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 (6/20)

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.

확인	작 성 자	검 토 자	승 인 자
		임 철 수	
	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 (6/20)

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

제5장 산운교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

5.1 상부공
5.2 교대공
5.3 교각공
5.4 내진해석
5.5 가시설공

5.4 내진해석

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC BEAM + SCP

1.2 해석 대상 교량 총연장 : 25.00 + 4@50.00 + 2@25.00 = 275.000 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

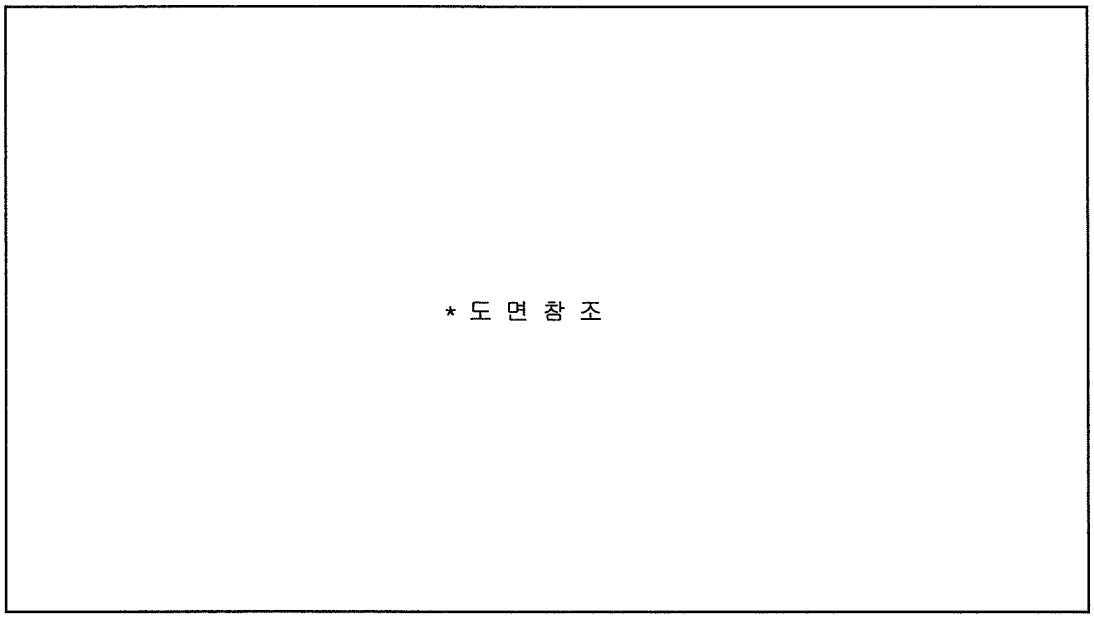
1.8 해석모델

(1) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 사하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

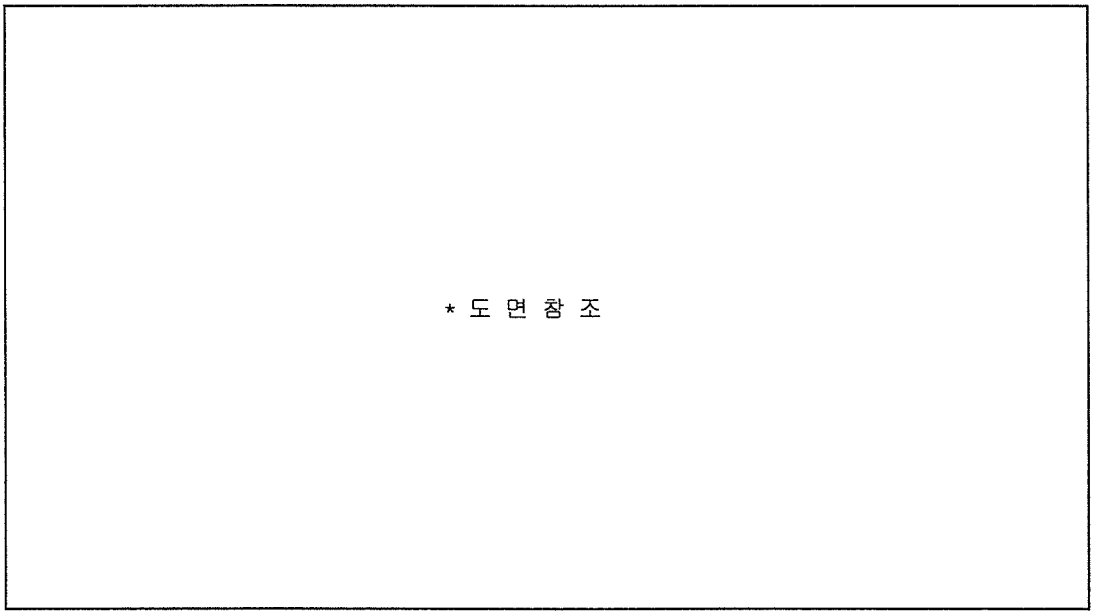
2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC BEAM + SCP로 이루어져 있으며 교폭은 5.600 m이다. 상부구조의 일반도는 아래와 같다.



2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 받침의 수평전단력을 알기위해 선형 요소를 이용하여 ESB 받침을 모델링하였다.

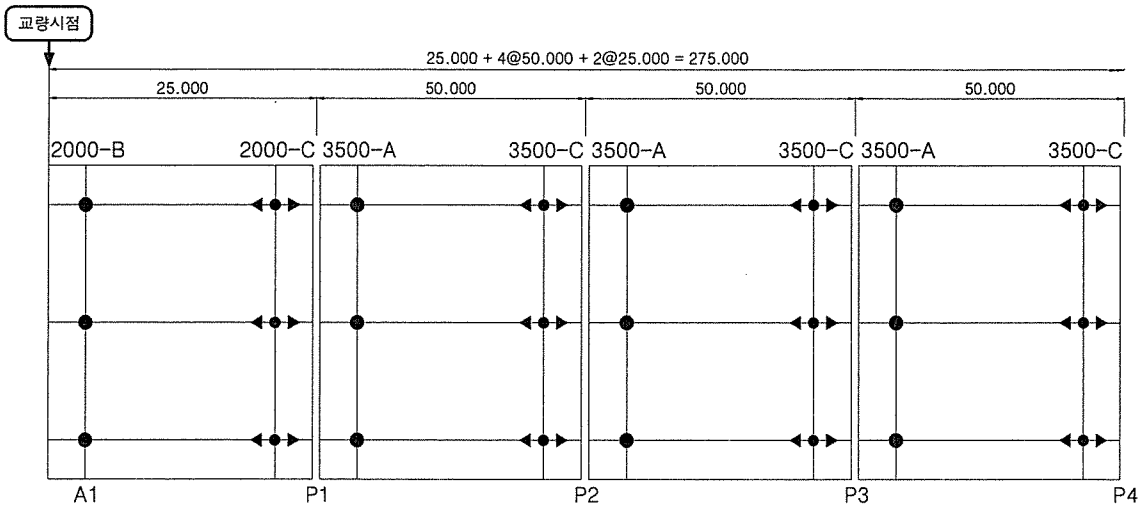


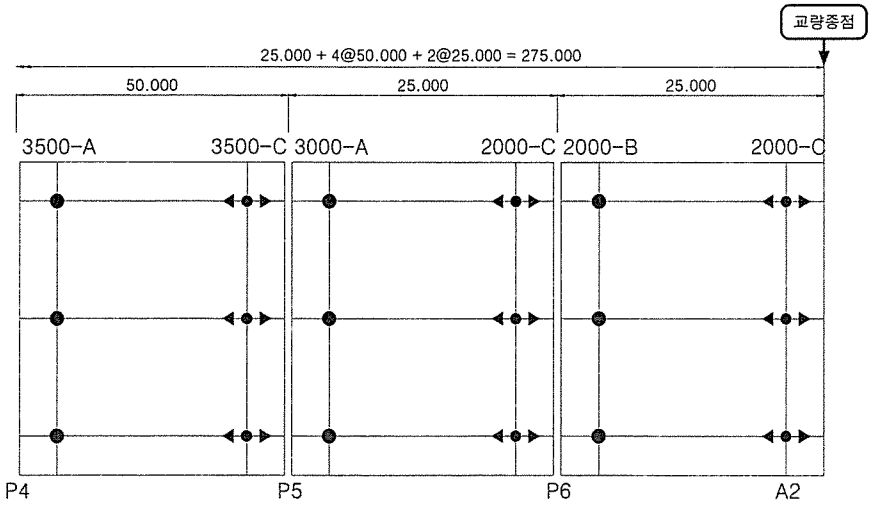
2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

: MIDAS CIVIL의 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2) 받침 배치



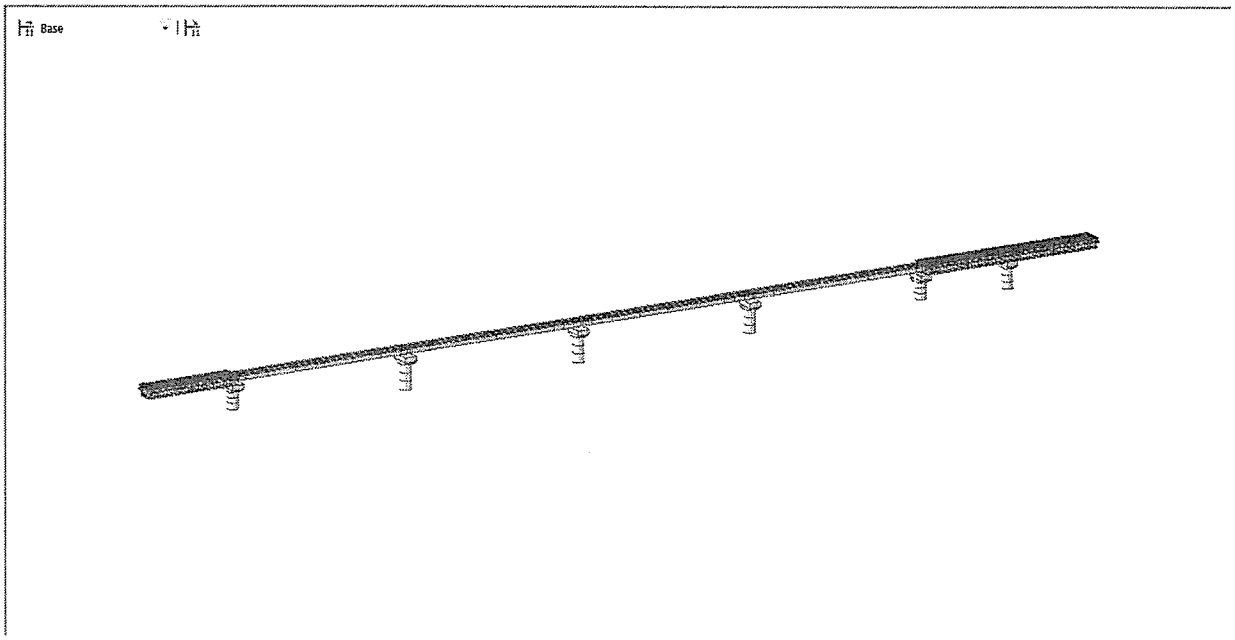


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 PSC BEAM + SCP는 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

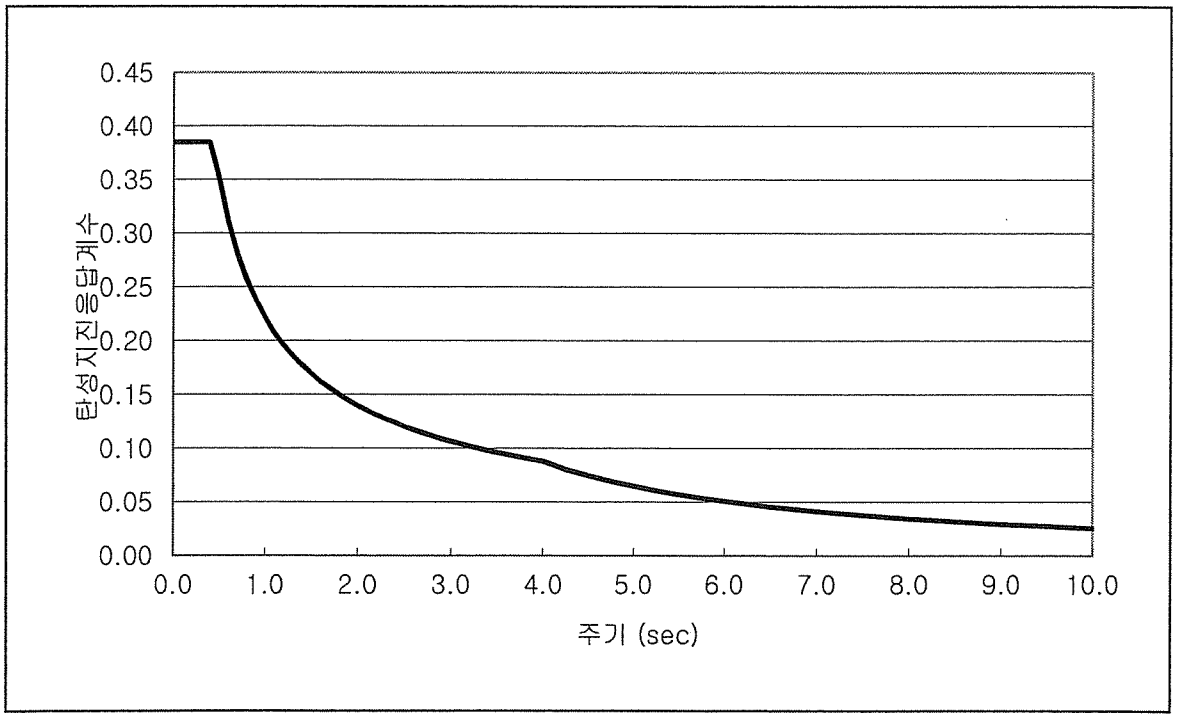
① T ≤ 4.0 sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \leq 2.5 \times A$$

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/sec^2)	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/sec²)	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

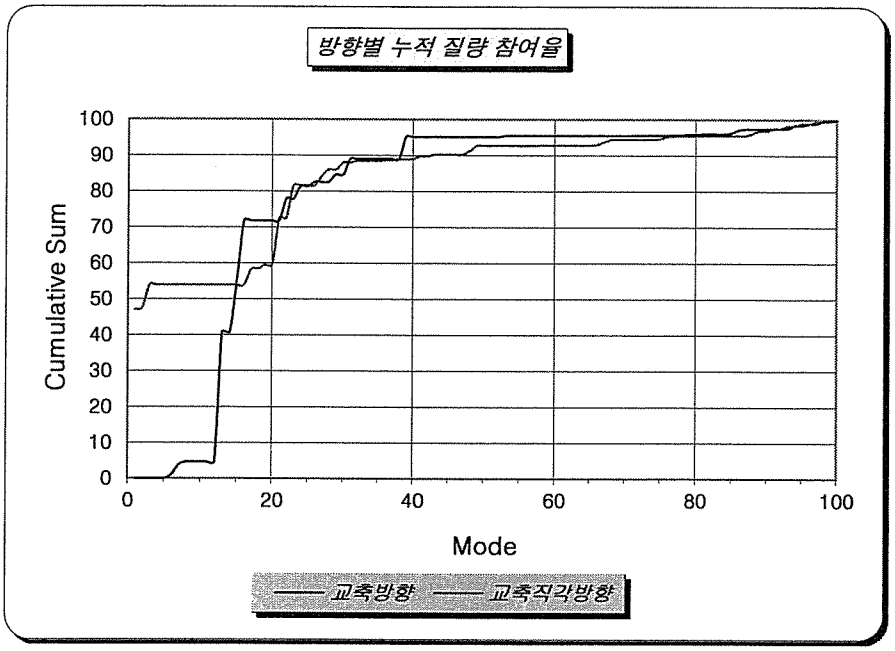
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	4.4781	0.7127	1.4031	
2	4.5170	0.7189	1.3910	
3	4.5520	0.7245	1.3803	
4	4.5751	0.7282	1.3733	
5	14.6671	2.3343	0.4284	
6	14.7831	2.3528	0.4250	
7	14.8751	2.3674	0.4224	
8	14.9764	2.3836	0.4195	
9	15.7513	2.5069	0.3989	
10	16.2702	2.5895	0.3862	
11	16.7875	2.6718	0.3743	
12	17.1780	2.7340	0.3658	
13	18.1531	2.8892	0.3461	
14	18.3933	2.9274	0.3416	
15	19.5938	3.1185	0.3207	
16	24.4973	3.8989	0.2565	
17	24.5142	3.9016	0.2563	
18	25.3796	4.0393	0.2476	
19	26.0155	4.1405	0.2415	
20	26.4244	4.2056	0.2378	
21	27.5162	4.3793	0.2283	
22	27.8046	4.4252	0.2260	
23	30.4439	4.8453	0.2064	
24	31.4775	5.0098	0.1996	
25	31.7807	5.0581	0.1977	
26	32.9544	5.2449	0.1907	
27	33.5085	5.3330	0.1875	
28	35.5714	5.6614	0.1766	
29	35.6549	5.6747	0.1762	
30	37.6399	5.9906	0.1669	
31	39.4811	6.2836	0.1591	
32	39.6249	6.3065	0.1586	
33	41.5736	6.6166	0.1511	
34	41.6438	6.6278	0.1509	
35	41.8693	6.6637	0.1501	
36	42.6327	6.7852	0.1474	
37	42.9208	6.8311	0.1464	
38	46.9644	7.4746	0.1338	
39	48.5888	7.7331	0.1293	
40	50.9005	8.1011	0.1234	
41	51.6135	8.2145	0.1217	
42	52.0475	8.2836	0.1207	
43	52.7209	8.3908	0.1192	
44	54.9481	8.7453	0.1143	
45	54.9481	8.7453	0.1143	
46	54.9481	8.7453	0.1143	
47	54.9595	8.7471	0.1143	
48	57.9018	9.2154	0.1085	
49	60.6514	9.6530	0.1036	
50	60.7493	9.6685	0.1034	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	61.2020	9.7406	0.1027	
52	61.6676	9.8147	0.1019	
53	61.9614	9.8615	0.1014	
54	64.5136	10.2677	0.0974	
55	68.1408	10.8449	0.0922	
56	70.3242	11.1924	0.0893	
57	71.2238	11.3356	0.0882	
58	74.3772	11.8375	0.0845	
59	75.2655	11.9789	0.0835	
60	77.3754	12.3147	0.0812	
61	80.6397	12.8342	0.0779	
62	84.5511	13.4567	0.0743	
63	88.2487	14.0452	0.0712	
64	90.7738	14.4471	0.0692	
65	92.5754	14.7338	0.0679	
66	93.6686	14.9078	0.0671	
67	117.0992	18.6369	0.0537	
68	120.8344	19.2314	0.0520	
69	124.3724	19.7945	0.0505	
70	126.5884	20.1472	0.0496	
71	127.1180	20.2315	0.0494	
72	129.8632	20.6684	0.0484	
73	133.3643	21.2256	0.0471	
74	137.2849	21.8496	0.0458	
75	142.6424	22.7022	0.0440	
76	145.7433	23.1958	0.0431	
77	151.4448	24.1032	0.0415	
78	153.0454	24.3579	0.0411	
79	165.1841	26.2899	0.0380	
80	170.8977	27.1992	0.0368	
81	172.9214	27.5213	0.0363	
82	179.3112	28.5383	0.0350	
83	184.0893	29.2987	0.0341	
84	216.7805	34.5017	0.0290	
85	219.2794	34.8994	0.0287	
86	228.5046	36.3676	0.0275	
87	259.5317	41.3058	0.0242	
88	270.3210	43.0229	0.0232	
89	293.4807	46.7089	0.0214	
90	307.6462	48.9634	0.0204	
91	337.8253	53.7666	0.0186	
92	363.1984	57.8048	0.0173	
93	403.3441	64.1942	0.0156	
94	505.3815	80.4340	0.0124	
95	527.8527	84.0104	0.0119	
96	636.1237	101.2422	0.0099	
97	817.4619	130.1031	0.0077	
98	844.8397	134.4604	0.0074	
99	1351.846	215.1530	0.0046	
100	1480.115	235.5676	0.0042	

4.2 질량 참여율

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



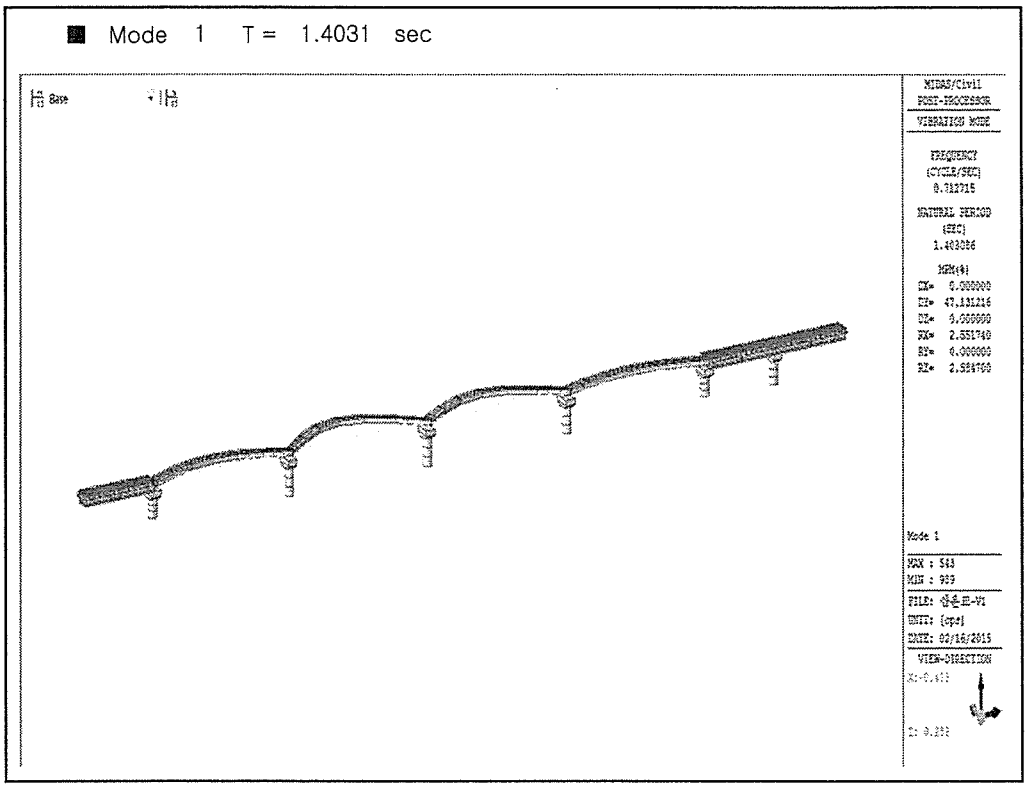
< 질량참여율 >

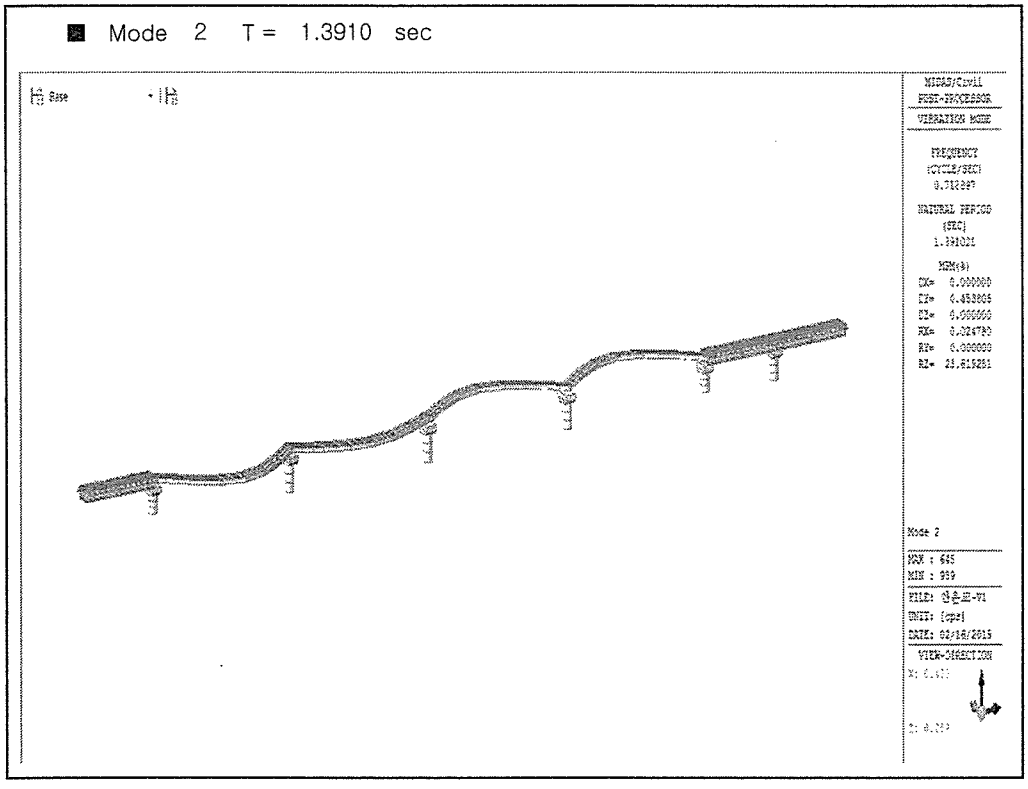
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.4031	0.000	47.130	0.000	0.000	47.130	0.000
2	1.3910	0.000	0.450	0.000	0.000	47.590	0.000
3	1.3803	0.000	6.330	0.000	0.000	53.920	0.000
4	1.3733	0.000	0.000	0.000	0.000	53.920	0.000
5	0.4284	0.010	0.000	0.020	0.010	53.920	0.020
6	0.4250	0.940	0.000	3.430	0.950	53.920	3.460
7	0.4224	2.830	0.000	19.770	3.790	53.920	23.220
8	0.4195	0.840	0.000	26.170	4.620	53.920	49.400
9	0.3989	0.000	0.000	0.000	4.620	53.920	49.400
10	0.3862	0.000	0.010	0.000	4.620	53.920	49.400
11	0.3743	0.000	0.010	0.000	4.620	53.940	49.400
12	0.3658	0.000	0.000	0.000	4.620	53.940	49.400
13	0.3461	36.080	0.000	2.210	40.710	53.940	51.600
14	0.3416	0.010	0.000	0.000	40.720	53.940	51.600
15	0.3207	14.540	0.000	0.510	55.260	53.940	52.120
16	0.2565	16.570	0.000	0.470	71.820	53.940	52.590
17	0.2563	0.000	4.340	0.000	71.820	58.270	52.590
18	0.2476	0.000	0.250	0.000	71.820	58.520	52.590

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.2415	0.000	1.000	0.000	71.820	59.520	52.590
20	0.2378	0.000	0.120	0.000	71.820	59.640	52.590
21	0.2283	0.010	12.890	0.000	71.830	72.530	52.590
22	0.2260	6.070	0.020	0.520	77.900	72.540	53.110
23	0.2064	0.000	9.040	0.000	77.900	81.580	53.110
24	0.1996	3.500	0.000	4.500	81.400	81.580	57.610
25	0.1977	0.000	0.010	0.000	81.400	81.590	57.610
26	0.1907	1.190	0.000	4.860	82.590	81.590	62.470
27	0.1875	0.000	2.600	0.000	82.590	84.180	62.470
28	0.1766	0.000	1.880	0.000	82.590	86.070	62.470
29	0.1762	2.080	0.000	4.450	84.670	86.070	66.920
30	0.1669	0.000	1.920	0.000	84.670	87.990	66.920
31	0.1591	4.300	0.000	1.720	88.980	87.990	68.640
32	0.1586	0.040	0.450	0.020	89.020	88.440	68.660
33	0.1511	0.000	0.010	0.000	89.020	88.450	68.660
34	0.1509	0.000	0.040	0.000	89.020	88.490	68.660
35	0.1501	0.000	0.020	0.000	89.020	88.520	68.660
36	0.1474	0.000	0.180	0.000	89.020	88.690	68.660
37	0.1464	0.000	0.020	0.000	89.020	88.710	68.660
38	0.1338	0.000	0.220	0.000	89.020	88.930	68.660
39	0.1293	6.150	0.000	0.580	95.160	88.930	69.240
40	0.1234	0.000	0.140	0.000	95.170	89.070	69.240
41	0.1217	0.000	0.750	0.000	95.170	89.820	69.240
42	0.1207	0.000	0.010	0.000	95.170	89.840	69.240
43	0.1192	0.000	0.440	0.000	95.170	90.280	69.240
44	0.1143	0.000	0.000	0.000	95.170	90.280	69.240
45	0.1143	0.000	0.000	0.000	95.170	90.280	69.240
46	0.1143	0.000	0.000	0.000	95.170	90.280	69.240
47	0.1143	0.000	0.000	0.000	95.170	90.280	69.240
48	0.1085	0.000	1.020	0.000	95.170	91.300	69.240
49	0.1036	0.000	1.440	0.000	95.170	92.730	69.240
50	0.1034	0.000	0.000	0.000	95.170	92.730	69.240
51	0.1027	0.010	0.000	0.000	95.180	92.730	69.240
52	0.1019	0.000	0.000	0.000	95.180	92.730	69.250
53	0.1014	0.350	0.000	0.000	95.530	92.730	69.250
54	0.0974	0.000	0.040	0.000	95.530	92.770	69.250
55	0.0922	0.000	0.000	0.000	95.530	92.770	69.250
56	0.0893	0.000	0.020	0.000	95.530	92.790	69.250
57	0.0882	0.000	0.000	0.000	95.530	92.790	69.250
58	0.0845	0.000	0.020	0.000	95.530	92.810	69.250

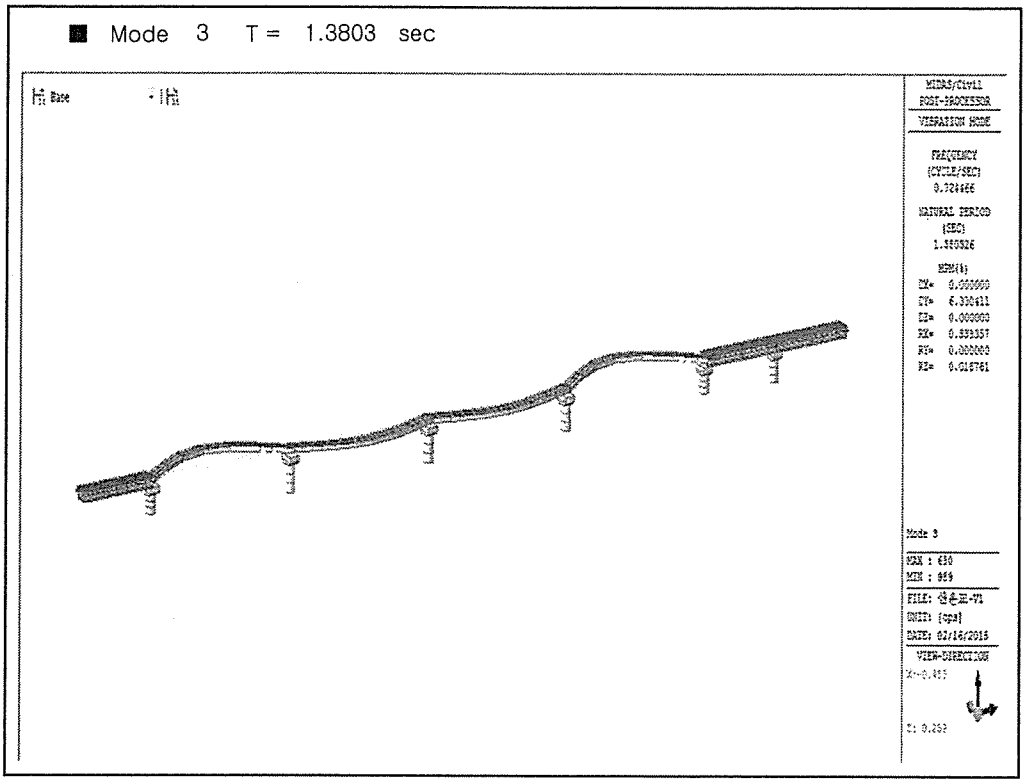
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0835	0.000	0.010	0.000	95.530	92.820	69.250
60	0.0812	0.000	0.020	0.000	95.530	92.840	69.250
61	0.0779	0.000	0.030	0.000	95.530	92.870	69.250
62	0.0743	0.000	0.010	0.000	95.530	92.870	69.250
63	0.0712	0.000	0.020	0.000	95.530	92.890	69.250
64	0.0692	0.000	0.000	0.000	95.530	92.890	69.250
65	0.0679	0.000	0.000	0.000	95.530	92.890	69.250
66	0.0671	0.000	0.140	0.000	95.530	93.030	69.250
67	0.0537	0.000	0.760	0.000	95.530	93.790	69.250
68	0.0520	0.000	0.650	0.000	95.530	94.440	69.250
69	0.0505	0.010	0.000	0.030	95.540	94.440	69.280
70	0.0496	0.030	0.000	0.120	95.570	94.440	69.400
71	0.0494	0.050	0.000	0.160	95.630	94.440	69.560
72	0.0484	0.010	0.000	7.580	95.640	94.440	77.140
73	0.0471	0.000	0.000	0.050	95.640	94.440	77.200
74	0.0458	0.000	0.000	0.300	95.640	94.440	77.500
75	0.0440	0.000	0.230	0.000	95.640	94.680	77.500
76	0.0431	0.000	0.610	0.000	95.640	95.280	77.500
77	0.0415	0.000	0.140	0.000	95.640	95.420	77.500
78	0.0411	0.000	0.000	0.030	95.640	95.420	77.530
79	0.0380	0.280	0.000	0.040	95.920	95.420	77.570
80	0.0368	0.000	0.100	0.000	95.920	95.520	77.570
81	0.0363	0.110	0.000	0.000	96.020	95.520	77.570
82	0.0350	0.000	0.030	0.000	96.020	95.550	77.570
83	0.0341	0.010	0.000	0.020	96.030	95.550	77.590
84	0.0290	0.000	0.020	0.000	96.030	95.570	77.590
85	0.0287	0.270	0.000	0.010	96.300	95.570	77.600
86	0.0275	0.820	0.000	0.020	97.120	95.570	77.620
87	0.0242	0.260	0.000	0.090	97.380	95.570	77.710
88	0.0232	0.000	0.570	0.000	97.380	96.140	77.710
89	0.0214	0.000	0.750	0.010	97.380	96.890	77.720
90	0.0204	0.110	0.000	0.090	97.490	96.890	77.800
91	0.0186	0.000	0.660	0.000	97.490	97.550	77.800
92	0.0173	0.040	0.000	0.200	97.530	97.550	78.000
93	0.0156	0.000	0.730	0.000	97.530	98.280	78.000
94	0.0124	0.920	0.000	0.020	98.450	98.290	78.030
95	0.0119	0.000	0.640	0.000	98.450	98.930	78.030
96	0.0099	0.500	0.000	0.040	98.950	98.930	78.060
97	0.0077	0.000	0.560	0.000	98.960	99.490	78.060
98	0.0074	0.660	0.000	0.010	99.620	99.490	78.080
99	0.0046	0.000	0.490	0.000	99.620	99.980	78.080
100	0.0042	0.370	0.000	0.010	99.990	99.980	78.090

4.3 모드형상(Mode Shape)

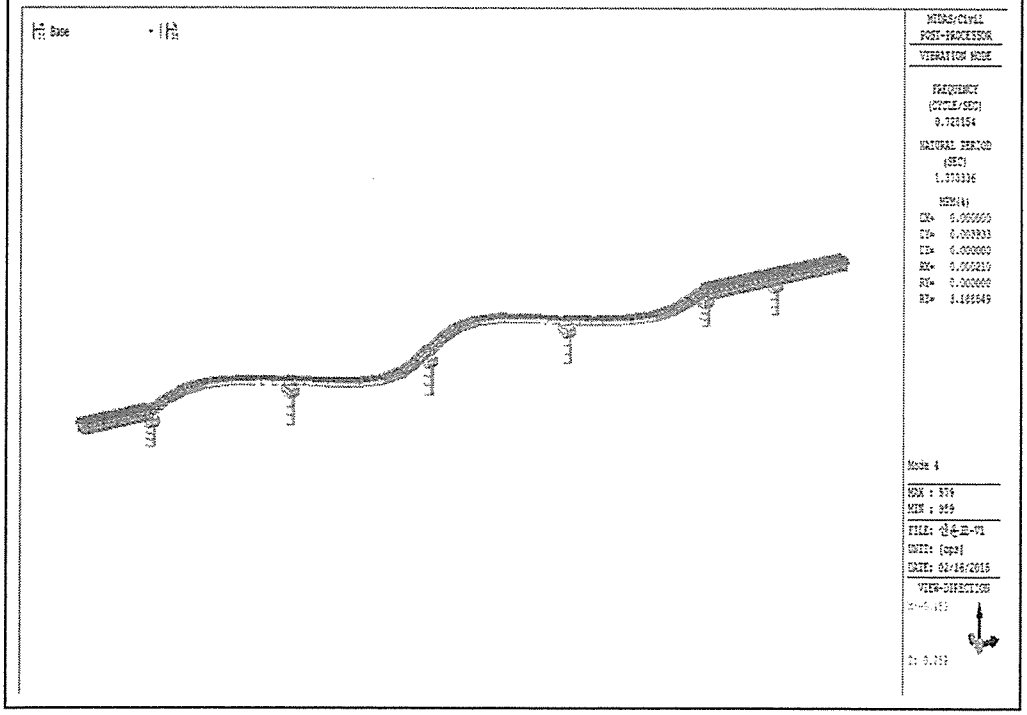




■ Mode 3 T = 1.3803 sec



■ Mode 4 T = 1.3733 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	5221.850	5.300	2.790	1624.580
P2	5226.890	3.100	2.080	2183.990
P3	5319.280	2.650	2.080	2188.320
P4	5121.880	2.950	2.170	2097.920
P5	1925.360	5.900	7.040	1638.290
P6	2125.650	10.670	15.070	2462.800

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	31964.870	48.710	4.850	11416.090
P2	41991.440	23.040	3.040	19704.550
P3	43063.570	18.930	3.070	19808.820
P4	38913.090	21.740	2.870	18082.530
P5	11705.800	40.370	41.250	11866.120
P6	14638.890	82.210	103.230	19442.160

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	5222.687	1569.345	492.674	1626.170
P2	5227.514	1570.147	658.297	2184.920
P3	5319.904	1597.864	659.146	2189.115
P4	5122.531	1538.734	632.326	2098.805
P5	1927.472	584.648	497.387	1640.060
P6	2130.171	652.765	749.510	2466.001

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	31966.325	9594.311	3473.537	11430.703
P2	41992.352	12600.472	5934.405	19711.462
P3	43064.491	12922.141	5961.576	19814.499
P4	38913.951	11676.797	5446.499	18089.052
P5	11718.175	3552.990	3600.206	11878.231
P6	14669.859	4494.897	5914.858	19466.823

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	5222.687	1626.170	31966.325	11430.703
P2	5227.514	2184.920	41992.352	19711.462
P3	5319.904	2189.115	43064.491	19814.499
P4	5122.531	2098.805	38913.951	18089.052
P5	1927.472	1640.060	11718.175	11878.231
P6	2130.171	2466.001	14669.859	19466.823

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	5196.630	4.950	1.280	1609.470
P2	5176.120	3.050	1.290	2165.850
P3	5267.440	2.670	1.300	2170.620
P4	5078.710	3.010	1.880	2085.650
P5	1902.660	5.640	6.530	1625.950
P6	2097.500	10.510	14.690	2429.090

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	10082.120	29.800	3.120	4669.090
P2	9726.460	7.470	3.060	6386.750
P3	10221.970	6.480	3.160	6490.720
P4	9829.840	8.190	4.000	6324.670
P5	3700.070	19.060	14.280	5071.750
P6	4088.690	31.860	29.640	7214.740

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	5197.014	1560.269	487.791	1610.955
P2	5176.507	1554.126	652.805	2166.765
P3	5267.830	1581.532	653.856	2171.421
P4	5079.274	1525.493	628.705	2086.553
P5	1904.619	577.328	493.425	1627.642
P6	2101.907	643.940	739.237	2432.243

