898.3
S4	1-3		.1459E+06	.7386E+11	-1109.8	584.2	274.2	724.2	-1275.8	-995.8
C1	2-2		.1001E+06	.2956E+11	-1335.1	358.9	48.9	498.9		
S1	2-2		.8848E+05	.2839E+11	-1299.5	394.5	84.5	534.5		
C2	2-2		.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
S2	2-2	6370- 6670	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
C3	2-3		.1655E+06	.9359E+11	-620.4	1073.6	763.6	1213.6	-786.4	-506.4
S3	2-3		.1505E+06	.7737E+11	-522.5	1171.5	861.5	1311.5	-688.5	-408.5
C4	2-3		.1601E+06	.8965E+11	-1012.3	681.7	371.7	821.7	-1178.3	-898.3
S4	2-3		.1459E+06	.7386E+11	-1109.8	584.2	274.2	724.2	-1275.8	-995.8
C1	3-2		.1063E+06	.3992E+11	-1263.6	436.4	126.4	576.4		
S1	3-2		.9466E+05	.3813E+11	-1220.7	479.3	169.3	619.3		
C2	3-2		.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
S2	3-2	6670-14470	.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
C3	3-3		.1707E+06	.9555E+11	-607.3	1092.7	782.7	1232.7	-767.3	-487.3
S3	3-3		.1558E+06	.7875E+11	-510.9	1189.1	879.1	1329.1	-670.9	-390.9
C4	3-3		.1659E+06	.9530E+11	-983.4	716.6	406.6	856.6	-1143.4	-863.4
S4	3-3		.1518E+06	.8080E+11	-1072.9	627.1	317.1	767.1	-1232.9	-952.9

* C1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프
* S4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축
* #-2 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트 단면 성질
* #-3 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면 성질

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱
* 단계2 : 프리스트레싱 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

2-2-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
C1	1-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	1-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	1-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	1-2	0- 6370	520654.	227.	533664.	225.
C3	1-3				577844.	178.
S3	1-3				577844.	178.
C4	1-3				577844.	178.
S4	1-3				577844.	178.
C1	2-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	2-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	2-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	2-2	6370- 6670	520654.	227.	533664.	225.
C3	2-3				577844.	178.
S3	2-3				577844.	178.
C4	2-3				577844.	178.
S4	2-3				577844.	178.
C1	3-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	3-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	3-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	3-2	6670-14470	520654.	227.	533664.	225.
C3	3-3				571664.	178.
S3	3-3				571664.	178.
C4	3-3				571664.	178.
S4	3-3				571664.	178.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적
* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
  또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

- 강형의 자중 (w0)
  .0000770 * 36612. = 2.8191 (N/mm)

- 하부콘크리트 (w1)
  .0000245 * (1200. * 450. - 230. * 12. - 12. * 298.) = 13.0748 (N/mm)

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [1700.*280. + 450.* 150. + 300.*(2000.-280.-450.)
  - 480.* 16. -1368.* 12.] = 22.0599 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 5. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(1700.-300.)*(2000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(1700.-300.)] = 14887.4 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.179 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  29.248 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .098

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .334 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

.987 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
14.5	295.1	1368.8	2648.3	3062.0	4125.5	103.3	.0	11603.1
9.6	262.3	1216.7	2342.0	2721.6	3693.8	91.8	.0	10328.2
8.7	247.9	1149.8	2216.0	2572.1	3494.5	86.8	.0	9767.0
6.7	209.4	971.1	1874.9	2172.3	2958.7	73.3	.0	8259.7
6.4	202.7	939.9	1812.8	2102.5	2862.5	71.0	.0	7991.3
.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

* DL0 = w0*L*X/2 - w0*X*X/2
* DL1 = w1*L*X/2 - w1*X*X/2
* DL2 = w2*L*X/2 - w2*X*X/2 (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L*X/2 - w3*X*X/2
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 모멘트로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-3) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	TOTAL
14.5	.0	.0	7.4	.0	117.4	.0	124.8
9.6	13.6	63.1	119.6	141.1	262.6	4.8	604.7
8.7	16.3	75.7	142.0	169.3	296.5	5.7	705.4
6.7	22.0	102.0	203.6	228.1	366.5	7.7	929.9
6.4	22.8	105.9	210.6	236.9	377.0	8.0	961.2
.0	40.8	189.2	358.6	423.2	599.8	14.3	1625.9

* DL0 = w0*L/2 - w0*X
* DL1 = w1*L/2 - w1*X
* DL2 = w2*L/2 - w2*X (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L/2 - w3*X
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 전단력으로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (41.+ 189.+ 359.+ 423.) = 1062.391 kN
* 활하중 = 1.05 * 614.057 = 644.760 kN
* 총하중 = 1707.151 kN

4) 외력에 의한 응력

2-1-2)와 3-2)의 결과를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2	3	3	2	2	
DIST.	POSI.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	add. M1	add. M2	TOTAL
	ST	-12.6	-42.7	-82.7	-19.0	-26.2	.0	.0	-183.2
	SB	23.2	12.6	24.4	22.0	30.3	.0	.0	112.5
14.5	LCT		.4	.8	2.4	3.4	.0	.0	7.0
	LCB		2.9	5.6	4.2	5.9	.0	.0	18.5
	UCT			.0	-3.4	-4.7			-8.0
	UCB			.0	-2.4	-3.3			-5.6
	ST	-11.2	-38.0	-73.1	-16.9	-23.4	.0	.0	-162.6
	SB	20.6	11.2	21.6	19.5	27.2	.0	.0	100.0
9.6	LCT		.4	.7	2.2	3.0	.0	.0	6.2
	LCB		2.6	4.9	3.8	5.2	.0	.0	16.5
	UCT			.0	-3.0	-4.2			-7.2
	UCB			.0	-2.1	-2.9			-5.0
	ST	-10.6	-35.9	-69.2	-15.9	-22.2	.0	.0	-153.8
	SB	19.5	10.6	20.4	18.5	25.7	.0	.0	94.6
8.7	LCT		.4	.7	2.0	2.8	.0	.0	5.9
	LCB		2.4	4.6	3.6	5.0	.0	.0	15.6
	UCT			.0	-2.8	-3.9			-6.8
	UCB			.0	-2.0	-2.8			-4.8
	ST	-13.1	-43.1	-83.3	-14.1	-19.6	.0	.0	-173.2
	SB	18.0	10.0	19.3	15.6	21.8	.0	.0	84.7
6.7	LCT		.0	.1	1.7	2.4	.0	.0	4.2
	LCB		2.4	4.6	3.0	4.2	.0	.0	14.3
	UCT			.0	-2.5	-3.5			-6.0
	UCB			.0	-1.8	-2.5			-4.3

	ST	-12.6	-41.8	-80.5	-13.6	-19.0	.0	.0	-167.5
	SB	17.4	9.7	18.7	15.1	21.1	.0	.0	82.0
6.4	LCT		.0	.1	1.7	2.3	.0	.0	4.1
	LCB		2.3	4.5	2.9	4.1	.0	.0	13.8
	UCT			.0	-2.4	-3.4			-5.8
	UCB			.0	-1.7	-2.4			-4.1
	ST	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	SB	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
.0	LCT		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	LCB		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	UCT			.0	.0	.0			.0
	UCB			.0	.0	.0			.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL0 : 강형 자중에 의한 응력
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 응력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 응력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 응력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 응력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

5) 프리플랙션 및 프리스트레스

5-1) 프리플랙션

* 프리플랙션 하중의 크기 (Pf) : 184891.500 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 8.682 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 1605229.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)

* 프리스트레스 응력(fi) : Pi/Ap = 170000.0/138.7 = 1225.667 MPa
* 정착시의 손실(DEL Pa) : Ap*Ep*DEL L/SPAN = 138.7*200000.0*6.00 / 29640.00 = 5615.385
* 탄성수축에 의한 손실 : 87.718 N

DEL Pel = Ap * 0.5 * n * fci

(긴장은 2회에 걸쳐 실시하며, 1단계에서는 목표 긴장량의 70%만큼, 2단계에서는 목표 긴장량의 100%가 되게끔 실시)

DEL Pel : 탄성수축에 의해 손실된 힘

DEL L : 정착장치에서 강연선의 활동량

Ap : 강연선의 단면적
Ep : 강연선의 탄성계수
n : 콘크리트에 대한 강연선의 탄성계수비
fci : 프리스트레싱에 의한 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 압축응력

* 잭 킹 힘 : Pi + DEL Pa + DEL Pel * N(긴장재의 수-1) / 2
= 170000.000+5615.385+ 87.718*24.5 = 177764.500 N

* 신장량 : 177764.5* 29640.0 / (138.7* 200000.0) =189.940 mm

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
14.5	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
9.6	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
8.7	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-76.9	54.8	48.1
	SB	105.8	-12.7	-100.2
6.7	LCT		-.1	-12.2
	LCB		-3.1	-18.8
	ST	-73.4	52.3	48.1
	SB	101.1	-12.1	-100.2
6.4	LCT		-.1	-12.2
	LCB		-2.9	-18.8
	ST	.0	.0	48.1
	SB	.0	.0	-100.2
.0	LCT		.0	-12.2
	LCB		.0	-18.8

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PREF. : 프리플랙션에 의한 응력
* RELEASE : 릴리즈에 의한 응력
* P.S. : 프리스트레스에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력

6) 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 영향

6-1) 단면력

크리프
* Pcr = [1 - e**(-a*phi)] * Ncr
- Pcr : 크리프에 의한 축하중
- a : 합성전의 단면적, 단면계수에 대한 합성후의 단면적, 단면계수에 대한 비
- phi : 크리프 계수
- Ncr : 합성된 콘크리트의 작용 축하중
* Mcr = Pcr * dcr
- dcr : 합성단면의 중립축에서 크리프 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

건조수축
* Psh = Es * es * Ac / nsh
- Psh : 건조수축에 의한 축하중
- Es : 강재의 탄성계수
- es : 건조수축계수
- Ac : 콘크리트의 단면적
- nsh : 건조수축 고려시의 탄성계수비
* Msh = Psh * dsh
- dsh : 합성단면의 중립축에서 건조수축 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

(단위 : m kN kN-m)