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	10083.056	3027.756	1430.527	4678.030
P2	9727.378	2920.998	1923.495	6388.991
P3	10222.918	3069.751	1953.696	6492.664
P4	9831.040	2952.952	1905.591	6327.127
P5	3704.354	1124.301	1540.585	5077.468
P6	4097.582	1256.247	2196.282	7224.298

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	5197.014	1610.955	10083.056	4678.030
P2	5176.507	2166.765	9727.378	6388.991
P3	5267.830	2171.421	10222.918	6492.664
P4	5079.274	2086.553	9831.040	6327.127
P5	1904.619	1627.642	3704.354	5077.468
P6	2101.907	2432.243	4097.582	7224.298

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	651.580	1.310	179.230	249.000
	B2	650.190	1.310	2.640	249.460
	B3	651.300	1.300	176.940	248.920
P1-L	B1	0.000	1.320	0.000	281.720
	B2	0.000	1.320	0.000	282.740
	B3	0.000	1.310	0.000	281.540
P1-R	B1	1675.830	0.740	90.410	333.850
	B2	1673.180	0.850	0.470	388.070
	B3	1675.840	0.730	90.220	333.850
P2-L	B1	0.000	0.520	0.000	335.260
	B2	0.000	0.610	0.000	382.690
	B3	0.000	0.510	0.000	335.260
P2-R	B1	1648.600	0.530	76.030	343.210
	B2	1645.280	0.600	0.260	393.970
	B3	1648.600	0.520	76.030	343.210
P3-L	B1	0.000	0.370	0.000	341.360
	B2	0.000	0.430	0.000	391.760
	B3	0.000	0.360	0.000	341.360
P3-R	B1	1677.150	0.440	57.160	331.300
	B2	1673.760	0.500	0.270	382.420
	B3	1677.150	0.440	57.160	331.300
P4-L	B1	0.000	0.360	0.000	328.720
	B2	0.000	0.420	0.000	381.220
	B3	0.000	0.360	0.000	328.720
P4-R	B1	1621.510	0.430	47.800	322.990
	B2	1618.360	0.490	0.480	372.230
	B3	1621.510	0.430	47.810	322.990
P5-L	B1	0.000	0.360	0.000	328.720
	B2	0.000	0.420	0.000	381.220
	B3	0.000	0.360	0.000	328.720
P5-R	B1	1621.510	0.430	47.800	322.990
	B2	1618.360	0.490	0.480	372.230
	B3	1621.510	0.430	47.810	322.990
P6-L	B1	0.000	0.520	0.000	314.960
	B2	0.000	0.610	0.000	369.540
	B3	0.000	0.520	0.000	314.960
P6-R	B1	588.660	1.590	403.340	325.150
	B2	585.430	1.590	1.850	326.390
	B3	586.450	1.590	400.300	324.960
P7-L	B1	0.000	1.710	0.000	386.170
	B2	0.000	1.710	0.000	387.580
	B3	0.000	1.710	0.000	385.930

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	705.349	374.704	76.010	249.393
	B2	650.982	197.697	76.148	249.853
	B3	704.382	372.330	75.976	249.310
P1-L	B1	0.000	0.000	85.836	282.116
	B2	0.000	0.000	86.142	283.136
	B3	0.000	0.000	85.772	281.933
P1-R	B1	1702.953	593.159	100.895	334.072
	B2	1673.321	502.424	117.271	388.325
	B3	1702.906	592.972	100.885	334.069
P2-L	B1	0.000	0.000	101.098	335.416
	B2	0.000	0.000	115.417	382.873
	B3	0.000	0.000	101.088	335.413
P2-R	B1	1671.409	570.610	103.493	343.369
	B2	1645.358	493.844	118.791	394.150
	B3	1671.409	570.610	103.483	343.366
P3-L	B1	0.000	0.000	102.778	341.471
	B2	0.000	0.000	117.958	391.889
	B3	0.000	0.000	102.768	341.468
P3-R	B1	1694.298	560.305	99.830	331.432
	B2	1673.841	502.398	115.226	382.570
	B3	1694.298	560.305	99.830	331.432
P4-L	B1	0.000	0.000	98.976	328.828
	B2	0.000	0.000	114.786	381.346
	B3	0.000	0.000	98.976	328.828
P4-R	B1	1635.850	534.253	97.327	323.119
	B2	1618.504	485.988	112.159	372.377
	B3	1635.853	534.263	97.327	323.119
P5-L	B1	0.000	0.000	98.976	328.828
	B2	0.000	0.000	114.786	381.346
	B3	0.000	0.000	98.976	328.828
P5-R	B1	1635.850	534.253	97.327	323.119
	B2	1618.504	485.988	112.159	372.377
	B3	1635.853	534.263	97.327	323.119
P6-L	B1	0.000	0.000	95.008	315.116
	B2	0.000	0.000	111.472	369.723
	B3	0.000	0.000	95.008	315.116
P6-R	B1	709.662	579.938	99.135	325.627
	B2	585.985	177.479	99.507	326.867
	B3	706.540	576.235	99.078	325.437
P7-L	B1	0.000	0.000	117.561	386.683
	B2	0.000	0.000	117.984	388.093
	B3	0.000	0.000	117.489	386.443

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	705.349	881.686	249.393	311.741
	B2	0.8	650.982	813.728	249.853	312.316
	B3	0.8	704.382	880.478	249.310	311.638
P1-L	B1	1.0	0.000	0.000	282.116	282.116
	B2	1.0	0.000	0.000	283.136	283.136
	B3	1.0	0.000	0.000	281.933	281.933
P1-R	B1	1.0	1702.953	1702.953	334.072	334.072
	B2	1.0	1673.321	1673.321	388.325	388.325
	B3	1.0	1702.906	1702.906	334.069	334.069
P2-L	B1	1.0	0.000	0.000	335.416	335.416
	B2	1.0	0.000	0.000	382.873	382.873
	B3	1.0	0.000	0.000	335.413	335.413
P2-R	B1	1.0	1671.409	1671.409	343.369	343.369
	B2	1.0	1645.358	1645.358	394.150	394.150
	B3	1.0	1671.409	1671.409	343.366	343.366
P3-L	B1	1.0	0.000	0.000	341.471	341.471
	B2	1.0	0.000	0.000	391.889	391.889
	B3	1.0	0.000	0.000	341.468	341.468
P3-R	B1	1.0	1694.298	1694.298	331.432	331.432
	B2	1.0	1673.841	1673.841	382.570	382.570
	B3	1.0	1694.298	1694.298	331.432	331.432
P4-L	B1	1.0	0.000	0.000	328.828	328.828
	B2	1.0	0.000	0.000	381.346	381.346
	B3	1.0	0.000	0.000	328.828	328.828
P4-R	B1	1.0	1635.850	1635.850	323.119	323.119
	B2	1.0	1618.504	1618.504	372.377	372.377
	B3	1.0	1635.853	1635.853	323.119	323.119
P5-L	B1	1.0	0.000	0.000	328.828	328.828
	B2	1.0	0.000	0.000	381.346	381.346
	B3	1.0	0.000	0.000	328.828	328.828
P5-R	B1	1.0	1635.850	1635.850	323.119	323.119
	B2	1.0	1618.504	1618.504	372.377	372.377
	B3	1.0	1635.853	1635.853	323.119	323.119
P6-L	B1	1.0	0.000	0.000	315.116	315.116
	B2	1.0	0.000	0.000	369.723	369.723
	B3	1.0	0.000	0.000	315.116	315.116
P6-R	B1	1.0	709.662	709.662	325.627	325.627
	B2	1.0	585.985	585.985	326.867	326.867
	B3	1.0	706.540	706.540	325.437	325.437
P7-L	B1	0.8	0.000	0.000	386.683	483.354
	B2	0.8	0.000	0.000	388.093	485.116
	B3	0.8	0.000	0.000	386.443	483.054

5.5 가시설공

5.5.1 P1~P3,P5 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	-2.250	1.90	5	1.500	25.00	SAND	1328.189	0.00
2	-2.250	-5.550	1.80	13	0.500	27.00	SAND	1957.668	0.00
3	-5.550	-10.000	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	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	-2.250	0.406	2.464	0.361	4.079	0.406	3.563	0.577
2	-2.250	-5.550	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-5.550	-10.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

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. = -3.050 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -5.550 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -6.630 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 5
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.700 -4.400 -6.630 -6.630

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/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.2 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 32400.0 (cm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.0 (㎤)
* 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

ㅇ. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (kgf/㎠)	단면적(A) (㎠)	단면2차반경(cm) Rx	Rv	단 면 계 수 Zx(㎤)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

ㅇ. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎠)	단면2차반경(cm) Rx	Rv	단 면 계 수(Z) (㎤)
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 감축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable Spring수 수(ea)	Spring정수 (t/m)	S/Type 하계압력	WALE Type	WALE 설치수
1	-0.500	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1
2	-2.200	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1
3	-3.900	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	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. 용접강도	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 한하여 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 경 우

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= 0.85 Rt= 0.80	
1	-3.900	0.5	0.5	0.376	0.376	0.850	2.352	2.352	3.202	3.202
									h= 1.65 Rt= 0.80	
2	-5.550	0.5	25.0	0.376	0.295	2.500	2.848	0.000	5.348	2.500
									h= 1.08 Rt= 2.30	
3	-6.630	25.0	25.0	0.295	0.295	2.500	0.000	0.000	2.500	2.500
									h= 1.50 Rt= 2.30	
4	-8.130	25.0	0.0	0.295	0.000	2.500	0.000	0.000	2.500	2.500

* 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	-6.630	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	-8.130	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. -3.900 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (3.202 + 5.348) x 0.5 x 1.650 x 0.894 x 0.6 = 3.783 tf-m
2. (2.500 + 2.500) x 0.5 x 1.080 x 2.190 x 0.6 = 3.548 tf-m
3. (2.500 + 2.500) x 0.5 x 1.500 x 3.480 x 0.6 = 7.830 tf-m

Total moment (Ma) = 15.161 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (92.088 +105.291) x 0.5 x 1.500 x 3.497 x 0.6 = 310.581 tf-m

Total moment (Mp) = 310.581 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 310.581 / 15.161

= 20.485 > 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= 1.70 Rt= 1.90	
1	-2.200	1.5	1.5	0.406	0.406	0.000	0.394	0.394	0.394	0.394
									h= 0.05 Rt= 1.90	
2	-2.250	1.5	0.5	0.406	0.376	0.000	0.433	1.556	0.433	1.556
									h= 0.80 Rt= 1.80	
3	-3.050	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	2.097	2.097	2.097	2.097
									h= 0.85 Rt= 0.80	
4	-3.900	0.5	0.5	0.376	0.376	0.850	2.352	2.352	3.202	3.202
									h= 0.50 Rt= 0.80	
5	-4.400	0.5	0.5	0.376	0.376	1.350	2.502	2.502	3.852	3.852
									h= 1.15 Rt= 0.80	
6	-5.550	0.5	25.0	0.376	0.295	2.500	2.848	0.000	5.348	2.500
									h= 2.58 Rt= 1.30	
7	-8.130	25.0	0.0	0.295	0.000	2.500	0.000	0.000	2.500	2.500

* 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	-4.400	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632
									h= 1.15 Rt= 0.80	
2	-5.550	0.5	25.0	2.663	3.392	1.150	4.082	95.209	5.232	96.359
									h= 2.58 Rt= 1.30	
3	-8.130	25.0	0.0	3.392	0.000	3.730	106.586	0.000	110.316	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.73 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. -2.200 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (0.394 + 0.433) x 0.5 x 0.050 x 0.025 x 0.6 = 0.000 tf-m
2. (1.556 + 2.097) x 0.5 x 0.800 x 0.470 x 0.6 = 0.412 tf-m
3. (2.097 + 3.202) x 0.5 x 0.850 x 1.305 x 0.6 = 1.763 tf-m
4. (3.202 + 3.852) x 0.5 x 0.500 x 1.958 x 0.6 = 2.071 tf-m
5. (3.852 + 5.348) x 0.5 x 1.150 x 2.806 x 0.6 = 8.907 tf-m
6. (2.500 + 2.500) x 0.5 x 2.580 x 4.640 x 0.6 = 17.957 tf-m

Total moment (Ma) = 31.109 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 5.232) x 0.5 x 1.150 x 2.876 x 0.6 = 6.809 tf-m
2. (96.359 +110.316) x 0.5 x 2.580 x 4.669 x 0.6 = 746.889 tf-m

Total moment (Mp) = 753.698 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 753.698 / 31.109

= 24.227 > 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 -2.70	3 -4.40	4 -6.63	5 -6.63	MAX.
1	0.000	0.54	0.51	0.51	0.51	3.72	3.72
	-0.500	1.00	0.95	0.91	0.86	3.72	3.72
2	-0.500	1.00	0.95	0.91	0.86	3.72	3.72
	-1.000	1.60	1.47	1.34	1.19	3.72	3.72
3	-1.000	1.64	1.51	1.38	1.23	3.72	3.72
	-1.600	1.57	1.35	1.19	1.05	3.72	3.72
4	-1.600	1.57	1.35	1.19	1.05	3.72	3.72
	-2.200	1.33	0.88	0.61	0.39	3.72	3.72
5	-2.200	1.33	0.88	0.61	0.39	3.72	3.72
	-2.250	1.01	0.43	0.43	0.43	3.72	3.72
6	-2.250	0.90	1.56	1.56	1.56	3.28	3.28
	-2.700	0.78	1.86	1.86	1.86	3.28	3.28
7	-2.700	0.78	1.86	1.86	1.86	3.28	3.28
	-3.050	0.76	1.75	2.10	2.10	3.28	3.28
8	-3.050	0.76	1.75	2.10	2.10	3.28	3.28
	-3.900	1.73	2.49	2.67	2.67	3.28	3.28
9	-3.900	1.73	2.49	2.67	2.67	3.28	3.28
	-4.400	2.40	2.92	3.01	3.01	3.28	3.28
10	-4.400	2.40	2.92	3.01	3.01	3.28	3.28
	-4.975	3.21	3.42	3.51	3.40	3.28	3.40
11	-4.975	3.21	3.42	3.51	3.40	3.28	3.40
	-5.550	3.87	3.91	4.00	3.79	3.28	3.79
12	-5.550	1.06	0.00	0.00	0.00	3.21	3.21
	-6.090	1.49	0.00	0.00	0.00	3.21	3.21
13	-6.090	1.49	0.00	0.00	0.00	3.21	3.21
	-6.630	0.00	0.00	0.00	0.00	0.29	0.29
14	-6.630	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-7.380	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	-7.380	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-8.130	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	3.87	3.91	4.00	3.79	3.72	3.79

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 -2.70	3 -4.40	4 -6.63	5 -6.63	MAX.
1	0.000	4.33	4.42	4.39	4.42	0.35	4.42
2	-0.500	3.84	4.15	4.23	4.31	0.39	4.31
3	-1.000	3.35	3.88	4.07	4.20	0.43	4.20
4	-1.600	2.78	3.55	3.87	4.05	0.48	4.05
5	-2.200	2.22	3.18	3.63	3.88	0.52	3.88
6	-2.250	2.18	3.15	3.61	3.86	0.52	3.86
7	-2.700	1.79	2.85	3.41	3.72	0.56	3.72
8	-3.050	1.52	2.61	3.24	3.59	0.59	3.59
9	-3.900	0.93	2.00	2.74	3.17	0.66	3.17
10	-4.400	0.65	1.63	2.37	2.85	0.72	2.85
11	-4.975	0.38	1.22	1.90	2.41	0.76	2.41
12	-5.550	0.17	0.82	1.39	1.88	0.76	1.88
13	-6.090	0.00	0.47	0.91	1.35	0.70	1.35
14	-6.630	-0.14	0.14	0.44	0.81	0.61	0.81
15	-7.380	-0.31	-0.30	-0.19	0.06	0.45	0.45
16	-8.130	-0.47	-0.72	-0.81	-0.67	0.28	0.00
	MAX.	4.33	4.42	4.39	4.42	0.76	4.42

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 -2.70	3 -4.40	4 -6.63	5 -6.63	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	0.38	0.37	0.35	0.34	1.86	1.86
2	-0.500	-0.38	3.41	0.65	0.58	2.88	3.41
	-1.000	1.04	-2.81	-0.08	-0.07	-1.02	-2.81
3	-1.000	-0.90	2.81	0.08	0.07	1.02	2.81
	-1.600	1.66	-1.95	0.69	0.61	1.21	-1.95
4	-1.600	-1.41	1.95	-0.69	-0.61	-1.21	1.95
	-2.200	1.96	-1.28	1.23	1.05	3.44	3.44
5	-2.200	-1.49	1.23	4.22	2.01	2.84	4.22
	-2.250	1.51	-1.20	-4.19	-1.99	-2.65	-4.19
6	-2.250	-1.46	1.13	4.16	1.96	2.59	4.16
	-2.700	1.46	-0.36	-3.39	-1.19	-1.11	-3.39
7	-2.700	-1.01	0.39	3.39	1.19	1.11	3.39
	-3.050	1.01	0.13	-2.70	-0.50	0.04	-2.70
8	-3.050	-0.33	-0.03	2.70	0.50	-0.04	2.70
	-3.900	0.33	1.20	-0.67	1.53	2.82	2.82
9	-3.900	0.33	-0.80	0.67	3.80	5.28	5.28
	-4.400	-0.33	1.57	0.75	-2.38	-3.64	-3.64
10	-4.400	0.76	-1.16	-0.66	2.38	3.64	3.64
	-4.975	-0.76	2.27	2.15	-0.54	-1.75	2.27
11	-4.975	1.08	-1.77	-1.98	0.54	1.75	-1.98
	-5.550	-1.08	2.90	2.84	1.53	0.13	2.90
12	-5.550	1.33	-1.38	-1.68	-1.53	-0.13	-1.68
	-6.090	-1.33	1.38	1.68	1.53	1.86	1.86
13	-6.090	1.33	-0.52	-0.87	-1.53	-1.86	-1.86
	-6.630	-1.33	0.52	0.87	1.53	2.81	2.81
14	-6.630	1.02	0.08	-0.22	-0.72	-1.47	-1.47
	-7.380	-1.02	-0.08	0.22	0.72	1.47	1.47
15	-7.380	0.24	0.12	0.05	-0.07	-0.33	-0.33
	-8.130	-0.24	-0.12	-0.05	0.07	0.36	0.36
	MAX.	1.96	3.41	4.22	3.80	5.28	5.28

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 -2.70	3 -4.40	4 -6.63	5 -6.63	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.09	0.08	0.08	0.08	0.46	0.46
3	-1.000	0.43	-1.48	-0.11	-0.09	-0.51	-1.48
4	-1.600	1.20	-2.90	0.08	0.08	-0.45	-2.90
5	-2.200	2.23	-3.86	0.67	0.60	0.95	-3.86
6	-2.250	2.31	-3.92	0.46	0.50	0.81	-3.92
7	-2.700	2.97	-4.26	-1.24	-0.22	-0.02	-4.26
8	-3.050	3.32	-4.30	-2.31	-0.52	-0.21	-4.30
9	-3.900	3.61	-3.79	-3.78	-0.11	1.01	-3.79
10	-4.400	3.44	-3.20	-3.76	-1.66	-1.22	-3.76
11	-4.975	3.00	-2.23	-2.96	-2.51	-2.77	3.00
12	-5.550	2.38	-0.87	-1.51	-2.24	-3.24	-3.24
13	-6.090	1.66	-0.13	-0.60	-1.42	-2.70	-2.70
14	-6.630	0.94	0.15	-0.13	-0.59	-1.37	-1.37
15	-7.380	0.18	0.09	0.03	-0.05	-0.26	-0.26
16	-8.130	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	-3.61	-4.30	-3.78	-2.51	-3.24	-4.30

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 -2.70	3 -4.40	4 -6.63	5 -6.63	MAX.
2	-0.500	0.00	-3.78	-1.00	-0.92	-4.74	-4.74
5	-2.200	0.00	0.00	-5.49	-3.07	-6.30	-6.30
9	-3.900	0.00	0.00	0.00	-5.33	-8.10	-8.10
MAX.		0.00	-3.78	-5.49	-5.33	-8.10	-8.10

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	0.44190	2	-0.500	0.43098
3	-1.000	0.42015	4	-1.600	0.40530
5	-2.200	0.38797	6	-2.250	0.38647
7	-2.700	0.37214	8	-3.050	0.35914
9	-3.900	0.31738	10	-4.400	0.28541
11	-4.975	0.24057	12	-5.550	0.18809
13	-6.090	0.13502	14	-6.630	0.08096
15	-7.380	0.04512			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.02157 m²/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 6.6 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 27.30 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 27.30 /2) = 11.49 m
Ht = Hp + Hw = 11.49 m + 6.63 m = 18.12 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 18.12 m x tan (45 - 27.30 /2) = 11.04 m

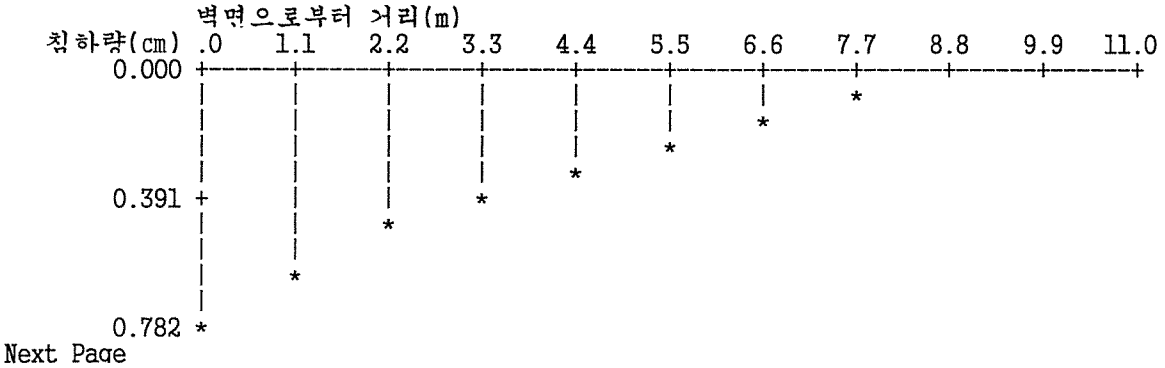
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.02157/ 11.04
= 0.007816 m = 0.782 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.782 x ((11.04 - Xi)/ 11.04)**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	0.78161	0.000	1/ 0	2	1.104	0.63311	0.149	1/ 743
3	2.208	0.50023	0.133	1/ 831	4	3.312	0.38299	0.117	1/ 942
5	4.416	0.28138	0.102	1/1086	6	5.520	0.19540	0.086	1/1284
7	6.623	0.12506	0.070	1/1569	8	7.727	0.07035	0.055	1/2018
9	8.831	0.03126	0.039	1/2825	10	9.935	0.00782	0.023	1/4708
11	11.039	0.00000	0.008	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 -2.70	3 -4.40	4 -6.63	5 -6.63	MAX.
1	-0.500	0.00	3.78	1.00	0.92	4.74	4.74
2	-2.200	0.00	0.00	5.49	3.07	6.30	6.30
3	-3.900	0.00	0.00	0.00	5.33	8.10	8.10
MAX.		0.00	3.78	5.49	5.33	8.10	8.10

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 = 4.738 x 1.700 / COS(45.0) = 11.390 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 6.302 x 1.700 / COS(45.0) = 15.151 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 8.103 x 1.700 / COS(45.0) = 19.482 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 3 : Tmax = 19.482 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 3
Tmax = 19.482 (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) = 31.482 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 6.600**2/8.0 = 2.722 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 31.482 x 1000 / 92.180 = 341.524 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.722 x 100000 / 867.000 = 314.014 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 660.000 / 10.800 = 61.111 . L2/Ry = 495.000 / 6.290 = 78.696
L2/B = 495.000 / 25.000 = 19.800

(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 (61.11- 20)) x 1.00 = 1565.556 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (61.111 x 61.111) = 4819.835 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 341.52/ 1565.56 + 314.01/ 2100.00(1.0- 341.52/ 4819.83)
= 0.22 + 0.16 = 0.38
따 라 서 . F = 0.379 < 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 = 1549.2 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (78.70- 20)) x 1.00 = 1336.948 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (78.696 x 78.696) = 2906.454 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 341.52/ 1336.95 + 314.01/ 1549.20(1.0- 341.52/ 2906.45)
= 0.26 + 0.23 = 0.49
따 라 서 . F = 0.485 < 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	CHECK 강축	CHECK 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	11.390	253.745	314.014	0.32	0.41	O.K	O.K
2	-2.200	H-250X250X9X14@1	15.151	294.548	314.014	0.35	0.45	O.K	O.K
3	-3.900	H-250X250X9X14@1	19.482	341.524	314.014	0.38	0.49	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/cm²)
* 단 면 적 (A) = 173.200 (cm²)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 32400.0 (cm⁴)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (cm³)
* 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 = 4.304 x 0.600 = 2.582 (tf-m) [at Nodal point No. 8 : Step 2]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.582 x 100000 /1800.000 = 143.464 (kgf/cm²)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 348.000 / 60.000 = 5.800 . L/Rx = 348.000 / 7.560 = 46.032

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 2.582 x 1.0E+5 / 2700.0
= 95.643 (cm³)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 95.6 / 0.6 = 159.4

따 라 서 . 159.404 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 5.278 x 0.600 = 3.167 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 3.167 x 1000 / 173.200
= 18.285 (kgf/cm²)

따 라 서 . 18.285 < 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. = 3 . . 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) . Ry = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 19.482 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 19.482 x COS(45.00) / 1.700 = 8.103 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 8.103 x 2.550 - 8.103 x 0.000 x 0.000 = 20.663 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 8.103 x 1.700 x 1.700 / 10.000 = 2.342 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 20.663 x 1000 / 92.180 = 224.164 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.342 x 100000 / 867.000 = 270.110 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 170.000 / 10.800 = 15.741 . L2/Ry = 170.000 / 6.290 = 27.027
L2/B = 170.000 / 25.000 = 6.800

(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 = 2017.2 (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 / (15.741 x 15.741) = 72647.750 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 224.16/ 2100.00 + 270.11/ 2017.20(1.0- 224.16/ 72647.75)
= 0.11 + 0.13 = 0.24
따 라 서 . F = 0.241 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Ry)
0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2017.2 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (27.03- 20)) x 1.00 = 2008.649 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (27.027 x 27.027) = 24642.000 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 224.16/ 2008.65 + 270.11/ 2017.20(1.0- 224.16/ 24642.00)
= 0.11 + 0.14 = 0.25
따 라 서 . F = 0.247 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 8.103 x 1.700 x (6.00/ 10.00) = 8.265 (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 = 8.265 x 1000 / 19.980 = 413.682 (kgf/㎠)

따 라 서 . 413.682 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	4.74	1.37	12.08	4.83	241.86	0.14	0.14
2	-2.20	H-250X250X9X14@1	6.30	1.82	16.07	6.43	321.73	0.19	0.19
3	-3.90	H-250X250X9X14@1	8.10	2.34	20.66	8.27	413.68	0.24	0.25

THE END

5.5.2 P4 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	-1.950	1.90	5	1.500	25.00	SAND	1328.189	0.00
2	-1.950	-3.450	1.80	7	0.500	27.00	SAND	1522.607	0.00
3	-3.450	-4.450	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
4	-4.450	-10.000	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	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	-1.950	0.406	2.464	0.361	4.079	0.406	3.563	0.577
2	-1.950	-3.450	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-3.450	-4.450	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-4.450	-10.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

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. = -1.950 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -4.450 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -5.730 (m)
* 엄지말뚝 근입길이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 4
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -3.000 -5.730 -5.730

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/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.2 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 32400.0 (cm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.0 (㎤)
* 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

ㅇ. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (kgf/㎠)	단면적(A) (㎠)	단면2차반경(cm) Rx	Rv	단 면 계 수 Zx(㎤)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

ㅇ. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎠)	단면2차반경(cm) Rx	Rv	단 면 계 수(Z) (㎤)
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)	자유및접착장 감축	자유및접착장 약축	설치간격 (m)	Cable 수(ea)	Spring정수 (t/m)	S/Type 한계압력	WALE Type	WALE 설치수
1	-0.500	Strut	45.0	4.55	3.41	1.80	1	16713.1	1	1	1
2	-2.500	Strut	45.0	4.55	3.41	1.80	1	16713.1	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. 용접강도	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 한하여 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

$Ka = Tan^2 (45-\phi/2)$

$Pa = (\alpha+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)$

α : 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= 0.55 Rt= 0.80
1	-2.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.550	1.507	1.507	2.057	2.057
										h= 0.95 Rt= 0.80
2	-3.450	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	1.792	0.000	3.292	1.500
										h= 1.00 Rt= 1.00
3	-4.450	2.9	25.0	0.320	0.295	2.500	0.000	0.000	2.500	2.500
										h= 1.28 Rt= 2.30
4	-5.730	25.0	25.0	0.295	0.295	2.500	0.000	0.000	2.500	2.500
										h= 1.50 Rt= 2.30
5	-7.230	25.0	0.0	0.295	0.000	2.500	0.000	0.000	2.500	2.500

* 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	-5.730	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	-7.230	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. -2.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (2.057 + 3.292) x 0.5 x 0.950 x 0.512 x 0.6 = 0.780 tf-m
2. (1.500 + 2.500) x 0.5 x 1.000 x 1.492 x 0.6 = 1.790 tf-m
3. (2.500 + 2.500) x 0.5 x 1.280 x 2.590 x 0.6 = 4.973 tf-m
4. (2.500 + 2.500) x 0.5 x 1.500 x 3.980 x 0.6 = 8.955 tf-m

Total moment (Ma) = 16.498 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (92.088 +105.291) x 0.5 x 1.500 x 3.997 x 0.6 = 354.991 tf-m

Total moment (Mp) = 354.991 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 354.991 / 16.498

= 21.518 > 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 = Tan^2 (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= 1.90	
1	-0.500	1.5	1.5	0.406	0.406	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
									h= 1.45 Rt= 1.90	
2	-1.950	1.5	0.5	0.406	0.376	0.000	0.201	1.342	0.201	1.342
									h= 0.55 Rt= 0.80	
3	-2.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.550	1.507	1.507	2.057	2.057
									h= 0.50 Rt= 0.80	
4	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	1.050	1.657	1.657	2.707	2.707
									h= 0.45 Rt= 0.80	
5	-3.450	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	1.792	0.000	3.292	1.500
									h= 1.00 Rt= 1.00	
6	-4.450	2.9	25.0	0.320	0.295	2.500	0.000	0.000	2.500	2.500
									h= 2.78 Rt= 1.30	
7	-7.230	25.0	0.0	0.295	0.000	2.500	0.000	0.000	2.500	2.500

* 수 동 토 압 계 산
  Kp = Tan^2 (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	-3.000	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632
									h= 0.45 Rt= 0.80	
2	-3.450	0.5	2.9	2.663	3.124	0.450	2.591	11.376	3.041	11.826
									h= 1.00 Rt= 1.00	
3	-4.450	2.9	25.0	3.124	3.392	1.450	14.500	96.702	15.950	98.152
									h= 2.78 Rt= 1.30	
4	-7.230	25.0	0.0	3.392	0.000	4.230	108.961	0.000	113.191	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 4.23 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. (0.000 + 0.201) x 0.5 x 1.450 x 0.967 x 0.6 = 0.085 tf-m
2. (1.342 + 2.057) x 0.5 x 0.550 x 1.744 x 0.6 = 0.978 tf-m
3. (2.057 + 2.707) x 0.5 x 0.500 x 2.261 x 0.6 = 1.616 tf-m
4. (2.707 + 3.292) x 0.5 x 0.450 x 2.732 x 0.6 = 2.213 tf-m
5. (1.500 + 2.500) x 0.5 x 1.000 x 3.492 x 0.6 = 4.190 tf-m
6. (2.500 + 2.500) x 0.5 x 2.780 x 5.340 x 0.6 = 22.268 tf-m

Total moment (Ma) = 31.350 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 3.041) x 0.5 x 0.450 x 2.748 x 0.6 = 1.733 tf-m
2. (11.826 + 15.950) x 0.5 x 1.000 x 3.475 x 0.6 = 28.955 tf-m
3. (98.152 +113.191) x 0.5 x 2.780 x 5.373 x 0.6 = 947.035 tf-m

Total moment (Mp) = 977.722 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 977.722 / 31.350

= 31.188 > 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 -3.00	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.45	0.44	0.44	3.27	3.27
	-0.500	0.74	0.69	0.67	3.27	3.27
2	-0.500	0.74	0.69	0.67	3.27	3.27
	-1.000	1.37	1.24	1.14	3.27	3.27
3	-1.000	1.35	1.21	1.12	3.27	3.27
	-1.950	0.91	0.71	0.56	3.27	3.27
4	-1.950	0.81	1.34	1.34	2.88	2.88
	-2.500	1.06	1.71	1.71	2.88	2.88
5	-2.500	1.06	1.71	1.71	2.88	2.88
	-3.000	1.47	2.05	2.05	2.88	2.88
6	-3.000	1.47	2.05	2.05	2.88	2.88
	-3.450	1.65	2.44	2.36	2.88	2.88
7	-3.450	0.04	0.28	0.00	2.70	2.70
	-4.450	0.92	0.79	0.29	2.70	2.70
8	-4.450	0.00	0.00	0.00	2.81	2.81
	-5.090	0.03	0.00	0.00	2.81	2.81
9	-5.090	0.00	0.00	0.00	2.81	2.81
	-5.730	1.54	0.00	0.00	0.29	0.29
10	-5.730	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-6.480	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	-6.480	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-7.230	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	1.65	2.44	2.36	3.27	3.27

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 -3.00	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	1.91	1.98	2.02	0.18	2.02
2	-0.500	1.66	1.80	1.88	0.26	1.88
3	-1.000	1.42	1.63	1.74	0.33	1.74
4	-1.950	0.98	1.29	1.44	0.46	1.44
5	-2.500	0.75	1.08	1.25	0.54	1.25
6	-3.000	0.56	0.88	1.06	0.63	1.06
7	-3.450	0.41	0.70	0.89	0.70	0.89
8	-4.450	0.14	0.34	0.51	0.76	0.76
9	-5.090	0.02	0.15	0.28	0.71	0.71
10	-5.730	-0.08	-0.02	0.08	0.60	0.60
11	-6.480	-0.19	-0.20	-0.15	0.44	0.44
12	-7.230	-0.29	-0.38	-0.37	0.26	0.00
	MAX.	1.91	1.98	2.02	0.76	2.02

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 -3.00	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	0.30	0.28	0.28	1.63	1.63
2	-0.500	-0.30	2.06	1.00	2.65	2.65
	-1.000	0.83	-1.58	-0.55	-1.02	-1.58
3	-1.000	-0.70	1.58	0.55	1.02	1.58
	-1.950	0.98	-0.67	0.25	2.09	2.09
4	-1.950	-0.68	0.67	-0.25	-2.09	-2.09
	-2.500	0.68	0.17	1.09	3.67	3.67
5	-2.500	-0.50	-0.17	1.71	5.38	5.38
	-3.000	0.50	1.11	-0.77	-3.94	-3.94
6	-3.000	-0.35	-1.09	0.77	3.94	3.94
	-3.450	0.35	1.69	0.22	-2.64	-2.64
7	-3.450	0.38	-0.91	-0.22	2.64	2.64
	-4.450	-0.38	0.91	0.37	0.05	0.91
8	-4.450	0.77	-0.35	-0.36	-0.05	0.77
	-5.090	-0.77	0.35	0.36	1.85	1.85
9	-5.090	0.81	-0.06	-0.37	-1.85	-1.85
	-5.730	-0.81	0.06	0.37	2.85	2.85
10	-5.730	0.62	0.09	-0.13	-1.43	-1.43
	-6.480	-0.62	-0.09	0.13	1.43	1.43
11	-6.480	0.14	0.05	0.00	-0.31	-0.31
	-7.230	-0.14	-0.05	0.00	0.35	0.35
	MAX.	0.98	2.06	1.71	5.38	5.38

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 -3.00	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.07	0.07	0.06	0.41	0.41
3	-1.000	0.34	-0.86	-0.33	-0.51	-0.86
4	-1.950	1.18	-1.89	-0.44	0.00	-1.89
5	-2.500	1.55	-2.03	-0.08	1.59	-2.03
6	-3.000	1.81	-1.72	-0.71	-0.75	1.81
7	-3.450	1.96	-1.07	-0.84	-2.23	-2.23
8	-4.450	1.58	-0.17	-0.57	-3.52	-3.52
9	-5.090	1.09	0.06	-0.34	-2.91	-2.91
10	-5.730	0.57	0.10	-0.10	-1.32	-1.32
11	-6.480	0.11	0.03	0.00	-0.25	-0.25
12	-7.230	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	1.96	-2.03	0.84	3.52	3.52

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 -3.00	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
2	-0.500	0.00	-2.35	-1.28	-4.28	-4.28
5	-2.500	0.00	0.00	-2.80	-9.06	-9.06
MAX.		0.00	-2.35	-2.80	-9.06	-9.06

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	0.20227	2	-0.500	0.18812
3	-1.000	0.17397	4	-1.950	0.14416
5	-2.500	0.12470	6	-3.000	0.10607
7	-3.450	0.08873	8	-4.450	0.07587
9	-5.090	0.07109	10	-5.730	0.06036
11	-6.480	0.04399			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00742 m'/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 5.7 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 28.36 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 28.36 /2) = 11.73 m
Ht = Hp + Hw = 11.73 m + 5.73 m = 17.46 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 17.46 m x tan (45 - 28.36 /2) = 10.42 m

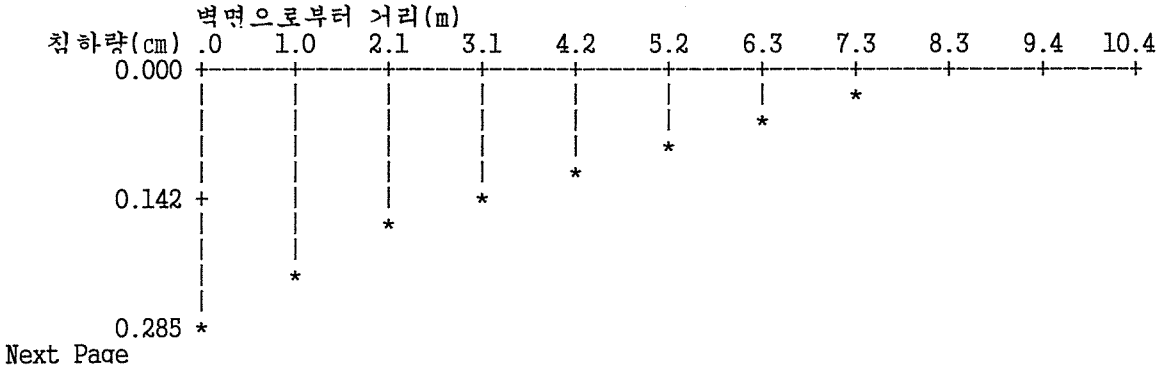
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00742/ 10.42
= 0.002848 m = 0.285 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.285 x ((10.42 - Xi)/ 10.42)**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	0.28476	0.000	1/ 0	2	1.042	0.23066	0.054	1/1926
3	2.084	0.18225	0.048	1/2152	4	3.126	0.13953	0.043	1/2439
5	4.167	0.10251	0.037	1/2814	6	5.209	0.07119	0.031	1/3326
7	6.251	0.04556	0.026	1/4065	8	7.293	0.02563	0.020	1/5227
9	8.335	0.01139	0.014	1/7317	10	9.377	0.00285	0.009	1/9999
11	10.419	0.00000	0.003	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 -3.00	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	-0.500	0.00	2.35	1.28	4.28	4.28
2	-2.500	0.00	0.00	2.80	9.06	9.06
MAX.		0.00	2.35	2.80	9.06	9.06

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 = 4.284 x 1.800 / COS(45.0) = 10.906 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 9.056 x 1.800 / COS(45.0) = 23.053 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 23.053 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 23.053 (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(Rv) = 6.290 (cm)
. Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산
설계축력 (T) = 35.053 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 4.550**2/8.0 = 1.294 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 35.053 x 1000 / 92.180 = 380.267 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.294 x 100000 / 867.000 = 149.239 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 455.000 / 10.800 = 42.130 . L2/Rv = 341.000 / 6.290 = 54.213
L2/B = 341.000 / 25.000 = 13.640

(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 (42.13- 20)) x 1.00 = 1812.315 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (42.130 x 42.130) = 10141.384 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 380.27/ 1812.31 + 149.24/ 2100.00(1.0- 380.27/ 10141.38)
= 0.21 + 0.07 = 0.28
따 라 서 . F = 0.284 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (2100-36x(L/B-4.5))x1.00 = 1771.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (54.21- 20)) x 1.00 = 1655.231 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (54.213 x 54.213) = 6124.421 kg/cm²
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax)x[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 380.27/ 1655.23 + 149.24/ 1770.96(1.0- 380.27/ 6124.42)
= 0.23 + 0.09 = 0.32
따 라 서 . F = 0.320 < 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	CHECK 강축	CHECK 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	10.906	248.488	149.239	0.21	0.24	O.K	O.K
2	-2.500	H-250X250X9X14@1	23.053	380.267	149.239	0.28	0.32	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 = 3.522 x 0.600 = 2.113 (tf-m) [at Nodal point No. 8 : Step 4]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.113 x 100000 /1800.000 = 117.390 (kgf/㎠)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 398.000 / 60.000 = 6.633 . L/Rx = 398.000 / 7.560 = 52.646

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 2.113 x 1.0E+5 / 2700.0
= 78.260 (㎤)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서,

소 요 단 면 계 수 Zx = 78.3 / 0.6 = 130.4

따 라 서 . 130.433 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 5.382 x 0.600 = 3.229 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 3.229 x 1000 / 173.200
= 18.645 (kgf/㎠)

따 라 서 . 18.645 < 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) . Ry = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 23.053 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 23.053 x COS(45.00) / 1.800 = 9.056 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 9.056 x 2.700 - 9.056 x 0.000 x 0.000 = 24.451 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 9.056 x 1.800 x 1.800 / 10.000 = 2.934 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 24.451 x 1000 / 92.180 = 265.257 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.934 x 100000 / 867.000 = 338.428 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산
L1/Rx = 180.000 / 10.800 = 16.667 . L2/Ry = 180.000 / 6.290 = 28.617
L2/B = 180.000 / 25.000 = 7.200

(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 = 2002.8 (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 / (16.667 x 16.667) = 64800.000 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(cao)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 265.26/ 2100.00 + 338.43/ 2002.80(1.0- 265.26/ 64800.00)
= 0.13 + 0.17 = 0.30
따 라 서 . F = 0.296 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Ry)
0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2002.8 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (28.62- 20)) x 1.00 = 1987.981 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (28.617 x 28.617) = 21980.057 kg/㎠
0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax)\times[1-f(c)/f(eax)]}$$

= 265.26/ 1987.98 + 338.43/ 2002.80(1.0- 265.26/ 21980.06)
= 0.13 + 0.17 = 0.30
따 라 서 . F = 0.304 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 9.056 x 1.800 x (6.00/ 10.00) = 9.781 (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 = 9.781 x 1000 / 19.980 = 489.518 (kgf/㎠)

따 라 서 . 489.518 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 감축	약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	4.28	1.39	11.57	4.63	231.57	0.14	0.14
2	-2.50	H-250X250X9X14@1	9.06	2.93	24.45	9.78	489.52	0.30	0.30

THE END

제6장 순호교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

6.1 상부공
6.2 교대공
6.3 교각공
6.4 내진해석
6.5 가시설공

6.1 상부공

6.1.1 PSC

1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식 : 단순 PSC 합성 거더교

(2) 거더 제작 공법 : 포스트텐션방식(Post-tensioning)

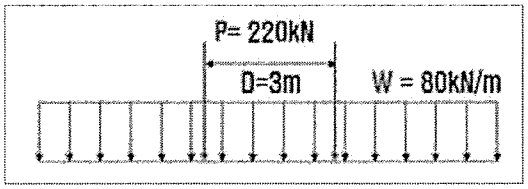
(3) 경간 및 주거더 높이 :

거더 전체 길이	l_t	=	24.900	m		
지 간	l	=	24.000	m	x	1 경간
거더 높이	h_t	=	2.350	m		
평면 사각	θ	=	90.0	°		

(4) 교량 폭 : B = 5.600 m

1.2 설계 하중

(1) 표준 활하중 : KRL2012 표준열차하중 적용



(2) 궤도 중심 간격 : s_{tcl} = 0.00 m (단선)

(3) 충격 계수 : 철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교

[철도설계기준(노반편) 8.2.16]

$$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 \qquad (0 < i_m \le 0.67)$$

$$i_m = (1.44 / \sqrt{24.00} - 0.2) - 0.18$$

$$= 0.126$$

(4) 궤도의 단위중량	w_t	=	3.00	kN/m	(1궤도당)
(5) 도상의 단위중량	w_b	=	19.00	kN/m^3	(보선하중 30% 할증)
(6) 방수 및 방진재	w_m	=	11.00	kN/m^3	
(6) PSC, RC 단위중량	w_c	=	24.50	kN/m^3	
(7) 보도 적재 하중	w_w	=	2.00	kN/m^3	(주거더 설계시)
	w_w	=	5.00	kN/m^3	(바닥판 설계시)
(8) 난간, 방음벽 형태					
난간, 방음벽(좌)	w_{h1}	=	2.00	kN/m	
난간, 방음벽(우)	w_{h2}	=	2.00	kN/m	

1.3 사용 재료

(1) PS 강재, 규격

SWPC 7B　　7 - 12.7 mm - 11　　(저릴랙세이션 강재 사용)

A_p = 1,085.81 mm^2

① 인장강도 : f_{pu} = 1,900.00 MPa

② 항복강도 : f_{py} = 1,600.00 MPa

③ 허용 인장응력

- 초기 인장응력 : f_{pia} = 0.9 x f_{py} = 1,440.00 Mpa
- 도입 인장응력 : f_{pta} = 0.7 x f_{pu} = 1,330.00 MPa
- 사용하중 작용시 : f_{pa} = 0.8 x f_{py} = 1,280.00 MPa

④ 탄성계수 : E_p = 200,000.00 MPa

(2) PS 강재의 곡선 배치 자료

① 마찰계수

- 정착장치의 활동량 : ζ = 6.000 mm
- 케이블의 마찰계수 : μ = 0.250 / rad
- 쉬스관의 마찰계수 : κ = 0.0050

② PS 강선 케이블 정착구의 치수 (mm)

- 원형의 경우에는, a = 8.8 D (지름) 로 함.
- 일변의 폭 : A = 21.5
- 거동 방향 길이 : l = 22.0

③ PS 강선 케이블의 곡선 종류

- 곡선 종류 : 포물선

④ PS 강선 케이블의 기본 배치수 : 케이블 개수, N_n = 4 다발

No.	s (m)	e (m)	f (m)	α (도,분)
4	0.25	0.55	0.1	15° 05'
3	0.125	1	0.1	12° 13'
2	0.125	1.45	0.1	08° 09'
1	0.125	1.9	0.1	04° 01'

(3) 프리스트레스트 콘크리트

① 설계기준강도	:	f_{ck}				=	40.00	MPa
② PS도입시 압축강도	:	f_{ci}	=	0.80	x f_{ck}	=	32.00	MPa
③ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력								
- 허용 휨압축응력	:	f_{cai}	=	0.55	x f_{ci}	=	17.60	MPa
- 허용 휨인장응력								
부착된 철근이 없는 인장구역								
	:	f_{tai}	=	0.25	x√(f_{ci})	=	-1.41	MPa
부착된 철근이 있는 인장구역								
	:	f_{ta}	=	0.50	x√(f_{ci})	=	-2.83	MPa
④ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력								
- 허용 휨압축응력	:	f_{ca}	=	0.40	x f_{ck}	=	16.00	MPa
- 허용 휨인장응력	:	f_{ta}	=			=	0.00	MPa
⑤ 탄성계수								
- PS도입직후	:	E_{ci}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ci}+4)}$	=	28,066	MPa
- 사용하중 작용시	:	E_{pc}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ck}+4)}$	=	30,008	MPa
⑥ 탄성계수비								
- PS도입직후	:	n_p'	=	E_p / E_{ci}		=	7.13	
- 사용하중 작용시	:	n_p	=	E_p / E_{pc}		=	6.66	
⑦ 크리프 계수								
- 초기 (28일)	:	Φ_c	=	3.0				
- 최종 (90일)	:	Φ_c'	=	2.2				
⑧ 건조수축률								
- 초기 (28일)	:	ε	=	0.00020				
- 최종 (90일)	:	ε	=	0.00014				

(4) 현장타설 콘크리트

① 설계기준강도	:	$f_{ck(slab)}$				=	30.00	MPa
② 탄성계수	:	E_{ci}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ck(slab)}+4)}$	=	27,537	MPa
③ 허용 휨압축응력	:	f_{ca}	=	0.40	x $f_{ck(slab)}$	=	12.00	MPa
④ 허용 휨인장응력	:	f_{ta}	=			=	0.00	MPa
⑤ 허용 전단응력 (1)	:	v_{cad1}	=	0.08	x√($f_{ck(slab)}$)	=	0.44	MPa
⑥ 허용 전단응력 (2)	:	v_{cad2}	=	0.4	x√($f_{ck(slab)}$)	=	2.19	MPa
⑦ 탄성계수비(철근)	:	n_c	=	E_s / $E_{c(slab)}$		=	7.26	

(5) 철근 (바닥판용) SD 400

① 항복응력	:	f_{sy}				=	400.00	MPa
② 허용 인장응력	:	f_{sa}				=	180.00	MPa
③ 탄성계수	:	E_s				=	200,000.00	MPa

(6) 철근 (PSC거더 및 가로보용) SD 300

① 항복응력 : f_{sy} = 300.00 MPa

② 허용 인장응력 : f_{sa} = 150.00 MPa

③ 탄성계수 : E_s = 200,000.00 MPa

1.4 사용성의 한계

(1) 활하중 처짐의 허용값

① 주행안전성에 대한 검토

$\delta_L \leq \delta_{La} = L / 600$

여기서, δ_L = 충격계수가 고려된 표준열차하중이 가장 불리하게 재하된 상태(복선재하 포함)의 처짐값

② 승차감 만족에 대한 검토

실 열차하중에 의한 속도별 동적해석 응답의 최대값과 충격계수를 고려한 표준열차하중 단선재하에 의한 최대값 중 불리한 값을 적용한다.

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

(2) 휨철근 간격의 허용값

콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s는 다음 식에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 해야 한다.

① $s = 375\,(210/f_s) - 2.5C_c$

② $s = 300\,(210/f_s)$

여기서, C_c = 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소두께. 철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s로 한다.

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에 가장 가까이에 위치한 철근의 응력 (근사값으로 f_y의 2/3를 사용할 수 있다.)

1.5 해석프로그램

Midas CIVIL 2009 V1.0.0 (마이다스 아이티)

1.6 참고 문헌

(1) 철도설계기준 (2013), 한국철도시설공단

(2) 철도설계기준(노반편) (2011), 한국철도시설공단

(3) 철도설계기준(철도교편) (2004), 대한토목학회

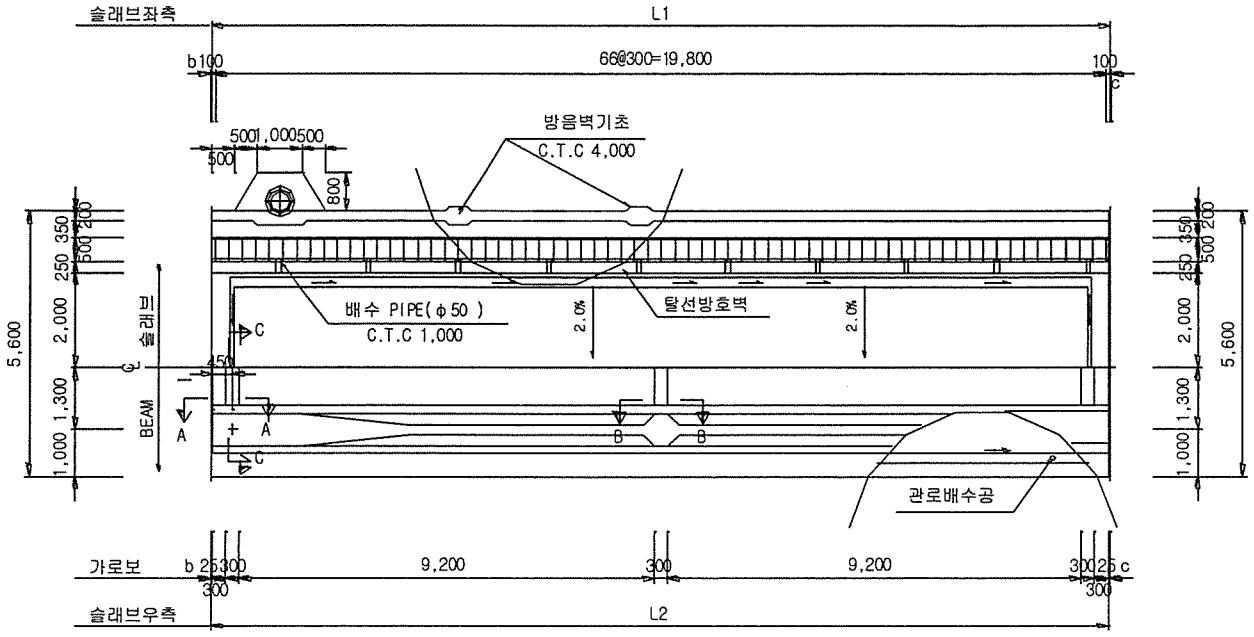
(4) 콘크리트 구조 설계기준 (2012), 한국콘크리트학회

(5) 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단

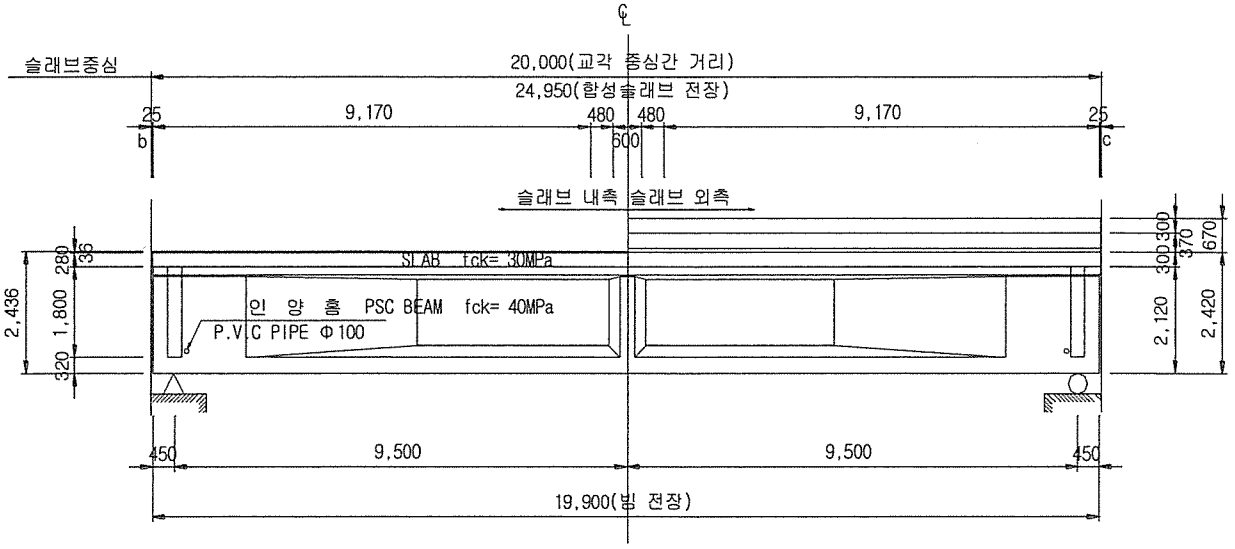
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평 면 도

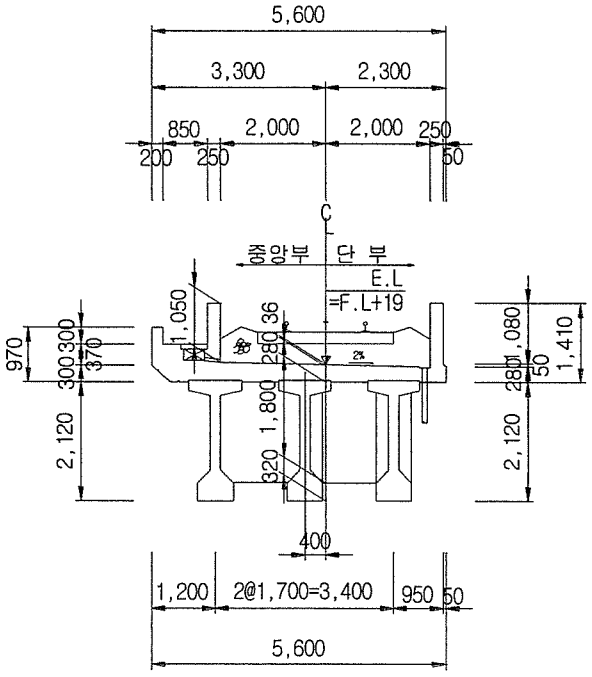


(2) 종 단 면



(3) 횡 단 면

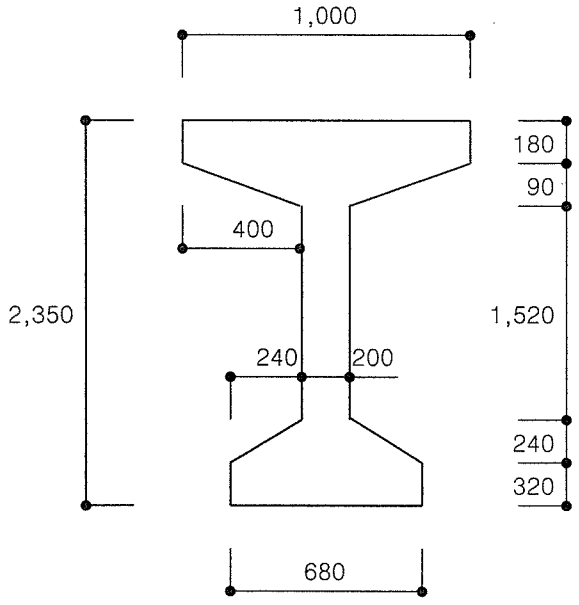
거더간격	=	1.700 m	좌측캔틸레버 길이	=	1.200 m
교량 폭	=	5.600 m	우측캔틸레버 길이	=	1.000 m
바닥판 두께	=	0.280 m			
도상	=	0.365 m			



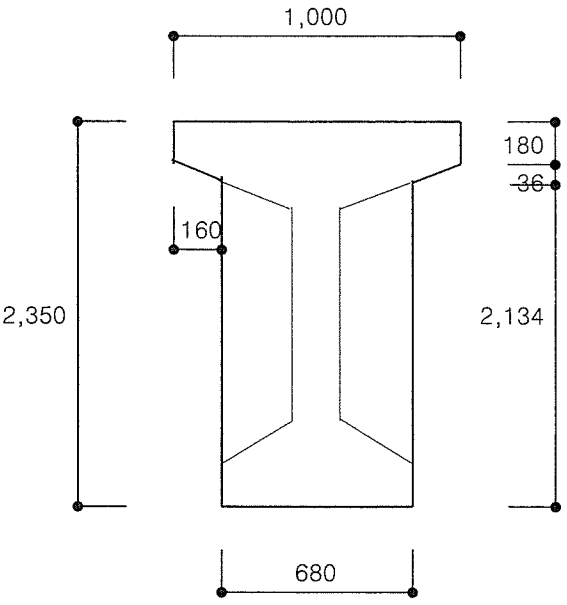
(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도

중 앙 부



지 점 부



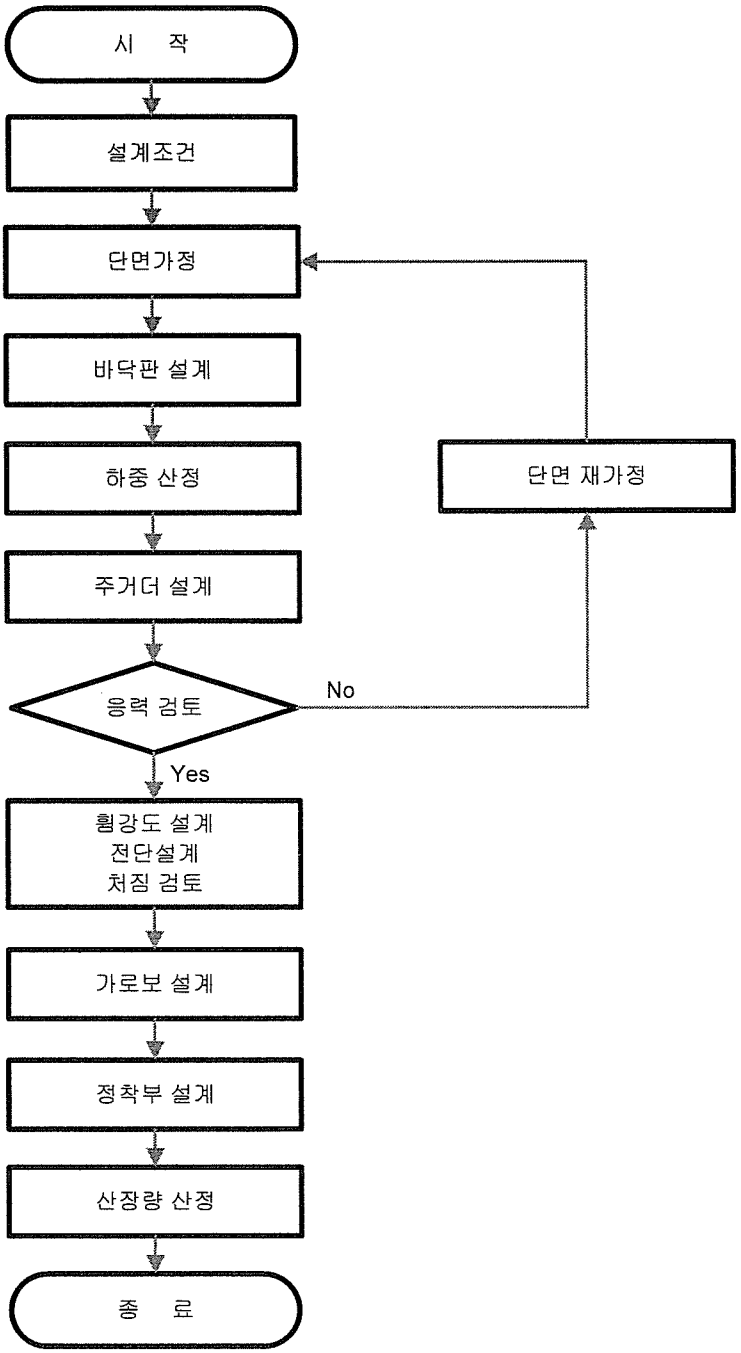
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

강선번호	지점부	H 위치	L/4 위치	중앙부
1	424	240	142	125
2	848	462	222	125
3	1,271	684	306	125
4	1,702	969	492	250

2.2 거더 설계시 단계별 사용단면 제원

구 분	단면 계수	탄성 계수	비 고
자 중	순 단 면	프리스트레스 도입시	
프리스트레싱	순 단 면	프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	PS강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
합성후 고정하중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	

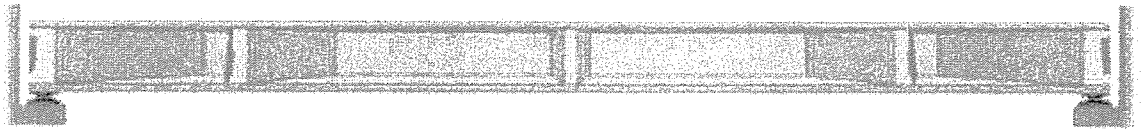
2.3 설계 흐름도



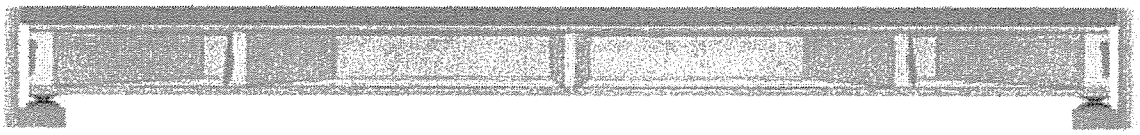
2.4 시공 순서도

1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장

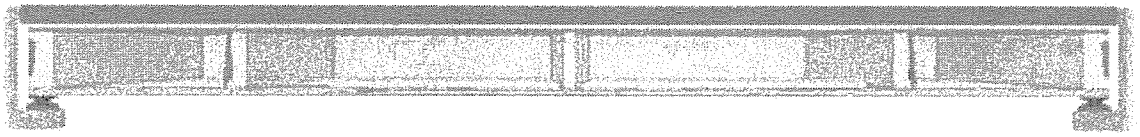
2. 크레인을 이용한 빔 거치



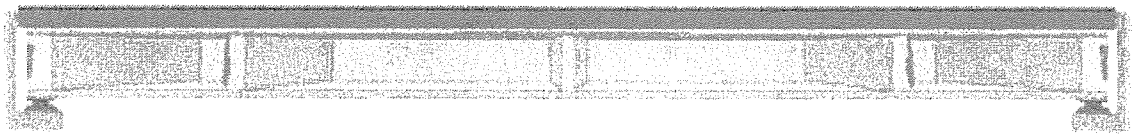
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



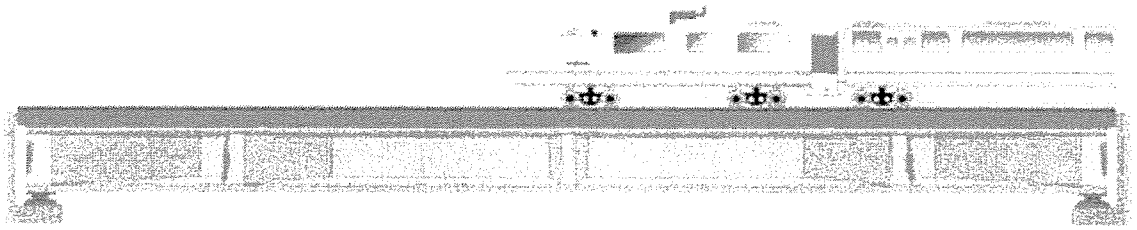
4. 바닥판 콘크리트 경화



5. 방호벽 설치 및 도상, 레일 설치 (2차 고정하중 재하)



6. 완공후 열차하중 재하



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

3.1.1 바닥판 최소 두께 검토

[철도설계기준 (노반편) 10.10.4]

구 분			궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단 순 판			40 l + 110	65 l + 130
연 속 판			30 l + 110	50 l + 130
캔틸레버판	l	≤0.25	280 l + 160	240 l + 130
	l	> 0.25	80 l + 210	

여기서, l은 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다.

단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 한다.

궤도부분 바닥판의 최소두께는 200mm 또는 위의 표의 값 중 큰 값을 사용한다.

- 바닥판의 지간 l_s = 1.700 − 0.200 = 1.50 m
- 바닥판 최소두께 t_{min} = 30 l_s + 110 = 155.00 mm

최소 200.00 mm 이상

- 바닥판 사용두께 t_{use} = 280 mm > 200 mm ∴ O.K

3.1.2 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.60 m
- 도상두께 = 0.365 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상두께 + 바닥판 두께
  = 2.600 + 1.5 × 0.365 + 0.280 = 3.428 m

(1) 고정하중

슬 래 브	:	w_s	=	0.28	×	24.50			=	6.860 kN/m^2
구 배	:	w_s	=	0.076	/	2	×	24.50	=	0.931 kN/m^2
도 상	:	w_g	=	0.565	×	19.00	×	1.30	=	13.956 kN/m^2
궤 도	:	w_r	=	3.00	×	1 / 3.428			=	0.875 kN/m^2
계	:	w_d	=						=	22.622 kN/m^2

도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할증된 값을 사용한다. [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

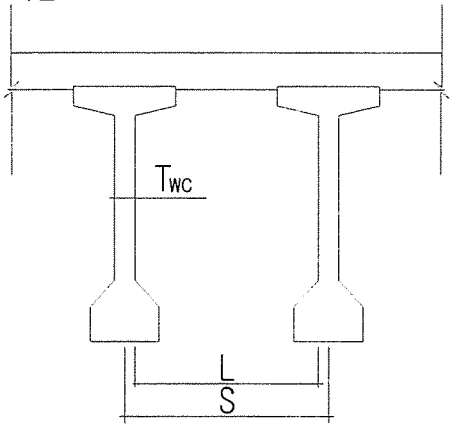
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만
설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.1(

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	+ w l_d^2 / 8
캔틸레버판	지점 휨모멘트	− w l_d^2 / 2
연속판	지간 휨모멘트	+ w l_d^2 / 10
	지점 휨모멘트	− w l_d^2 / 10

- 바닥판 지간 L = S − Twc = 1.500 m

[철도설계기준(노반편) 10.10.3



- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w\ l_d^{\ 2}}{10} = \frac{22.622 \times 1.500^{\ 2}}{10} = 5.090 \text{ kN-m}$$

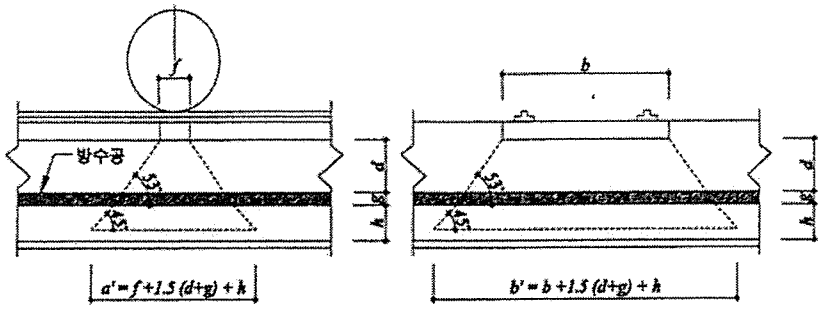
(2) 활하중 (L)

① 하중 분포폭 산정 철도설계기준(노반편) 10.10.5

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.

$$w = P / a' b'$$

여기서, P는 축중(軸重) [tonf]이고, a 는 축거, b`는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭 = 0.240 m

b : 침목길이 = 2.600 m

d : 자갈도상깊이 = 0.365 m

g : 방수공두께 = m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a = 축 거 = 3.00 m (KRL2012하중)

= 1.00 m (객차 하중)

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.60 m

b' = b + 2 (d+g) + h

2.6 + 1.5 × (0.365 + 0) + 0.28 = 3.428 m

② 충격 계수

$Im = 1.44 / (\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18$

$= 1.44 / (\sqrt{1.50} - 0.2) - 0.18 = 1.225$

따라서, Im = 0.670 (여기서, $0 < Im \leq 0.67$)

③ 활하중(충격포함)

- 동륜 하중의 경우

$w(1+i) = 220 \times (1 + 0.67) \times 1ea / (3 \times 3.4275)$ = 35.731 kN/m^2

- 등분포 하중의 경우

$w(1+i) = 80 \times (1 + 0.67) \times 1ea / (1 \times 3.4275)$ = 38.979 kN/m^2

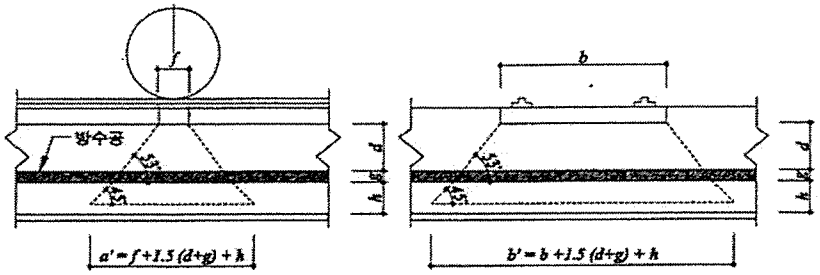
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$w_l(1+i)$ = 74.709 kN/m²

$$M_L(1+i) = \frac{w_l(1+i)\times L^2}{10} = 16.810 \text{ kN·m/m}$$

(3) 탈선하중에 의한 단면력

1) 활하중 분포폭 산정 (철도설계기준(노반편) 10.10.5)



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리 = 0.000 m

b : 도상 길이 = 0.000 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.565 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.00 m

a' = f + 2 (d + g) + h

0 + 1.5 × (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 m

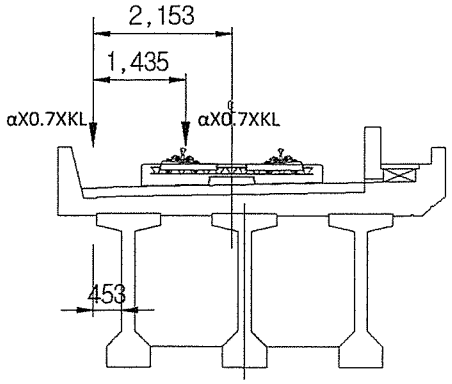
- 횡방향 분포폭(b')

b = 0.00 m

b' = b + 2 (d + g) + h

0 + 1.5 × (0.565 + 0)+0.28 = 1.128 m

2) 탈선 활하중



① 동륜 하중의 경우

$w = 0.7 \times 220 / (1.1275 \times 1.1275) = 121.140 \ kN/m^2$

② 객차 하중의 경우

$w = 0.7 \times 80 / (1.000 \times 1.1275) = 49.667 \ kN/m^2$

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$w_{dr} = 170.807 \ kN/m^2$

$$M_{dr} = \frac{w_{dr} \times L^2}{10} = 38.432 \ kN \cdot m/m$$

3.1.3 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : $U = 1.35 D + 1.85 (L + I)$

$= 1.35 \times 5.090 + 1.85 \times 16.810 = 37.969 \ kN-m$

Load case 2 : $U = 1.6 (D + (L + I))$

$= 1.6 \times (5.090 + 16.810) = 35.039 \ kN-m$

Load case 3 : $U = 1.35 D + 1.35 (L_{DR})$

$= 1.35 \times 5.090 + 1.35 \times 38.432 = 58.754 \ kN-m$

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : $U = 1.0 (D + (L + I))$

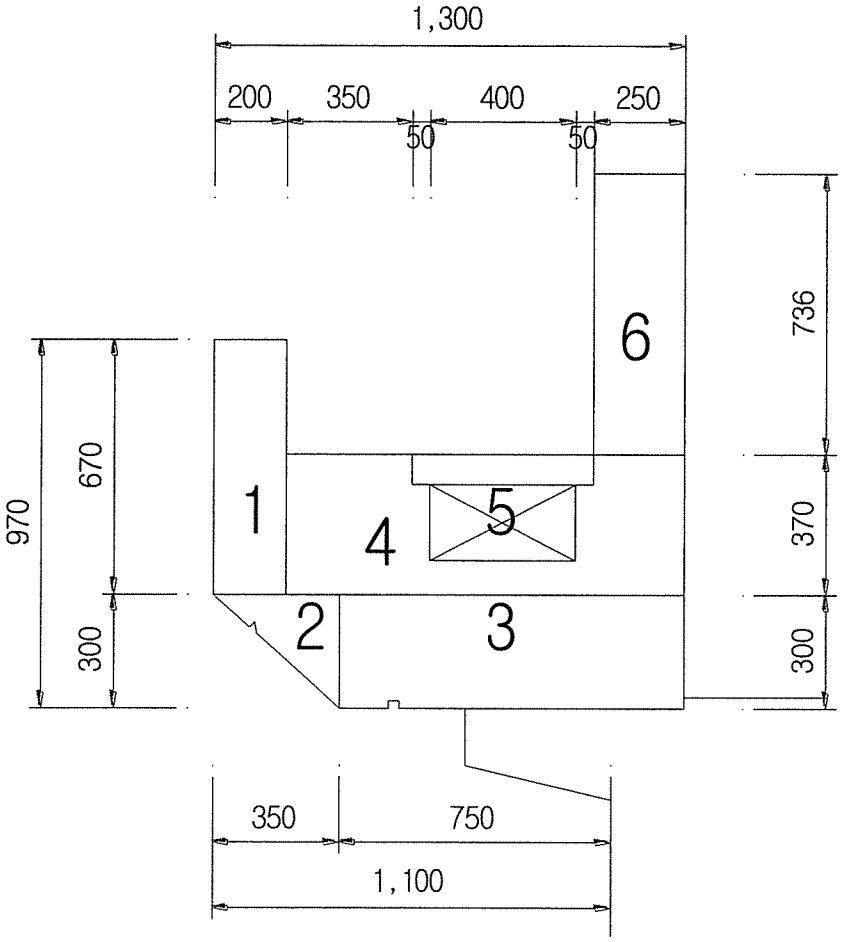
$= 1.0 \times (5.090 + 16.810) = 21.900 \ kN-m$

Load case 7 : $U = 1.0 (D + L_{DR})$

$= 1.0 \times (5.090 + 38.432) = 43.522 \ kN-m$

3.2 캔틸레버부 (좌측)

3.2.1 하중 계산



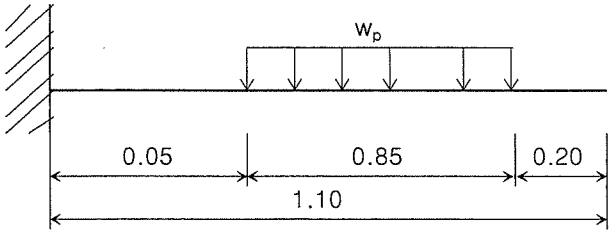
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.200 − 0.100 = 1.100 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5 =	3.283	1.000	3.283
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.286	0.867	1.115
(3)	0.750 × 0.300 × 24.5 =	5.513	0.375	2.067
(4)	0.900 × 0.370 × 24.5 =	8.159	0.250	2.040
(5)	0.400 × 0.200 × 24.5 =	-1.960	0.300	-0.588
(6)	0.050 × 0.736 × 24.5 =	0.902	0.025	0.023
도상	0.000 × 0.57 × 1.3 × 19 =	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		12.568

(2) 군집하중 (L)

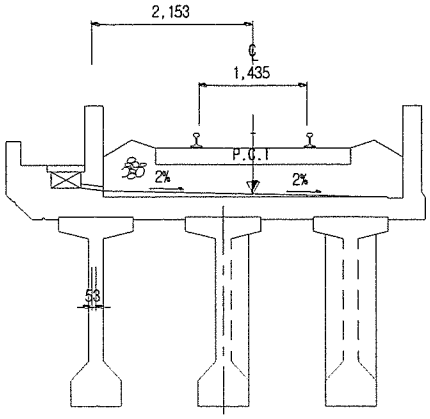
w_p = 5.000 kN/m²



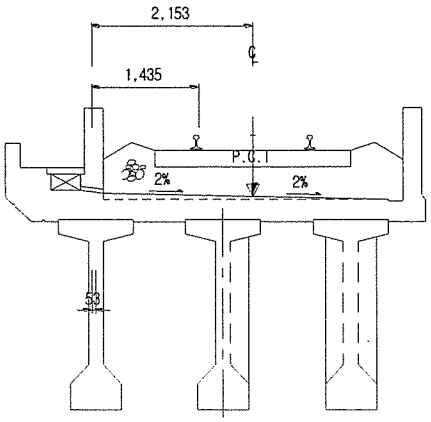
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 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_{LR} = 170.81 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR} = 99.34 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m² = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 12.57 + 1.85 × 2.02

= 20.702 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + (Ll))

= 1.60 × (12.57 + 2.02) = 23.339 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (12.57 + 10.69) = 31.402 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (12.57 + 2.02 + 0.5 × 10.69)

= 26.910 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 12.57 + 1.35 × 0.00 = 16.967 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (12.57 + 2.02) = 14.587 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (12.57 + 2.02 + 0.5 × 10.69)