DIST.	CLAS.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
14.5	P.	-7.1	-3213.1	.0	.0	-631.6	.0	-508.3	-1556.4
	M.	-2.5	-1260.4	.0	.0	-635.2	.0	490.9	1642.2
9.6	P.	-11.6	-3213.1	.0	.0	-703.1	.0	-451.8	-1556.4
	M.	-4.1	-1260.4	.0	.0	-707.1	.0	436.3	1642.2
8.7	P.	-13.7	-3213.1	.0	.0	-733.7	.0	-427.0	-1556.4
	M.	-4.8	-1260.4	.0	.0	-737.9	.0	412.4	1642.2

6.7	P.	-8.0	-3213.1	.0	.0	-779.1	.0	-297.2	-1573.2
	M.	-2.2	-988.1	.0	.0	-768.7	.0	297.4	1727.6
6.4	P.	-7.2	-3213.1	.0	.0	-788.8	.0	-287.6	-1573.2
	M.	-2.0	-988.1	.0	.0	-778.2	.0	287.8	1727.6
.0	P.	.0	-3213.1	.0	.0	-1120.7	.0	.0	-1573.2
	M.	.0	-988.1	.0	.0	-1105.7	.0	.0	1727.6

* CR1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프에 의한 영향
* SH4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축에 의한 영향

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱 전
* 단계2 : 프리스트레싱 후 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

6-2) 응력

2-2-2)와 6-1)의 결과를 이용하여 계산

1단계
* 크리프 (CR1)
 - 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Pcr/A + Mcr/I*y
 - 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
  A : 단면적 (크리프에 대한)
  I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
  y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
  ncr : 크리프 고려시의 탄성계수비
  sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH1)
 - 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Psh/A + Msh/I*y
 - 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

3단계
* 크리프 (CR3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
sum f : 콘크리트 응력의 합
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
n : 상부 슬래브의 탄성계수비
* 건조수축 (SH3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es
A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)

4단계
* 크리프 (CR4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)
A : 단면적 (건조수축에 대한)

I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)

y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)

1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

(단위 : m MPa)

저항단면		2	2	2	2	3	3	3	3
DIST.	POSI.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
	ST	.0	6.4	.0	.0	.3	.0	-8.1	-32.1
	SB	-.1	-49.8	.0	.0	-11.0	.0	.6	2.5
14.5	LCT	.0	1.8	.0	.0	.3	.0	-.2	-.6
	LCB	.0	.1	.0	.0	.2	.0	.2	.9
	UCT					.2	.0	.4	1.0
	UCB					-.1	.0	.2	1.3
	PS					-9.8	.0	-.1	-.3
	ST	.0	6.4	.0	.0	.4	.0	-7.2	-32.1
	SB	-.2	-49.8	.0	.0	-12.2	.0	.6	2.5
9.6	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.6
	LCB	.0	.1	.0	.0	.3	.0	.2	.9
	UCT					.2	.0	.4	1.0
	UCB					-.1	.0	.2	1.3
	PS					-10.9	.0	-.1	-.3
	ST	.0	6.4	.0	.0	.4	.0	-6.8	-32.1
	SB	-.2	-49.8	.0	.0	-12.7	.0	.5	2.5
8.7	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.6
	LCB	.0	.1	.0	.0	.3	.0	.2	.9
	UCT					.2	.0	.4	1.0
	UCB					-.1	.0	.2	1.3
	PS					-11.4	.0	-.1	-.3
	ST	.0	8.9	.0	.0	.4	.0	-5.2	-36.7
	SB	-.1	-50.0	.0	.0	-13.5	.0	.4	2.9
6.7	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.7
	LCB	.0	.0	.0	.0	.3	.0	.1	1.0
	UCT					.3	.0	.2	.7
	UCB					-.1	.0	.1	1.0
	PS					-12.1	.0	-.1	-.4
	ST	.0	8.9	.0	.0	.4	.0	-5.0	-36.7
	SB	-.1	-50.0	.0	.0	-13.7	.0	.4	2.9
6.4	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.7

	LCB	.0	.0	.0	.0	.3	.0	.1	1.0
	UCT					.3	.0	.2	.7
	UCB					-.1	.0	.1	1.0
	PS					-12.2	.0	-.1	-.4
	ST	.0	8.9	.0	.0	.6	.0	.0	-36.7
	SB	.0	-50.0	.0	.0	-19.5	.0	.0	2.9
.0	LCT	.0	1.8	.0	.0	.0	.0	.0	-.7
	LCB	.0	.0	.0	.0	.8	.0	.0	1.0
	UCT					.4	.0	.0	.7
	UCB					-.1	.0	.0	1.0
	PS					-17.4	.0	.0	-.4

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력
* PS : PS강재 도심에서의 응력

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

* 크리프 및 건조수축
2-1-2)의 단면계수와 6-2)의 PS강재 도심에서의 응력결과를 이용하여 계산

* 릴랙세이션
2-1-2)의 단면계수와 릴랙세이션율 2.5 % 를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		3	3
DIST.	POSI.	PS LOSS	RELAX.
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
14.5	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2

	SB	1.0	2.4
9.6	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
8.7	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
6.7	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
6.4	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
.0	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PS LOSS : 긴장력 손실(크리프,건조수축)에 의한 응력
* RELAX. : 긴장력 손실(릴랙세이션)에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

7) 응력 검토

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 고려시)

4), 5-3), 6-2)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP1	STEP2	STEP2-1	STEP2-2	STEP3	
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	
	ST	-81.1	-33.1	-33.1	-33.1	-201.1	==> O.K
	SB	149.1	-2.0	-2.0	-2.0	70.2	==> O.K
14.5	LCT		-10.8	-10.8	-10.8	-4.3	==> O.K
	LCB		-18.8	-18.8	-18.8	-1.2	==> O.K
	UCT					-6.5	==> O.K
	UCB					-4.2	==> O.K
	ST	-79.7	-26.9	-26.9	-26.9	-179.5	==> O.K
	SB	146.5	-6.1	-6.1	-6.1	56.5	==> O.K
9.6	LCT		-10.9	-10.9	-10.9	-5.1	==> O.K
	LCB		-19.1	-19.1	-19.1	-3.2	==> O.K
	UCT					-5.6	==> O.K
	UCB					-3.7	==> O.K
	ST	-79.0	-24.2	-24.2	-24.2	-170.3	==> O.K
	SB	145.4	-7.8	-7.8	-7.8	50.4	==> O.K
8.7	LCT		-10.9	-10.9	-10.9	-5.4	==> O.K
	LCB		-19.2	-19.2	-19.2	-4.1	==> O.K
	UCT					-5.3	==> O.K
	UCB					-3.4	==> O.K
	ST	-89.9	-21.2	-21.2	-21.2	-180.0	==> O.K
	SB	123.8	-29.3	-29.3	-29.3	20.6	==> O.K
6.7	LCT		-10.5	-10.5	-10.5	-6.4	==> O.K
	LCB		-19.4	-19.4	-19.4	-5.4	==> O.K
	UCT					-4.9	==> O.K
	UCB					-3.2	==> O.K
	ST	-86.1	-18.4	-18.4	-18.4	-173.2	==> O.K
	SB	118.4	-34.4	-34.4	-34.4	13.5	==> O.K

6.4	LCT		-10.4	-10.4	-10.4	-6.6	==> O.K
	LCB		-19.3	-19.3	-19.3	-5.7	==> O.K
	UCT					-4.7	==> O.K
	UCB					-3.1	==> O.K
	ST	.0	57.1	57.1	57.1	20.6	==> O.K
	SB	.0	-150.3	-150.3	-150.3	-163.4	==> O.K
.0	LCT		-10.4	-10.4	-10.4	-10.7	==> O.K
	LCB		-18.8	-18.8	-18.8	-16.4	==> O.K
	UCT					1.0	==> O.K
	UCB					.9	==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

STEP1 : DL0 + PREFLEX
STEP2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
STEP2-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1
STEP2-2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2
STEP3 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ C3 + S3 + C4 + S4 + RELAXATION + PS LOSS

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

4), 5-3)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산
(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP3-1

허용응력		(-)215	
	SB	(+)215	
14.5	ST	-167.6	==> O.K
	SB	128.0	==> O.K
9.6	ST	-147.1	==> O.K
	SB	115.5	==> O.K
8.7	ST	-138.2	==> O.K
	SB	110.1	==> O.K
6.7	ST	-147.4	==> O.K
	SB	81.0	==> O.K
6.4	ST	-140.7	==> O.K
	SB	74.1	==> O.K
.0	ST	47.9	==> O.K
	SB	-96.8	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력

STEP3-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + P.S.
+ add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ RELAXATION + PS LOSS

항복에 대한 안전 검토 (최대응력 발생 단면)

* 강형 상연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = -278.3 > -355.0 MPa ==> O.K.

* 강형 하연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = 124.8 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

=-11.6 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -7.8 > -18.0 MPa ==> O.K.

8) 처짐 검토

8-1) 프리플랙스 및 릴리즈에 의한 처짐

8-1-1) 0 < X < .3000 L

d = P * (.1050*L^2*X - .1667*X^3) / (E*I)

L : 받침간 거리

X : 지점으로 부터의 거리

P : 집중 하중

E : 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

8-1-2) .3000 L < X < 0.5 L

d = P * (.1500*L^2*X - .1500*X^2*L - .0045*L^3) / (E*I)

8-2) 강형 자중, 하부콘크리트 자중, 합성전 고정하중, 합성후 고정하중에 의한 처짐

d = w * [X*(L^3 - 2*L*X^2 + X^3) / 24] / (E*I)

w : 등분포 하중

8-3) 크리프, 건조수축, 프리스트레스, 프리스트레스 손실에 의한 처짐

d = M * [X*(L-X) / 2] / (E*I)

M : 모멘트

8-4) 하중별 처짐

(단위 : mm)

DIST.	.0	1808.8	3617.5	5426.3	7235.0	9043.8	10852.5	12661.3	14470.0
DL0	.0	-1.8	-3.5	-5.0	-6.4	-7.5	-8.3	-8.8	-8.9
PREF.	.0	-11.2	-21.9	-31.8	-40.5	-47.5	-52.5	-55.5	-56.5
RELE.	.0	3.4	6.7	9.7	12.3	14.4	15.9	16.9	17.2
DL1	.0	-2.8	-5.4	-7.8	-9.9	-11.6	-12.8	-13.6	-13.9
CR1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH1	.0	4.0	7.4	10.3	12.7	14.5	15.8	16.6	16.9
P.S.	.0	9.4	17.5	24.4	30.0	34.4	37.5	39.4	40.0
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-5.4	-10.6	-15.4	-19.5	-22.8	-25.3	-26.8	-27.4
DL3	.0	-2.0	-4.0	-5.8	-7.3	-8.6	-9.5	-10.1	-10.2