= 26.910 kN-m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

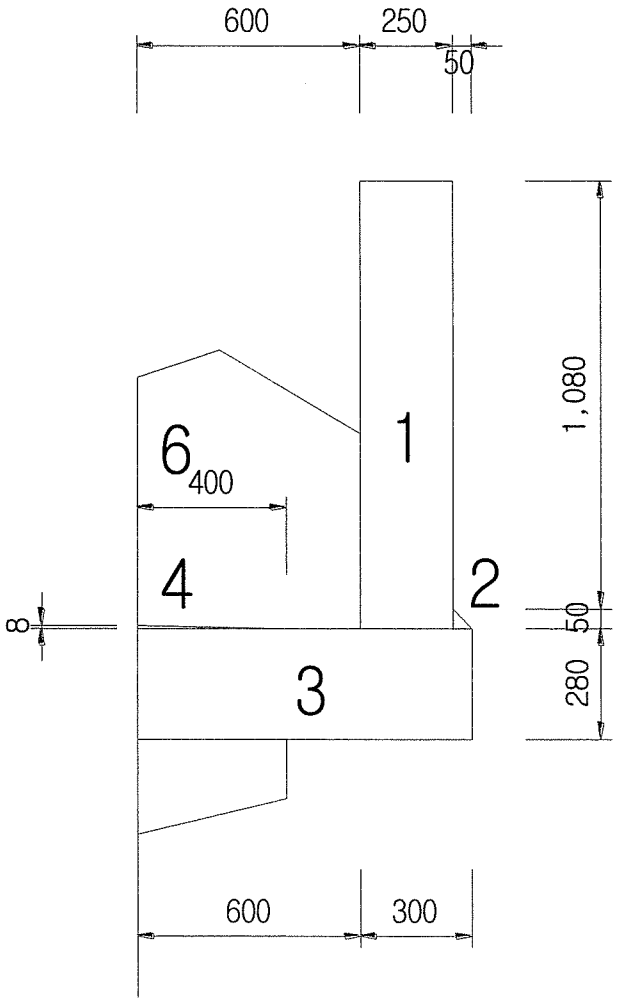
3.2.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.3 캔틸레버부 (우측)

3.3.1 하중 계산



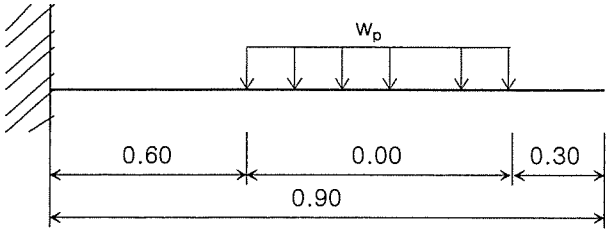
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.000 − 0.100 = 0.900 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.250 × 1.130 × 24.5 =	6.920	0.725	5.017
(2)	0.050 × 0.050 × 24.5 × 1/2 =	0.030	0.867	0.026
(3)	0.900 × 0.280 × 24.5 =	6.170	0.450	2.777
(4)	0.400 × 0.008 × 24.5 × 1/2 =	0.040	0.133	0.005
(5)	0.000 × 0.000 × 24.5 =	0.000	0.000	0.000
(6)	0.600 × 0.600 × 19.0 × 1 =	8.890	0.300	2.667
CABLE	=		0.000	0.000
방음벽	=	2.000	0.725	1.450
방음벽기초	=	2.328	0.725	1.687
TOTAL	=	26.378		13.629

(2) 군집하중 (L)

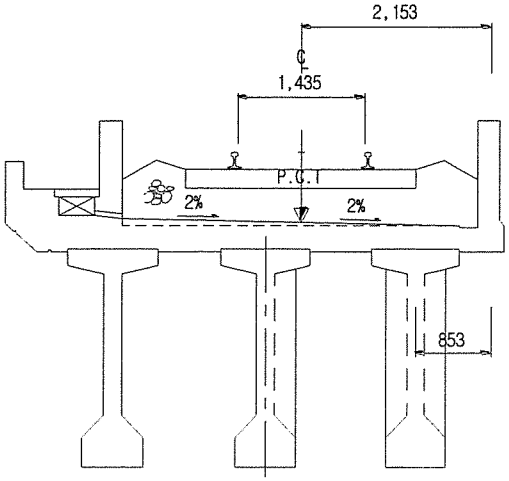
w_p = 5.000 kN/m²



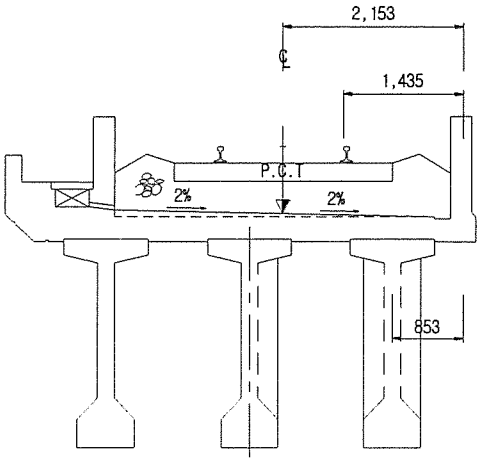
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.000 × 0.600 = 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 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.34 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (1.130 + 2.000) × 3.000 kN/m² = 9.390 kN/m

M_W = 9.39 × (1.130 + 2.000) / 2 = 14.695 kN-m/m

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 13.63 + 1.85 × 0.00

= 18.399 kN-m

Load case 2 : U = 1.6(D + L)

= 1.6 × (13.63 + 0.00) = 21.806 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (13.63 + 14.70) = 38.237 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (13.63 + 0.00 + 0.5 × 14.70)

= 28.32 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 13.63 + 1.35 × 0.00

= 18.399 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (13.63 + 0.00) = 13.63 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.00 × (13.63 + 0.00 + 0.5 × 14.70)

= 20.98 kN-m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

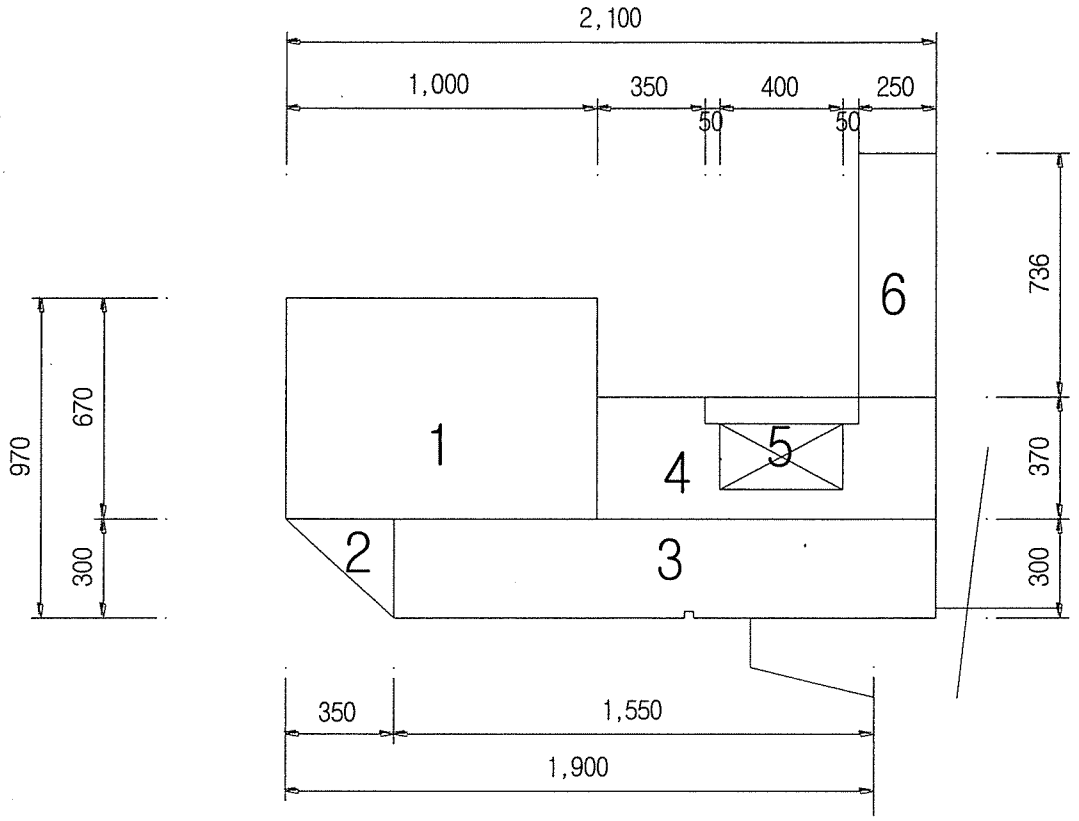
3.3.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.4 전철주기초부

3.4.1 하중 계산



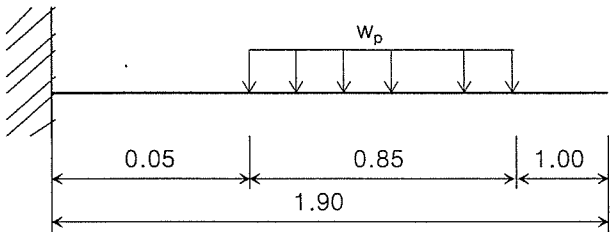
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 2.000 − 0.100 = 1.900 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	1.000 × 0.670 × 24.5 =	16.42	1.400	22.99
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.29	1.667	2.15
(3)	1.550 × 0.300 × 24.5 =	11.39	0.775	8.83
(4)	0.900 × 0.370 × 24.5 =	8.16	0.250	2.04
(5)	0.400 × 0.200 × 24.5 =	-1.96	0.300	-0.59
(6)	0.050 × 0.736 × 24.5 =	0.90	0.025	0.02
자갈도상	1.550 × 0.00 × 1.3 × 19 =	0.00	0.775	0.00
CABLE	=	1.00	0.300	0.30
방음벽	=	2.00	1.000	2.00
전철주	=	20.00	1.400	28.00
TOTAL	=	59.20		65.74

(2) 군집하중 (L)

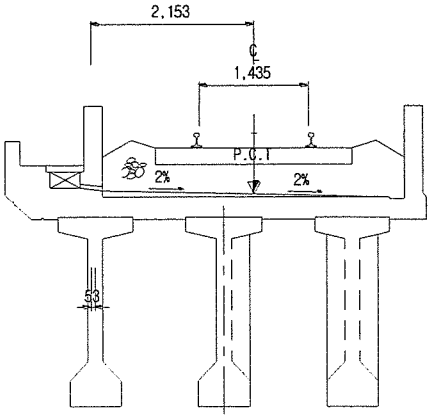
w_p = 5.000 kN/m^2



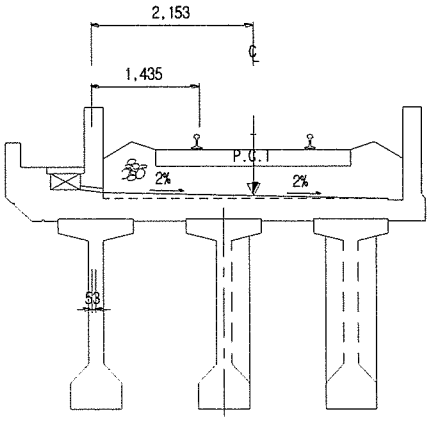
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.850 × 0.475 = 2.02 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Loa< - 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/m^2

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m^2

$M_{LR<}$ = 170.81 × 0.000 ^{2} / 2 = 0.000 kN-m/m

$M_{LR<}$ = 99.34 × 0.000 ^{2} / 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

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 65.74 + 1.85 × 2.02

= 92.486 kN-m

Load case 2 : U = 1.6(D + L)

= 1.6 × (65.74 + 2.02) = 108.416 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (65.74 + 10.69) = 103.185 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (65.74 + 2.02 + 0.5 × 10.69)

= 98.69 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 65.74 + 1.35 × 0.00

= 88.749 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (65.74 + 2.02) = 67.760 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.00 × (65.74 + 2.02 + 0.5 × 10.69)

= 73.11 kN-m

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

3.2.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.5 바닥판 설계

3.5.1 궤도부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	58.75	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 65{,}282{,}222.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 761.62 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 761.62 = 1{,}015.49\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

압축(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

인장(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,894 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 58.75 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1\frac{f_{ck}}{f_y}\frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,324.00	/	6	=	220.67	mm^2
압축측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
인장측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

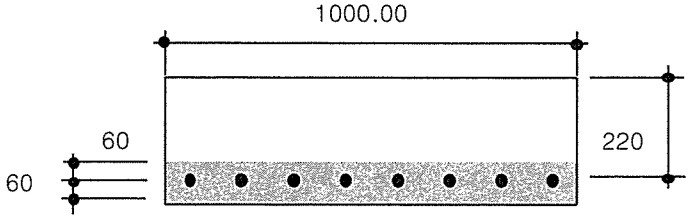
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	=	440.00	mm^2
사용 배력 철근 단면적							=	1,267.00	mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 21.900 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	7.26	
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1324.00	/ (	1000.00	× 220.00)	=	0.00602
nρ	=	n	×	ρ	=	7.26	x	0.00602				=	0.04371
k	=	−	n	ρ	+ √((	n	ρ	)²	+	2	n ρ)	=	0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1	−	0.255	/ 3	=	0.915

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 21,900,000 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 82.15 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.000 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [828.612 , 766.89] = 766.890 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 766.890 mm ∴ O.K

3.5.2 캔틸레버부 (좌측)

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	31.40	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88,000\ A_s + 34,891,111 = 0$

필요 철근량 A_s = 402.00 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 402.00$ = 536.00 mm^2

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 753.12 mm^2

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 770.00 mm^2

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000}$ = 20.77 mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,894 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 18.40 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y}\frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,324.0	/	6	=	220.67	mm^2
인장측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
압축측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

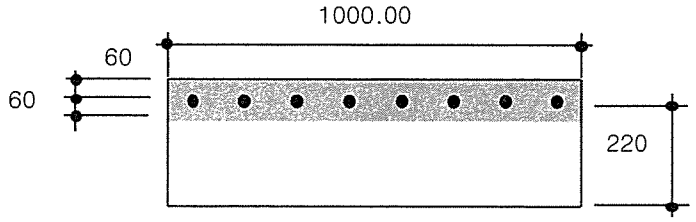
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	= 440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적							= 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 14.587 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	7.26	
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1324.00	/ (	1000.00	×	220.00)	= 0.00602
nρ	=	n	×	ρ	=	7.26	x	0.00602			=	0.04371	
k	=	−	n	ρ	+ √((	n	ρ)²	+	2	n	ρ)	=	0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1	−	0.255	/ 3	=	0.915

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 14,587,000.00 /(0.00602 × 0.915 × 1000.00 × 220.00 ²)

= 54.71 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.00 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [1309.408 , 1151.526] = 1151.526 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 1151.526 mm ∴ O.K

3.5.3 캔틸레버부 (우측)

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	38.24	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 42{,}485{,}556.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 491.01 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 491.01$ = 654.68 mm^2

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 753.12 mm^2

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 770.00 mm^2

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00}$ = 20.77 mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,893.60 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 38.24 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\,\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y}\frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 1,324.00 / 6 = 220.67 mm^2

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × 1,000/200 = **633.50** mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × 1,000/200 = **633.50** mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

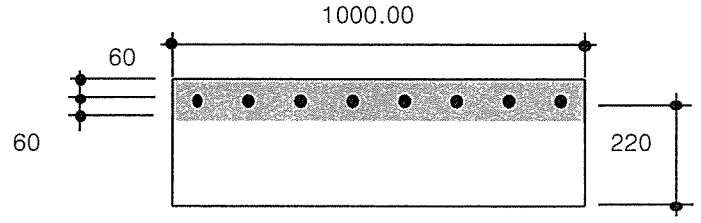
사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 13.630 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1324.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00602

n ρ = n × ρ = 7.26 x 0.00602 = 0.04371

k = − n ρ + √((n ρ)² + 2 n ρ) = 0.255

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.255 / 3 = 0.915

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 13,630,000.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 51.12 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.00 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [1410.493 , 1232.394] = 1232.394 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 1232.394 mm ∴ O.K

3.5.4 전철주기초부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	108.416	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 120{,}462{,}222.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,439.53 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}439.53 = 1{,}919.37\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 19 @ 150 = 286.5 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2})$

= 140,971,752 N-mm

= **140.97** kN-m > M_u = 108.42 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1\frac{f_{ck}}{f_y}\frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.868 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 1,910.00 / 6 = 318.33 mm^2

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

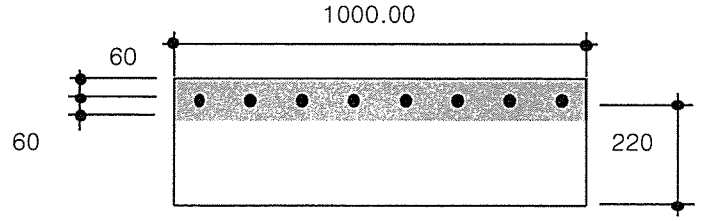
사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 73.110 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 8.19

ρ = A_s / (b × d) = 1910.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00868

n ρ = n × ρ = 8.19 x 0.00868 = 0.07109

k = − n ρ + √((n ρ)² + 2 n ρ) = 0.313

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.313 / 3 = 0.896

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 73,110,000.00 /(0.00868 x 0.896 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 194.22 MPa

- 균열폭 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 19.00 / 2 = 50.50 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [279.218 , 324.374] = 279.218 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 279.218 mm ∴ O.K

3.5.5 캔틸레버판 단부 검토

(1) 좌측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 770.00 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 2 × 770.00 = 1,540.00 mm^2

- 사용철근

  인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

  압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

  단부에서 1.10 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 491.01 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

  $A_{s,req}$ = 2 × 491.01 = 982.02 mm^2

- 사용철근

  인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

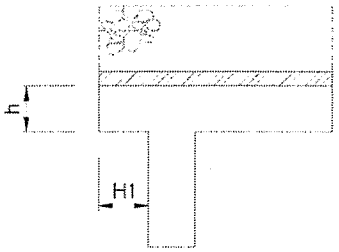
  압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

  단부에서 0.90 m 까지

3.6 슬래브 단부 설계

3.6.1 단면치수



h: 0.28 m

H1: 0.325 m

3.6.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

w_d = 22.622 kN/m²

$M_d = w_d \times H_1^2 / 2$ = 1.195 KN·m/m

2) 활하중에 의한 단면력

w_L = 74.709 kN/m²

$M_L = w_L \times H_1^2 / 2$ = 3.946 KN·m/m

3) 하중조합

- 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : $U = 1.35\,D + 1.85\,L$

$= 1.35 \times 1.19 + 1.85 \times 3.95 =$ 8.912 kN-m

Load case 2 : $U = 1.6\,(D + L)$

$= 1.6 \times (1.19 + 3.95) =$ 8.225 kN-m

3. 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	8.912	
적 용	8.912	MAX

3.6.3 철근량 산정

1. 설계조건

f_{ck}	=	30.00 MPa			
f_y	=	400.00 MPa			
M_u	=	8.912 kN-m			
b	=	1000.00 mm	h	=	280.00 mm
d'	=	60.00 mm	d	=	220.00 mm
ϕ_f	=	0.90	k_1	=	0.85

2. 휨검토

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 0.0157 A_s

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a/2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 9{,}902{,}473.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 112.96 mm²

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 112.96 = 150.61 \ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{(f_{ck})}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{(30.00)}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \ mm^2$$

인장(상면) A_s = H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

2) 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{633.50 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 9.94 \ mm$$

$$\Phi M_n = \Phi A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$= 0.90 \times 633.50 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{9.94}{2})$$

= 49,039,741.80 N-mm

= **49.04** kN-m > M_u = 8.91 kN-m (사용률: 5.503)

O.K.!!

3) 철근비검토

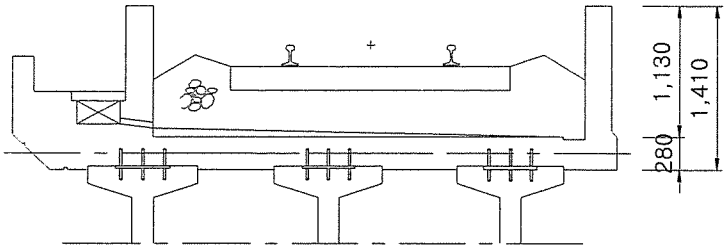
균형철근비(p_b) = $0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.288 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3.7 탈선방호벽 설계

3.7.1 단면치수



h: 1.130 m

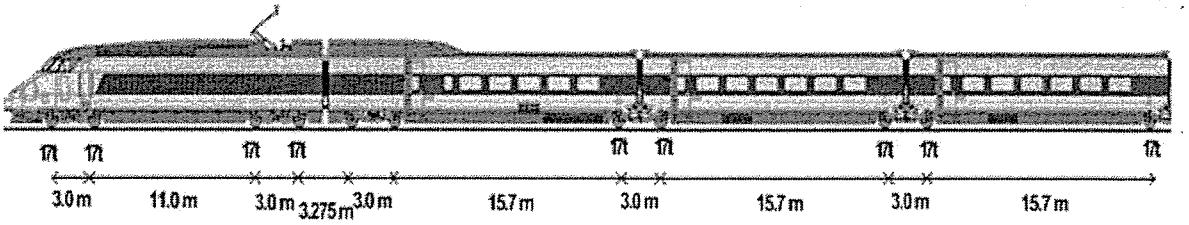
t: 0.250 m

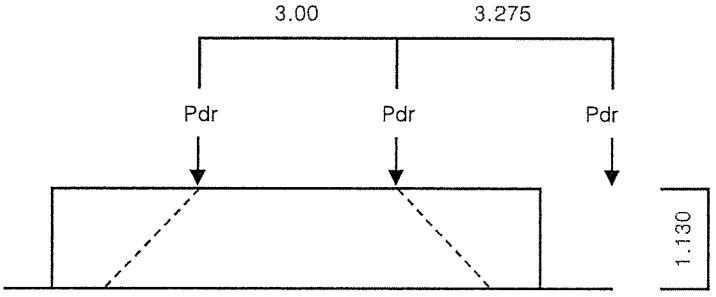
3.7.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정

(※ 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음)





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.26

= 57.0 kN/m

2. 전단력 산정

Sr = 57.0 kN

3. 휨모멘트 산정

Mr = 57.0 × 1.130 = 64.4 kN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	64.45	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	250.00	mm
d'	=	50.00	mm	d	=	200.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2) 휨검토

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 80{,}000.00\ A_s + 71{,}609{,}632.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 927.37 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 927.37$ = 1,236.49 mm^2

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00$ = 684.65 mm^2

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00$ = 700.00 mm^2

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00}$ = 20.77 mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (\ d - a / 2\ )$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2})$

= 90,378,093.60 N-mm

= **90.38** kN-m > M_u = 64.45 kN-m (사용률: 1.402)

O.K.!!

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.662 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{\ 30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000$ = 155.19 kN

ΦVc = 155.19 > Vu = 57.034 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

3.8 바닥판 설계 요약

3.8.1 횡방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm^2
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	
캔틸레버부	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm^2

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	
캔틸레버부	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm^2

3.6.2 종방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

(2) 바닥판 하면

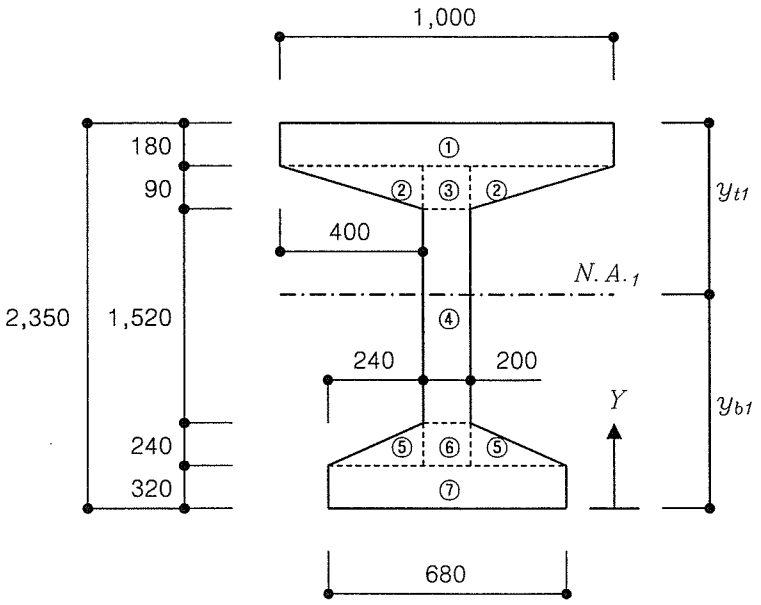
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

4. 주거더 설계

4.1 단면제원

4.1.1 중앙부 단면

(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	800	90	36,000	2,140	77,040,000	164,865,600,000	16,200,000
3	200	90	18,000	2,125	38,250,000	81,281,250,000	12,150,000
4	200	1,520	304,000	1,320	401,280,000	529,689,600,000	58,530,133,333
5	480	240	57,600	400	23,040,000	9,216,000,000	184,320,000
6	200	240	48,000	440	21,120,000	9,292,800,000	230,400,000
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			861,200		1,002,346,000	1,719,283,810,000	61,316,056,666

y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + -1,163.89 = 1,186.11 mm

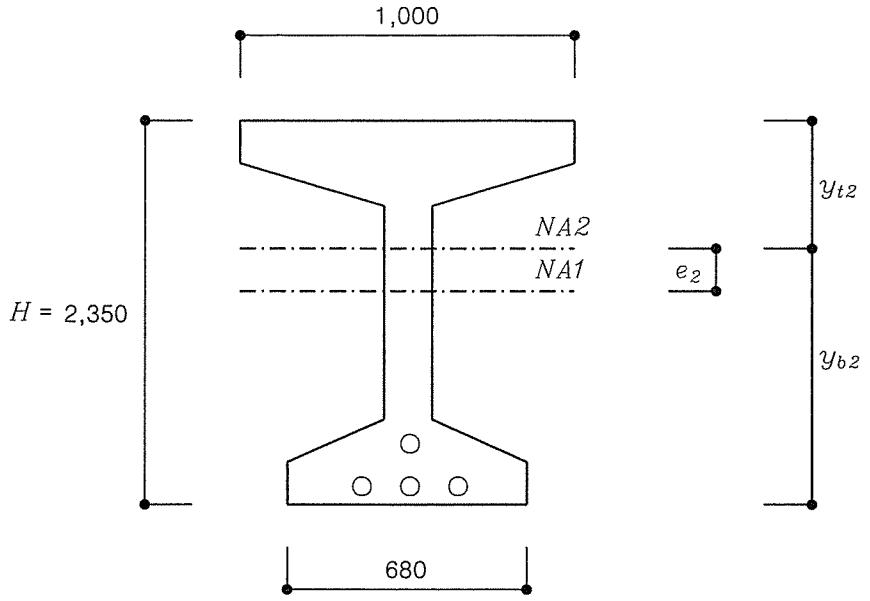
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,002,346,000 / 861,200 = -1,163.89 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 1,780,599,866,666 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 1,780,599,866,666 − 861,200 x -1,163.89 ^{2}

= 613,983,957,141 mm^4

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm^2)	개수	총단면적 (mm^2)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm^2)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	125	
2	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	125	
3	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	125	
4	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	250	

강선 중심 거리 (하연부터) = 625 / 4 = 156.25 mm

구 분	A_2 (mm^2)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm^3)	$A_2 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	861,200	0.00	0	0	613,983,957,141
쉬스관	-13,272	-1,007.64	13,373,398	-13,475,570,841	-3,504,962
합 계	847,928		13,373,398	-13,475,570,841	613,980,452,179

e_2 = $\Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2$ = 13,373,398 / 847,928 = 15.77 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t2} = $y_{t1} - e_2$ = 1,186.11 − 15.77 = 1,170.34 mm

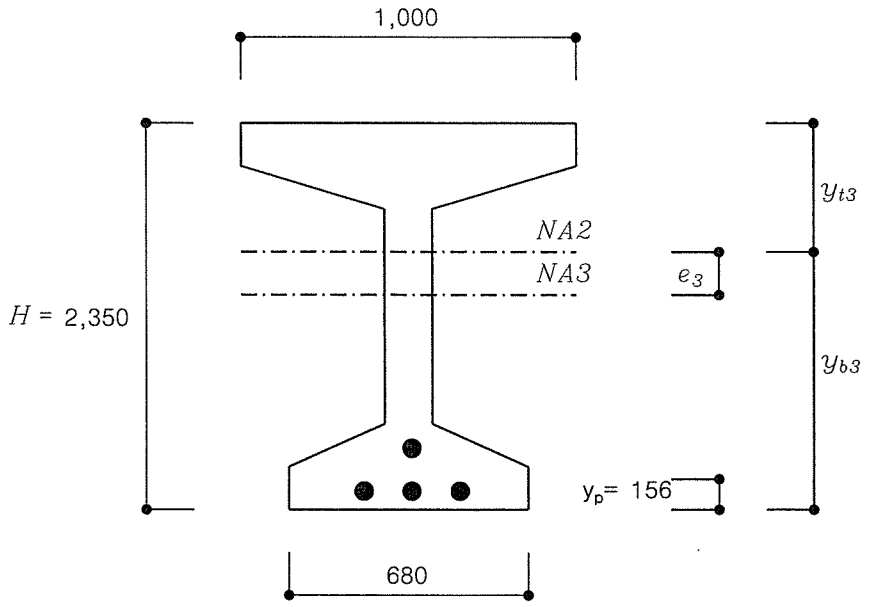
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,163.89 − 15.77 = -1,179.66 mm

I_{NA2} = $\Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

= 613,980,452,179 + -13,475,570,841 − 210,873,673

= 600,294,007,665 mm^4

(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm^2)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm^3)	$A_3 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
순단면적	847,928	0.00	0	0	600,294,007,665
PS 강선	28,931	-1,023	-29,608,316	30,301,446,316	374,207
합 계	876,859		-29,608,316	30,301,446,316	600,294,381,872

n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66

e_3 = $\Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3$ = -29,608,316 / 876,859 = -33.77 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t3} = $y_{t2} - e_3$ = 1,170.34 − -33.77 = 1,204.11 mm

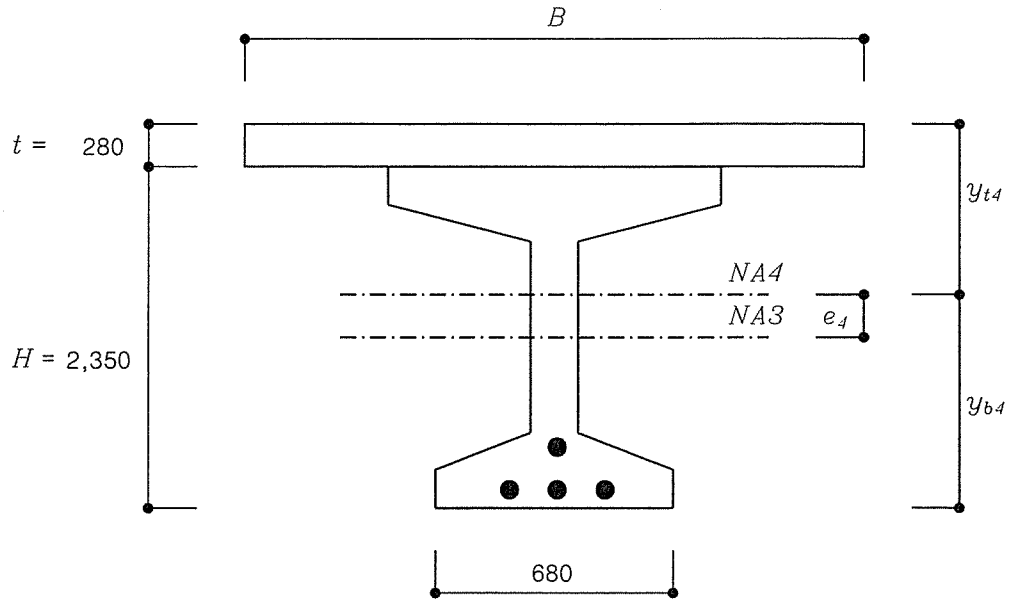
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,179.66 − -33.77 = -1,145.89 mm

I_{NA3} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 600,294,381,872 + 30,301,446,316 − 999,981,361

= 629,595,846,827 mm^4

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4		=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\ h_f$	=	200	+	12 x	280	=	3,560	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700				=	1,700	mm
					∴ B	=	1,700	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	437,920	1,344.11	588,612,651	791,160,150,604	2,861,077,333
합 계	1,314,779		588,612,651	791,160,150,604	632,456,924,160

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 588,612,651 / 1,314,779 = 447.69 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 447.69 = 1,036.42 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.89 − 447.69 = −1,593.58 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 632,456,924,160 + 791,160,150,604 − 263,516,345,768

= 1,160,100,728,996 mm^4

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 mm

(ii) $b_l + 6\,h_f$ = 1,300 + 6 x 280 = 4,660 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 mm

$\therefore\ B$ = 2,050 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	528,080	1,344.11	709,797,609	954,046,063,964	3,450,122,667
합 계	1,404,939		709,797,609	954,046,063,964	633,045,969,494

e_4 = $\Sigma\,(A_4 \times y) / \Sigma\,A_4$ = 709,797,609 / 1,404,939 = 505.22 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 505.22 = 978.89 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.89 − 505.22 = −1,651.11 mm

I_{NA4} = $\Sigma\,I_o + \Sigma\,(A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 633,045,969,494 + 954,046,063,964 − 358,606,824,130

= 1,228,485,209,328 mm^4

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 mm

(ii) $b_l + 6\,h_f$ = 1,100 + 6 x 280 = 4,460 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 mm

$\therefore\ B$ = 1,850 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	476,560	1,344.11	640,549,062	860,968,399,187	3,113,525,333
합 계	1,353,419		640,549,062	860,968,399,187	632,709,372,160

e_4 = $\Sigma\,(A_4 \times y) / \Sigma\,A_4$ = 640,549,062 / 1,353,419 = 473.28 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 473.28 = 1,010.83 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.89 − 473.28 = −1,619.17 mm

I_{NA4} = $\Sigma\,I_o + \Sigma\,(A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 632,709,372,160 + 860,968,399,187 − 303,157,688,144

= 1,190,520,083,203 mm^4

(6) 단면 제원 집계표

① 내측 거더(G2)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,314,779
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,036.42
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	756.42
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,593.58
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,160,100,728,996
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,119,334,564
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,533,672,733
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-727,983,991

② 외측거더(G1)

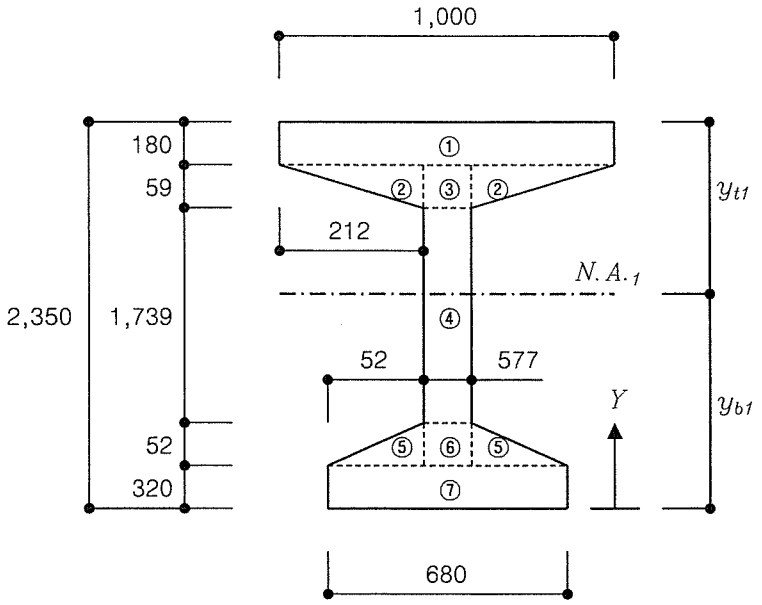
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,404,939
바닥판 상연	(mm)	-	-	978.89
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	698.89
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,651.11
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,228,485,209,328
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,254,977,790
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,757,766,185
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-744,035,957

③ 외측거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,353,419
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,010.83
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	730.83
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,619.17
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,190,520,083,203
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,177,764,889
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,628,997,281
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-735,265,650

4.1.2 H 지점 단면 (지점에서 2.350 m)

(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	423	59	12,479	2,150	26,829,850	57,684,177,500	2,413,203
3	577	59	34,043	2,141	72,886,063	156,049,060,883	9,875,307
4	577	1,739	1,003,403	1,242	1,246,226,526	1,547,813,345,292	252,867,673,647
5	103	52	2,678	337	902,486	304,137,782	402,295
6	577	52	30,004	346	10,381,384	3,591,958,864	6,760,901
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			1,480,207		1,798,842,309	2,690,381,240,321	255,229,978,686

y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + -1,215.26 = 1,134.74 mm

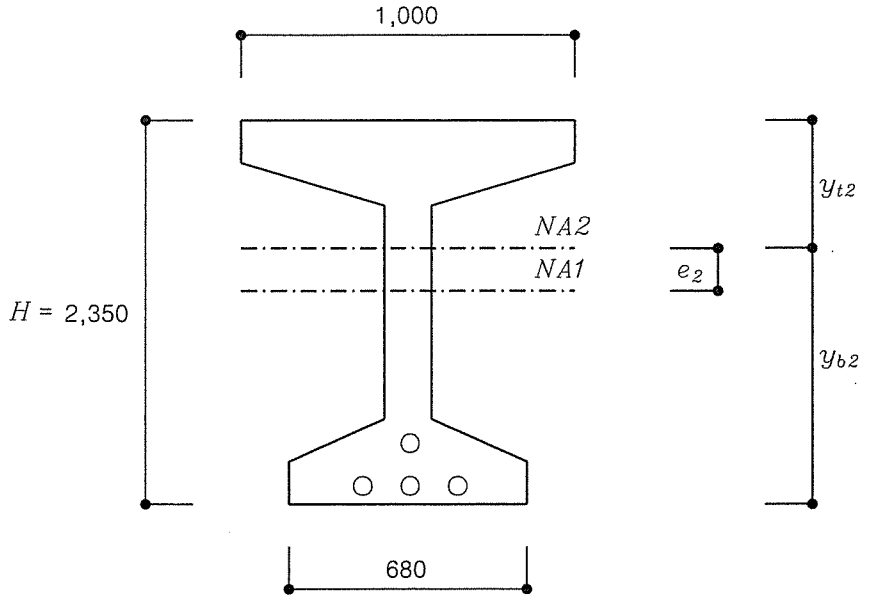
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,798,842,309 / 1,480,207 = -1,215.26 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 2,945,611,219,007 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 2,945,611,219,007 - 1,480,207 x -1,215.26 ^{2}

= 759,557,345,587 mm^4

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm^2)	개수	총단면적 (mm^2)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm^2)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	240	
2	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	462	
3	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	684	
4	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	969	

강선 중심 거리 (하연부터) = 2355 / 4 = 588.75 mm

구 분	A_2 (mm^2)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm^3)	$A_2 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	1,480,207	0.00	0	0	759,557,345,587
쉬스관	-13,272	-626.51	8,315,041	-5,209,456,161	-3,504,962
합 계	1,466,935		8,315,041	-5,209,456,161	759,553,840,625

$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 8,315,041 / 1,466,935 = 5.67$ mm

(+ : ↑, − : ↓)

$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,134.74 - 5.67 = 1,129.07$ mm

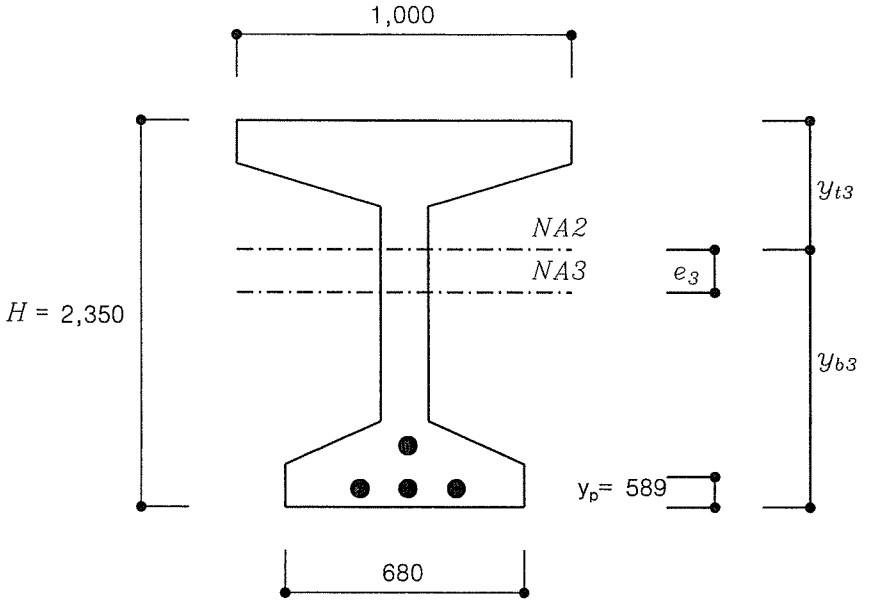
$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,215.26 - 5.67 = -1,220.93$ mm

$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

$= 759,553,840,625 + (-5,209,456,161) - 47,160,347$

$= 754,297,224,117$ mm^4

(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm^2)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm^3)	$A_3 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
순단면적	1,466,935	0.00	0	0	754,297,224,117
PS 강선	28,931	-632.18	-18,289,625	11,562,335,049	374,207
합 계	1,495,866		-18,289,625	11,562,335,049	754,297,598,324

n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66

e_3 = $\Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3$ = -18,289,625 / 1,495,866 = -12.23 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t3} = $y_{t2} - e_3$ = 1,129.07 − -12.23 = 1,141.30 mm

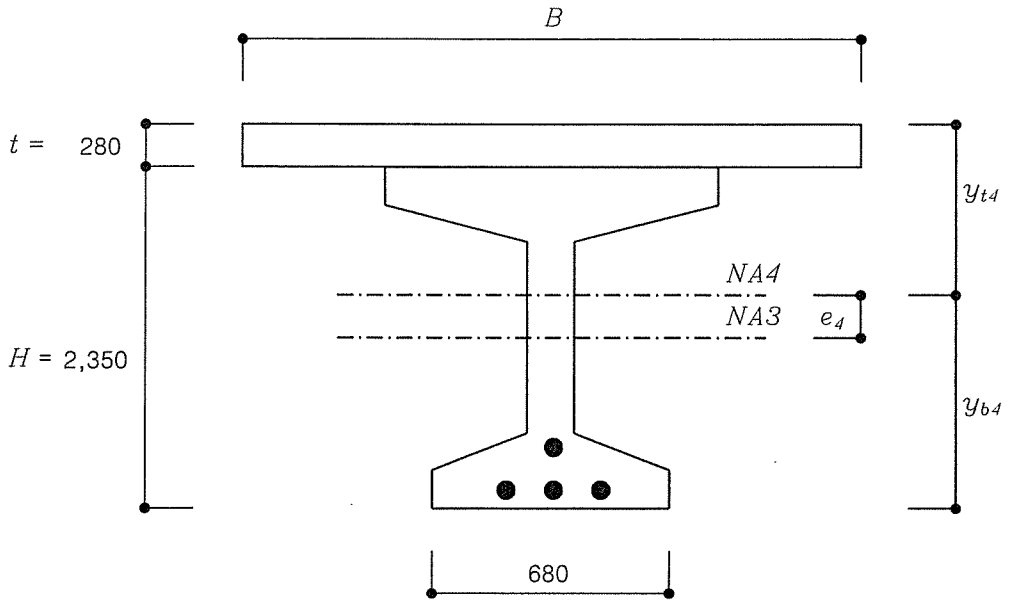
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,220.93 − -12.23 = -1,208.70 mm

I_{NA3} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 754,297,598,324 + 11,562,335,049 − 223,741,022

= 765,636,192,351 mm^4

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4		=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\,h_f$	=	577	+	12 x	280	=	3,937	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700				=	1,700	mm
					$\therefore$ B	=	1,700	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	437,920	1,281.30	561,106,896	718,946,265,845	2,861,077,333
합 계	1,933,786		561,106,896	718,946,265,845	768,497,269,684

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 561,106,896 / 1,933,786 = 290.16 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 – 290.16 = 1,193.95 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = -1145.89 – 290.16 = -1,436.05 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 768,497,269,684 + 718,946,265,845 – 162,810,910,813

= 1,324,632,624,716 mm^4

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12	=	1,300	+	24,900	/	12	=	3,375	mm
(ii) $b_l + 6\,h_f'$	=	1,300	+	6 x 280			=	4,660	mm
(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2	=	1,300	+	1,500	/	2	=	2,050	mm
						$\therefore$ B	=	2,050	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	528,080	1,281.30	676,628,904	866,964,614,695	3,450,122,667
합 계	2,023,946		676,628,904	866,964,614,695	769,086,315,018

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 676,628,904 / 2,023,946 = 334.31 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 334.31 = 1,149.80 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.89 − 334.31 = −1,480.20 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 769,086,315,018 + 866,964,614,695 − 226,202,637,685

= 1,409,848,292,028 mm^4

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12	=	1,100	+	24,900	/	12	=	3,175	mm
(ii) $b_l + 6\,h_f$	=	1,100	+	6 x 280			=	4,460	mm
(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2	=	1,100	+	1,500	/	2	=	1,850	mm
						$\therefore$ B	=	1,850	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	476,560	1,281.30	610,616,328	782,382,701,066	3,113,525,333
합 계	1,972,426		610,616,328	782,382,701,066	768,749,717,684

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 610,616,328 / 1,972,426 = 309.58 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 309.58 = 1,174.53 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.89 − 309.58 = −1,455.47 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 768,749,717,684 + 782,382,701,066 − 189,036,870,639

= 1,362,095,548,111 mm^4

(6) 단면 제원 집계표

① 내측 거더(G2)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	1,933,786
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,193.95
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	913.95
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,436.05
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,324,632,624,716
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,109,454,018
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,449,349,116
	$S_{b,gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-922,414,000

② 외측거더(G1)

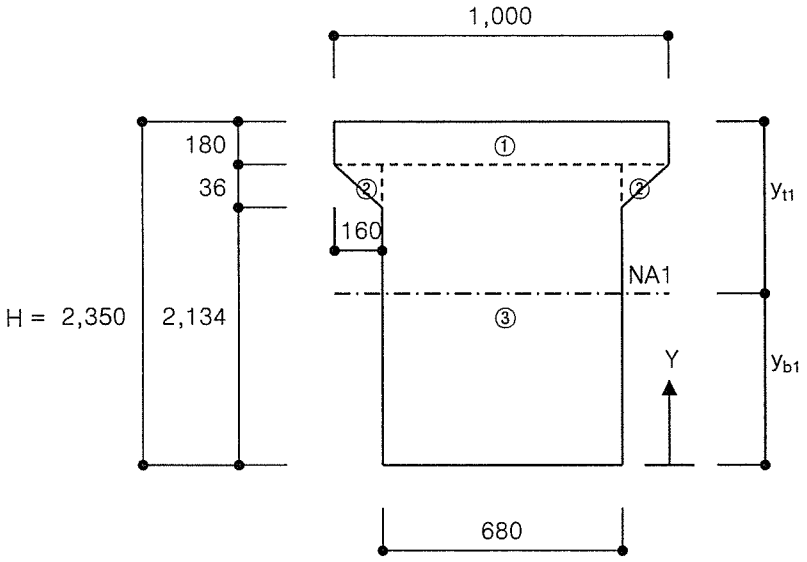
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	2,023,946
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,149.80
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	869.80
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,480.20
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,409,848,292,028
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,226,168,283
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,620,887,896
	$S_{b.gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-952,471,485

③ 외측거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	1,972,426
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,174.53
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	894.53
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,455.47
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,362,095,548,111
단면계수(mm^3)	$S_{t.slab}$	-	-	1,159,694,131
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,522,694,094
	$S_{b.gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-935,845,842

4.1.3 단부 지점부 단면

(1) 전 단면적



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	$A \times y$ (mm^3)	$A \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	320	36	5,760	2,158	12,430,080	26,824,112,640	414,720
3	680	2,170	1,475,600	1,085	1,601,026,000	1,737,113,210,000	579,037,736,667
계			1,661,360		2,020,256,080	2,683,305,322,640	579,524,151,387

y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 2,020,256,080 / 1,661,360 = −1,216.0 mm

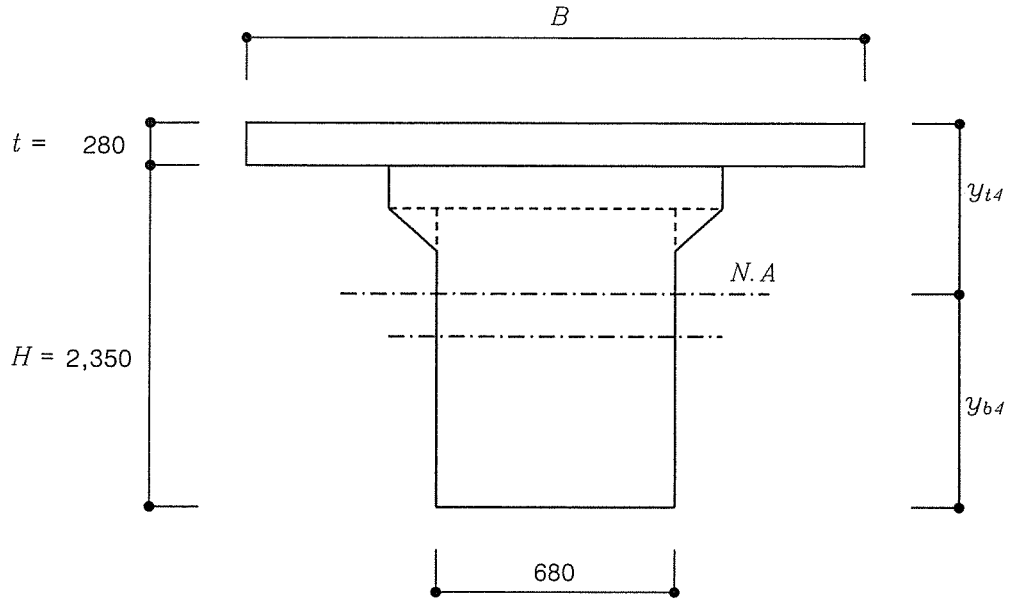
y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1216.0 = 1,134.0 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 3,262,829,474,027 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 3,262,829,474,027 − 1,661,360 x −1,216.00 ^{2}

= 806,249,541,867 mm^4

(2) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 거더 경간의 1/4	=	24,900	/	4		=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\ h_f$	=	680	+	12 x	280	=	4,040	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700				=	1,700	mm
						=	1,700	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	437,920	1,274.0	557,910,080	710,777,441,920	2,861,077,333
합 계	2,099,280		557,910,080	710,777,441,920	809,110,619,200

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 557,910,080 / 2,099,280 = 265.76 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 − 265.76 = 1148.24 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1216.00 + 265.76 = −950.24 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 809,110,619,200 + 710,777,441,920 − 148,268,740,528

= 1,371,619,320,592 mm^4

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 mm

(ii) b_l + 6 h_f = 1,300 + 6 x 280 = 4,660 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 mm

∴ B = 2,050 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	528,080	1,274.0	672,773,920	857,113,974,080	3,450,122,667
합 계	2,189,440		672,773,920	857,113,974,080	809,699,664,534

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 672,773,920 / 2,189,440 = 307.28 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 − 307.28 = 1106.72 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1216.00 + 307.28 = −908.72 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 809,699,664,534 + 857,113,974,080 − 206,729,110,737

= 1,460,084,527,877 mm^4

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 mm

(ii) b_l + 6 h_f = 1,100 + 6 x 280 = 4,460 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 mm

∴ B = 1,850 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	476,560	1,274.0	607,137,440	773,493,098,560	3,113,525,333
합 계	2,137,920		607,137,440	773,493,098,560	809,363,067,200

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 607,137,440 / 2,137,920 = 283.99 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 − 283.99 = 1130.01 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1216.00 + 283.99 = −932.01 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 809,363,067,200 + 773,493,098,560 − 172,423,932,348

= 1,410,432,233,412 mm^4

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	내 측 거 더(G2)		외 측 거 더(G1)	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)	전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,661,360	2,099,280	1,661,360	2,189,440
바닥판 상연	(mm)	-	1,148.24	-	1,106.72
거더 상연	(mm)	1,134.00	868.24	1,134.00	826.72
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-950.24	-1,216.00	-908.72
단면2차모멘트	(mm^4)	806,249,541,867	1,371,619,320,592	806,249,541,867	1,460,084,527,877
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,194,540,619	-	1,319,289,909
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,579,769,788	710,978,432	1,766,117,341
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,443,445,151	-663,034,163	-1,606,748,534

구 분	단위	외 측 거 더(G3)	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,661,360	2,137,920
바닥판 상연	(mm)	-	1,130.01
거더 상연	(mm)	1,134.00	850.01
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-932.01
단면2차모멘트	(mm^4)	806,249,541,867	1,410,432,233,412
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,248,159,072
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,659,312,518
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,513,323,069

4.2 하중산정

4.2.1 고정하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d_o) → (주거더 당)

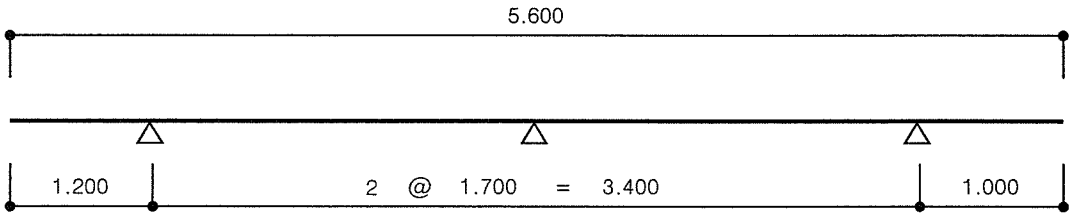
① 중앙부 단면

w_{c1} = 단면적 × 단위중량 = 0.861 × 24.50 = 21.095 kN/m

② 지점 단면

w_{c2} = 단면적 × 단위중량 = 1.661 × 24.50 = 40.695 kN/m

(2) 합성전 고정하중 (d_1) → (주거더 당)



① 외측거더(G1)

- 바닥판 $w_{slab.o}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 2.050 × 24.50 = 14.063 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab.o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.008 × 0.750 × 24.50 = 0.138 kN/m
- 가로보 $P_{slab.o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 0.510 × 24.50 = 7.609 kN

② 외측거더(G3)

- 바닥판 $w_{slab.o}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 1.850 × 24.50 = 12.691 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab.o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.014 × 1.350 × 24.50 = 0.447 kN/m
- 가로보 $P_{slab.o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 0.510 × 24.50 = 7.609 kN

③ 내측거더(G2)

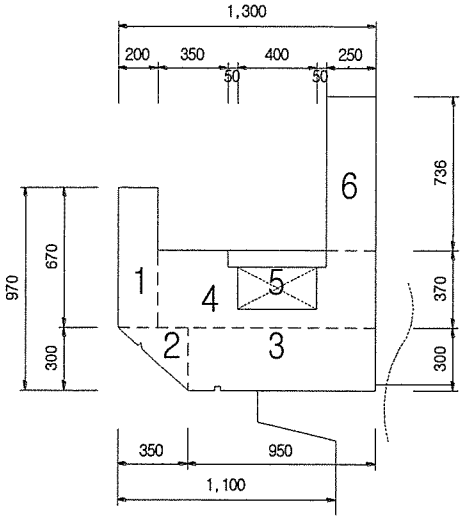
- 바닥판 $w_{slab.i}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 1.700 × 24.50 = 11.662 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab.o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.017 × 1.700 × 24.50 = 0.708 kN/m

- 가로보 $P_{slab.i}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 1.020 × 24.50 = 15.219 kN

(3) 합성후 고정하중 (d_2)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 종방향부재에 재하)

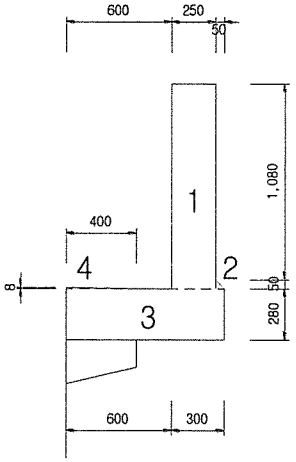
- 방호벽



					(면적)	(팔길이:좌측기준)	
①	0.200	×	0.670	=	0.134	0.100	
④	1.100	×	0.370	=	0.407	0.750	
⑤	0.400	×	0.200	=	-0.080	0.80	
⑥	0.250	×	0.736	=	0.184	1.23	
계					0.645	0.744	=> 좌측거더에서 0.456 m 이격

하중(P1) = 0.645 × 24.500 = 15.803 kN/m

M1 = 15.803 × 0.456 = 7.206 kN.m



						(면적)	(팔길이:우측기준)	
①	0.250	×	1.080		=	0.270	0.175	
②	0.050	×	0.050	/ 2	=	0.001	0.033	
계						0.271	0.174	=> 우측거더에서 0.826 m 이격

하중(P2) = 0.271 × 24.500 = 6.640 kN/m

M2 = 6.640 × 0.826 = 5.484 kN.m

- 방음벽 = 2.000 kN/m

좌측 방음벽 재하위치 : 좌측거더에서 1.100 m 이격

우측 방음벽 재하위치 : 우측거더에서 0.825 m 이격

- 방음벽기초

(0.400 + 0.600) × 0.100 / 4.000 × 24.50 = 0.613 kN/m

좌측 방음벽 재하위치 : 좌측거더에서 1.100 m 이격

우측 방음벽 재하위치 : 우측거더에서 0.825 m 이격

② 도상하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)

(자갈도상층 깊이) × 단위중량

= (0.565 + 0) × 19.0 × 1.3

= 13.956 kN/m^2

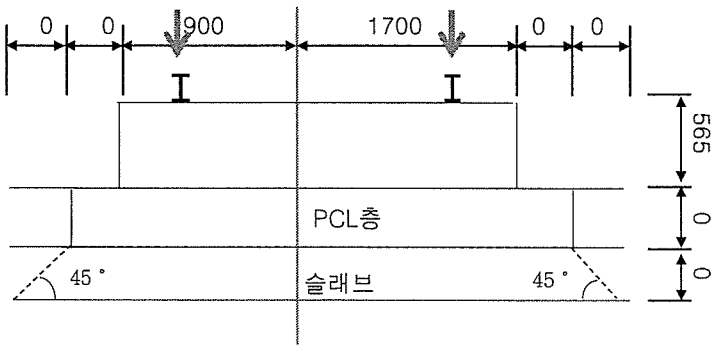
재하범위 : 좌측거더 외측으로 -0.10 m 부터

우측거더 외측으로 0.700 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.700 m) = 23.725 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 27.912 kN/m

③ 레일하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)



하중 분포폭

침목길이 + 1.5 x 도상 깊이) + 바닥판 두께

= 2.600 + 1.5 × 0.565 + 0.280

= 3.728 m

레일 침목 하중

= 5.600 / 3.728

= 1.502 kN/m^2

재하범위 : 중앙거더 좌측으로 0.900 m 부터

중앙거더 우측으로 1.700 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.700 m) = 2.553 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 3.004 kN/m

④ 케이블 (격자모델 종방향부재에 재하) = 1.000 kN/m

재하위치 : 좌측거더에서 0.400 m 이격

M2 = 1.000 × 0.400 = 0.400 kN.m

4.2.2 활하중 (격자모델 종방향부재에 재하)

(1) 보도적재하중

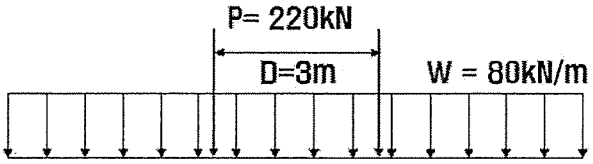
w_w = 2.000 × 0.850 = 1.700 kN/m

재하위치 : 좌측거더에서 0.575 m 이격

M2 = 1.700 × 0.575 = 0.978 kN.m

(2) 표준활하중

KL2012하중



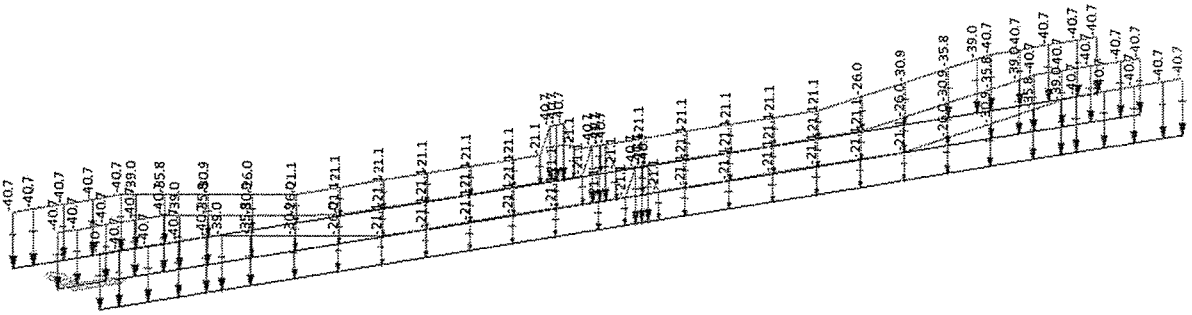
(3) 충격하중

$$\text{충격계수 i (\%)}; = \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126} = \mathbf{112.645}\ \%$$

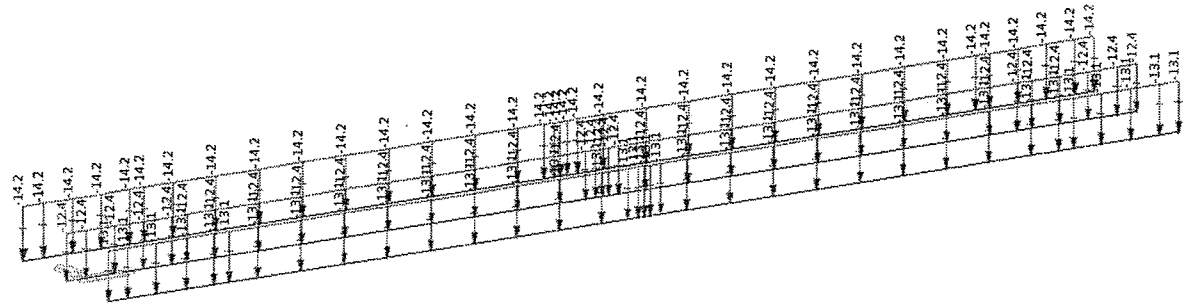
4.3 구조해석

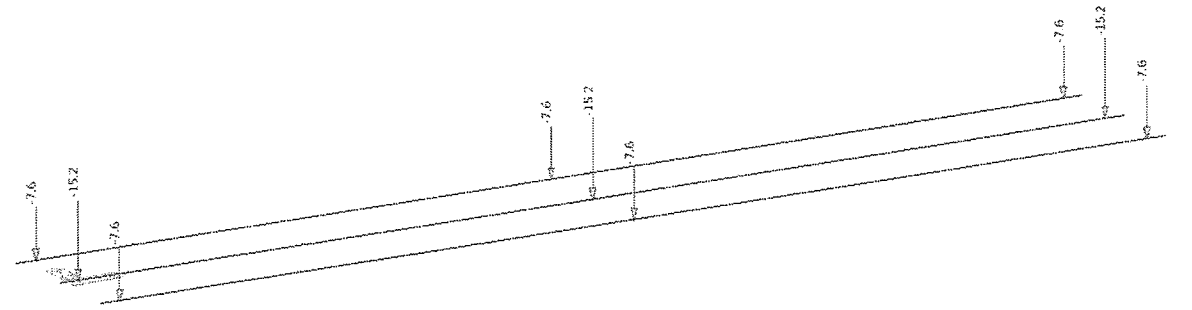
4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중



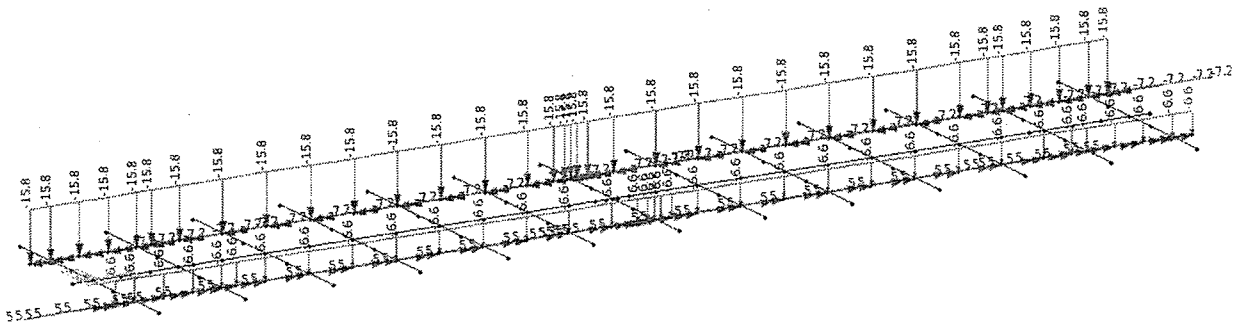
(2) 합성전 고정하중





(3) 합성후 고정하중

- 방호벽

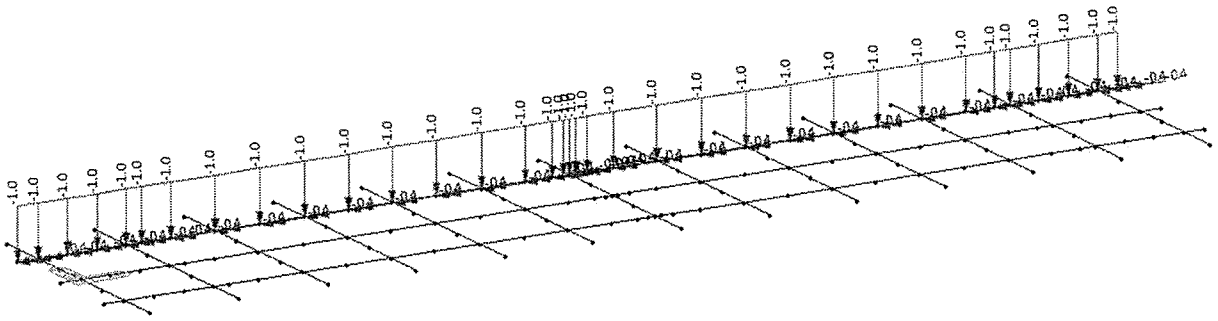


- 방음벽

- 도상

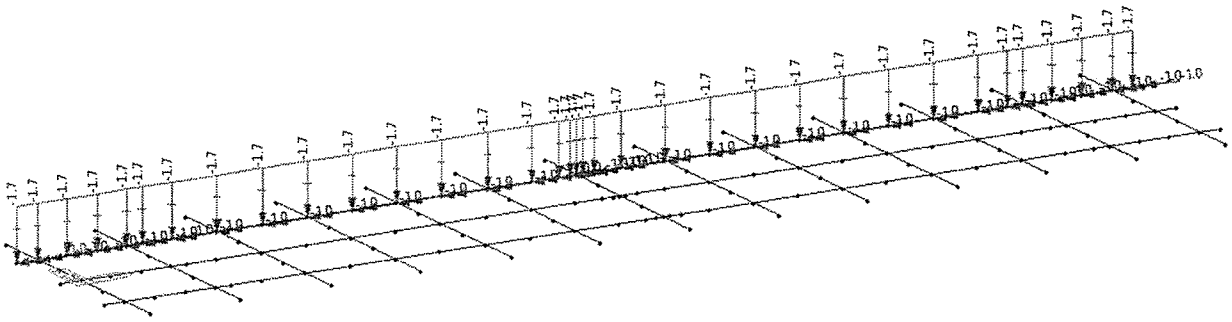
- 레일 + 침목

- 케이블

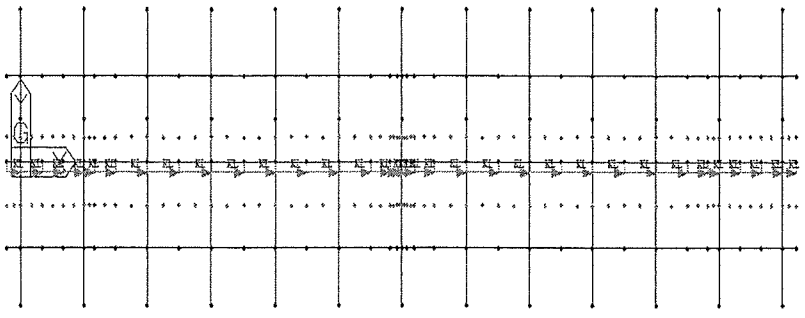


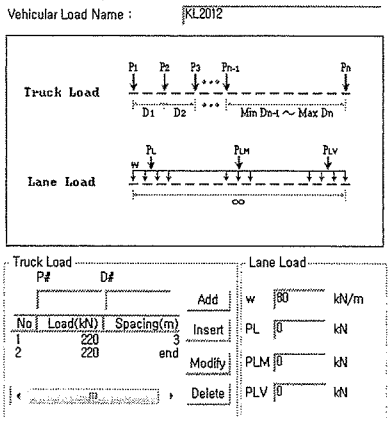
(4) 합성후 활하중

- 보도적재하중



- KL2012

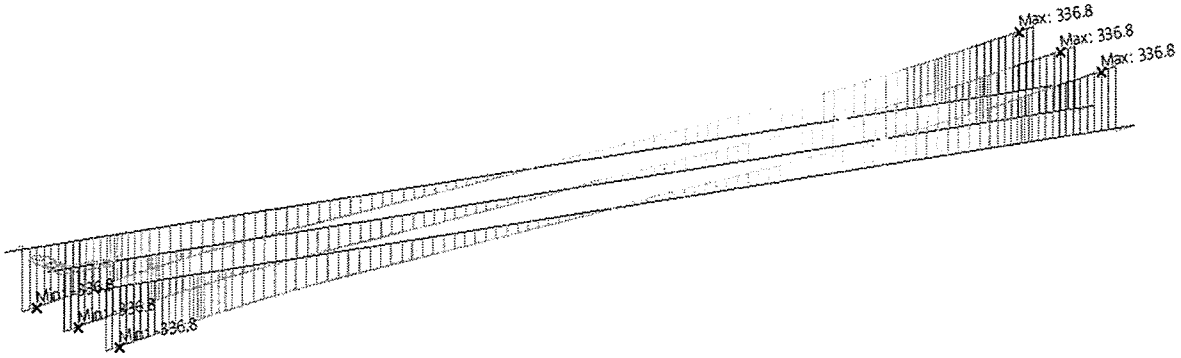




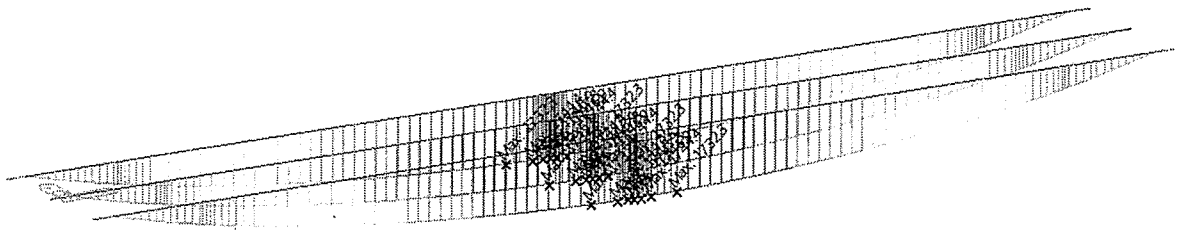
4.3.2 단면력도

(1) 빔 자중

- 전단력도

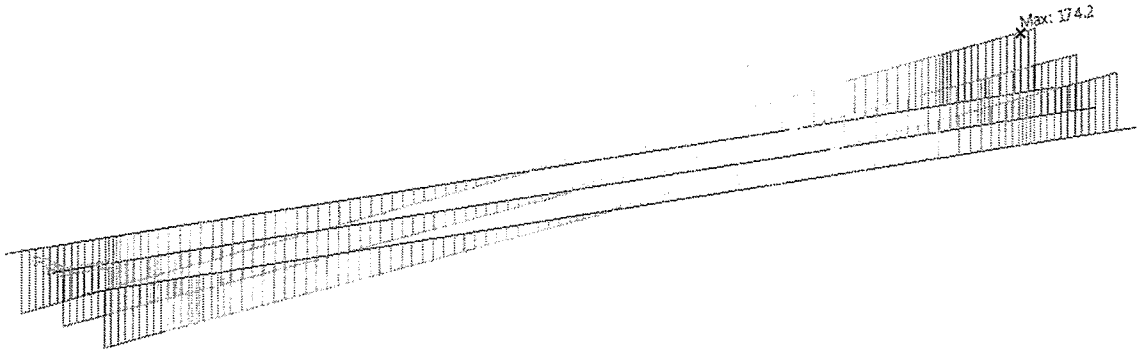


- 모멘트도

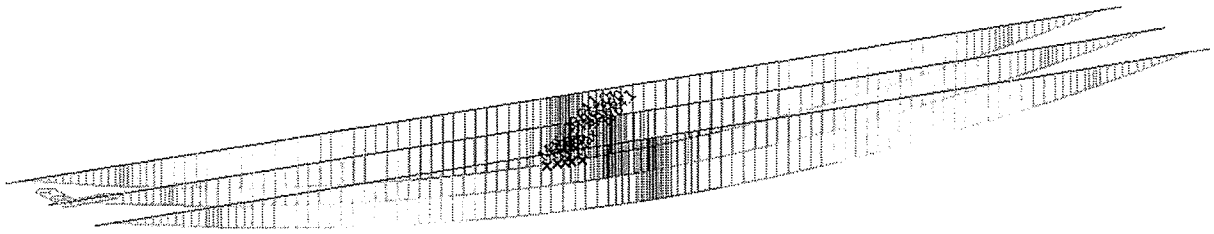


(2) 합성전 고정하중

- 전단력도

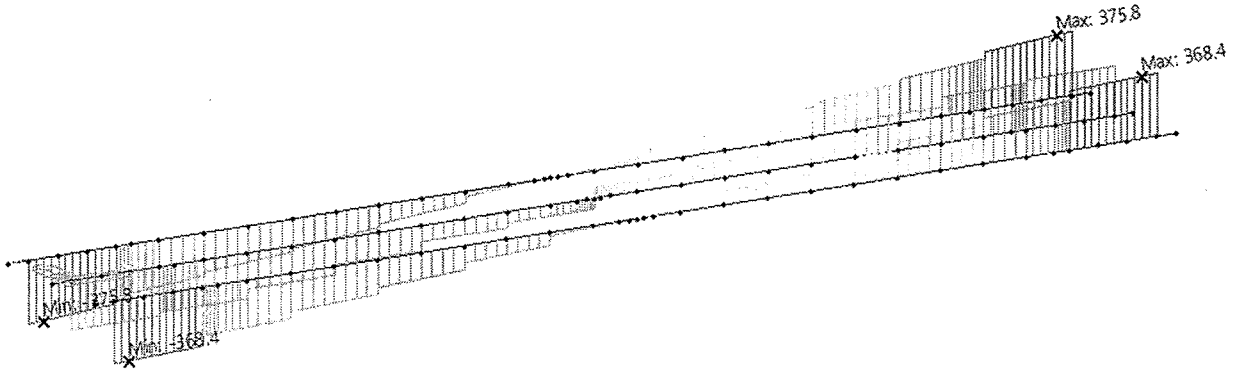


- 모멘트도

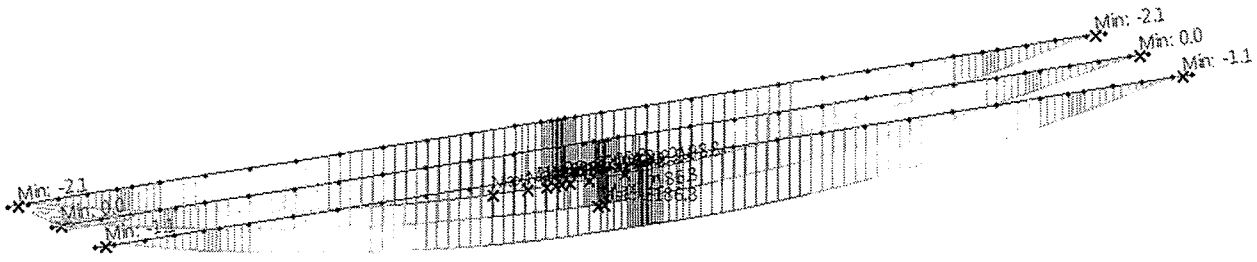


(3) 합성후 고정하중

- 전단력도

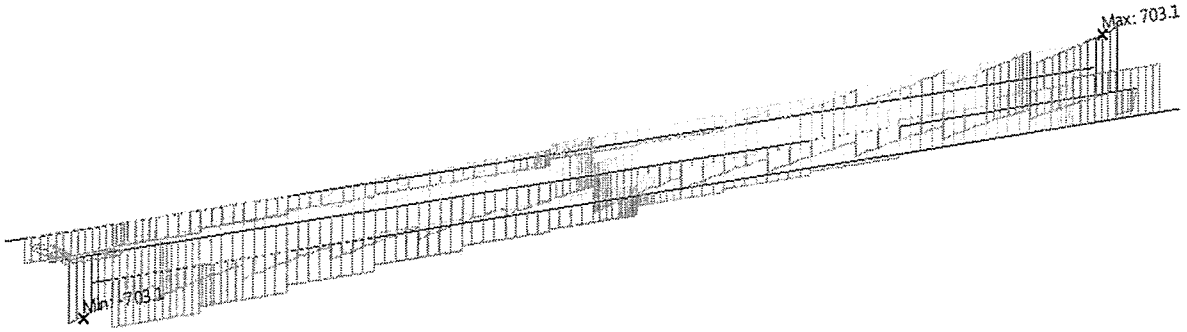


- 모멘트도

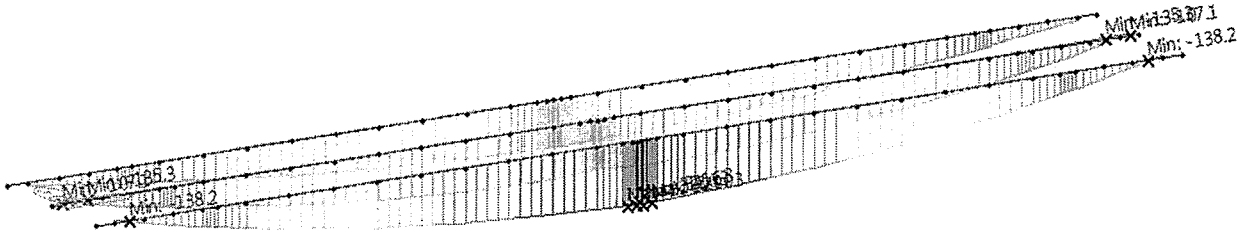


(4) 합성후 활하중

- 전단력도



- 모멘트도



4.4 단면력 집계

4.4.1 단면력 집계

(1) 합성전 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		빔 자중	슬래브하중	계	빔 자중	슬래브하중	계
0.450	G1	-336.83	-174.22	-511.05	-4.12	-1.44	-5.56
	G2	-336.83	-156.05	-492.88	-4.12	-1.25	-5.37
	G3	-336.83	-161.46	-498.29	-4.12	-1.33	-5.45
2.800	G1	-241.50	-140.85	-382.34	675.10	368.76	1,043.86
	G2	-241.50	-126.98	-368.48	675.10	331.31	1,006.41
	G3	-241.50	-130.59	-372.09	675.10	341.83	1,016.93
6.450	G1	-131.86	-89.01	-220.87	1,336.63	788.25	2,124.87
	G2	-131.86	-81.83	-213.69	1,336.63	712.39	2,049.02
	G3	-131.86	-82.63	-214.50	1,336.63	730.95	2,067.58
12.450	G1	0.00	3.81	3.81	1,747.33	1,066.69	2,814.02
	G2	0.00	7.61	7.61	1,747.33	980.71	2,728.04
	G3	0.00	3.81	3.81	1,747.33	990.27	2,737.60