CR3	.0	.8	1.5	2.1	2.5	2.9	3.2	3.3	3.4
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
CR4	.0	-.6	-1.2	-1.6	-2.0	-2.3	-2.5	-2.6	-2.6
SH4	.0	-2.4	-4.5	-6.3	-7.8	-8.9	-9.7	-10.2	-10.4
PS LOSS	.0	-.1	-.1	-.2	-.2	-.3	-.3	-.3	-.3
RELAX	.0	-.2	-.3	-.5	-.6	-.7	-.7	-.8	-.8
SUM1	.0	-10.4	-21.2	-31.7	-41.2	-49.1	-55.0	-58.6	-59.8
SUM2	.0	-8.9	-18.5	-27.9	-36.6	-43.8	-49.2	-52.5	-53.6

* SUM1 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3
* SUM2 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3 + PS LOSS + RELAX
+ CR1 + SH1 + CR2 + SH2 + CR3 + SH3 + CR4 + SH4

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 12.4 mm
* SPAN / DELTA : 2333.9 > 1500 ==> O.K

* 주행안전성에 대한 검토도 만족함

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	189.19	358.60	423.22	614.06	1585.07	-184.89
6.4	105.91	210.57	236.91	384.97	938.35	-184.89
6.7	101.98	203.59	228.13	374.22	907.93	-184.89
14.5	.00	.00	.00	117.40	117.40	.00

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 전단력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 전단력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 전단력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 전단력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* TOTAL : DL1 + DL2 + DL3 + LL+I
* RELEASE : 릴리즈에 의한 전단력

9-2) 하부콘크리트

9-2-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	H0
0.	87077.	232.	.2016E+08	4300.	.3095E+11	-118.
6370.	87077.	232.	.2016E+08	-78986.	.3095E+11	-119.
6670.	87077.	232.	.2016E+08	-82908.	.3095E+11	-119.
14470.	87077.	300.	.2614E+08	0.	.4204E+11	0.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트) 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 하부콘크리트의 단면 1차 모멘트
(= Ac/n * dvc)
* n : 5.97923
* Ac : 2-1-3) AREA N. 참조
* S1 : DL1 + RELEASE
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* H0 : S1 * G / Iv + Hps<dist>

* 프리스트레스에 의한 영향 (Hps<0>)

a : 14470.000
Pps : -8063535.000
Fps : .108
Hps<0> = 2*Pps*Fps/a = -120.708 (N/mm)
a : 단면의 수평력 저항 범위
Pps : 프리스트레스에 의한 수평력

$$Fps = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923
As : 강형의 단면적
d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트
Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1700.000
Ps : 1606571.000
Fs : .257

Hs = 2*Ps*Fs/a = 485.043 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 17.93770

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1700.000

Pt : 214209.500

Ft : .108

Ht = 2*Pt*Ft/a = 27.294 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Hs+Ht
0.	118.	485.	27.	630.
6370.	119.	0.	0.	119.
6670.	119.	0.	0.	119.
14470.	0.	0.	0.	0.

9-2-4) 스터드 간격 (하부콘크리트)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	70.0	4	17975.	630.2	114.1
6370.	22.0	70.0	4	17975.	119.0	604.1
6370.	22.0	70.0	4	17975.	119.0	604.1
14470.	22.0	70.0	4	17975.	.1	10000.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	85269.	790.	.6739E+08	1037276.	.1239E+12	564.
6370.	85269.	790.	.6739E+08	621874.	.1239E+12	338.
6670.	85269.	790.	.6739E+08	602357.	.1239E+12	328.
14470.	84357.	770.	.6495E+08	117398.	.1272E+12	60.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트+상부슬래브) 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 상부슬래브의 단면 1차 모멘트
  (= Ac/n * dvc)
* n : 6.77674
* Ac : 2-1-3) AREA G. 참조
* S1 : DL3 + LL+I
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* Ho : S1 * G / Iv

9-3-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1700.000

Ps : 1573207.000

Fs : .340

Hs = 2*Ps*Fs/a = 629.257 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 20.33023

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1700.000

Pt : 214209.500

Ft : .148

Ht = 2*Pt*Ft/a = 37.201 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 6.77674

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

9-3-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Ht	Hs+Ht
0.	564.	629.	37.	602.	666.
6370.	338.	0.	0.	338.	0.
6670.	328.	0.	0.	328.	0.
14470.	60.	0.	0.	60.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	76.0	5	15935.	666.5	119.5
6670.	22.0	76.0	5	15935.	327.7	243.1
6670.	22.0	70.0	5	14677.	327.7	223.9
14470.	22.0	70.0	5	14677.	60.0	1223.9

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

10) 전단응력 검토

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* Tw = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* Vmax = 1625859.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =1666.00*12.00 = 19992. mm^2

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .8327E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 81.325 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 98.662 MPa ===> O.K.

11) 피로응력 검토

* 응력 반복 횟수 (철.설 p.9-32 참조)
200만회 이상

구 분	응력 범주	허용피로응력범위
그루브 용접 연결 상.하 플랜지의 맞대기 이음부	B	112 MPa

11-1) 상.하 플랜지의 맞대기 이음부

* 활하중, 충격하중 및 보도 등분포하중에 의한 강형에서의 최대 휨응력
  - 상 연 : -26.2 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 30.3 MPa ===> O.K.

12) 강형 단면 변화 구간의 결정

12-1) 단면 1-2 변화 구간

12-1-1) 상부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Yst
Pf : 184891.5 N
w0 : 2.81912 N/mm
wi : 2.34326 N/mm
L : 28940.00000 mm
I : .114349E+11 mm^4
Yst : 712.85250 mm
허용 최대 길이 X = 22911.12 mm

b) 강형의 허용응력을 .420*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .420*355.0*Is/Yst
Pf : 184891.5 N
w0 : 2.81912 N/mm
wi : 2.34326 N/mm
L : 28940.00000 mm
I : .114349E+11 mm^4
Yst : 712.85250 mm
허용 최대 길이 X = 11255.33 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 7170.00 mm ===> O.K.

12-1-2) 하부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Ysb
Pf : 184891.5 N
w0 : 2.81912 N/mm
wi : 2.34326 N/mm
L : 28940.00000 mm
I : .114349E+11 mm^4
Ysb : 981.14760 mm
허용 최대 길이 X = 15994.20 mm

b) 강형의 허용응력을 .420*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .420*355.0*Is/Ysb
Pf : 184891.5 N
w0 : 2.81912 N/mm
wi : 2.34326 N/mm
L : 28940.00000 mm
I : .114349E+11 mm^4
Ysb : 981.14760 mm
허용 최대 길이 X = 8034.88 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 6870.00 mm ===> O.K.

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.950 mm
* Vmax = 1625859.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .5413E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 77.749 MPa ===> O.K.

13-1-2) 하부 플랜지

* Ysb = 981.148 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* Vmax = 1625859.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .2691E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 45.099 MPa ===> O.K.

13-2) 프리플랙션하중 재하점부 검토 (프리플랙션 하중에 의한 전단력 및 수직력)

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Yst = 598.740 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw(I) = < 1-2) 참조 >
* UFt(I) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.950 mm
* DL0 = 16317.090 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .8146E+07 mm^3

* I = .1404E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 11.796 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -79.05 * 587.7 / 598.7 = -77.6 (MPa)
- 평균 수직력 = -77.60 * 630.0 * 22.0 + (0.) = -1075494. (N)
- 판의 정착길이 = 28940.0 / 2 - 28940.0 * (0.5 - .300) - 0. = 8682.0 (mm)
- 용접부 응력 = -1075494. / (2* 8682.0 * 4.24) = -14.6 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1101.260 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 16317.090 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .3023E+07 mm^3

* I = .1404E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 5.107 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 145.40 * 1095.3 / 1101.3 = 144.6 (MPa)
- 평균 수직력 = 144.60 * 230.0 * 12.0 + (0.) = 399104. (N)
- 판의 정착길이 = 28940.0 / 2 - 28940.0 * (0.5 - .300) - 0. = 8682.0 (mm)
- 용접부 응력 = 399104. / (2* 8682.0 * 4.24) = 5.4 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.950 mm
* DL0 = 40792.730 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >

* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .5413E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DLO+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 10.792 MPa ===> O.K.

13-3-2) 하부 플랜지

* Ysb = 981.148 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DLO = 40792.730 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .2691E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DLO+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 6.260 MPa ===> O.K.

5.5 합성거더의 설계 (G3 : KRL-2012)

PROGRAM DARP2000
DESIGN AND ANALYSIS OF REPRESTRESSED PREFLEX BEAM
VERSION 13.12.1H

1) 설계 조건

1-1) 일반사항

교량 등급 = KRL-2012 표준열차
주형의 갯수 = 3 ea
받침간 거리 = 28.940 m
주형의 간격 = 1.700 m
외측 주형

1-2) 강형 단면의 제원

강형의 총높이 = 1700.00 mm
강형 복부의 두께 = 12.00 mm

상부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	480.00<UFw1>	28940.00	16.00<UFt1>	(mm)
2	630.00<UFw2>	15600.00	22.00<UFt2>	(mm)

하부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	230.00<LFw1>	28940.00	12.00<LFt1>	(mm)
2	230.00<LFw2>	16200.00	12.00<LFt2>	(mm)

1-3) 콘크리트 단면의 제원

합성 주형의 총 높이 = 2000.00 mm

하부 콘크리트
- 하부 콘크리트의 두께 = 450.00 mm
- 하부 콘크리트의 폭 = 1200.00 mm
- 하부 콘크리트의 피복 두께 = 140.00 mm

복부 콘크리트
- 복부 콘크리트의 두께 = 300.00 mm

상부 슬래브
- 상부 슬래브의 두께 = 280.00 mm
- 상부 슬래브의 폭 = 1850.00 mm
- 상부 슬래브의 피복 두께 = 160.00 mm