(2) 합성후 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		2차고정	활하중	계	2차고정	활하중	계
0.450	G1	-375.560	-325.660	-701.220	-5.860	177.140	171.280
	G2	-290.830	-797.240	-1,088.070	22.710	2.090	24.800
	G3	-368.650	-579.690	-948.340	-20.060	18.050	-2.010
2.800	G1	-287.600	-288.950	-576.550	804.760	1,003.060	1,807.820
	G2	-269.350	-614.030	-883.380	706.840	1,205.780	1,912.620
	G3	-284.580	-499.880	-784.460	788.420	1,149.710	1,938.130
6.450	G1	-174.200	-186.240	-360.440	1,680.780	2,049.980	3,730.760
	G2	-149.210	-535.490	-684.700	1,575.610	2,342.350	3,917.960
	G3	-164.340	-330.530	-494.870	1,666.070	2,622.780	4,288.850
12.450	G1	-6.190	135.050	128.860	2,202.320	2,811.450	5,013.770
	G2	64.440	-461.250	-396.810	2,186.980	2,828.360	5,015.340
	G3	1.300	240.410	241.710	2,175.040	3,627.160	5,802.200

4.4.2 반력 집계

(1) 받침 및 하부구조의 구조검토용 (충격하중 포함)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.145	188.216	402.745	946.106	326.521	1,272.627
	A2	355.145	188.217	402.751	946.113	326.522	1,272.635
G2	A1	355.145	176.836	335.343	867.323	865.761	1,733.085
	A2	355.145	176.837	335.343	867.324	865.761	1,733.086
G3	A1	355.145	174.982	412.431	942.557	579.685	1,522.243
	A2	355.145	174.983	412.431	942.558	579.685	1,522.244

(2) 하부구조의 안정검토용 (충격하중 제외)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.145	188.216	402.745	946.106	289.984	1,236.089
	A2	355.145	188.217	402.751	946.113	289.984	1,236.097
G2	A1	355.145	176.836	335.343	867.323	768.882	1,636.205
	A2	355.145	176.837	335.343	867.324	768.882	1,636.206
G3	A1	355.145	174.982	412.431	942.557	514.818	1,457.376
	A2	355.145	174.983	412.431	942.558	514.818	1,457.377

4.5 PS강재의 긴장력 손실량

4.5.1 프리스트레스의 즉시 손실

(1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량

① 탄성계수 E_p = 200,000 MPa

② Jacking Stress f_{pj} = 0.98 x f_{pia} = 0.98 x 1,440.00 = 1,411.20 MPa

③ 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

Δf_{pf} = f_{p0} (1 − e $^{-(\mu\alpha + \kappa l x)}$)

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

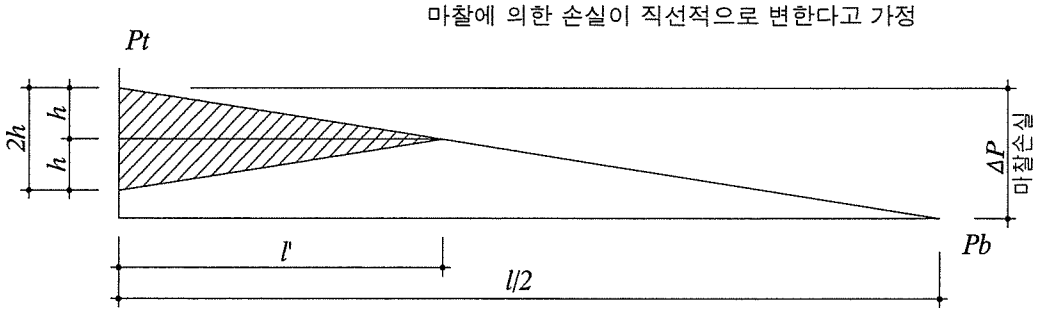
④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

강선번호	각변화 (α)		강선길이 L(m)	$\mu\alpha + \kappa l$	$1-e^{-(\mu\alpha+\kappa l)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	116.47
2	08° 09'	0.142	12.391	0.097	0.092	129.83	141.00
3	12° 13'	0.213	12.446	0.115	0.109	153.82	167.05
4	15° 05'	0.263	12.500	0.128	0.120	169.34	183.90

(2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 ΔL = 6 mm 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정
마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta l}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad \text{-------- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \quad \text{-------- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \qquad l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{-------- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P$$

$$h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \quad \text{-------- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P}$$

$$(l')^2 = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta l \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta l}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (kN)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'		$l/2$ (m)	Δf_{sl}
1	1,411.20	1,532.56	107.25	1,416.09	11.759	<	12.359	0.0
2	1,411.20	1,532.56	129.83	1,391.56	10.702	<	12.391	0.0
3	1,411.20	1,532.56	153.82	1,365.51	9.853	<	12.446	0.0
4	1,411.20	1,532.56	169.34	1,348.66	9.411	<	12.500	0.0
계		6,130.24		5,521.82				

∴ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir}$$

여기서, E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c}$$

M_d = 1,747.33 kN-m

$$f_{cir} = \frac{5,521,820}{847,928} + \frac{5,521,820 \times 989.64^2}{629,595,846,827} - \frac{1,747.33 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827}$$

= 12.36 MPa

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 12.36$$

= 44.04 MPa

(4) 즉시 손실 합계

강선번호	Δf_{pf} (MPa)	Δf_{sl} (MPa)	Δf_{pel} (MPa)	즉시손실량 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)
1	107.25	0.00	44.04	151.29	1,259.91	1,368.26
2	129.83	0.00	44.04	173.87	1,237.33	1,343.74
3	153.82	0.00	44.04	197.86	1,213.34	1,317.69
4	169.34	0.00	44.04	213.38	1,197.82	1,300.83
계	560.24	0.00	176.16	736.40	4,908.40	5,330.52

4.5.2 프리스트레스의 시간적 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

Δf_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds}

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

① 내측거더(G2)

M_{d1} = 980.71 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,186.98 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{980.71 \times 10^{\wedge 6} \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,186.98 \times 10^{\wedge 6} \times 1,437.33}{1,160,100,728,996} = 4.25 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} = 12 x 12.36 - 7 x 4.25 = 118.57 MPa

② 외측거더(G1)

M_{d1} = 1,066.69 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,202.32 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{1,066.69 \times 10^{\wedge 6} \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,202.32 \times 10^{\wedge 6} \times 1,494.86}{1,228,485,209,328} = 4.36 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} 12 x 12.36 - 7 x 4.36 = 117.80 MPa

③ 외측거더(G3)

M_{d1} = 990.27 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,175.04 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{990.27 \times 10^{\wedge 6} \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,175.04 \times 10^{\wedge 6} \times 1,462.92}{1,190,520,083,203} = 4.23 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} 12 x 12.36 - 7 x 4.23 = 118.71 MPa

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

H_r (주위의 연간 평균 상대습도) = 70 %

Δf_{psh} = 0.8 x (119 - 1.05 x H_r)

= 0.8 x (119 - 1.05 x 70) = 36.40 MPa

(3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$$\Delta f_r = 35 - 0.07\,\Delta f_{pf} - 0.1\,\Delta f_{pel} - 0.05\,(\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

① 내측거더(G2)

Δf_r = 35 − 0.07 x 140.06 − 0.1 x 44.04
− 0.05 x (36.40 + 118.57) = 13.04 MPa

② 외측거더(G1)

Δf_r = 35 − 0.07 x 140.06 − 0.1 x 44.04
− 0.05 x (36.40 + 117.80) = 13.08 MPa

③ 외측거더(G3)

Δf_r = 35 − 0.07 x 140.06 − 0.1 x 44.04
− 0.05 x (36.40 + 118.71) = 13.04 MPa

(4) 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분		Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	비 고
PS 강선	내측거더(G2)	118.57	36.40	13.04	168.01	
	외측거더(G1)	117.80	36.40	13.08	167.28	
	외측거더(G3)	118.71	36.40	13.04	168.15	

4.5.3 PS강재의 유효응력

(1) 내측거더(G2)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	151.29	1,259.91	168.01	1,091.90	1,185.80
2	1,411.20	173.87	1,237.33	168.01	1,069.32	1,161.28
3	1,411.20	197.86	1,213.34	168.01	1,045.33	1,135.23
4	1,411.20	213.38	1,197.82	168.01	1,029.81	1,118.37
계	5,644.80	736.40	4,908.40	672.04	4,236.36	4,600.68

(2) 외측거더(G1)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	151.29	1,259.91	167.28	1,092.63	1,186.60
2	1,411.20	173.87	1,237.33	167.28	1,070.05	1,162.07
3	1,411.20	197.86	1,213.34	167.28	1,046.06	1,136.02
4	1,411.20	213.38	1,197.82	167.28	1,030.54	1,119.17
계	5,644.80	736.40	4,908.40	669.12	4,239.28	4,603.86

(3) 외측거더(G3)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	151.29	1,259.91	168.15	1,091.76	1,185.65
2	1,411.20	173.87	1,237.33	168.15	1,069.18	1,161.13
3	1,411.20	197.86	1,213.34	168.15	1,045.19	1,135.08
4	1,411.20	213.38	1,197.82	168.15	1,029.67	1,118.22
계	5,644.80	736.40	4,908.40	672.60	4,235.80	4,600.08

4.6 거더 응력 검토

4.6.1 거더 자중에 의한 응력

빔 자중에 의한 모멘트 (M_{d0}) = 1,747.33 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}747.33 \times 10^{6}}{522{,}872{,}368} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}747.33 \times 10^{6}}{-549{,}438{,}294} = -3.18 \text{ MPa}$$

4.6.2 PS강선 긴장에 의한 응력

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 5,330.52 = 5,330,520.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 5,330,520.00 x -989.64

= -5,275,295,812.80 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5{,}330{,}520}{876{,}859} + \frac{-5{,}275{,}295{,}813}{522{,}872{,}368}$$

$$= 6.08 + -10.09 = -4.01 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5{,}330{,}520}{876{,}859} + \frac{-5{,}275{,}295{,}813}{-549{,}438{,}294}$$

$$= 6.08 + 9.60 = 15.68 \text{ MPa}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

① 내측거더(G2)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 4,600.68 = 4,600,680.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 4,600,680.00 x -989.64

= -4,553,016,955.20 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4{,}600{,}680}{876{,}859} + \frac{-4{,}553{,}016{,}955}{522{,}872{,}368}$$

$$= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4{,}600{,}680}{876{,}859} + \frac{-4{,}553{,}016{,}955}{-549{,}438{,}294}$$

$$= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 4,603.86 = 4,603,860.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 4,603,860.00 x -989.64

= -4,556,164,010.40 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,603,860}{876,859} + \frac{-4,556,164,010}{522,872,368}$$

$$= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,603,860}{876,859} + \frac{-4,556,164,010}{-549,438,294}$$

$$= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa}$$

③ 외측거더(G3)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 4,600.08 = 4,600,080.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 4,600,080.00 x -989.64

= -4,552,423,171.20 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,600,080}{876,859} + \frac{-4,552,423,171}{522,872,368}$$

$$= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,600,080}{876,859} + \frac{-4,552,423,171}{-549,438,294}$$

$$= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa}$$

4.6.3 바닥판, 가로보 하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 980.71 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{980.71 \times 10^{6}}{522,872,368} = 1.88 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{980.71 \times 10^{6}}{-549,438,294} = -1.78 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 1,066.69 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,066.69 \times 10^{6}}{522,872,368} = 2.04 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,066.69 \times 10^{6}}{-549,438,294} = -1.94 \text{ MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 990.27 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{990.27 \times 10^{6}}{522,872,368} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{990.27 \times 10^{6}}{-549,438,294} = -1.80 \text{ MPa}$$

4.6.4 포장, 방호벽 등에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,186.98 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}186.98 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}119{,}334{,}564} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}186.98 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}533{,}672{,}733} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}186.98 \times 10^{6}}{1{,}533{,}672{,}733} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}186.98 \times 10^{6}}{-727{,}983{,}991} = -3.00 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,202.32 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}202.32 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}254{,}977{,}790} = 1.61 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}202.32 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}757{,}766{,}185} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}202.32 \times 10^{6}}{1{,}757{,}766{,}185} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}202.32 \times 10^{6}}{-744{,}035{,}957} = -2.96 \text{ MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,175.04 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}175.04 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}177{,}764{,}889} = 1.70 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}175.04 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}628{,}997{,}281} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}175.04 \times 10^{6}}{1{,}628{,}997{,}281} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}175.04 \times 10^{6}}{-735{,}265{,}650} = -2.96 \text{ MPa}$$

4.6.5 활하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 2,828.36 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}828.36 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}119{,}334{,}564} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}828.36 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}533{,}672{,}733} = 1.70 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}828.36 \times 10^{6}}{1{,}533{,}672{,}733} = 1.84 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}828.36 \times 10^{6}}{-727{,}983{,}991} = -3.89 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 2,811.45 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}811.45 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}254{,}977{,}790} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b.slab}} = \frac{2{,}811.45 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}757{,}766{,}185} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$f_{top.gir} = \frac{M_L}{S_{t.gir}} = \frac{2{,}811.45 \times 10^{6}}{1{,}757{,}766{,}185} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$f_{bot.gir} = \frac{M_L}{S_{b.gir}} = \frac{2{,}811.45 \times 10^{6}}{-744{,}035{,}957} = -3.78 \text{ MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 3,627.16 kN-m

$$f_{top.slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t.slab}} = \frac{3{,}627.16 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}177{,}764{,}889} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{3{,}627.16 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}628{,}997{,}281} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3{,}627.16 \times 10^{6}}{1{,}628{,}997{,}281} = 2.23 \text{ MPa}$$

$$f_{bot.gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3{,}627.16 \times 10^{6}}{-735{,}265{,}650} = -4.93 \text{ MPa}$$

4.6.6 하중 단계별 응력 집계

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		980.71			1.88	-1.78
4. 포장, 방호벽		2186.98	1.80	1.31	1.43	-3.00
5. 활하중		2828.36	2.32	1.70	1.84	-3.89

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		1,066.69			2.04	-1.94
4. 포장, 방호벽		2,202.32	1.61	1.15	1.25	-2.96
5. 활하중		2,811.45	2.06	1.47	1.60	-3.78

(3) 외측거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		990.27			1.89	-1.80
4. 포장, 방호벽		2,175.04	1.70	1.23	1.34	-2.96
5. 활하중		3,627.16	2.83	2.05	2.23	-4.93

4.6.7 하중 단계별 응력 합성

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.76	8.58
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.80	1.31	3.19	5.58
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.12	3.01	5.03	1.69
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (-) 인장

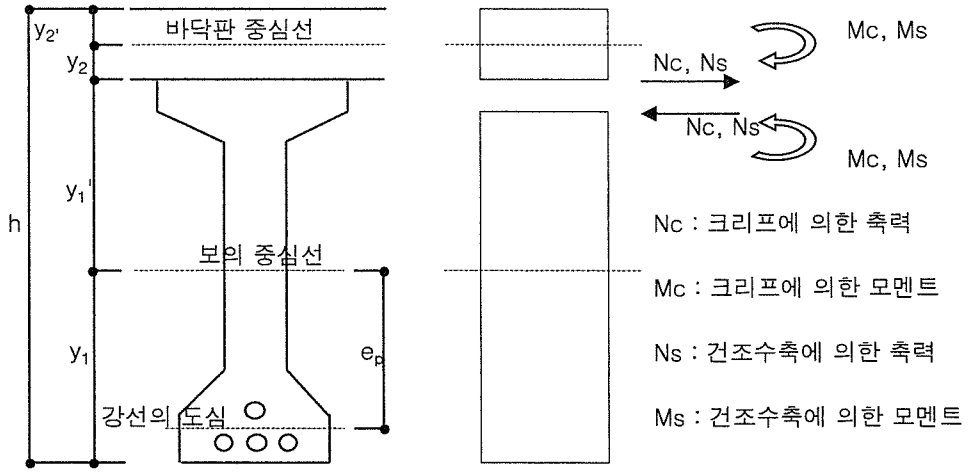
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.92	8.42
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.61	1.15	3.17	5.46
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.67	2.62	4.77	1.68
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(3) 외측거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.77	8.56
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.70	1.23	3.11	5.60
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.53	3.28	5.34	0.67
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

4.7 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산



$m = E_{c1}\ I_{c1}\ /\ E_{c2}\ I_{c2}$, $B = 1 + m$, $C = y_1' - my_2$

$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + my_2^2$

$K = \phi^\infty / (1+\phi^\infty)$, $K' = \Phi_t / (1+\phi^\infty)$

Φ^∞ : 콘크리트 초기재령 으로부터 T = ∞ 까지의 크리프계수 3.000)

Φ_t : 바닥판을 합성한 후 부터 T = ∞ 까지의 크리프계수 2.200)

ε_s : 콘크리트의 건조수축 변형률(부정정력 계산시 0.00015) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

P : PS 강선의 긴장력 (N)
(단면력을 계산하는 시점에서의 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 감소량을 고려하며, 프리스트레스를 준후 부터 합성할때 까지가 3개월 이상 경과할 경우에는 릴랙세이션은 끝난 것으로 보아도 좋다.)

M_{d1} : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

M_{d2} : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

A_{c1} : 보의 단면적 (mm^2) I_{c1} : 보의 단면 2차 모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$ E_{c1} : 보의 종탄성 계수 (MPa)

A_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면적 (mm^2) I_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면 2차모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$ E_{c2} : 현장치기 바닥판의 종탄성 계수 (MPa)

- 크리프에 의한 단면력

$$N_c = -\frac{K'}{C^2-BF}[P\{B(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-C\times e_{p1}\}+M_{d1}(C-B\times y_1')]-\frac{K}{C^2-BF}M_{d2}(C-B\times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF-C^2}[P\{C(y_1'\times e_{p1}-r_{c1}^2)-F\times e_{p1}\}+M_{d1}(F-C\times y_1')]-\frac{K}{BF-C^2}M_{d2}(F-C\times y_1')$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1}\frac{B}{BF-C^2}\frac{1}{1+\phi^\infty}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1}\frac{C}{C^2-BF}\frac{1}{1+\phi^\infty}$$

4.7.1 내측거더 (G2)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008 \times 629{,}595{,}846{,}827}{27{,}537 \times 2{,}861{,}077{,}333} = 239.802$$

$$B = 1 + m = 1 + 239.802 = 240.802$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.141 - 240.802 \times 0.140 = -32.571$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + my_2^2$$

$$= 1.204^2 + 0.718 + 239.802 \times 0.007 + 239.802 \times 0.140^2$$

$$= 8.435$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$P = 4{,}600.680$ kN

$M_{d1} = 1{,}747.329$ kN-m

$M_{d2} = 980.708$ kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times [4{,}600.680 \times \{240.802 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) - (-32.571 \times 0.620)\} + 1{,}747.329 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times 980.708 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204)$$

$$= -493.392 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{240.802 \times 8.435 - (-32.571)^2} \times [4{,}600.680 \times \{-32.571 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) - 8.435 \times 0.620\} + 1{,}747.329 \times (8.435 - (-32.571) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{240.802 \times 8.435 - (-32.571)^2} \times 980.708 \times (8.435 - (-32.571) \times 1.204)$$

$$= -67.267 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{240.802}{240.802 \times 8.435 - (-32.571)^2} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 175.827 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{-32.571}{(-32.571)^2 - 240.802 \times 8.435} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 23.783 \text{ kN-m}$$

4.7.2 외측거더 (G1)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008}{27{,}537} \times \frac{629{,}595{,}846{,}827}{3{,}450{,}122{,}667} = 198.86$$

$$B = 1 + m = 1 + 198.86 = 199.860$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 199.860 \times 0.140 = -26.839$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$= 1.204^2 + 0.718 + 198.86 \times 0.007 + 198.86 \times 0.140^2$$

$$= 7.365$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$P = 4{,}603.860$ kN

$M_{d1} = 1{,}747.329$ kN-m

$M_{d2} = 1{,}066.694$ kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times [4{,}603.860 \times \{199.860 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) - (-26.839 \times 1.209)\} + 1{,}747.329 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times 1{,}066.694 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204)$$

$$= -20.956 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{199.860 \times 7.365 - (-26.839)^2} \times [4{,}603.860 \times \{-26.839 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) - (7.365 \times 1.209)\} + 1{,}747.329 \times (7.365 - (-26.839) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{199.860 \times 7.365 - (-26.839)^2} \times 1{,}066.694 \times (7.365 - (-26.839) \times 1.204)$$

$$= 3.688 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{199.860}{199.860 \times 7.365 - (-26.839)^2} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 188.386 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{-26.839}{(-26.839)^2 - 199.860 \times 7.365} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 25.298 \text{ kN-m}$$

4.7.3 외측거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008}{27{,}537} \times \frac{629{,}595{,}846{,}827}{3{,}113{,}525{,}333} = 220.359$$

$$B = 1 + m = 1 + 220.359 = 221.359$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 221.359 \times 0.140 = -29.849$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$= 1.204^2 + 0.718 + 220.359 \times 0.007 + 220.359 \times 0.140^2$$

$$= 7.927$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

P = 4,600.080 kN

M_{d1} = 1,747.329 kN-m

M_{d2} = 990.266 kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times [4{,}600.080 \times \{221.359 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) - (-29.849 \times 1.209)\} + 1{,}747.329 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times 990.266 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204)$$

$$= -0.823 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{221.359 \times 7.927 - (-29.849)^2} \times [4{,}600.080 \times \{-29.849 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) - 7.927 \times 1.209\} + 1{,}747.329 \times (7.927 - (-29.849) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{221.359 \times 7.927 - (-29.849)^2} \times 990.266 \times (7.927 - (-29.849) \times 1.204)$$

$$= 6.007 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{221.359}{221.359 \times 7.927 - (-29.849)^2} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 181.568 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{-29.849}{(-29.849)^2 - 221.359 \times 7.927} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 24.483 \text{ kN-m}$$

4.8 휨강도 검토

4.8.1 내측 거더(G2)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 980.71 + 2,186.98 = 4,915.02 kN-m

M_L = 2,828.36 kN-m

M_u = $1.35\ M_D + 1.85\ M_L$ 또는 $1.6\ M_D + 1.6\ M_L$ 중에서 큰 값

= **1.35** x 4,915.02 + **1.85** x 2,828.36 = 11,868.00 kN-m

= **1.60** x 4,915.02 + **1.60** x 2,828.36 = 12,389.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 12,389.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 1,700.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 156.25 = 2,473.75 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,344.00 mm^2

f_{pe} = 1,059.09 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4{,}344.00}{1{,}700.00 \times 2{,}473.75} = 0.001033$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1{,}600.00}{1{,}900.00} = 0.84$$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot [\ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\ \frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}}\ )\ ]$$

$$= 1{,}900.00 \times [\ 1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.065423\ ] = 1{,}818.22 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4{,}344.00 \times 1{,}818.22}{0.85 \times 30.00 \times 1{,}700.00}$$

$$= 182.2 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}344.00}{1{,}700.00 \times 2{,}473.75} \times \frac{1{,}818.22}{30.00}$$

$$= 0.063 < 0.36\ \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi\ A_{ps} \times f_{ps} \times (\ d_p - a\ /2\ )$$

$$= 0.9 \times 4{,}344.00 \times 1{,}818.22 \times (\ 2{,}473.75 - 182.20\ /\ 2\ )$$

$$= 16{,}937.10 \text{ kN-m} > M_u = 12{,}389.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n\ /\ M_u = 16{,}937.10\ /\ 12{,}389.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (\ f_{pe} + f_{ru}\ ) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{(\ f_{ck}\ )} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 13.54$ MPa

$Z_c = 727{,}983{,}991.00$ mm^3

$$M_{cr} = (\ 13.54 + 3.98\ ) \times 727{,}983{,}991.00 = 12{,}754{,}279{,}522.32 \text{ N-mm}$$

$1.2\ M_{cr} = 15{,}305.14$ kN-m $< \Phi M_n = 16{,}937.10$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{cL} = (M_{cr} - M_D) / M_L$

$= (12,754.28 - 4,915.02) / 2,828.36 = 2.77 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)$

$= 12,754.28 / (4,915.02 + 2,828.36) = 1.65 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_D) / M_L$

$= (16,937.10 - 4,915.02) / 2,828.36 = 4.25 > 2.00 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_D + M_L)$

$= 16,937.10 / (4,915.02 + 2,828.36) = 2.19 > 1.50 \quad \therefore$ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 16,937.10 / 12,754.28 = 1.33 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_u$

$= 16,937.10 / 12,389.00 = 1.37 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

4.8.2 외측 거더(G1)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 1,066.69 + 2,202.32 = 5,016.34 kN-m

M_L = 2,811.45 kN-m

M_u = $1.35\,M_D + 1.85\,M_L$ 또는 $1.6\,M_D + 1.6\,M_L$ 중에서 큰 값

= 1.35 x 5,016.34 + 1.85 x 2,811.45 = 11,973.00 kN-m

= 1.60 x 5,016.34 + 1.60 x 2,811.45 = 12,524.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 12,524.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 2,050.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 156.25 = 2,473.75 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,344.00 mm^2

f_{pe} = 1,059.82 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$\rho_p = \dfrac{A_{ps}}{b \times d_p} = \dfrac{4{,}344.00}{2{,}050.00 \times 2{,}473.75} = 0.000857$

(3) γ_p , β_1 계산

$\dfrac{f_{py}}{f_{pu}} = \dfrac{1{,}600.00}{1{,}900.00} = 0.84$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \dfrac{f_{ck} - 28}{1}$: $f_{ck} \geq 28$ = 0.836

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1{,}900.00 \text{ x } \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \text{ x } 0.054277 \right] = 1{,}832.15 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } a \text{ x } b = A_{ps} \text{ x } f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \text{ x } f_{ps}}{0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } b} = \frac{4{,}344.00 \text{ x } 1{,}832.15}{0.85 \text{ x } 30.00 \text{ x } 2{,}050.00}$$

$$= 152.25 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \text{ x } d_p} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}344.00}{2{,}050.00 \text{ x } 2{,}473.75} \text{ x } \frac{1{,}832.15}{30.00}$$

$$= 0.052 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \text{ x } 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \text{ x } f_{ps} \text{ x } (d_p - a / 2)$$

$$= 0.9 \text{ x } 4{,}344.00 \text{ x } 1{,}832.15 \text{ x } (2{,}473.75 - 152.25 / 2)$$

$$= 17{,}174.12 \text{ kN-m} > M_u = 12{,}524.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 17{,}174.12 / 12{,}524.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \text{ x } Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \text{ x } \sqrt{(f_{ck})} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 13.54$ MPa

$Z_c = 744{,}035{,}957.00$ mm^3

$$M_{cr} = (13.54 + 3.98) \text{ x } 744{,}035{,}957.00 = 13{,}035{,}509{,}966.64 \text{ N-mm}$$

$1.2 M_{cr} = 15{,}642.61$ kN-m $< \Phi M_n = 17{,}174.12$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{cL} = (M_{cr} - M_D) / M_L$

$= (13,035.51 - 5,016.34) / 2,811.45 = 2.85 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)$

$= 13,035.51 / (5,016.34 + 2,811.45) = 1.67 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_D) / M_L$

$= (17,174.12 - 5,016.34) / 2,811.45 = 4.32 > 2.00 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_D + M_L)$

$= 17,174.12 / (5,016.34 + 2,811.45) = 2.19 > 1.50 \quad \therefore$ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 17,174.12 / 13,035.51 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

$F_{bU} = \Phi M_n / M_u$

$= 17,174.12 / 12,524.00 = 1.37 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

4.8.3 외측 거더(G3)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 990.27 + 2,175.04 = 4,912.64 kN-m

M_L = 3,627.16 kN-m

M_u = $1.35\,M_D + 1.85\,M_L$ 또는 $1.6\,M_D + 1.6\,M_L$ 중에서 큰 값

= **1.35** x 4,912.64 + **1.85** x 3,627.16 = 13,342.00 kN-m

= **1.60** x 4,912.64 + **1.60** x 3,627.16 = 13,664.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 13,664.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 1,850.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 156.25 = 2,473.75 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,344.00 mm^2

f_{pe} = 1,694.32 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4{,}344.00}{1{,}850.00 \times 2{,}473.75} = 0.000949$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1{,}600.00}{1{,}900.00} = 0.84$$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot [\ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\ \frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}}\ )\ ]$$

$$= 1{,}900.00 \text{ x } [\ 1 - \frac{0.55}{0.836} \text{ x } 0.060103\ ] = 1{,}824.87 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } a \text{ x } b = A_{ps} \text{ x } f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \text{ x } f_{ps}}{0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } b} = \frac{4{,}344.00 \text{ x } 1{,}824.87}{0.85 \text{ x } 30.00 \text{ x } 1{,}850.00}$$

$$= 168.04 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \text{ x } d_p} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}344.00}{1{,}850.00 \text{ x } 2{,}473.75} \text{ x } \frac{1{,}824.87}{30.00}$$

$$= 0.058 < 0.36\ \beta_1 = 0.36 \text{ x } 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi\ A_{ps} \text{ x } f_{ps} \text{ x } (\ d_p - a\ /2\ )$$

$$= 0.9 \text{ x } 4{,}344.00 \text{ x } 1{,}824.87 \text{ x } (\ 2{,}473.75 - 168.04\ /\ 2\ )$$

$$= 17{,}049.56 \text{ kN-m} > M_u = 13{,}664.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n\ /\ M_u = 17{,}049.56\ /\ 13{,}664.00 = 1.25$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (\ f_{pe} + f_{ru}\ ) \text{ x } Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \text{ x } \sqrt{(\ f_{ck}\ )} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 13.54$ MPa

$Z_c = 735{,}265{,}650.00$ mm^3

$$M_{cr} = (\ 13.54 + 3.98\ ) \text{ x } 735{,}265{,}650.00 = 12{,}881{,}854{,}188.00 \text{ N-mm}$$

$1.2\ M_{cr} = 15{,}458.23$ kN-m < $\Phi M_n = 17{,}049.56$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{cL} = (M_{cr} - M_D) / M_L$

$= (12,881.85 - 4,912.64) / 3,627.16 = 2.20 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)$

$= 12,881.85 / (4,912.64 + 3,627.16) = 1.51 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_D) / M_L$

$= (17,049.56 - 4,912.64) / 3,627.16 = 3.35 > 2.00 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_D + M_L)$

$= 17,049.56 / (4,912.64 + 3,627.16) = 2.00 > 1.50 \quad \therefore$ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 17,049.56 / 12,881.85 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_u$

$= 17,049.56 / 13,664.00 = 1.25 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

4.9 전 단 설 계

4.9.1 내측 거더(G2)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	156.05	-1.25	126.98	331.31	81.83	712.39
포장, 방호벽 (D_2)	290.83	22.71	269.35	706.84	149.21	1,575.61
활 하 중 (LL)	797.24	2.09	614.03	1,205.78	535.49	2,342.35
1.35 x D + 1.85 x LL	2,532.91	27.27	1,997.03	4,543.58	1,480.57	9,226.59
1.6 x (D + LL)	2,529.52	31.08	2,002.98	4,670.45	1,437.43	9,547.16
계수 하중	2,532.91	31.08	2,002.98	4,670.45	1,480.57	9,547.16

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,600,680.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_1 = 1,495,866.04 mm^2

y_{b1} = -1,208.70 mm

I_{A1} = 765,636,192,351.00 mm^4

e_p = -1,797.45 mm

d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4

= 1,761.25 mm < 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,880.00 mm

V_D = 241.50 + 126.98 + 269.35 = 637.83 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_1} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b1}}{I_1}$$

$$= \frac{4,600,680.00}{1,495,866.04} + \frac{4,600,680.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

= 16.13 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.70}{765{,}636{,}192{,}351.00}$

= -1.07 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{765{,}636{,}192{,}351}{1{,}208.70}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.13 + -1.07)

= 12,898.24 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,880.00

+ 637,830.00 + ($\frac{2{,}002{,}980.00 \times 12{,}898.24}{4{,}670.45}$)

= 6,512,430.30 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,880.00

= 960,487.45 N

∴ V_{ci} = 6,512.43 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{4{,}600{,}680.00}{1{,}495{,}866.04}$ = 3.08 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.141 rad

V_p = 4,600,680.00 x sin 0.141 = 646,548.56 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.08) x 577.00 x 1,880.00

+ 646,548.56

= 3,638,447.94 N = 3,638.45 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,638.45 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 2,002.98 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,638.45 / 2 = 1,546.34 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,638.45 = 3,092.68 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,600,680 N

h = 2,350 mm

b = 1,000 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 876,859 mm^2

y_{b4} = -1,145.89 mm

I_{A4} = 629,595,846,827 mm^4

e_p = -1,436.39 mm

d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4

= 2,059.50 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,059.50 mm

V_D = 131.86 + 81.83 + 149.21 = 362.90 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,600,680.00}{876,859.04} + \frac{4,600,680.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= 17.27 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.27 + -2.43)$$

= 12,561.41 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50 + 362,902.00 + \left(\frac{1,480,570 \times 12,561}{9,547.16} \right)$$

= 2,441,174.98 N > $0.14 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p$

= 0.14 √ 40.00 × 200.00 × 2,059.50

= 364,711.81 N

∴ V_{ci} = 2,441.17 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,600,680.00}{876,859.04}$ = 5.25 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 4 EA

= 0.070 rad

V_p = 4,600,680.00 x sin 0.070 = 321,784.66 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.25) x 200.00 x 2,059.50

+ 321,784.66

= 1,726,001.62 N = 1,726.00 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,726.00 kN

④ V_s 계산

$V_u < \phi V_c / 2$: 전단철근 필요없음

$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c$: 최소 전단철근 필요

$\phi V_c < V_u$: 전단철근 설계

V_u = 1,480.57 kN

$\phi V_c / 2$ = 0.85 x 1,726.00 / 2 = 733.55 kN

ϕV_c = 0.85 x 1,726.00 = 1,467.10 kN

∴ 전단설계

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{290{,}830}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.185 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{797{,}240}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.508 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{493{,}392 + -175{,}827}{1{,}000.00 \times 1{,}700} = 0.187 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = $\alpha \times \Delta T \times E \times A$

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 1.700

= 655.381 kN

$$\tau_t = \frac{655{,}381}{1{,}000.00 \times 1{,}700} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.185 + 1.85 × 0.508 = 1.190 MPa

= 1.35 × 0.185 + 1.40 × 0.508

+ 1.35 × (0.187 + 0.386) = 1.735 MPa

∴ τ_u = 1.735 MPa < ϕ 2.45 = 0.85 × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm²

∴ O.K.

4.9.2 외측 거더(G1)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	174.22	-1.44	140.85	368.76	89.01	788.25
포장, 방호벽 (D_2)	375.56	-5.86	287.60	804.76	174.20	1,680.78
활 하 중 (LL)	325.66	177.14	288.95	1,003.06	186.24	2,049.98
1.35 x D + 1.85 x LL	1,799.39	312.29	1,438.98	4,351.30	877.89	8,930.10
1.6 x (D + LL)	1,939.63	265.16	1,534.23	4,562.69	930.10	9,369.01
계수 하중	1,939.63	312.29	1,534.23	4,562.69	930.10	9,369.01

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,603,860.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_4 = 1,495,866.04 mm^2

y_{b4} = -1,208.70 mm

I_{A4} = 765,636,192,351.00 mm^4

e_p = -1,797.45 mm

d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4

= 1,761.25 mm < 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,880.00 mm

V_D = 241.50 + 140.85 + 287.60 = 669.94 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,603,860.00}{1,495,866.04} + \frac{4,603,860.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

= 16.14 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.70}{765{,}636{,}192{,}351.00}$

= -1.07 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{765{,}636{,}192{,}351.00}{1{,}208.70}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.14 + -1.07)

= 12,904.57 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,880.00

+ 669,944.00 + ($\frac{1{,}534{,}230.00 \times 12{,}904.57}{4{,}562.69}$)

= 5,352,208.98 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,880.00

= 960,487.45 N

∴ V_{ci} = 5,352.21 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{4{,}603{,}860.00}{1{,}495{,}866.04}$ = 3.08 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.141 rad

V_p = 4,603,860.00 x sin 0.141 = 646,995.46 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.08) x 577.00 x 1,880.00

+ 646,995.46

= 3,638,894.84 N = 3,638.89 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,638.89 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 1,534.23 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,638.89 / 2 = 1,546.53 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,638.89 = 3,093.06 kN

∴ 전단철근 필요없음

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,603,860.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 876,859.04 mm^2

y_{b4} = -1,145.89 mm

I_{A4} = 629,595,846,827.00 mm^4

e_p = -1,436.39 mm

d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4

= 2,059.50 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,059.50 mm

V_D = 131.86 + 89.01 + 174.20 = 395.07 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,603,860.00}{876,859.04} + \frac{4,603,860.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= 17.29 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.29 + -2.43)$$

= 12,572.40 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50 + 395,073.00 + \left(\frac{930,100.00 \times 12,572.40}{9,369.01} \right)$$

= 1,773,440.86 N > $0.14 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p$

$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$

= 364,711.81 N

∴ V_{ci} = 1,773.44 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{4{,}603{,}860.00}{876{,}859.04}$ = 5.25 MPa

긴장재 배치각도 α = Σ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.070 rad

V_p = 4,603,860.00 x sin 0.070 = 322,007.08 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.25) x 200.00 x 2,059.50

+ 322,007.08

= 1,726,224.04 N = 1,726.22 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,726.22 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u						=	930.10	kN
ϕ V_c / 2	=	0.85	x	1,726.22	/ 2	=	733.64	kN
ϕ V_c	=	0.85	x	1,726.22		=	1,467.29	kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{375{,}560}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.239 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{325{,}660}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.208 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{20{,}956 + -188{,}386}{1{,}000.00 \times 1{,}700} = -0.098 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 1.700

= 655.381 kN

$$\tau_t = \frac{655{,}381}{1{,}000.00 \times 1{,}700} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = $1.35\tau_d + 1.85\tau_l$ 또는 $1.35\tau_d + 1.4\tau_l + 1.35(\tau_{c+s}$ 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.239 + 1.85 × 0.208 = 0.707 MPa

= 1.35 × 0.239 + 1.40 × 0.208

+ 1.35 × (−0.098 + 0.386) = 1.003 MPa

∴ τ_u = 1.003 MPa < ϕ 2.45 = **0.85** × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.9.3 외측 거더(G3)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	161.46	-1.33	130.59	341.83	82.63	730.95
포장, 방호벽 (D_2)	368.65	-20.06	499.88	1,149.71	164.34	1,666.07
활 하 중 (LL)	579.69	18.05	284.58	788.42	330.53	2,622.78
1.4 x D + 2.0 x LL	2,373.10	0.39	1,789.91	4,610.13	1,191.43	10,472.67
1.7 x (D + LL)	2,459.28	-12.68	1,966.13	5,023.60	1,205.92	10,805.93
계수 하중	2,459.28	0.39	1,966.13	5,023.60	1,205.92	10,805.93

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,600,080.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_1 = 1,495,866.04 mm^2

y_{b1} = -1,208.70 mm

I_{A1} = 765,636,192,351.00 mm^4

e_p = -1,797.45 mm

d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4

= 1,761.25 mm < 0.8 × h = 1,880.00 mm

$\therefore$ d_p = 1,880.00 mm

V_D = 241.50 + 130.59 + 499.88 = 871.97 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_1} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b1}}{I_1}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{1,495,866.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

= 16.13 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \text{ x } 1{,}000{,}000.00 \text{ x } -1{,}208.70}{765{,}636{,}192{,}351.00}$

= -1.07 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{765{,}636{,}192{,}351}{1{,}208.70}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.13 + -1.07)

= 12,898.24 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,880.00

+ 871,966.00 + ($\frac{1{,}966{,}130.00 \text{ x } 12{,}898.24}{5{,}023.60}$)

= 6,263,093.54 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,880.00

= 960,487.45 N

∴ V_{ci} = 6,263.09 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{4{,}600{,}080.00}{1{,}495{,}866.04}$ = 3.08 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.141 rad

V_p = 4,600,080.00 x sin 0.141 = 646,464.24 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.08) x 577.00 x 1,880.00

+ 646,464.24

= 3,638,363.62 N = 3,638.36 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,638.36 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u						=	1,966.13	kN
ϕ V_c / 2	=	0.85	x	3,638.36	/ 2	=	1,546.30	kN
ϕ V_c	=	0.85	x	3,638.36		=	3,092.61	kN

∴ 최소전단철근필요

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,600,080.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 200.00 mm

A_I = 876,859.04 mm^2

y_{bI} = -1,145.89 mm

I_{AI} = 629,595,846,827.00 mm^4

e_p = -1,436.39 mm

d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4

= 2,059.50 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,059.50 mm

V_D = 131.86 + 82.63 + 164.34 = 378.84 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_I} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bI}}{I_I}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{876,859.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= 17.27 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{DO} \times y_{bI} / I_{AI}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.27 + -2.43)$$

= 12,561.41 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50 + 378,835.00 + \left(\frac{1,205,920.00 \times 12,561.41}{10,805.93} \right)$$

= 1,910,917.25 N > 0.14 $\sqrt{(f_{ck})}$ × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 200.00 × 2,059.50

= 364,711.81 N

∴ V_{ci} = 1,910.92 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,600,080.00}{876,859.04}$ = 5.25 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.070 rad

V_p = 4,600,080 x sin 0.070 = 321,742.69 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.25) x 200.00 x 2,059.50

+ 321,742.69

= 1,725,959.65 N = 1,725.96 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,725.96 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u						=	1,205.92	kN
ϕ V_c / 2	=	0.85	x	1,725.96	/ 2	=	733.53	kN
ϕ V_c	=	0.85	x	1,725.96		=	1,467.07	kN

∴ 최소전단철근필요

s =	300 mm <	Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600)				=	600 mm	∴ O.K.
A_v =	0.35 x	$\frac{b_w \times s}{f_y}$	=	0.35 x	$\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$	=	201.95	mm^2
사용철근량	2 x D 13	= 2 x 126.70				=	253.40	mm^2
								∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{368{,}650}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.235 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{579{,}690}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.37 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{823 + -181{,}568}{1{,}000.00 \times 1{,}850} = -0.098 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = $\alpha \times \Delta T \times E \times A$

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 1.850

= 713.208 kN

$$\tau_t = \frac{713{,}208}{1{,}000.00 \times 1{,}850} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.235 + 1.85 × 0.37 = 1.002 MPa

= 1.35 × 0.235 + 1.40 × 0.37

+ 1.35 × (-0.098 + 0.386) = 1.224 MPa

∴ τ_u = 1.224 MPa < Φ 2.45 = 0.85 × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm²

∴ O.K.