헌치

헌치의 높이	=	150.00 mm
헌치의 폭	=	450.00 mm

1-4) 캔틸레버 제원

포장 두께	=	.00 mm
캔틸레버 길이	=	1000.00 mm

1-5) 재료의 성질

강재의 탄성계수	=	205000.00000 MPa
강재의 항복응력	=	355.00000 MPa
강재의 단위중량	=	.00007700 N/mm^3
콘크리트의 단위중량	=	.00002450 N/mm^3
하부콘크리트의 설계기준강도	=	45.00000 MPa
상부슬래브의 설계기준강도	=	30.00000 MPa
하부콘크리트의 탄성계수	=	34285.33000 MPa
상부슬래브의 탄성계수	=	30250.52000 MPa
탄성계수비 (강재/하부콘크리트)	=	5.97923
탄성계수비 (강재/상부슬래브)	=	6.77674

1-6) 크리프 및 건조수축

초기-프리스트레싱시의 크리프	=	.500
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 크리프	=	.000
슬래브 타설시-최종의 크리프	=	1.500
초기-최종의 크리프	=	2.000
초기-프리스트레싱시의 건조수축율	=	.000270
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 건조수축율	=	.000000
슬래브 타설시-최종의 건조수축율	=	.000000
초기-최종의 건조수축율	=	.000270

1-7) 프리플랙션

지점에서 재하점까지의 거리 / 지간	=	.300
프리플랙션시 강형의 응력 / 항복응력	=	.420
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

하부에 배치된 긴장재의 수	=	24 ea
상부에 배치된 긴장재의 수	=	26 ea
긴장재 1개의 단면적	=	138.700 mm^2
긴장재 1개의 프리스트레스 힘	=	170000.000 N
하부에 배치된 긴장재의 위치	=	85.000 mm
상부에 배치된 긴장재의 위치	=	190.000 mm

1-9) 전단연결재

스터드의 직경 = 22.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (하부CONC) = 70.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (슬래브) = 90.000 mm

2) 단면의 성질

2-1) 외력에 대한 단면의 성질

단면 환산시 n(탄성계수비) 적용

2-1-1) 총단면 성질

* 총단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 미고려

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
1-2	0- 6370	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
1-3		.2112E+06	.1299E+12	-786.8	907.2	597.2	1047.2	-952.8	-672.8
1-4		.1219E+06	.2381E+11						
2-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
2-2	6370- 6670	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
2-3		.2112E+06	.1299E+12	-786.8	907.2	597.2	1047.2	-952.8	-672.8
2-4		.1219E+06	.2381E+11						
3-1		.3661E+05	.1404E+11	-598.7	1101.3				
3-2	6670-14470	.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
3-3		.2164E+06	.1330E+12	-773.7	926.3	616.3	1066.3	-933.7	-653.7
3-4		.1272E+06	.2398E+11						

2-1-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
1-2	0- 6370	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		

1-3		.2090E+06	.1280E+12	-777.4	916.6	606.6	1056.6	-943.4	-663.4
1-4		.1219E+06	.2381E+11						
2-1		.3043E+05	.1143E+11	-712.9	981.1				
2-2	6370- 6670	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
2-3		.2090E+06	.1280E+12	-777.4	916.6	606.6	1056.6	-943.4	-663.4
2-4		.1219E+06	.2381E+11						
3-1		.3661E+05	.1404E+11	-598.7	1101.3				
3-2	6670-14470	.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
3-3		.2142E+06	.1311E+12	-764.3	935.7	625.7	1075.7	-924.3	-644.3
3-4		.1272E+06	.2398E+11						

* DIST : 지점으로부터의 거리
* I : 단면 2차 모멘트
* Yst : 중립축에서 강형상면까지의 거리
* Ysb : 중립축에서 강형하면까지의 거리
* Yict : 중립축에서 하부콘크리트 상면까지의 거리
* Yicb : 중립축에서 하부콘크리트 하면까지의 거리
* Yuct : 중립축에서 상부슬래브 상면까지의 거리
* Yucb : 중립축에서 상부슬래브 하면까지의 거리
* #-1 : 강형 단면
* #-2 : 강형+하부콘크리트 단면
* #-3 : 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면
* #-4 : 강형+상부슬래브 단면

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 6370	520654.	227.	533664.	225.
1-3				619844.	175.
2-2	6370- 6670	520654.	227.	533664.	225.
2-3				619844.	175.
3-2	6670-14470	520654.	227.	533664.	225.
3-3				613664.	175.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적

* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1018E+06	.2979E+11	-1341.3	352.7	42.7	492.7		
S1	1-2		.8993E+05	.2862E+11	-1305.8	388.2	78.2	528.2		
C2	1-2		.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
S2	1-2	0- 6370	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
C3	1-3		.1729E+06	.9762E+11	-604.9	1089.1	779.1	1229.1	-770.9	-490.9
S3	1-3		.1576E+06	.8043E+11	-507.4	1186.6	876.6	1326.6	-673.4	-393.4
C4	1-3		.1654E+06	.9401E+11	-1001.9	692.1	382.1	832.1	-1167.9	-887.9
S4	1-3		.1502E+06	.7728E+11	-1102.6	591.4	281.4	731.4	-1268.6	-988.6
C1	2-2		.1018E+06	.2979E+11	-1341.3	352.7	42.7	492.7		
S1	2-2		.8993E+05	.2862E+11	-1305.8	388.2	78.2	528.2		
C2	2-2		.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
S2	2-2	6370- 6670	.1197E+06	.3118E+11	-1381.2	312.8	2.8	452.8		
C3	2-3		.1729E+06	.9762E+11	-604.9	1089.1	779.1	1229.1	-770.9	-490.9
S3	2-3		.1576E+06	.8043E+11	-507.4	1186.6	876.6	1326.6	-673.4	-393.4
C4	2-3		.1654E+06	.9401E+11	-1001.9	692.1	382.1	832.1	-1167.9	-887.9
S4	2-3		.1502E+06	.7728E+11	-1102.6	591.4	281.4	731.4	-1268.6	-988.6
C1	3-2		.1080E+06	.4025E+11	-1270.6	429.4	119.4	569.4		
S1	3-2		.9611E+05	.3846E+11	-1227.9	472.1	162.1	612.1		
C2	3-2		.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
S2	3-2	6670-14470	.1259E+06	.4237E+11	-1319.5	380.5	70.5	520.5		
C3	3-3		.1782E+06	.9948E+11	-593.1	1106.9	796.9	1246.9	-753.1	-473.1
S3	3-3		.1629E+06	.8174E+11	-497.1	1202.9	892.9	1342.9	-657.1	-377.1
C4	3-3		.1711E+06	.9955E+11	-974.4	725.6	415.6	865.6	-1134.4	-854.4
S4	3-3		.1560E+06	.8414E+11	-1067.2	632.8	322.8	772.8	-1227.2	-947.2

2-2-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1001E+06	.2956E+11	-1335.1	358.9	48.9	498.9		
S1	1-2		.8848E+05	.2839E+11	-1299.5	394.5	84.5	534.5		
C2	1-2		.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
S2	1-2	0- 6370	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
C3	1-3		.1717E+06	.9613E+11	-597.0	1097.0	787.0	1237.0	-763.0	-483.0
S3	1-3		.1567E+06	.7920E+11	-500.8	1193.2	883.2	1333.2	-666.8	-386.8
C4	1-3		.1632E+06	.9294E+11	-992.6	701.4	391.4	841.4	-1158.6	-878.6
S4	1-3		.1480E+06	.7650E+11	-1093.9	600.1	290.1	740.1	-1259.9	-979.9
C1	2-2		.1001E+06	.2956E+11	-1335.1	358.9	48.9	498.9		
S1	2-2		.8848E+05	.2839E+11	-1299.5	394.5	84.5	534.5		
C2	2-2		.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
S2	2-2	6370- 6670	.1175E+06	.3095E+11	-1375.4	318.6	8.6	458.6		
C3	2-3		.1717E+06	.9613E+11	-597.0	1097.0	787.0	1237.0	-763.0	-483.0
S3	2-3		.1567E+06	.7920E+11	-500.8	1193.2	883.2	1333.2	-666.8	-386.8
C4	2-3		.1632E+06	.9294E+11	-992.6	701.4	391.4	841.4	-1158.6	-878.6
S4	2-3		.1480E+06	.7650E+11	-1093.9	600.1	290.1	740.1	-1259.9	-979.9
C1	3-2		.1063E+06	.3992E+11	-1263.6	436.4	126.4	576.4		
S1	3-2		.9466E+05	.3813E+11	-1220.7	479.3	169.3	619.3		
C2	3-2		.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
S2	3-2	6670-14470	.1237E+06	.4204E+11	-1312.8	387.2	77.2	527.2		
C3	3-3		.1769E+06	.9794E+11	-585.3	1114.7	804.7	1254.7	-745.3	-465.3
S3	3-3		.1620E+06	.8047E+11	-490.6	1209.4	899.4	1349.4	-650.6	-370.6
C4	3-3		.1690E+06	.9838E+11	-965.0	735.0	425.0	875.0	-1125.0	-845.0
S4	3-3		.1539E+06	.8325E+11	-1058.2	641.8	331.8	781.8	-1218.2	-938.2

* C1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프
* S4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축
* #-2 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트 단면 성질
* #-3 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면 성질

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱
* 단계2 : 프리스트레싱 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

2-2-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
C1	1-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	1-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	1-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	1-2	0- 6370	520654.	227.	533664.	225.
C3	1-3				619844.	175.
S3	1-3				619844.	175.
C4	1-3				619844.	175.
S4	1-3				619844.	175.
C1	2-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	2-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	2-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	2-2	6370- 6670	520654.	227.	533664.	225.
C3	2-3				619844.	175.
S3	2-3				619844.	175.
C4	2-3				619844.	175.
S4	2-3				619844.	175.
C1	3-2		520654.	227.	533664.	225.
S1	3-2		520654.	227.	533664.	225.
C2	3-2		520654.	227.	533664.	225.
S2	3-2	6670-14470	520654.	227.	533664.	225.
C3	3-3				613664.	175.
S3	3-3				613664.	175.
C4	3-3				613664.	175.
S4	3-3				613664.	175.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적
* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
  또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

- 강형의 자중 (w0)
  .0000770 * 36612. = 2.8191 (N/mm)

- 하부콘크리트 (w1)
  .0000245 * (1200. * 450. - 230. * 12. - 12. * 298.) = 13.0748 (N/mm)

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [(1000.+1700./2.)*280. + 450.* 150. + 300.*(2000.-280.-450.)
  - 480.* 16. -1368.* 12.] = 23.0889 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 5. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(1700.-300.)*(2000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(1700.-300.)] / 2 = 7443.7 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.179 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  28.170 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .098