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

$\delta_c = 5 \times M \times L^2 / (48 \times E_c \times I)$

여기서, L = 24,000.00 mm

E_c = 30,008.00 MPa

- 주행안정성을 위한 허용처짐값

$\delta_L \leq L / 600$

- 승차감 만족을 위한 허용처짐값

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

$\delta_L \leq L / 1,400$

(2) 내측거더 (G2)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	980.71	629,595,846,827.00	-3.11	
도상, 방호벽 설치	2,186.98	1,160,100,728,996.00	-3.77	
긴장 손실량	965.94	1,160,100,728,996.00	-1.66	
계			3.21	
열차 하중	2,828.36	1,160,100,728,996.00	-4.87	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.82 + 17.57)

= 9.4 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.82 + -3.11 + -3.77 + 15.91)

= 7.062 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(3) 외측거더 (G1)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	1,066.69	629,595,846,827.00	-3.39	
도상, 방호벽 설치	2,202.32	1,228,485,209,328.00	-3.58	
긴장 손실량	1,000.24	1,228,485,209,328.00	-1.63	
계			3.15	
열차 하중	2,811.45	1,228,485,209,328.00	-4.58	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.82 + 17.57)

= 9.4 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.82 + -3.39 + -3.58 + 15.94)

= 6.93 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(4) 외측거더 (G3)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	990.27	629,595,846,827.00	-3.14	
도상, 방호벽 설치	2,175.04	1,190,520,083,203.00	-3.65	
긴장 손실량	983.96	1,190,520,083,203.00	-1.65	
계			3.31	
열차 하중	3,627.16	1,190,520,083,203.00	-6.09	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.82 + 17.57)

= 9.4 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.82 + -3.14 + -3.65 + 15.92)

= 7.282 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(5) 하중단계별 처짐 검토

(+ : 상향, − : 하향)

하중단계	내측거더(G2)	외측거더(G1)	외측거더(G2)
1. 프리스트레스 도입	17.57	17.57	17.57
2. PSC 빔 자중 작용시	11.75	11.75	11.75
3. 합성전 고정하중 작용시	8.64	8.36	8.61
4. 초기 크리프 발생시	18.04	17.76	18.01
5. 합성후 고정하중 작용시	14.46	14.18	14.36
6. 최종 크리프 발생시	21.39	21.11	21.64
7 .활하중 작용시	16.81	16.53	15.55

4.11 강선 신장량

(1) 강선 신장량 기준

강선 신장량

$\Delta l = (P_j + P_i) / 2 \times L / (A_p \times E_p)$

여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa) = 200,000.00 MPa

(2) 신장량 계산

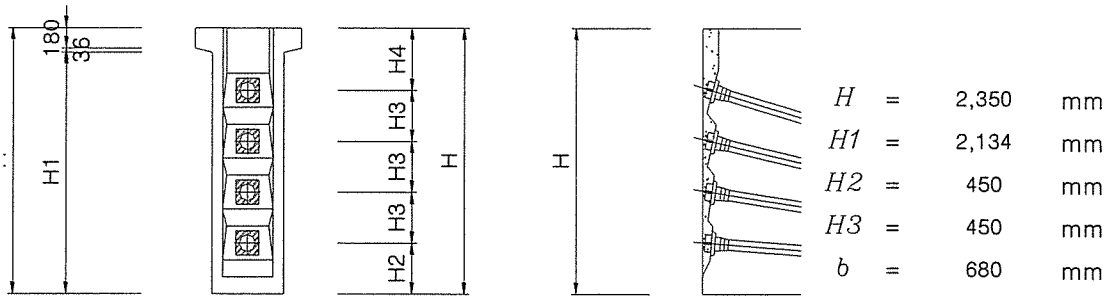
(양단긴장시)

강선	강선길이 L (mm)	강선단면적 A_p (mm^2)	긴장력 P_j (N)	초기손실 ΔP_i (N)	초기긴장력 P_i (N)	신장량 Δl (mm)	비 고
1	24,717.00	1,086.00	1,532,563.00	164,301.00	1,368,262.00	165.06	
2	24,781.00	1,086.00	1,532,563.00	188,823.00	1,343,740.00	164.08	
3	24,891.00	1,086.00	1,532,563.00	214,876.00	1,317,687.00	163.32	
4	24,999.00	1,086.00	1,532,563.00	231,731.00	1,300,832.00	163.06	

4.12 정착부 설계

(1) 설계조건

① 설계단면



강선 번호	높이 (mm)	Jacking Force P_j (N)	유효긴장력 P_e (N)	입사각 α (도)	수평분력 P_{hj} (N)	수직분력 P_{vj} (N)
1	450	1,532,560.00	1,186,596.18	4.02	1,528,789.35	107,439.64
2	900	1,532,560.00	1,162,074.30	8.15	1,517,081.64	217,263.58
3	1,350	1,532,560.00	1,136,021.16	12.22	1,497,835.36	324,390.79
4	1,800	1,532,560.00	1,119,166.44	15.08	1,479,784.01	398,722.27
합계					6,023,490.36	1,047,816.28

② 정착판 규격

- 정착판 규격 215 mm × 215 mm

- 쉬스관 직경 ϕ 65 mm

(2) 지압응력 검토

① 긴장재 정착 직후

- 허용지압응력

f_{ba} = 0.7 x f_{ci} x $\sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)}$ ≤ 1.1 x f_{ci}

= 0.7 × 32.00 x $\sqrt{\left(202,500.00 / 42,906.69\right) - 0.2}$

= 47.62 MPa > 1.1 × 32.00 = 35.20 MPa

f_{ci}	:	프리스트레스 도입시의 압축강도		32.00	MPa
A_b'	:	정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적	450.00 × 450.00 =	202,500.00	mm^2
A_b	:	정착판의 면적	215.00 × 215.00 =	46,225.00	mm^2
A_e	:	정착판의 유효면적	A_e − $\Sigma\pi D_i^2 / 4$ =	42,906.69	mm^2

- 실제로 작용하는 지압응력

f_{bi} = P_j / A_e

= 1,532,560.00 / 42,906.69 = 35.72 MPa > 35.20 MPa

∴ Spiral Bar 필요

- Spiral Bar의 지압응력

Spiral Bar의 측압(Lateral Confining Pressure)에 의한 응력

f_{spiral} = A_{spiral} x f_{sa} / (r_i x p)

= 198.60 x 180.00 / (140.00 x 55.00) = 4.64 MPa

여기서,	A_{spiral}	: H 16 철근의 단면적	=	198.60	mm^2
	f_{sa}	: Spiral Bar 철근의 응력	=	180.00	MPa
	r_i	: Spiral Bar 철근의 내측 반지름	=	140.00	mm
	p	: Spiral Bar 철근의 간격	=	55.00	mm

- 총 지압 허용응력 : (Prestress Concrete Structures, Michael P.Collins, P.79~80 참조)

$f_{bar-con}$ = f_{ba} + 4.1 x f_{con}

= 47.62 + 4.1 x 4.64

= 66.64 MPa > 실제로 작용하는 지압응력 = 35.72 MPa

∴ O.K

② 프리스트레스 손실 발생후

- 허용지압응력

f_{api} = 0.5 x f_{ck} x $\sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b}\right)}$ ≤ 0.9 x f_{ck}

= 0.5 × 40.00 x $\sqrt{}$ 202,500.00 / 42,906.69

= 43.45 MPa > 0.9 × 40.00 = 36.00 MPa

f_{ck} : 설계기준강도 40.00 MPa

- 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_t / A_e

= 1,186,596.18 / 42,906.69 = 27.66 MPa < 36.00 MPa

∴ O.K

(3) 단부 정착부 보강 철근

① T_{burst}에 대한 보강철근

- 수평방향 파열력 및 보강철근

R_j = 0.25 x F_{j0} x (1 - α_j / b_j)

A_{bj} = R_j / (k_j · $f_{s.lim}$)

(α_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

f_y = 300.00 MPa

$f_{s.lim}$ = 2/3 f_y = 200.00 MPa

k_j = 1.0 (외측 PS강재)

1.5 (내측 PS강재)

강선 번호	정착구 α_j(mm)	분포폭 b_j(mm)	수평파열력 R_j (N)	필요철근량 A_{bj} (mm²)	사용 철근량 A_{use} (mm²)	비 고
1	215	450	199,591.94	997.96	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
2	215	450	198,063.44	660.21	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
3	215	450	195,550.73	651.84	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
4	215	450	193,194.02	965.97	D13 x 22 = 2,787.40	O.K

- 수직방향 파열력 및 보강철근

R_j = 0.25 x F_{j0} x (1 - α_j / b_j)

A_{bj} = R_j / (k_j · $f_{s.lim}$)

(α_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

f_y = 300.00 MPa

$f_{s.lim}$ = 2/3 f_y = 200.00 MPa

k_j = 1.0 (외측 PS강재)

1.5 (내측 PS강재)

강선 번호	정착구 α_j(mm)	분포폭 b_j(mm)	수직파열력 R_j (N)	필요철근량 A_{bj} (mm²)	사용 철근량 A_{use} (mm²)	비 고
1	215	450	14,026.84	70.13	D13 x 5 = 633.50	O.K
2	215	450	28,364.97	94.55	D13 x 5 = 633.50	O.K
3	215	450	42,351.02	141.17	D13 x 5 = 633.50	O.K
4	215	450	52,055.41	260.28	D13 x 5 = 633.50	O.K

② T_{spall}에 대한 보강철근

T_{spall} = 0.04 x F_{j0} = 0.04 x 1,532,560.00 = 61,302.40 N

A_{s2} = T_{spall} / $f_{s.lim}$

= 61,302.40 / 200.00 = 306.51 mm²

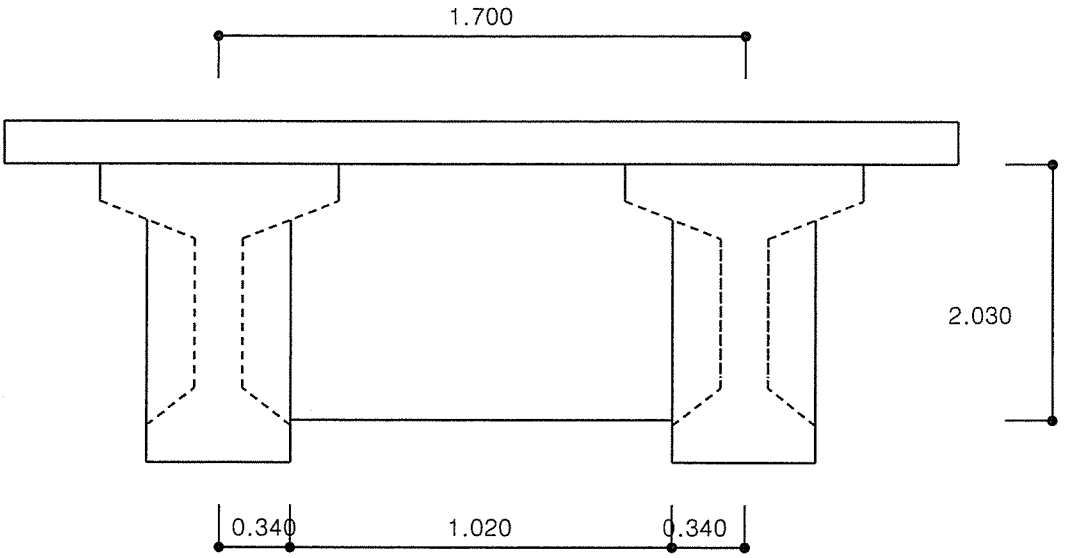
A_{use} = D16 - 4 = 794.40 x 4

= 3,177.60 mm² > 306.51 mm²

∴ O.K

5. 가로보 설계

5.1 가로보 제원



가로보 길이	L_c	=	1.020	m	가로보 간격	L_i	=	12.000	m
가로보 높이	H_c	=	2.030	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_a	=	0.565	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m	방수 두께	t_a	=	0.000	m
하중분포폭	L_s	=	3.428	m					

5.2 하중 산정

(1) 고정하중

① 슬 래 브	w_{sl}	=	0.280	x	12.000	x	24.500	=	82.320	kN/m
② 가로보 자중	w_{cr}	=	2.030	x	0.300	x	24.500	=	14.921	kN/m
							w_{d1}	=	97.241	kN/m
③ 궤 도	w_{tr}	=	3.000	/	3.428	x	12.000	=	10.503	kN/m
④ 도 상	w_{ba}	=	0.565	x	12.000	x	19.000	=	128.820	kN/m
							w_{d2}	=	139.323	kN/m

(2) 활하중

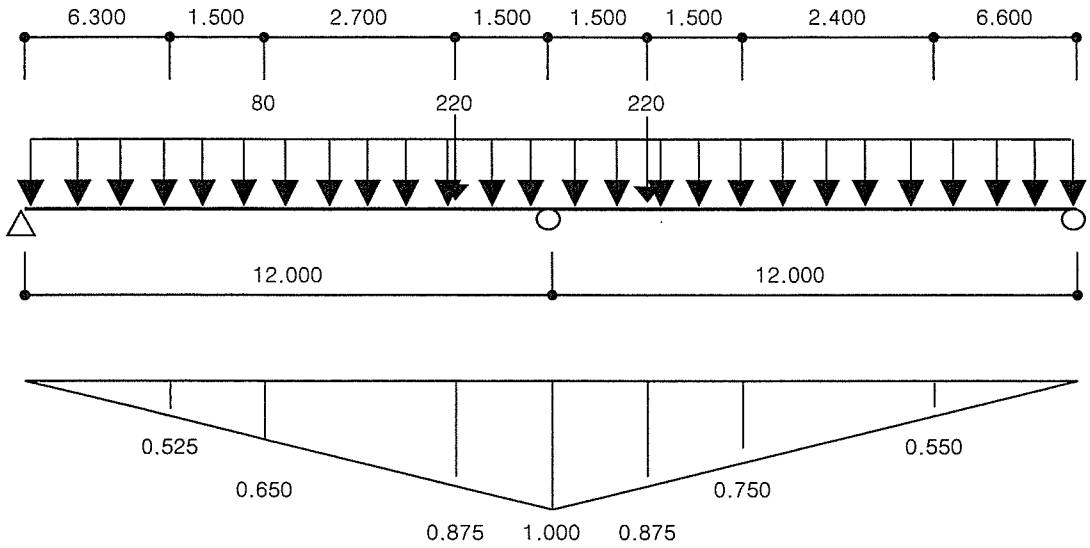
① 충격계수

4 m < l ≤ 39 m

i = 125 / √ l = 125 / √ 12.000 = 36.950 %

= 0.370

② KL2012하중



P_L = 220.00 x 0.875 + 220.00 x 0.875 = 385.00 kN

P_{L1} = 80.00 x 12.000 x 0.50 x 2 = 960.00 kN

w_{li} = (385.00 + 960.00) 1.37 / 3.43

= 537.61 kN/m

5.3 단면력 계산

하중 단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN・m)	비 고
합성전 고정하중($D1$)	49.593	12.646	
합성후 고정하중($D2$)	71.055	18.119	
합 계 (DL)	120.648	30.765	
열 차 하 중 (L)	274.181	69.916	

5.4 하중 조합

M_u = 1.35 x M_d + 1.85 x M_L

= 1.35 x 30.765 + 1.85 x 69.916 = 170.88 kN-m

= 1.6 x M_d + 1.6 x M_L

= 1.6 x 30.765 + 1.6 x 69.916 = 161.09 kN-m

V_u = 1.35 x S_d + 1.85 x S_L

= 1.35 x 120.648 + 1.85 x 274.181 = 670.11 kN

= 1.6 x S_d + 1.6 x S_L

= 1.6 x 120.648 + 1.6 x 274.181 = 631.73 kN

5.5 휨 설계

(1) 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	170,880,000.00	N-mm
계수 하중 전단력	M_u	=	670,110.00	N
콘크리트 설계기준 강도	f_{ck}	=	30.00	MPa
철근 항복 강도	f_y	=	300.00	MPa
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	
전단 강도 감소 계수	Φ_v	=	0.85	
	k_1	=	0.85	
가로보 폭	b_c	=	300.00	mm
단면 높이	h_c	=	2,030.00	mm
유효 높이	d	=	1,950.00	mm
피복 두께	d_c	=	80.00	mm

(2) 필요 철근량 산정

a = f_y x A_s / (0.85 x f_{ck} x b) = 0.0392 A_s

M_n = M_u / Φ_b = f_y x A_s x (d - a / 2) 이므로,

6.00 A_s^2 - 585,000.00 A_s + 189,866,667.00 = 0

필요 철근량	A_s		=	325.65	mm^2
단면 철근비	ρ	= A_s / (b x d)	=	0.00056	
최대 철근비	ρ_{max}	= 0.75 x 0.85 x k_1 x f_{ck} / f_y x 600 / (600 + f_y)	=	0.03613	
최소 철근비	ρ_{min1}	= max (1.4 / f_y , 0.25 x $\sqrt{}$(f_{ck}) / f_y)	=	0.00467	
단면 철근비	ρ_{min2}	= 4/3 x A_s / (b x d)	=	0.00074	
최소 철근량	A_{s_min}	= min (ρ_{min1} , ρ_{min2}) x b x d	=	432.90	mm^2

(3) 사용 철근량 A_{s_use} = H25 @ 2 = 1,013.40 mm^2

(4) 철근비 검토 ρ_{use} = A_{s_use} / (b x d) = 0.00173

∴ O.K

(5) 휨강도 검토

a = f_y x A_{s_use} / (0.85 x f_{ck} x b) = 39.74 mm

$\Phi_b \cdot M_n$ = Φ_b x [A_s x f_y x (d - a / 2)]

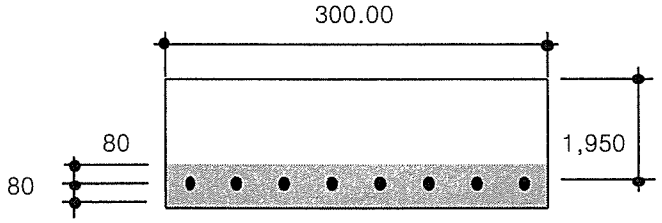
= 528,118,310.34 N-m > M_u = 170,880,000.00 N-m

∴ O.K

(6) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

M_{max} = M_d + M_l = 100.681 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1013.40 / (300.00 × 1950.00) = 0.00173

n ρ = n × ρ = 7.26 x 0.00173 = 0.01256

k = − n ρ + √((n ρ)^2 + 2 n ρ) = 0.146

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.146 / 3 = 0.951

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 100,681,000.00 /(0.00173 x 0.951 x 300.00 x 1950.00 ^{2})

= 53.65 MPa < f_{sa} = 150.00 MPa ∴ O.K

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 80.00 − 25.00 / 2 = 67.500 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c 300 (210/f_s)]

= Min [1299.097 , 1174.278] = 1174.278 mm

∴ s = 180.000 mm < s_a = 1174.278 mm ∴ O.K

5.6 전단 설계

L_c / d = 1,020 / 1,950 = 0.5 < 5 ∴ DEEP BEAM 설계

(1) Vc 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

V_c = 1 / 6 x $\sqrt{(f_{ck})}$ x b x d = 534,029.49 N

ΦV_c = 0.85 x V_c = 453,925.07 N < V_u = 670,110.00 N

∴ 전단설계

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

수직철근의 최대간격 : i) 400mm 이하 = 400 mm

ii) d / 5 이하 = 390 mm

∴ = 390 mm > s_v = 200 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0025 x b x s_v = 150.0 mm^2

A_{v_use} = 2 - D 16 @ 200 = 2 x 198.60

= 397.20 mm^2 > 150.00 mm^2

∴ O.K

② 수평철근량

수평철근의 최대간격 : i) 400mm 이하 = 400 mm

ii) d / 5 이하 = 390 mm

∴ = 390 mm > s_v = 250 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0015 x b x s_v = 112.5 mm^2

A_{v_use} = 2 - D 16 @ 250 = 2 x 198.60

= 397.2 mm^2 > 112.50 mm^2

∴ O.K

③ 전단철근량 검토

(1 + L_c/d) / 12 x A_v /s_v + (11 - L_c/d) / 12 x A_h / s_h

= 0.127 A_v /s_v + 0.873 A_h /s_h = 1.639

(V_u - ΦV_c) / (Φ x f_y x d) = 0.435 < 1.639 ∴ O.K

5.7 가로보 용접 검토

(1) 가로보 주철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	100

- 사용철근

(mm)

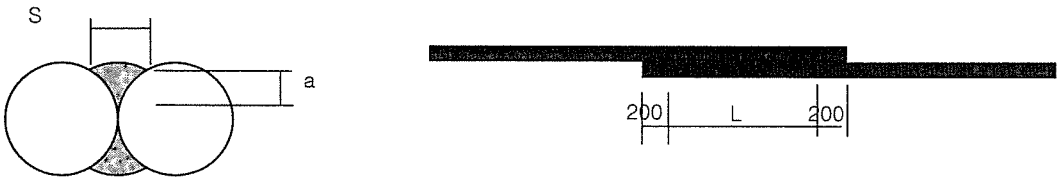
구 분	단면적	지 름
H 25	506.70	25.40

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 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} + 2S$$

$$= \frac{506.7}{6.91} \times \frac{150}{100} + 2 \times 12.50$$

$$= 135.056 \text{ mm}$$

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 = 135.056 < 254.000 이므로 254.000 사용

6. 양면 용접이므로

L = 254.000 / 2 = 127.000 mm ≒ 130.000 mm 를 적용함

(2) 가로보 수평철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)

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 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} + 2S$$

$$= \frac{198.6}{3.20} = \frac{150}{80} + 2 \times 8.00$$

$$= 132.331 \text{ mm}$$

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

6. 신축이음 설계

6.1 신축량 계산

(1) 온도변화에 의한 신축량

- 온도변화 (ΔT) = 40 ℃
- 선팽창계수 (α) = 0.00001
- 신축거더 길이 (L) = 24.0 m

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$
$$= 40 \times 0.00001 \times 24.0$$
$$= 0.009600 \text{ m} = 9.600 \text{ mm}$$

(2) 건조수축에 의한 신축량

- 건조수축 및 크리프의 저감계수 (β)

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

- 건조수축 변형률은 온도변화 -20 ℃의 온도변형과 같다.

$$\Delta L_{sh} = 20 \times \alpha \times \beta \times L$$
$$= 20 \times 0.00001 \times 0.5 \times 24.0$$
$$= 0.002400 \text{ m} = 2.400 \text{ mm}$$

(3) 크리프에 의한 신축량

- 콘크리트의 크리프 계수 (ϕ) = 2.2

$$\Delta L_c = \frac{P_i}{E_c \ A_c} \times \phi \times L \times \beta$$
$$= \frac{14725.2}{27{,}537 \times 4073137.1} \times 2.2 \times 24.0 \times 0.5$$
$$= 0.000003 \text{ m} = 0.003 \text{ mm}$$

(4) 신축여유량

신축장 100m 미만일 경우

(ΔL_t + ΔL_{sh} + ΔL_c) × 20.0 % + 10.0

= (9.600 + 2.400 + 0.003) × 20.0 % + 10.0

= 12.401 mm

(5) 총 신축량

ΔL_1 = 9.600 + 2.400 + 0.003 + 12.401

= 24.404 mm

6.2 가동받침의 가동량 계산

가동받침의 가동량은 고정받침으로부터의 거리 1m당 1.5mm 이상으로 하는 것을 표준으로 함.

ΔL_2 = 1.5 mm/m × 24.0 m

= 36.000 mm

6.3 신축이음장치 선정

설계신축량 = Max (24.404 , 36.000)

= 36.000 mm

적용 신축이음장치 NO. 50 > 36.000 ∴ O.K

6.1.2 PSC-e

1. 설계조건

1.1 교량 제원

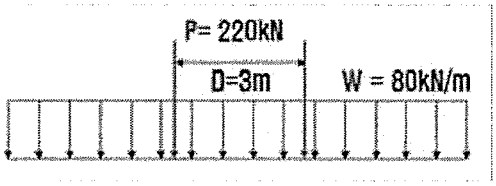
1. 교량형식 : 단순 PSC 합성 거더교
2. 거더 제작 공법 : 포스트텐션방식(Post-tensioning)
3. 경간 및 주거더 높이

거더 전체 길이	:	l_t	=	29.900	m
지간		l	=	29.000	m
거더 높이		h_t	=	2.200	m
평면 사각	:	Θ	=	90.0	

4. 교량 폭 : B = 5.600 m

1.2 설계 하중

1. 표준 활하중 : 선로 1급선 (KL 여객, 화물 혼용선)



2. 궤도 중심 간격 : s_{tcl} = 0.00 m

3. 충격 계수 : 철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교 [철도설계기준(2013) p8-34]

$$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 \qquad (0 < i_m \le 0.67)$$

$$i_m = (1.44 / \sqrt{29.00} - 0.2) - 0.18$$
$$= 0.098$$

※ 여기서 L 은 부재의 지간 길이(m)이다.

[철도설계기준(2013) p8-17,18]

4. 궤도의 단위중량 : w_t = 3.00 kN/m
5. 도상의 단위중량 : w_g = 19.00 kN/m^3
6. 방수공의 단위중량 : w_p = 11.00 kN/m^3
7. PSC, RC 단위중량 : w_c = 24.50 kN/m^3
8. 보도 적재 : 일반 보행자용 보도부를 직접 지지하는 구조에 적용되는 설계 [철도설계기준(2013) p8-46]
   : w_w = 5.00 kN/m^3
9. 난간, 방음벽 형태 (방음벽 높이는 F.L.을 기준함.)

난간, 방음벽(좌)	:	h1	=	2.00	m
난간, 방음벽(우)	:	h2	=	2.00	m

1.3 사용재료

1. PS 강재, 규격

- 1차강선: SWPC 7B　7 - 15.2 mm - 9　(저릴랙세이션 강재 사용)

A_p = 1248.00 mm^2

- 2차강선: SWPC 7B　7 - 15.2 mm - 5　(저릴랙세이션 강재 사용)

A_p = 694.00 mm^2

(1) 극한강도 : f_{pu} = 1,900.00 MPa

(2) 항복강도 : f_{py} = 1,600.00 MPa

(3) 허용 인장응력 [철도설계기준(2013) p10-122]

- 초기 인장응력 : f_{pia} = 0.9 x f_{py} = 1,440.00 Mpa
- 도입 인장응력 : f_{pta} = 0.7 x f_{pu} = 1,330.00 MPa
- 사용하중 작용시 : f_{pa} = 0.8 x f_{py} = 1,280.00 MPa

(4) 탄성계수 : E_p = 200,000.00 MPa

2. PS 강재의 곡선 배치 자료

(1) 마찰계수 (아연도금 금속쉬스) [철도설계기준(2013) p10-113]

- 케이블의 곡률계수 : μ = 0.250 / rad
- 쉬스관의 파상계수 : κ = 0.0050

(2) PS 강선 케이블의 곡선 종류

- 곡선 종류 : 2차 포물선

(3) PS 강선 케이블의 기본 배치수 : 케이블 개수, N_n = 4 다발

No.	s (m)	e (m)	f (m)	α (도,분)
1	0.20	1.65	0.15	15° 00'
2	0.10	1.25	0.15	12° 00'
3	0.10	0.85	0.15	08° 00'
4	0.10	0.45	0.15	04° 00'

3. 프리스트레스트 콘크리트(PSC e-Beam) [철도설계기준(2013) p10-122]

(1) 설계기준강도 : f_{ck} = 40.00 MPa

(2) PS도입시 압축강도 : f_{ci} = 0.80 x f_{ck} = 32.00 MPa

(3) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력

- 허용 휨압축응력 : f_{cai} = 0.55 x f_{ci} = 17.60 MPa
- 허용 휨인장응력

부착된 철근이 없는 인장구역

: f_{tai} = -1.4 MPa 또는 0.25 x√(f_{ci}) = -1.41 MPa 중 작은값

= -1.40 MPa

부착된 철근이 있는 인장구역

: f_{ta} = 0.50 x√(f_{ci}) = -2.83 MPa

(4) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력

- 허용 휨압축응력 : f_{ca} = 0.40 x f_{cK} = 16.00 MPa
- 허용 휨인장응력

미리 압축력을 가한 인장구역에서 부착된 철근이 없는 부재

: f_{ta} = = 0.00 MPa

(5) 탄성계수 [철도설계기준(2013) p10-10]

- PS도입직후 : E_{ci} = 8,500 $\sqrt[3]{(f_{cu})}$ = 28,066.38 MPa

($f_{cu} = f_{ci} + 4$)

- 사용하중 작용시 : E_{pc} = 8,500 $\sqrt[3]{(f_{cu})}$ = 30,007.96 MPa

($f_{cu} = f_{ck} + 4$)

(6) 탄성계수비

- PS도입직후 : n_p' = E_p / E_{ci} = 7.13
- 사용하중 작용시 : n_p = E_p / E_{pc} = 6.66

4. 현장타설 콘크리트

(1) 설계기준강도 : $f_{ck(slab)}$ = 30.00 MPa

(2) 탄성계수 : E_{ci} = 8,500 $\sqrt[3]{(f_{cu})}$) = 27,536.70 MPa

($f_{cu} = f_{ck} + 4$)

(3) 허용 휨압축응력 : f_{ca} = 0.40 x $f_{ck(slab)}$ = 12.00 Mpa

(4) 탄성계수비(철근) : n_c = E_s / $E_{c(slab)}$ = 7.26

5. 철근 (바닥판용) SD 400

(1) 항복응력 : f_{sy} = 400.00 MPa

(2) 탄성계수 : E_s = 200,000.00 MPa

6. 철근 (PSC거더 및 가로보용) SD 300

(1) 항복응력 : f_{sy} = 300.00 MPa

(2) 탄성계수 : E_s = 200,000.00 MPa

7. 강재

(1) 강재종류 SM 400

(2) 허용 인장응력 : $f_{sa,steel}$ 140.00 MPa

(3) 탄성계수 : E_{steel} 205,000.00 MPa

(4) 단위중량 : w_{steel} 77.00 kN/m^3

1.4 사용성의 한계

1. 활하중 처짐의 허용값

(1) 주행안전성에 대한 연직처짐 검토 [철도설계기준(2013) p8-85,86]

$\delta_{max} \leq L / 600$

δ_{max} = 교량 상판의 최대 처짐

L = 지간길이

(2) 승차감안전성에 대한 연직처짐 검토

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

1.5 FEM 해석프로그램

Midas CIVIL 2009 V1.0.0 (마이다스 아이티)

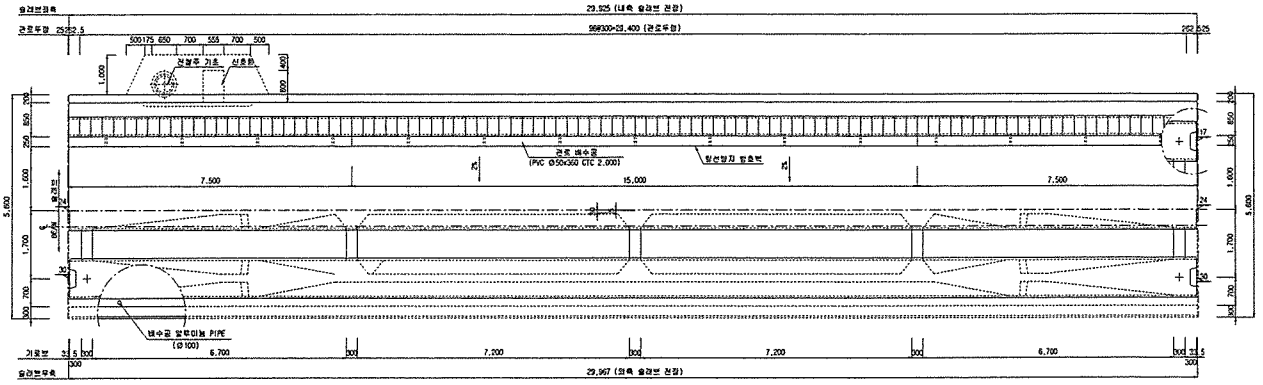
1.6 참고 문헌

1. 철도설계기준 (2013), 한국철도시설공단
2. 철도설계기준(노반편) (2011), 한국철도시설공단
3. 철도설계기준(철도교편) (2004), 대한토목학회
4. 콘크리트 구조 설계기준 해설 (2012), 한국콘크리트학회
5. 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단
6. 철도설계편람(토목편-강철도 교량) (2004), 대한토목학회
7. 합성구조론 (2006), 장승필 저, 구미서관
8. 도로교 설계기준 및 해설 (2003), 대한토목학회
9. 도로설계편람(교량편) (2001), 건설교통부
10. 횡분배 실용 계산법 (1998), 원기술
11. 강도로교 상세부 설계지침 (2006), 건설교통부

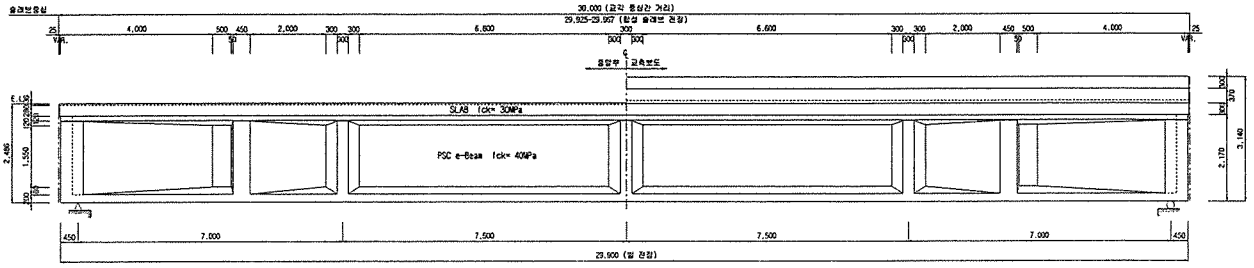
2. 단면가정

2.1 단면가정

1. 평 면 도

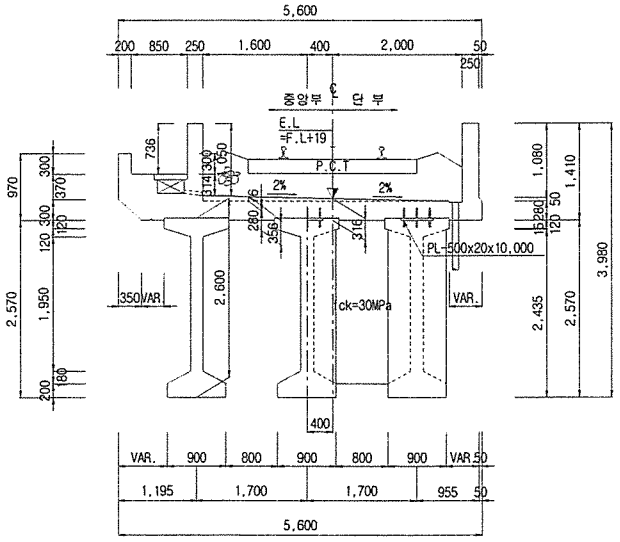


2. 종 단 면



3. 횡 단 면

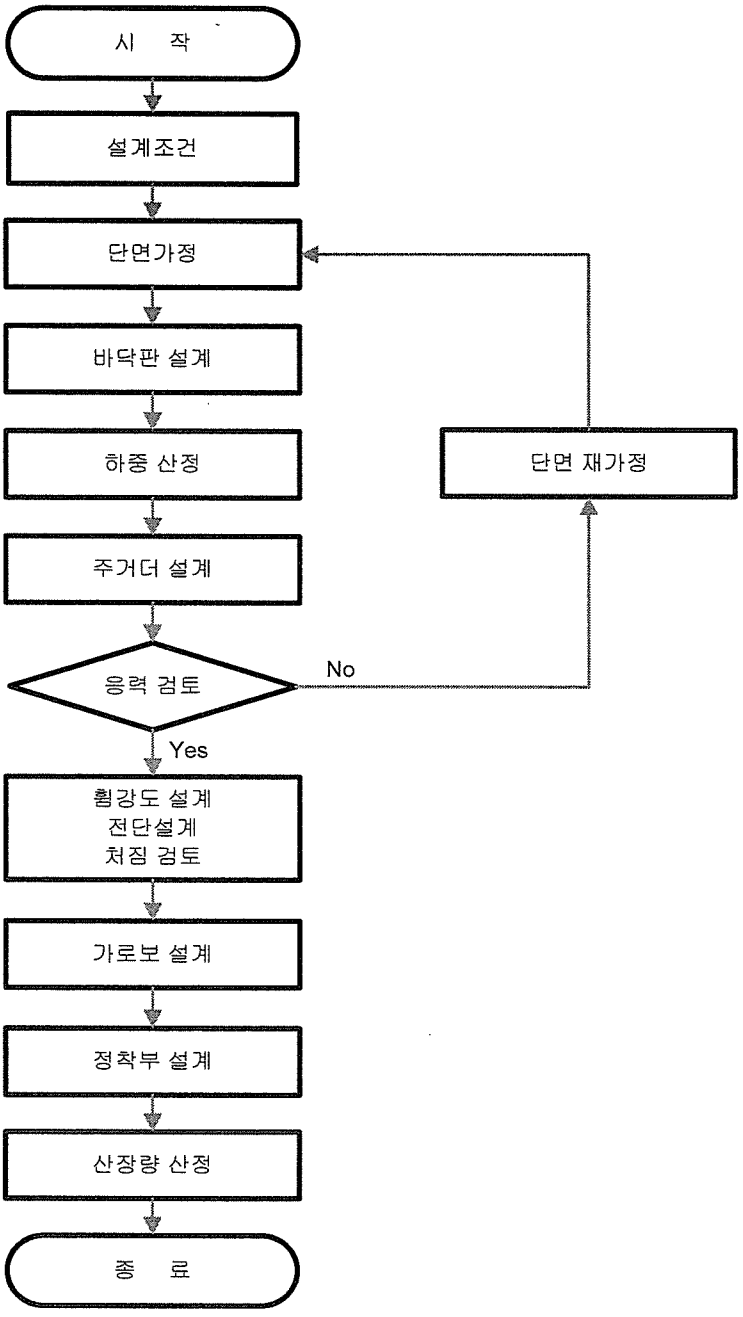
거더간격	=	1.700 m	좌측캔틸레버 길이	=	1.195 m
교량 폭	=	5.600 m	우측캔틸레버 길이	=	1.005 m
바닥판 두께	=	0.280 m			
도 상	=	0.365 m			



2.2 거더 설계시 단계별 사용단면 제원

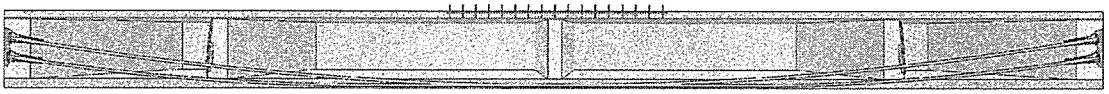
구 분	단면 계수	탄성계수	비 고
자 중	순 단 면	1차 프리스트레스 도입시	
1차 프리스트레싱	순 단 면	1차 프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	1차 강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
2차 프리스트레싱	바닥판 환산단면	2차 프리스트레스 도입시	비합성거더 해당없음
합성후 고정하중	바닥판 + 2차강선 환산단면	2차 프리스트레스 도입후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 + 2차강선 환산단면	2차 프리스트레스 도입후	

2.3 설계 흐름도

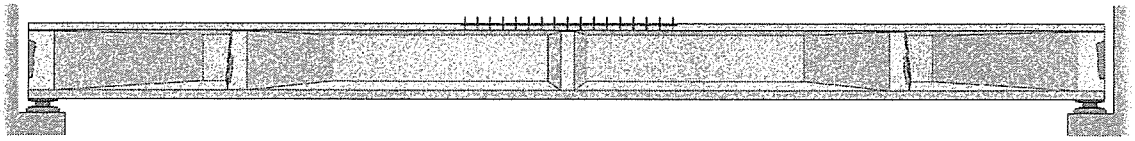


2.4 시공 순서도

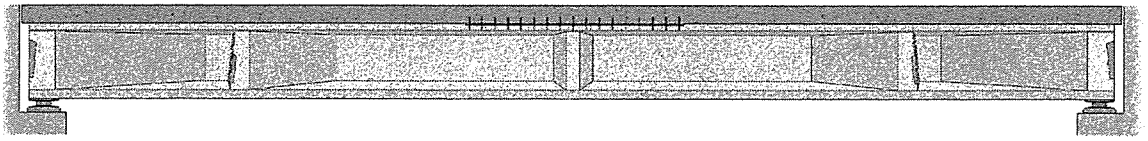
1. 제작장에서 PSC e-Beam제작 및 1차 강선 긴장



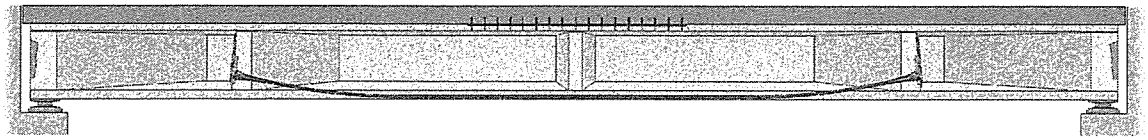
2. 크레인을 이용한 빔 거치



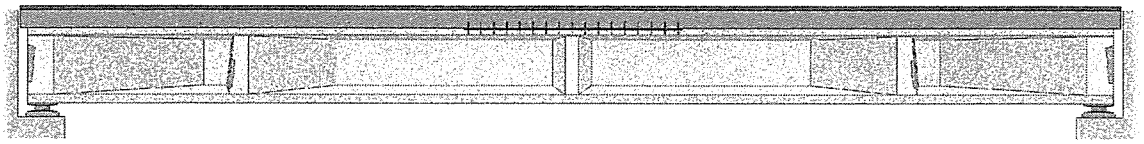
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



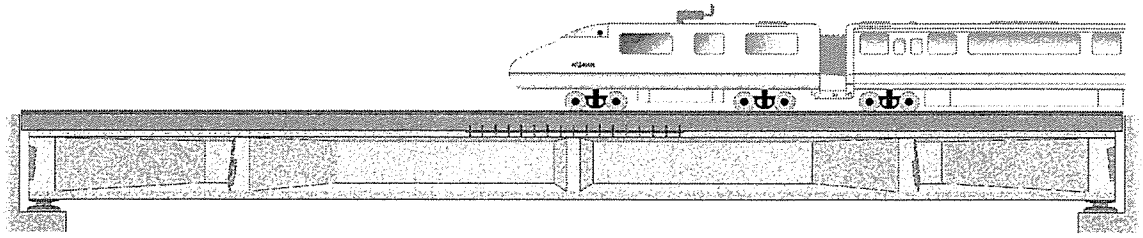
4. 바닥판 콘크리트 경화 후 2차 강선 긴장



5. 방호벽 설치 및 도상, 레일 설치 (2차 고정하중 재하)



6. 완공후 열차하중 재하



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

3.1.1 바닥판 최소 두께 검토

[철도설계기준(2013) p10-183]

구 분			궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단 순 판			40 l + 110	65 l + 130
연 속 판			30 l + 110	50 l + 130
캔틸레버판	l	≤0.25	280 l + 160	240 l + 130
	l	> 0.25	80 l + 210	

여기서, l은 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다.