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .413 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

.000 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
14.5	295.1	1368.8	2648.3	2949.1	5101.3	.0	.0	12362.7
9.6	262.3	1216.7	2348.0	2621.3	4567.5	.0	.0	11015.8
8.7	247.9	1149.8	2220.3	2477.3	4321.0	.0	.0	10416.3
6.7	209.4	971.1	1876.9	2092.2	3658.6	.0	.0	8808.1
6.4	202.7	939.9	1815.6	2025.0	3539.6	.0	.0	8522.8
.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

* DL0 = w0*L*X/2 - w0*X*X/2
* DL1 = w1*L*X/2 - w1*X*X/2
* DL2 = w2*L*X/2 - w2*X*X/2 (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L*X/2 - w3*X*X/2
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 모멘트로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-3) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	TOTAL
14.5	.0	.0	3.7	.0	145.2	.0	148.9
9.6	13.6	63.1	120.8	135.9	324.7	.0	658.1
8.7	16.3	75.7	144.2	163.0	366.6	.0	765.9
6.7	22.0	102.0	200.5	219.7	453.2	.0	997.4
6.4	22.8	105.9	207.7	228.2	466.1	.0	1030.8
.0	40.8	189.2	362.3	407.6	741.6	.0	1741.6

* DL0 = w0*L/2 - w0*X
* DL1 = w1*L/2 - w1*X
* DL2 = w2*L/2 - w2*X (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L/2 - w3*X
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 전단력으로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (41.+ 189.+ 362.+ 408.) = 1049.923 kN
* 활하중 = 1.05 * 741.639 = 778.721 kN
* 총하중 = 1828.643 kN

4) 외력에 의한 응력

2-1-2)와 3-2)의 결과를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2	3	3	2	2	
DIST.	POSI.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	add. M1	add. M2	TOTAL
	ST	-12.6	-42.7	-82.7	-17.2	-29.7	.0	.0	-185.0
	SB	23.2	12.6	24.4	21.0	36.4	.0	.0	117.6
14.5	LCT		.4	.8	2.4	4.1	.0	.0	7.7
	LCB		2.9	5.6	4.0	7.0	.0	.0	19.5
	UCT			.0	-3.1	-5.3			-8.4
	UCB			.0	-2.1	-3.7			-5.8
	ST	-11.2	-38.0	-73.3	-15.3	-26.6	.0	.0	-164.4
	SB	20.6	11.2	21.6	18.7	32.6	.0	.0	104.7
9.6	LCT		.4	.7	2.1	3.6	.0	.0	6.8
	LCB		2.6	4.9	3.6	6.3	.0	.0	17.3
	UCT			.0	-2.7	-4.8			-7.5
	UCB			.0	-1.9	-3.3			-5.2
	ST	-10.6	-35.9	-69.3	-14.4	-25.2	.0	.0	-155.4
	SB	19.5	10.6	20.5	17.7	30.8	.0	.0	99.0
8.7	LCT		.4	.7	2.0	3.4	.0	.0	6.5
	LCB		2.4	4.7	3.4	5.9	.0	.0	16.4
	UCT			.0	-2.6	-4.5			-7.1
	UCB			.0	-1.8	-3.1			-4.9
	ST	-13.1	-43.1	-83.4	-12.7	-22.2	.0	.0	-174.5
	SB	18.0	10.0	19.3	15.0	26.2	.0	.0	88.4
6.7	LCT		.0	.1	1.7	2.9	.0	.0	4.7
	LCB		2.4	4.7	2.9	5.0	.0	.0	15.0
	UCT			.0	-2.3	-4.0			-6.3
	UCB			.0	-1.6	-2.8			-4.4

	ST	-12.6	-41.8	-80.7	-12.3	-21.5	.0	.0	-168.9
	SB	17.4	9.7	18.7	14.5	25.3	.0	.0	85.6
6.4	LCT		.0	.1	1.6	2.8	.0	.0	4.5
	LCB		2.3	4.5	2.8	4.9	.0	.0	14.5
	UCT			.0	-2.2	-3.8			-6.1
	UCB			.0	-1.5	-2.7			-4.3
	ST	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	SB	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
.0	LCT		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	LCB		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	UCT			.0	.0	.0			.0
	UCB			.0	.0	.0			.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL0 : 강형 자중에 의한 응력
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 응력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 응력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 응력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 응력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

5) 프리플랙션 및 프리스트레스

5-1) 프리플랙션

* 프리플랙션 하중의 크기 (Pf) : 184891.500 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 8.682 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 1605229.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)

* 프리스트레스 응력(fi) : Pi/Ap = 170000.0/138.7 = 1225.667 MPa
* 정착시의 손실(DEL Pa) : Ap*Ep*DEL L/SPAN = 138.7*200000.0*6.00 / 29640.00 = 5615.385
* 탄성수축에 의한 손실 : 87.718 N

DEL Pel = Ap * 0.5 * n * fci

(긴장은 2회에 걸쳐 실시하며, 1단계에서는 목표 긴장량의 70%만큼, 2단계에서는 목표 긴장량의 100%가 되게끔 실시)

DEL Pel : 탄성수축에 의해 손실된 힘

DEL L : 정착장치에서 강연선의 활동량

Ap : 강연선의 단면적
Ep : 강연선의 탄성계수
n : 콘크리트에 대한 강연선의 탄성계수비
fci : 프리스트레싱에 의한 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 압축응력

* 잭 킹 힘 : Pi + DEL Pa + DEL Pel * N(긴장재의 수-1) / 2
= 170000.000+5615.385+ 87.718*24.5 = 177764.500 N

* 신장량 : 177764.5* 29640.0 / (138.7* 200000.0) =189.940 mm

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
14.5	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
9.6	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-68.5	50.1	34.2
	SB	125.9	-14.8	-99.1
8.7	LCT		-.5	-12.5
	LCB		-3.4	-18.4
	ST	-76.9	54.8	48.1
	SB	105.8	-12.7	-100.2
6.7	LCT		-.1	-12.2
	LCB		-3.1	-18.8
	ST	-73.4	52.3	48.1
	SB	101.1	-12.1	-100.2
6.4	LCT		-.1	-12.2
	LCB		-2.9	-18.8
	ST	.0	.0	48.1
	SB	.0	.0	-100.2
.0	LCT		.0	-12.2
	LCB		.0	-18.8

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PREF. : 프리플랙션에 의한 응력
* RELEASE : 릴리즈에 의한 응력
* P.S. : 프리스트레스에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력

6) 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 영향

6-1) 단면력

크리프
* Pcr = [1 - e**(-a*phi)] * Ncr
- Pcr : 크리프에 의한 축하중
- a : 합성전의 단면적, 단면계수에 대한 합성후의 단면적, 단면계수에 대한 비
- phi : 크리프 계수
- Ncr : 합성된 콘크리트의 작용 축하중
* Mcr = Pcr * dcr
- dcr : 합성단면의 중립축에서 크리프 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

건조수축
* Psh = Es * es * Ac / nsh
- Psh : 건조수축에 의한 축하중
- Es : 강재의 탄성계수
- es : 건조수축계수
- Ac : 콘크리트의 단면적
- nsh : 건조수축 고려시의 탄성계수비
* Msh = Psh * dsh
- dsh : 합성단면의 중립축에서 건조수축 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

(단위 : m kN kN-m)

DIST.	CLAS.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
14.5	P.	-7.1	-3213.1	.0	.0	-643.6	.0	-472.0	-1670.7
	M.	-2.5	-1260.4	.0	.0	-661.4	.0	448.4	1742.7
9.6	P.	-11.6	-3213.1	.0	.0	-713.5	.0	-419.6	-1670.7
	M.	-4.1	-1260.4	.0	.0	-733.3	.0	398.5	1742.7
8.7	P.	-13.7	-3213.1	.0	.0	-743.9	.0	-396.5	-1670.7
	M.	-4.8	-1260.4	.0	.0	-764.4	.0	376.6	1742.7

6.7	P.	-8.0	-3213.1	.0	.0	-788.4	.0	-273.4	-1687.6
	M.	-2.2	-988.1	.0	.0	-796.3	.0	268.9	1830.8
6.4	P.	-7.2	-3213.1	.0	.0	-797.8	.0	-264.6	-1687.6
	M.	-2.0	-988.1	.0	.0	-805.7	.0	260.2	1830.8
.0	P.	.0	-3213.1	.0	.0	-1123.8	.0	.0	-1687.6
	M.	.0	-988.1	.0	.0	-1135.0	.0	.0	1830.8

* CR1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프에 의한 영향
* SH4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축에 의한 영향

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱 전
* 단계2 : 프리스트레싱 후 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

6-2) 응력

2-2-2)와 6-1)의 결과를 이용하여 계산

1단계
* 크리프 (CR1)
 - 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Pcr/A + Mcr/I*y
 - 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
  A : 단면적 (크리프에 대한)
  I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
  y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
  ncr : 크리프 고려시의 탄성계수비
  sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH1)
 - 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Psh/A + Msh/I*y
 - 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

3단계
* 크리프 (CR3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
sum f : 콘크리트 응력의 합
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
n : 상부 슬래브의 탄성계수비
* 건조수축 (SH3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es
A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)

4단계
* 크리프 (CR4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)
A : 단면적 (건조수축에 대한)

I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)

y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)

1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

(단위 : m MPa)

저항단면		2	2	2	2	3	3	3	3
DIST.	POSI.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
	ST	.0	6.4	.0	.0	.3	.0	-7.2	-33.0
	SB	-.1	-49.8	.0	.0	-11.2	.0	.6	2.6
14.5	LCT	.0	1.8	.0	.0	.3	.0	-.1	-.7
	LCB	.0	.1	.0	.0	.2	.0	.2	.9
	UCT					.2	.0	.4	.9
	UCB					-.1	.0	.2	1.2
	PS					-10.0	.0	-.1	-.3
	ST	.0	6.4	.0	.0	.3	.0	-6.4	-33.0
	SB	-.2	-49.8	.0	.0	-12.4	.0	.5	2.6
9.6	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.7
	LCB	.0	.1	.0	.0	.3	.0	.2	.9
	UCT					.2	.0	.3	.9
	UCB					-.1	.0	.2	1.2
	PS					-11.1	.0	-.1	-.3
	ST	.0	6.4	.0	.0	.4	.0	-6.0	-33.0
	SB	-.2	-49.8	.0	.0	-12.9	.0	.5	2.6
8.7	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.7
	LCB	.0	.1	.0	.0	.3	.0	.2	.9
	UCT					.2	.0	.3	.9
	UCB					-.1	.0	.1	1.2
	PS					-11.5	.0	-.1	-.3
	ST	.0	8.9	.0	.0	.4	.0	-4.5	-37.6
	SB	-.1	-50.0	.0	.0	-13.7	.0	.4	3.0
6.7	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.7
	LCB	.0	.0	.0	.0	.3	.0	.1	1.1
	UCT					.3	.0	.2	.7
	UCB					-.1	.0	.1	1.0
	PS					-12.2	.0	.0	-.4
	ST	.0	8.9	.0	.0	.4	.0	-4.4	-37.6
	SB	-.1	-50.0	.0	.0	-13.8	.0	.3	3.0
6.4	LCT	.0	1.8	.0	.0	.2	.0	-.1	-.7

	LCB	.0	.0	.0	.0	.3	.0	.1	1.1
	UCT					.3	.0	.2	.7
	UCB					-.1	.0	.1	1.0
	PS					-12.4	.0	.0	-.4
	ST	.0	8.9	.0	.0	.5	.0	.0	-37.6
	SB	.0	-50.0	.0	.0	-19.5	.0	.0	3.0
.0	LCT	.0	1.8	.0	.0	.0	.0	.0	-.7
	LCB	.0	.0	.0	.0	.8	.0	.0	1.1
	UCT					.4	.0	.0	.7
	UCB					-.1	.0	.0	1.0
	PS					-17.4	.0	.0	-.4

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력
* PS : PS강재 도심에서의 응력

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

* 크리프 및 건조수축
2-1-2)의 단면계수와 6-2)의 PS강재 도심에서의 응력결과를 이용하여 계산

* 릴랙세이션
2-1-2)의 단면계수와 릴랙세이션율 2.5 % 를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		3	3
DIST.	POSI.	PS LOSS	RELAX.
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
14.5	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2

	SB	1.0	2.4
9.6	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
8.7	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
6.7	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
6.4	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.0	2.4
.0	LCT	.1	.3
	LCB	.2	.4
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PS LOSS : 긴장력 손실(크리프,건조수축)에 의한 응력
* RELAX. : 긴장력 손실(릴랙세이션)에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

7) 응력 검토

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 고려시)

4), 5-3), 6-2)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP1	STEP2	STEP2-1	STEP2-2	STEP3	
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	
	ST	-81.1	-33.1	-33.1	-33.1	-202.8	==> O.K
	SB	149.1	-2.0	-2.0	-2.0	75.2	==> O.K
14.5	LCT		-10.8	-10.8	-10.8	-3.7	==> O.K
	LCB		-18.8	-18.8	-18.8	-.3	==> O.K
	UCT					-7.0	==> O.K
	UCB					-4.5	==> O.K
	ST	-79.7	-26.9	-26.9	-26.9	-181.4	==> O.K
	SB	146.5	-6.1	-6.1	-6.1	61.0	==> O.K
9.6	LCT		-10.9	-10.9	-10.9	-4.5	==> O.K
	LCB		-19.1	-19.1	-19.1	-2.3	==> O.K
	UCT					-6.1	==> O.K
	UCB					-3.9	==> O.K
	ST	-79.0	-24.2	-24.2	-24.2	-172.1	==> O.K
	SB	145.4	-7.8	-7.8	-7.8	54.7	==> O.K
8.7	LCT		-10.9	-10.9	-10.9	-4.9	==> O.K
	LCB		-19.2	-19.2	-19.2	-3.2	==> O.K
	UCT					-5.7	==> O.K
	UCB					-3.6	==> O.K
	ST	-89.9	-21.2	-21.2	-21.2	-181.5	==> O.K
	SB	123.8	-29.3	-29.3	-29.3	24.2	==> O.K
6.7	LCT		-10.5	-10.5	-10.5	-6.0	==> O.K
	LCB		-19.4	-19.4	-19.4	-4.7	==> O.K
	UCT					-5.2	==> O.K
	UCB					-3.4	==> O.K
	ST	-86.1	-18.4	-18.4	-18.4	-174.7	==> O.K
	SB	118.4	-34.4	-34.4	-34.4	17.0	==> O.K

6.4	LCT		-10.4	-10.4	-10.4	-6.1	==> O.K
	LCB		-19.3	-19.3	-19.3	-5.0	==> O.K
	UCT					-5.0	==> O.K
	UCB					-3.3	==> O.K
	ST	.0	57.1	57.1	57.1	19.7	==> O.K
	SB	.0	-150.3	-150.3	-150.3	-163.4	==> O.K
.0	LCT		-10.4	-10.4	-10.4	-10.7	==> O.K
	LCB		-18.8	-18.8	-18.8	-16.3	==> O.K
	UCT					1.0	==> O.K
	UCB					.9	==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

STEP1 : DL0 + PREFLEX
STEP2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
STEP2-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1
STEP2-2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2
STEP3 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ C3 + S3 + C4 + S4 + RELAXATION + PS LOSS

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

4), 5-3)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산
(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP3-1

허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	
14.5	ST	-169.4	==> O.K
	SB	133.1	==> O.K
9.6	ST	-148.8	==> O.K
	SB	120.2	==> O.K
8.7	ST	-139.9	==> O.K
	SB	114.5	==> O.K
6.7	ST	-148.7	==> O.K
	SB	84.7	==> O.K
6.4	ST	-142.0	==> O.K
	SB	77.7	==> O.K
.0	ST	47.9	==> O.K
	SB	-96.8	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력

STEP3-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + P.S.
+ add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ RELAXATION + PS LOSS

항복에 대한 안전 검토 (최대응력 발생 단면)

* 강형 상연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = -282.4 > -355.0 MPa ==> O.K.

* 강형 하연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = 134.6 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

=-12.5 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -8.4 > -18.0 MPa ==> O.K.

8) 처짐 검토

8-1) 프리플랙스 및 릴리즈에 의한 처짐

8-1-1) 0 < X < .3000 L

d = P * (.1050*L^2*X - .1667*X^3) / (E*I)

L : 받침간 거리

X : 지점으로 부터의 거리

P : 집중 하중

E : 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

8-1-2) .3000 L < X < 0.5 L

d = P * (.1500*L^2*X - .1500*X^2*L - .0045*L^3) / (E*I)

8-2) 강형 자중, 하부콘크리트 자중, 합성전 고정하중, 합성후 고정하중에 의한 처짐

d = w * [X*(L^3 - 2*L*X^2 + X^3) / 24] / (E*I)

w : 등분포 하중

8-3) 크리프, 건조수축, 프리스트레스, 프리스트레스 손실에 의한 처짐

d = M * [X*(L-X) / 2] / (E*I)

M : 모멘트

8-4) 하중별 처짐

(단위 : mm)

DIST.	.0	1808.8	3617.5	5426.3	7235.0	9043.8	10852.5	12661.3	14470.0
DL0	.0	-1.8	-3.5	-5.0	-6.4	-7.5	-8.3	-8.8	-8.9
PREF.	.0	-11.2	-21.9	-31.8	-40.5	-47.5	-52.5	-55.5	-56.5
RELE.	.0	3.4	6.7	9.7	12.3	14.4	15.9	16.9	17.2
DL1	.0	-2.8	-5.4	-7.8	-9.9	-11.6	-12.8	-13.6	-13.9
CR1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH1	.0	4.0	7.4	10.3	12.7	14.5	15.8	16.6	16.9
P.S.	.0	9.4	17.5	24.4	30.0	34.4	37.5	39.4	40.0
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-5.4	-10.5	-15.2	-19.3	-22.6	-25.1	-26.6	-27.1
DL3	.0	-1.9	-3.7	-5.4	-6.8	-8.0	-8.9	-9.4	-9.6

CR3	.0	.8	1.5	2.1	2.6	3.0	3.2	3.4	3.4
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
CR4	.0	-.5	-1.0	-1.4	-1.7	-2.0	-2.2	-2.3	-2.3
SH4	.0	-2.5	-4.7	-6.5	-8.0	-9.2	-10.0	-10.5	-10.7
PS LOSS	.0	-.1	-.1	-.2	-.2	-.3	-.3	-.3	-.3
RELAX	.0	-.2	-.3	-.5	-.6	-.7	-.7	-.8	-.8
SUM1	.0	-10.2	-20.8	-31.2	-40.6	-48.3	-54.1	-57.6	-58.8
SUM2	.0	-8.7	-18.1	-27.4	-35.9	-43.0	-48.2	-51.5	-52.6

* SUM1 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3
* SUM2 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3 + PS LOSS + RELAX
+ CR1 + SH1 + CR2 + SH2 + CR3 + SH3 + CR4 + SH4

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 13.8 mm
* SPAN / DELTA : 2097.1 > 1500 ==> O.K

* 주행안전성에 대한 검토도 만족함

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	189.19	362.32	407.62	741.64	1700.77	-184.89
6.4	105.91	207.74	228.18	466.13	1007.95	-184.89
6.7	101.98	200.46	219.73	453.22	975.38	-184.89
14.5	.00	.00	.00	145.17	145.17	.00

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 전단력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 전단력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 전단력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 전단력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* TOTAL : DL1 + DL2 + DL3 + LL+I
* RELEASE : 릴리즈에 의한 전단력

9-2) 하부콘크리트

9-2-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	H0
0.	87077.	232.	.2016E+08	4300.	.3095E+11	-118.
6370.	87077.	232.	.2016E+08	-78986.	.3095E+11	-119.
6670.	87077.	232.	.2016E+08	-82908.	.3095E+11	-119.
14470.	87077.	300.	.2614E+08	0.	.4204E+11	0.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트) 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 하부콘크리트의 단면 1차 모멘트
(= Ac/n * dvc)
* n : 5.97923
* Ac : 2-1-3) AREA N. 참조
* S1 : DL1 + RELEASE
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* H0 : S1 * G / Iv + Hps<dist>

* 프리스트레스에 의한 영향 (Hps<0>)

a : 14470.000
Pps : -8063535.000
Fps : .108
Hps<0> = 2*Pps*Fps/a = -120.708 (N/mm)
a : 단면의 수평력 저항 범위
Pps : 프리스트레스에 의한 수평력

$$Fps = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923
As : 강형의 단면적
d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트
Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1850.000
Ps : 1606571.000
Fs : .257

Hs = 2*Ps*Fs/a = 445.716 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 17.93770

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1850.000

Pt : 214209.500

Ft : .108

Ht = 2*Pt*Ft/a = 25.081 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Hs+Ht
0.	118.	446.	25.	589.
6370.	119.	0.	0.	119.
6670.	119.	0.	0.	119.
14470.	0.	0.	0.	0.

9-2-4) 스터드 간격 (하부콘크리트)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	70.0	4	17975.	588.7	122.1
6370.	22.0	70.0	4	17975.	119.0	604.1
6370.	22.0	70.0	4	17975.	119.0	604.1
14470.	22.0	70.0	4	17975.	.1	10000.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	91466.	768.	.7027E+08	1149259.	.1280E+12	631.
6370.	91466.	768.	.7027E+08	694312.	.1280E+12	381.
6670.	91466.	768.	.7027E+08	672943.	.1280E+12	369.
14470.	90554.	749.	.6784E+08	145166.	.1311E+12	75.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트+상부슬래브) 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 상부슬래브의 단면 1차 모멘트
  (= Ac/n * dvc)
* n : 6.77674
* Ac : 2-1-3) AREA G. 참조
* S1 : DL3 + LL+I
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* Ho : S1 * G / Iv

9-3-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1850.000

Ps : 1687554.000

Fs : .324

Hs = 2*Ps*Fs/a = 590.716 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 20.33023

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1850.000

Pt : 214209.500

Ft : .139

Ht = 2*Pt*Ft/a = 32.131 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 6.77674

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

9-3-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Ht	Hs+Ht
0.	631.	591.	32.	663.	623.
6370.	381.	0.	0.	381.	0.
6670.	369.	0.	0.	369.	0.
14470.	75.	0.	0.	75.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	76.0	5	15935.	662.9	120.2
6670.	22.0	76.0	5	15935.	369.4	215.7
6670.	22.0	70.0	5	14677.	369.4	198.7
14470.	22.0	70.0	5	14677.	75.1	977.2

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

10) 전단응력 검토

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* Tw = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* Vmax = 1741565.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =1666.00*12.00 = 19992. mm^2

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .8327E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 87.113 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
=105.684 MPa ===> O.K.

11) 피로응력 검토

* 응력 반복 횟수 (철.설 p.9-32 참조)
  200만회 이상

구 분	응력 범주	허용피로응력범위
그루브 용접 연결 상.하 플랜지의 맞대기 이음부	B	112 MPa

11-1) 상.하 플랜지의 맞대기 이음부

* 활하중, 충격하중 및 보도 등분포하중에 의한 강형에서의 최대 휨응력
  - 상 연 : -29.7 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 36.4 MPa ===> O.K.

12) 강형 단면 변화 구간의 결정

12-1) 단면 1-2 변화 구간

12-1-1) 상부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Yst
   Pf : 184891.5 N
   w0 : 2.81912 N/mm
   wi : 2.34326 N/mm
   L : 28940.00000 mm
   I : .114349E+11 mm^4
   Yst : 712.85250 mm
   허용 최대 길이 X = 22911.12 mm

b) 강형의 허용응력을 .420*355.0 MPa로 제한하는 경우
   Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .420*355.0*Is/Yst
   Pf : 184891.5 N
   w0 : 2.81912 N/mm
   wi : 2.34326 N/mm
   L : 28940.00000 mm
   I : .114349E+11 mm^4
   Yst : 712.85250 mm
   허용 최대 길이 X = 11255.33 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 7170.00 mm ===> O.K.

12-1-2) 하부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Ysb
Pf : 184891.5 N
w0 : 2.81912 N/mm
wi : 2.34326 N/mm
L : 28940.00000 mm
I : .114349E+11 mm^4
Ysb : 981.14760 mm
허용 최대 길이 X = 15994.20 mm

b) 강형의 허용응력을 .420*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .420*355.0*Is/Ysb
Pf : 184891.5 N
w0 : 2.81912 N/mm
wi : 2.34326 N/mm
L : 28940.00000 mm
I : .114349E+11 mm^4
Ysb : 981.14760 mm
허용 최대 길이 X = 8034.88 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 6870.00 mm ===> O.K.

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.950 mm
* Vmax = 1741565.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .5413E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 83.282 MPa ===> O.K.

13-1-2) 하부 플랜지

* Ysb = 981.148 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* Vmax = 1741565.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .2691E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 48.308 MPa ===> O.K.

13-2) 프리플랙션하중 재하점부 검토 (프리플랙션 하중에 의한 전단력 및 수직력)

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Yst = 598.740 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw(I) = < 1-2) 참조 >
* UFt(I) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.950 mm
* DL0 = 16317.090 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .8146E+07 mm^3

* I = .1404E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 11.796 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -79.05 * 587.7 / 598.7 = -77.6 (MPa)
- 평균 수직력 = -77.60 * 630.0 * 22.0 + (0.) = -1075494. (N)
- 판의 정착길이 = 28940.0 / 2 - 28940.0 * (0.5 - .300) - 0. = 8682.0 (mm)
- 용접부 응력 = -1075494. / (2* 8682.0 * 4.24) = -14.6 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1101.260 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 16317.090 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .3023E+07 mm^3

* I = .1404E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 5.107 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 145.40 * 1095.3 / 1101.3 = 144.6 (MPa)
- 평균 수직력 = 144.60 * 230.0 * 12.0 + (0.) = 399104. (N)
- 판의 정착길이 = 28940.0 / 2 - 28940.0 * (0.5 - .300) - 0. = 8682.0 (mm)
- 용접부 응력 = 399104. / (2* 8682.0 * 4.24) = 5.4 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 712.852 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 480.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 16.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.950 mm
* DL0 = 40792.730 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >

* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .5413E+07 mm^3

* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 10.792 MPa ===> O.K.

13-3-2) 하부 플랜지

* Ysb = 981.148 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 12.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 40792.730 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 184891.500 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

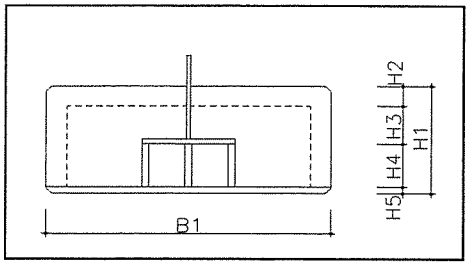
* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .2691E+07 mm^3

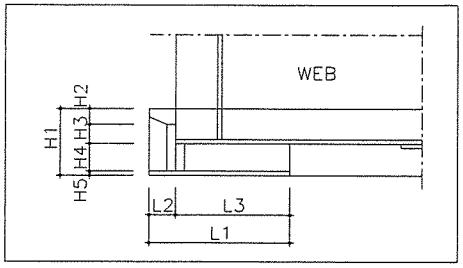
* I = .1143E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 6.260 MPa ===> O.K.

5.6 국부응력 검토

(1) 받침과 Flange의 연결부 응력검토





B1 =	1,200	mm	H3 =	215	mm	L1 =	900	mm
H1 =	450	mm	H4 =	108	mm	L2 =	150	mm
H2 =	95	mm	H5 =	32	mm	L3 =	750	mm

① 지압응력의 검토

a) 수직력 (지점반력 = 1828.6 kN : 5.8 반력 참조.)

· 콘크리트의 허용지압응력 (fba), [철도설계기준, 2013, P.10-235]

fab = 0.25 × fck × √(Ac/Ab)

= 0.25 × 45.0 × √{(120.0×90.0) / (120.0×90.0)}

= 11.25 MPa ≤ 0.5 × fck = 22.50 MPa ----------O.K

Ac : 지지하는 콘크리트의 전면적

Ab : 지압을 받는 재하면적

· 콘크리트의 지압응력 (fbc)

fbc = 1,828.6 × 10^3 / (1,200.0×900.0)

= 1.69 MPa < fba = 11.25 MPa ----------O.K

· 보강판의 지압응력 (fbs)

A = 0.032 × 0.750 × 1 ea = 0.02400 m^2

fbs = 1,828.6 × 10^3 / (0.02400 × 10^6)

= 76.19 MPa < fsa = 215.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] 강재의 허용압축응력 SM 520B

b) 수평력

· 수평력 H = 1,105 kN/m × 0.150 = 165.765 kN ; 지점반력 × 0.15 (마찰계수)

· Con'c의 응력 f c = 165.77×10^3 / (120.0 × 3.2 × 100)

= 4.32 MPa < fba = 11.25 MPa ----------O.K

② 받침과 Flange 연결용접부의 응력검토

· 용접길이 = 450.0 mm × 2 EA

· 용접치수 = 7.0 mm

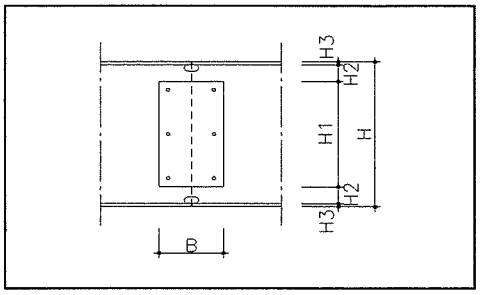
· 유효 목두께 : a = 7.0 × 0.7071 = 4.950 mm

τ = 165.765 × 10^3 / (4.950 × 450.0 × 2)

= 37.21 MPa < τsa = 108.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] SM 520B (현장용접)

(2) 복부 이음판의 응력검토 : PREFLEXION, RELEASE시 검토



H = 1,700 mm

H1 = 1,460 mm

H2 = 103.0 mm

H3 = 22 mm (12 mm)

B = 400 mm

· Preflexion Load = 184.892 kN

· 용접길이 = 1460.0 mm × 2 EA

· 용접치수 = 8.0 mm

· 유효 목두께 : a = 8.0 × 0.7071 = 5.657 mm

τ = 184.9×10^3 / (5.657 × 1460.0 × 2)

= 11.19 MPa < τsa = 108.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] SM 520B (현장용접)

5.7 정착부응력 검토

(1) 단부의 허용지압응력 [철도설계기준, 2013, P.10-123]

- 긴장재 정착직후

$$f_{api} = 0.70\ f_{ci}\sqrt{Ab'/Ab} - 0.2 \leq 1.10\ f_{ci}$$

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도 (40.5 MPa)

Ab': 지지하는 콘크리트의 전면적

Ab : 지압을 받는 재하면적

안전율향상 측면에서 Ab'/Ab = 1로 가정하면

f_{api} = 25.36 MPa ≤ 44.55 MPa

(2) 단부에서의 응력

P/A + Pe/I *y

P : 프리스트레스힘 = 170000 N <1-8)참조>

A : 단면적 = 117500 mm^2 <2-1-2)참조>

I : 단면2차모멘트 = 30950000000 mm^4 <2-1-2)참조>

y : 단면의 중립축에서 응력을 구하고자 하는 위치까지의 거리 = 458.6 mm <2-1-2)참조>

e : 단면의 중립축에서 PC강연선 도심까지의 편심거리

e = 458.6 - (24 * 85 mm + 26 * 190mm) / (24 + 26)

= 319 mm <1-8)참조>

∴ f_{LCBS} = {(170000*50)/117500} + {(170000*50*319)/30950000000)} * 458.6

= 112.52 MPa

f_{LCBS}는 강에서의 응력이므로, 탄성계수비(n=5.97923 <1-5)참조>)를 고려한

하부플랜지 콘크리트 하연에서의 응력 f_{LCB}는

∴ $f_{LCB} = f_{LCBS} / 5.97923$ = 18.82 MPa

(3) 응력 검토

정착부의 지압 응력

∴ f_{LCB} = 18.82 MPa < f_{api} = 25.36 MPa ∴ O.K

5.8 반력집계표

(1) KRL-2012 표준열차하중

구 분	자 중	합성전 고정하중	합성후 고정하중	보도하중	활하중	합 계	적용받침
G1측	241.5 kN	401.3 kN	462.3 kN	35.5 kN	477.0 kN	1617.6 kN	2500 kN
G2측	241.5 kN	376.5 kN	444.4 kN	15.0 kN	629.8 kN	1707.2 kN	2500 kN
G3측	241.5 kN	380.4 kN	428.0 kN	0.0 kN	778.7 kN	1828.6 kN	2500 kN

6. 신축량 산정

(1) 계산 조건

신축장	:	ℓ	=	30.000	m
재료의 선팽창계수	:	α	=	0.000012	
콘크리트 온도의 승강	:	ΔT	=	± 20 °C	
콘크리트 재령 2 개월시	:	β	=	0.5	(저감계수)
콘크리트 크리프 계수	:	Φ	=	2.0	

(2) 신축 이음량 계산

① 온도 변화에 의한 이동량

$\Delta\ell t = \alpha \times \Delta T \times \ell$

$= 0.000012 \times \pm 20 \times 30{,}000 = \pm 7.200$ mm

② 크리프(Creep)에 의한 이동량

$\Delta\ell c = -\Phi \times \beta \times \{ Pt \times \ell / (Ec \times Ac) \}$

$= -2.0 \times 0.5 \times \{8{,}500{,}000 \times 30{,}000 / (30{,}251 \times 1{,}464{,}500)\}$

$= -5.756$ mm

③ 건조수축에 의한 이동량

$\Delta\ell s = -20 \times \alpha \times \beta \times \ell$

$= -20 \times 0.000012 \times 0.5 \times 30{,}000 = -3.600$ mm

④ 보의 처짐에 의한 이동량

$\Delta\ell r = \Sigma (hi \times \Theta i)$

$= -2 \times 2 / 3 \times 2{,}000 \times 1 / 300 = -8.889$ mm

(3) 총 신축량

$+\Delta = \Delta\ell t$	=	7.200	mm
$-\Delta = -(\Delta\ell t + \Delta\ell s + \Delta\ell c + \Delta\ell r)$	=	-25.445	mm
부가여유량 = 기본 신축량 * 20%	=	6.529	mm
설치여유량	=	10.000	mm
합 계 : $+\Delta$	=	23.729	mm
$-\Delta$	=	-41.974	mm

7. 가로보 설계

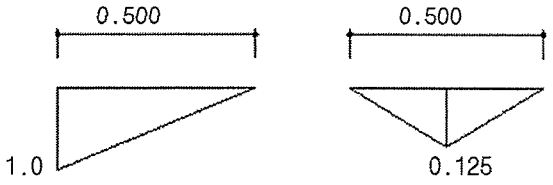
· 거더간격 : 1.700 m

· L.C 폭 : 1.200 m

· 가로보순지간 : 0.500 m

(1) 고정하중에 의한 단면력

전단력 영향선 모멘트 영향선



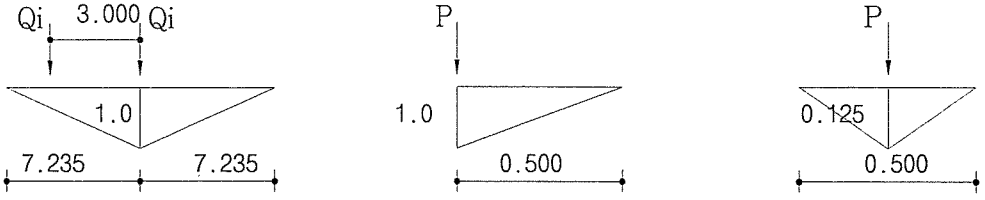
Σ A = 0.250 Σ A = 0.031 <== 영향선의 단면적

(단위 : kN.m)

구 분	두 께	폭	단위중량	전단력	모멘트
바닥판	0.280	7.2350	24.500	12.408	1.551
배수기울기	0.038	7.2350	24.500	1.684	0.210
자갈도상 및 침목	0.650	7.2350	19.000	22.338	2.792
레 일		7.2350	0.867	1.568	0.196
가로보	1.270	0.3000	24.500	2.334	0.292
합 계				40.332	5.041

(2) 활하중에 의한 단면력 [철도설계기준, 2013, P.8-31]

종방향으로의 영향선 전단력 영향선 모멘트 영향선



종거 y1 = 0.585 종거 y2 = 1.000 종거 = 0.125

KRL-2012 하중 : Qi = 110 kN (집중하중), 40 kN/m (분포하중)

충격 계수 : 바닥판 계산서 값 적용 => 0.670

활 하 중 : P = Q * (1 + i) * Σ (종거 : 종단면) = 774.463 kN

전 단 력 : S = P * Σ (종거 : 전단력) = 774.463 kN

모 멘 트 : M = P * Σ (종거 : 모멘트) = 96.808 kN.m

(3) 극한 단면력

Su = 1.35 * Sd + 1.85 * Sl = 1487.204 kN (사용하중 : 814.795 kN)

Mu = 1.35 * Md + 1.85 * Ml = 185.900 kN.m (사용하중 : 101.849 kN.m)

(4) 철근량 계산

① 주철근

f ck =	30.0	MPa	b =	300.0	mm	
f y =	400.0	MPa	H =	1550.0	mm	
Mu =	185.90	kN-m	d =	1440.0	mm	
Vu =	1487.20	kN	dc =	60.0	mm	(최외단 피복)
Φ =	0.90	(Bending)	ds =	100.0	mm	(상하 철근간격)
Φ =	0.85	(Shear)	k_1 =	0.836		

Mn = 0.85 * f ck * b * d * a − 1/2 * 0.85 * f ck * b * a^2 에서

0.425*f ck*b*a^2− 0.85*f ck*b*d*a + Mu/Φ = 0 (a 에 대한 2차 방정식)

∴ a = 18.874

Req'd As = 0.85 * (f ck/f y) * a * b = 360.969 mm^2

USE As = 2026.80 mm^2 1단 배근 : H 25 * 2.000 EA

2단 배근 : H 25 * 2.000 EA

Md = 0.85²*f ck * a' * b * (d−a'/2) ← a' = 105.976 mm

= 955.81 kN.m > Mu = 185.90 kN.m ---> O.K

p min = 0.0035 < p = 0.0047 < p max = 0.0240

♣ 가로보의 인장 철근량 [철도설계기준, 2013, P.10-208]

철도교의 폭 (m)	철근지름(mm)	철근의개수
7m 미만	25	2
7m 이상 9m 미만	25	3
9m 이상 12m 미만	25	4

철도교의 폭 = 5.600 m 이므로

∴ 철근지름 H 25 mm 2개 이상 배근 --- O.K

② 전단 철근

♣ Deep Beam 인지 검토

· ln / d = 0.500 / 1.440 = 0.347 < 5.000

∴ Deep Beam 으로계산.

· 콘크리트가 부담하는 전단력(일반식)

Vc = 1 / 6 √(f ck) * b * d

= 1 / 6 * √(30) * 300 * 1440 = 394.360 kN

· Φ*Vc(=335.206) < Vu (=1487.204) 이므로

(Vu−Φ*Vc) / (Φ*f y*d) = (Av/s) * (1+ln/d) / 12 + (Ah/s_2) * (11−ln/d) / 12

235.2937 = (Av/s) * 0.1123 + (Ah/s_2) * 0.8877 ------ 식①

∴ Ah가 더 유효하므로 Av는 최소 철근량만 배치한다

· 수직 전단철근 (Av)

s = 200.0 mm ≤ 288 mm, 300 mm (s는 d/5 이하, 300mm 이하)

Min Av = 0.0015 * bo * s = 0.0025 * 300 * 200 = 150.00 mm²

Use Av = 397.20 mm² H 16 * 2.000 EA

· 수평 전단철근 (Ah)

s_2 = 200.0 mm ≤ 288 mm, 300 mm (s는 d/5 이하, 300mm 이하)

식①에서 Ah = 5250.778 mm²

Min Ah = 0.0025 * bo * s_2 = 0.0015 * 300 * 200 = 90.00 mm²

Use Av = 397.20 mm² H 16 * 2.000 EA

(5) 인장철근의 간격 검토

M = 101.849 kN.m (service load)

p = 0.0047 , n = Es/Ec = 6.611

k = $-n*p + \sqrt{(n*p)^2 + 2*n*p}$ = 0.220

x = k * d = 317.013 mm

f s = Mser / { As * (d-x/3) }

= 101.849 * 10^6 / { 2026.8 * (1440 - 317.013 / 3)}

= 37.66 Mpa ≤ 0.6*f y = 240.00 MPa ---> O.K

· 인장철근의 간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

s_1 = 375 (210 / f s) - 2.5 tc

여기서 tc는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께

s_2 = 300 (210 / f s), 중 작은 값 이하로 철근의 중심간격 제한

s = Min (1972 , 1673)

= 1.673 m > 사용 인장철근 간격 = 0.180 m == O.K