단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 한다.

궤도부분 바닥판의 최소두께는 200mm 또는 위의 표의 값 중 큰 값을 사용한다.

- 바닥판의 지간 l_s = 1.700 − 0.200 = 1.50 m
- 바닥판 최소두께 t_{min} = 30 l_s + 110 = 155.00 mm

최소 200.00 mm 이상

- 바닥판 사용두께 t_{use} = 280 mm > 200 mm ∴ O.K

3.1.2 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.60 m
- 도 상 = 0.365 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상 두께 + 바닥판 두께
  = 2.600 + 0.548 + 0.280 = 3.428 m

1) 고정하중

바 닥 판	:	w_{s1}	=	0.28	×	24.50	=	6.860	kN/m²
구 배	:	w_{s2}	=	0.076	/	2 × 24.50	=	0.931	kN/m²
도상 및 침목	:	w_g	=	0.565	×	1.30 × 19.00	=	13.956	kN/m²
궤 도	:	w_{r1}	=	3.00	×	1 / 3.43	=	0.875	kN/m²
계	:	w_d	=				=	22.622	kN/m²

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	+ w l_d^2 / 8
캔틸레버판	지점 휨모멘트	− w l_d^2 / 2
연속판	지간 휨모멘트	+ w l_d^2 / 10
	지점 휨모멘트	− w l_d^2 / 10

[철도설계기준(2013) p10-187]

- 바닥판 지간 = 1.500 m

- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w \; l_d^{\,2}}{10} = \frac{22.622 \times 1.500^{\,2}}{10} = 5.09 \text{ kN-m}$$

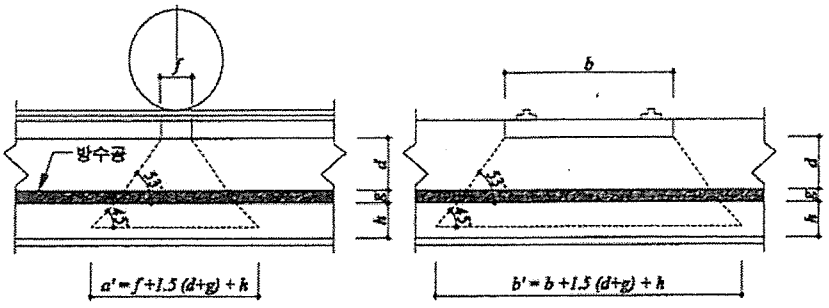
2) 활하중 (L) [철도설계기준(2013) p10-186]

(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.

$$w = P / a \; b'$$

여기서, P는 축중(軸重) [tonf]이고, a 는 축거, b`는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭 = 0.240 m

b : 도상 길이 = 2.600 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.365 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 자갈 도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a = 동륜하중 축거 = 3.000 m

객차하중 축거 = 1.000 m

b` = b + 1.5(d + g) + h = 3.428 m

(2) 열차활하중에 의한 단면력

① 동륜하중

$w = 220 / (3.000 \times 3.428) = 21.396\ kN/m^2$

② 객차하중

$w = 80 / (1.000 \times 3.428) = 23.341\ kN/m^2$

$w_l = 44.737\ kN/m^2$

$M_l = \frac{w_l \times l^2}{10} = \frac{44.737 \times 1.500^{\ 2}}{10} = 10.070\ kN\text{-}m$

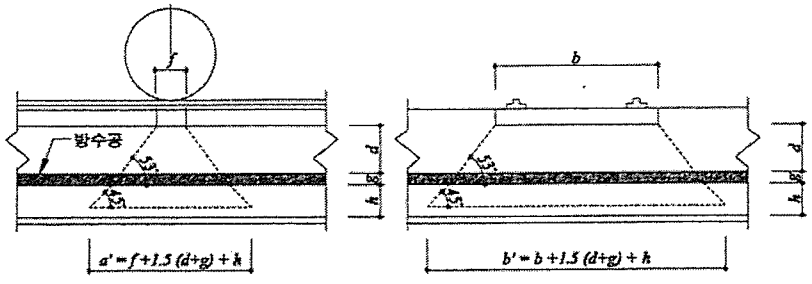
(3) 충격하중 (i) ($0 < i_m \leq 0.67$) [철도설계기준(2013) p8-34]

$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = (1.44 / \sqrt{1.50} - 0.2) - 0.18 = 1.225$

- 충격하중(M_{L+i}) = 10.070 × 0.670 = 6.747 kN-m

3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)

(1) 활하중 분포폭



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리 = 0.000 m

b : 침목 길이 = 0.000 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.57 m

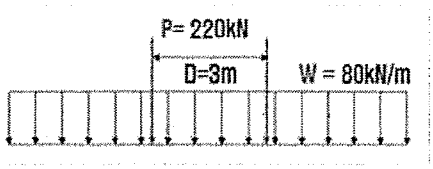
h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 자갈 도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a` = f + 1.5(d + g) + h = 1.128 m

b` = b + 1.5(d + g) + h = 1.128 m



(2) 탈선하중에 의한 단면력

① 설계지간 중앙에 KRL-2012하중으로 재하 (KRL-2012하중의 집중하중+등분포하중)

w = 0.7 x 220.00 kN / (1.128 × 1.128) +
0.7 x 80.00 kN / (1.000 × 1.128)
= 170.807 kN/㎡

$M_{dr} = \frac{wl \times L^2}{10} = \frac{170.807 \times 2.250}{10} = 38.432$ kN·m

4) 원심하중 [철도설계기준(2013) p8-38~40]

- 원심하중 Q는 LS22일 경우 레일면의 2m 높이에서,HL일 경우 1.8m 높이에서 교축에 직각으로 재하함.
원심하중은 표준열차하중에 다음의 계수를 곱한 값을 수평하중으로 계산하여야 함.

$\alpha = \frac{V^2 f}{127 R}$

V: 최대설계속도(km/h)

f: 곡선 궤도에서의 교장 L과 속도 S 에 의존하여 고려되는 감소계수

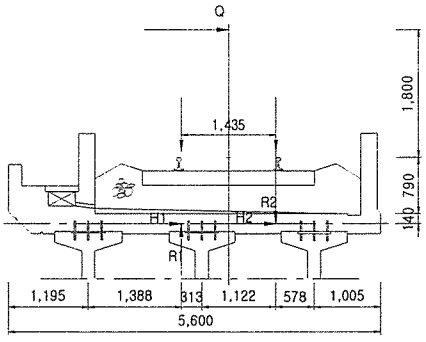
$\left(f = 1 - \left(\frac{V-120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} + 1.75\right) \times \left(1 - \frac{2.88}{L}\right) \right)$

R: 곡율반경(m)

L: 교량에서 곡선으로 된 궤도에 하중이 재하된 부분의 길이(m)

다만, 지간 L ≤ 2.88m 이거나, 속도 V ≤ 120km/h일때 f는 1.0이다.

$\alpha = \frac{250^2 \times 0.551}{127 \times 3500} = 0.078$



- 축하중

Q = 220.0 KN × 0.078 = 17.050 KN
P = 17.050 KN / 3.000 m = 5.683 KN/m

- 객차하중

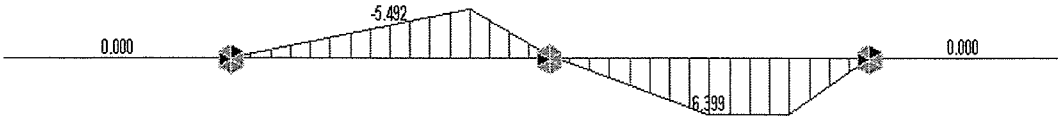
Q = 80.0 KN × 0.078 = 6.200 KN
P = 6.200 KN / 1.000 m = 6.200 KN/m

Mu = 11.884 KN/m × (1.800 + 0.790 + 0.14) m = 32.442 KN·m/m

$H_1 = H_2 = P / 2 =$ 11.88 KN/m / 2 = 5.94 KN/m

R_1 = R_2 = M / L = 32.44 KN·m/m / 1.435 m = 22.608 KN/m

- FEM 해석결과



구 분	상면(KN·m)	하면(KN·m)
모멘트	5.492	6.399

3.1.3 하중 조합 [철도설계기준(2013) p8-57]

1. 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 (L + I)
= 1.35 × 5.09 + 1.85 × (10.07 + 6.75)
= 37.98 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + L + I)
= 1.6 × (5.09 + 10.07 + 6.75) = 35.05 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}
= 1.35 × 5.09 + 1.35 × 38.43 = 58.75 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 D + 1.85 (L + I) + 1.35 Lcf
= 1.4 × 5.09 + 1.9 × (10.07 + 6.75) + 1.4 × 0.00
= 37.98 kN-m

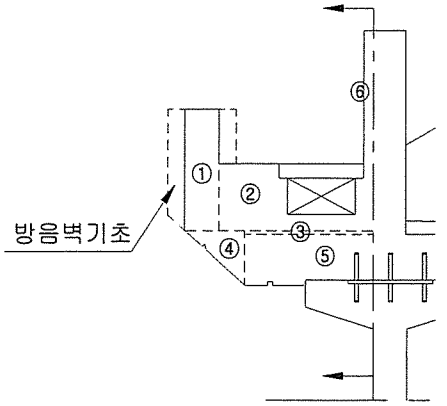
2. 사용하중(Service Load)

Load case 5 : U = 1.0 (D + L + I)
= 1.0 × (5.09 + 10.07 + 6.75) = 21.91 kN-m

Load case 6 : U = 1.0 (D + L_{DR})
= 1.0 × (5.09 + 38.43) = 43.52 kN-m

3.2 캔틸레버부(좌측)

3.2.1 하중 계산



L = 1,095 mm (단위mm)

	폭(B)	높이(H)	DIST	비 고
1 =	200	670	995	연석
2 =	850	370	470	보도
	400	200	295	공동구
3 =	745	20	373	슬래브
4 =	350	300	862	
5 =	745	280	373	
6 =	45	1100	23	탈선방지벽

[철도설계기준(2013) p10-182]

- 캔틸레버판 설계 지간 ld = 1.195 - 0.100 = 1.095 m

1. 고정하중(D)

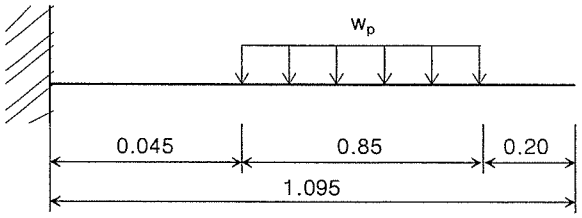
No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5 =	3.283	0.995	3.270
(2)	0.850 × 0.370 × 24.5 =	7.705	0.470	3.620
	0.400 × 0.200 × 24.5 =	-1.960	0.295	-0.580
(3)	0.745 × 0.020 × 24.5 =	0.365	0.373	0.140
(4)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.286	0.862	1.110
(5)	0.745 × 0.280 × 24.5 =	5.111	0.373	1.900
탈선방지벽	0.045 × 1.100 × 24.5 =	1.213	0.023	0.030
방음벽	=	2.000	0.995	1.990
방음벽기초	=	2.328	0.995	2.320
CABLE	=	1.000	0.295	0.300
TOTAL	=	22.331		14.100

- 고정하중에 의한 휨모멘트 = 14.100 KN·m

2. 활하중(L)

1) 군집하중 (교측보도)

w_p = 5.000 kN/m^2

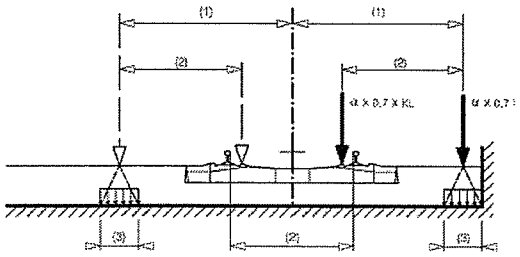


군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.850 × 0.470 = 2.000 kN-m

3. 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load) [철도설계기준(2013) p8-49,50]

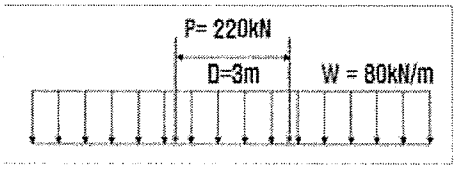
1) 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도 구조 안에 존재할 때



주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배
(2) : 궤간
(3) : 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.

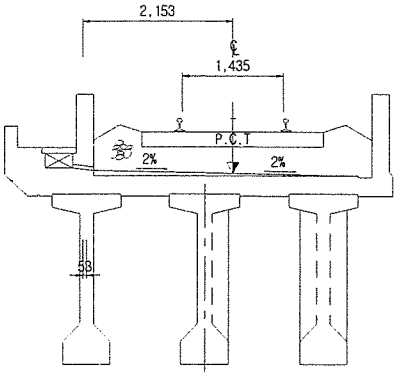
그림 1. 탈선상황 1
(KL2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

탈선상황 Ⅰ에서는 좌측 그림과 같이 1.4 x KRL-2012(집중하중과 등분포하중 모두 재하) :



① 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤관의 1.5배: 1.435 × 1.5 = 2.153 m



L = 0.000 m

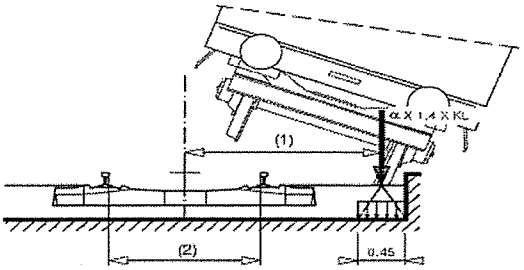
(※ 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용)

② 탈선하중에 의한 단면력

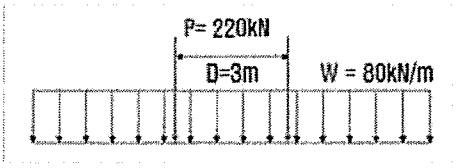
- KL하중 P = 0.00 kN

M_{dr} = 0.00 × 0.000 = 0.00 kN-m

2) 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



탈선상황 II에서는 좌측 그림과 같이 1.4 x KL2012(등분포하중) 재하 :

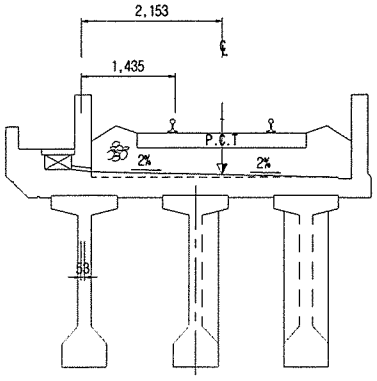


주 (1) : 교량 상판 끝에 작용
(2) : 궤간

그림 2. 탈선상황 II
(KL2012하중의 등분포하중만 재하)

① 탈선하중의 작용길이 산정

교량 상판 끝: 2.000 m



L = 0.000 m

(※ 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용)

② 탈선하중에 의한 단면력

- KL하중 P = 0.00 kN

M_{dr} = 0.00 × 0.000 = 0.00 kN-m

4. 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 8.01 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.69 kN-m/m

3.2.2 하중 조합

[철도설계기준(2013) p8-57]

1. 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 (L + I)

= 1.35 × 14.10 + 1.85 × (2.00 + 0.00)

= 22.74 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + L + I)

= 1.6 × (14.10 + 2.00 + 0.00) = 25.76 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W_1)

= 1.35 × (14.10 + 10.69) = 33.47 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + I + 0.5W_2)

= 1.35 × (14.10 + 2.00 + 0.00 + 0.5 × 5.35)

= 25.35 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 14.10 + 1.35 × 0.00 = 19.04 kN-m

2. 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L + I)

= 1.0 × (14.10 + 2.00 + 0.00) = 16.10 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + W_1)

= 1.0 × (14.10 + 10.69) = 24.79 kN-m

Load case 8 : U = 1.0 (D + L + I + 0.5W_2)

= 1.0 × (14.10 + 2.00 + 0.00

+ 0.5 × 5.35) = 18.78 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

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

3.2.3 바닥판 최소두께에 대한 검토

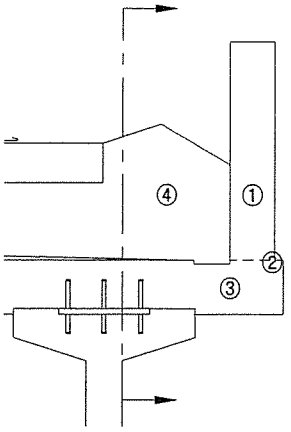
[철도설계기준(2013) p10-184]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.3 캔틸레버부 (우측)

3.3.1 하중 계산



L = 0,905 mm (단위mm)

	폭(B)	높이(H)	DIST	비 고
1 =	250	1130	730	탈선방지벽
2 =	50	50	872	헌치부
3 =	905	280	453	슬래브
4 =	605	500	303	도 상

[철도설계기준(2013) p10-182]

- 캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.005 − 0.100 = 0.905 m

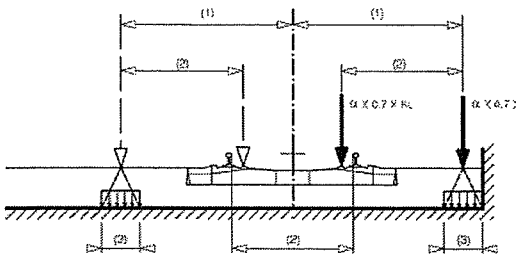
1. 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)							거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.250	×	1.130	×	24.5	=	6.921	0.730	5.050
(2)	0.050	×	0.050	×	24.5 × 1/2	=	0.031	0.872	0.030
(3)	0.905	×	0.280	×	24.5	=	6.208	0.453	2.810
(4)	0.605	×	0.500	×	19.0 x 1.3	=	7.472	0.303	2.260
방음벽						=	2.000	0.655	1.310
방음벽기초						=	2.328	0.655	1.520
TOTAL						=	24.960		12.980

- 고정하중에 의한 휨모멘트 = 12.980 KN·m

2. 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load) [철도설계기준(2013) p8-49,50]

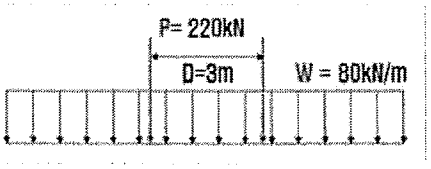
1) 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도 구조 안에 존재할 때



주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배
(2) : 궤간
(3) : 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.

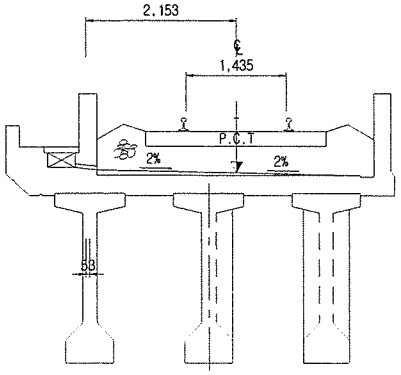
그림 1. 탈선상황 Ⅰ
(KL2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

탈선상황 Ⅰ에서는 좌측 그림과 같이 1.4 x KL2012(집중하중과 등분포 등분포하중 모두 재하:



① 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤관의 1.5배: 1.435 × 1.5 = 2.153 m



L = 0.000 m

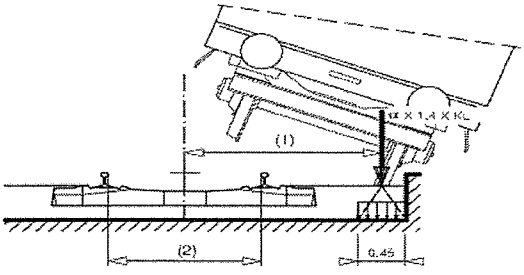
(※ 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용)

② 탈선하중에 의한 단면력

- KL하중 P = 0.00 kN

M_{dr} = 0.00 × 0.000 = 0.00 kN-m

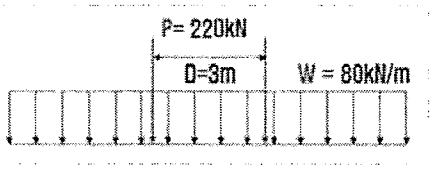
2) 탈선상황 Ⅱ : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용
(2) : 궤간

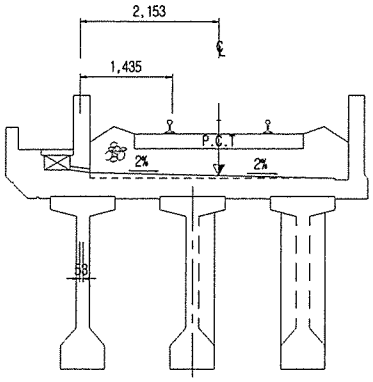
그림 2. 탈선상황 Ⅱ
(KL2012하중의 등분포하중만 재하)

탈선상황 Ⅱ에서는 좌측 그림과 같이 1.4 x KL2012(등분포하중) 재하 :



① 탈선하중의 작용길이 산정

교량 상판 끝: 2.000 m



L = 0.000 m

(※ 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용)

② 탈선하중에 의한 단면력

- KRL-2012 하중 P = 0.00 kN

M_{dr} = 0.00 × 0.000 = 0.00 kN-m

4. 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.00 m)

F_W = (1.130 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 9.39 kN/m

M_W = 9.39 × (1.130 + 2.000) / 2 = 14.70 kN-m/m

3.3.2 하중 조합

[철도설계기준(2013) p8-57]

1. 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 (L + I)

= 1.35 × 12.98 + 1.85 × (0.00 + 0.00)

= 17.52 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + L + I)

= 1.6 × (12.98 + 0.00 + 0.00) = 20.77 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W_1)

= 1.35 × (12.98 + 14.70) = 37.37 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + I + 0.5W_2)

= 1.35 × (12.98 + 0.00 + 0.00 + 0.5 × 7.35)

= 22.48 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 12.98 + 1.35 × 0.00 = 17.52 kN-m

2. 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L + I)

= 1.0 × (12.98 + 0.00 + 0.00) = 12.98 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + W_1)

= 1.0 × (12.98 + 14.70) = 27.68 kN-m

Load case 8 : U = 1.0 (D + L + I + 0.5W_2)

= 1.0 × (12.98 + 0.00 + 0.00

+ 0.5 × 7.35) = 16.66 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

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

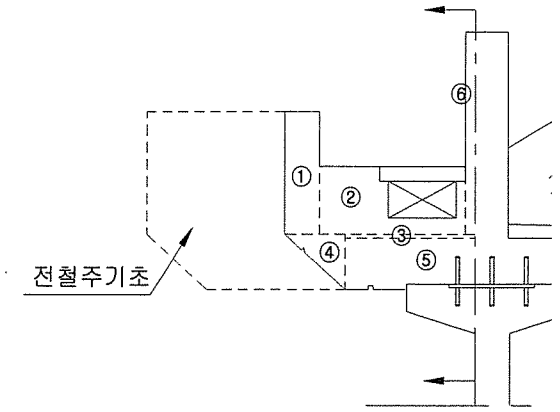
3.3.3 바닥판 최소두께에 대한 검토 [철도설계기준(2013) p10-184]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.4 전철주기초부

3.4.1 하중 계산



L = 1,095 mm (단위mm)

	폭(B)	높이(H)	DIST	비 고
1 =	200	670	995	연석
2 =	850	370	470	보도
	400	200	295	공동구
3 =	745	20	373	슬래브
4 =	350	300	862	
5 =	745	280	373	
6 =	45	1100	23	탈선방지벽

[철도설계기준(2013) p10-182]

- 캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.195 − 0.100 = 1.095 m

1. 고정하중(D)

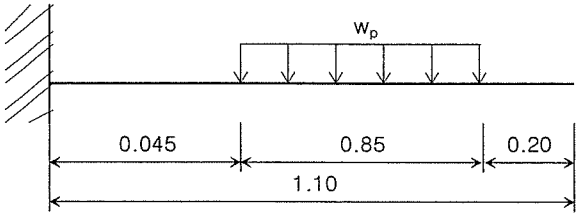
No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5 =	3.280	0.995	3.260
(2)	0.850 × 0.370 × 24.5 =	7.710	0.470	3.620
	0.400 × 0.200 × 24.5 =	-1.960	0.295	-0.580
(3)	0.745 × 0.020 × 24.5 =	0.370	0.373	0.140
(4)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.290	0.862	1.110
(5)	0.745 × 0.280 × 24.5 =	5.110	0.373	1.900
(6)	0.045 × 1.100 × 24.5 =	0.000	0.023	0.000
전철주	1.000 × 0.670 × 24.5 =	16.415	1.595	26.180
기 초	1.000 × 0.300 × 24.5 =	7.350	1.420	10.440
전철주	20.000 =	20.000	1.495	29.900
방음벽	=	2.000	1.895	3.790
CABLE	=	1.000	0.295	0.300
TOTAL	=	62.565		80.060

- 고정하중에 의한 휨모멘트 = 80.060 KN·m

2. 활하중(L)

1) 군집하중 (교측보도)

w_p = 5.000 kN/m^2

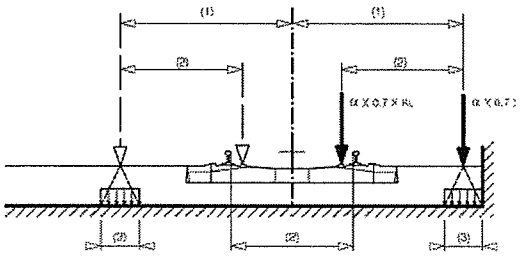


군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.850 × 0.470 = 2.00 kN-m

3. 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load) [철도설계기준(2013) p8-49,50]

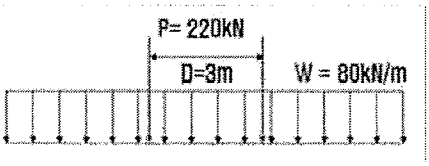
1) 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도 구조 안에 존재할 때



주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배
(2) : 궤간
(3) : 작업도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.

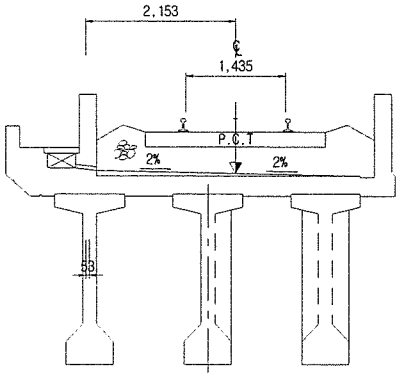
그림 1. 탈선상황 Ⅰ
(KL2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

탈선상황 Ⅰ에서는 좌측 그림과 같이 1.4 x KL2012(집중하중과 등분포
등분포하중 모두 재하:



① 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤관의 1.5배: 1.435 × 1.5 = 2.153 m



L = 0.000 m

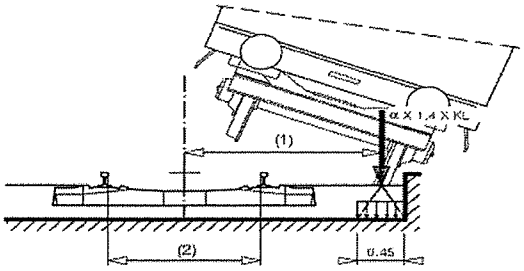
(※ 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용)

② 탈선하중에 의한 단면력

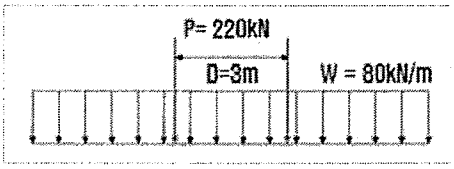
- KL하중 P = 0.00 kN

M_{dr} = 0.00 × 0.000 = 0.00 kN-m

2) 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



탈선상황 II에서는 좌측 그림과 같이 1.4 x KL2012(등분포하중) 재하 :

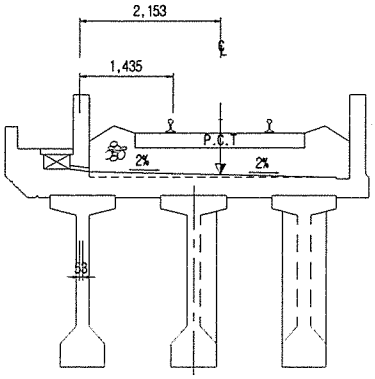


주 (1) : 교량 상판 끝에 작용
(2) : 궤간

그림 2. 탈선상황 II
(KL2012하중의 등분포하중만 재하)

① 탈선하중의 작용길이 산정

교량 상판 끝: 1.880 m



L = 0.000 m

(※ 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용)

② 탈선하중에 의한 단면력

- KL하중 P = 0.00 kN

M_{dr} = 0.00 × 0.000 = 0.00 kN-m

4. 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 8.01 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.69 kN-m/m

3.4.2 하중 조합

[철도설계기준(2013) p8-57]

1. 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 (L + I)

= 1.35 × 80.06 + 1.85 × (2.00 + 0.00)

= 111.78 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + L + I)

= 1.6 × (80.06 + 2.00 + 0.00) = 131.30 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W_1)

= 1.35 × (80.06 + 10.69) = 122.51 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + I + 0.5W_2)

= 1.35 × (80.06 + 2.00 + 0.00 + 0.5 × 0.00)

= 110.78 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 80.06 + 1.35 × 0.00 = 108.08 kN-m

2. 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L + I)

= 1.0 × (80.06 + 2.00 + 0.00) = 82.06 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + W_1)

= 1.0 × (80.06 + 10.69) = 90.75 kN-m

Load case 8 : U = 1.0 (D + L + I + 0.5W_2)

= 1.0 × (80.06 + 2.00 + 0.00

+ 0.5 × 0.00) = 82.06 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

W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

L_{DR} : 탈선하중

3.4.3 바닥판 최소두께에 대한 검토

[철도설계기준(2013) p10-184]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.5 바닥판 설계

3.5.1 궤도부

1. 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	58.750	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2. 휨설계

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 65{,}277{,}778.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 761.57 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 761.57 = 1{,}015.43\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

압축(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

인장(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

2) 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,893.60 N-mm

= **99.910** kN-m > M_u = 58.750 kN-m (사용률: 1.701)

O.K.!!

3) 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\,\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

4) 배력철근의 계산

압축측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

인장측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

3. 사용성 검토

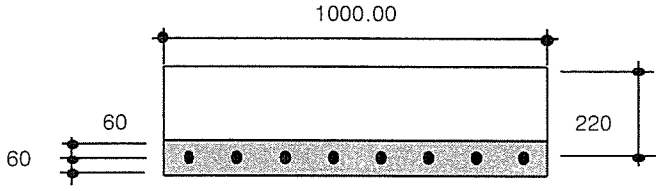
- 처짐검토(처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (양단연속 1방향 슬래브)) [콘크리트설계기준 2012.p.86]

t_{min} = L / 28 = 1,500 / 28 = 53.571 mm

t_{min} = 53.571 mm < t_{use} = 280 mm O.K.!!

- 균열검토 [콘크리트설계기준 2012, 부록iii]

M_{max} = 43.520 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1324.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00602

nρ = n × ρ = 7.26 x 0.00602 = 0.04371

k = − n ρ + √((n ρ)² + 2 n ρ) = 0.255

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.255 / 3 = 0.915

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 43,520,000.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 163.24 MPa

· 최외단철근 소요중심간격 [철도설계기준(2013) p10-60]

· s = Min [375·(210/fs)−2.5Cc , 300·(210/fs)] = 352.419 mm

· 여기서, Cc = dc_min − 주철근 직경 / 2 = 52.00 mm

· 최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 352.419 mm O.K.!!

- 피로검토 [콘크리트설계기준(2012) p.93]

SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

M_{live} = 16.817 kN-m

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 16,816,900.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 63.08 MPa < 150 MPa

검토 불필요!!

3.5.2 캔틸레버부 (좌측)

1. 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	33.470	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2. 휨설계

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 37{,}188{,}889.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 428.87 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 428.87$ = 571.83 mm^2

$$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = 1,324.00 mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = 1,324.00 mm^2

2) 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77\ mm$$

$$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$$

$$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times \left(220.00 - \frac{20.77}{2} \right)$$

= 99,910,893.60 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 33.47 kN-m (사용률: 2.985)

O.K.!!

3) 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\,\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

4) 배력철근의 계산

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

3. 사용성 검토

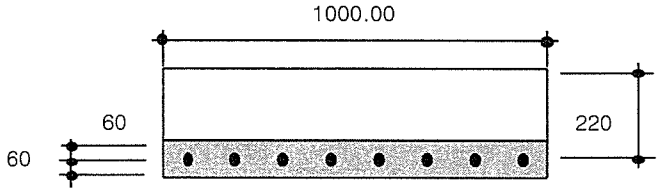
- 처짐검토(처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (캔틸레버 1방향 슬래브)) [콘크리트설계기준 2012.p.86]

t_{min} = L / 10 = 1,095 / 10 = 109.500 mm

t_{min} = 109.500 mm < t_{use} = 280 mm O.K.!!

- 균열검토 [콘크리트설계기준 2012, 부록iii]

M_{max} = 24.790 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1324.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00602

nρ = n × ρ = 7.26 x 0.00602 = 0.04371

k = − nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.255

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.255 / 3 = 0.915

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 24,790,000.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 92.99 MPa

· 최외단철근 소요중심간격 [철도설계기준(2013) p10-60]

· s = Min [375·(210/fs)−2.5Cc , 300·(210/fs)] = 677.492 mm

· 여기서, Cc = dc_min − 주철근 직경 / 2 = 52.00 mm

· 최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 677.492 mm O.K.!!

- 피로검토 [콘크리트설계기준(2012) p.93]

SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

M_{live} = 2.000 kN-m

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 2,000,000.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 7.50 MPa < 150 MPa

검토 불필요!!

3.5.3 캔틸레버부 (우측)

1. 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	37.370	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2. 휨설계

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 41{,}522{,}222.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 479.69 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 479.69$ = 639.59 mm^2

$$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

2) 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77\ mm$$

$$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$$

$$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$$

= 99,910,893.60 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 37.37 kN-m (사용률: 2.674)

O.K.!!

3) 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\,\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.602 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

4) 배력철근의 계산

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

3. 사용성 검토

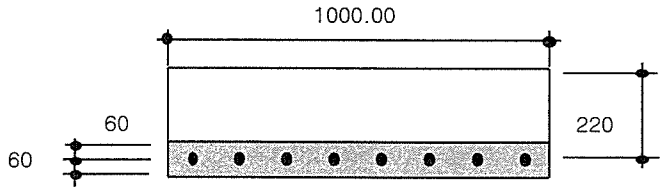
- 처짐검토(처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (캔틸레버 1방향 슬래브)) [콘크리트설계기준 2012.p.86]

t_{min} = L / 10 = 905 / 10 = 90.500 mm

t_{min} = 90.500 mm < t_{use} = 280 mm O.K.!!

- 균열검토 [콘크리트설계기준 2012, 부록iii]

M_{max} = 27.680 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1324.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00602

nρ = n × ρ = 7.26 x 0.00602 = 0.04371

k = − n ρ + √((n ρ)² + 2 n ρ) = 0.255

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.255 / 3 = 0.915

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 27,680,000.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 103.83 MPa

· 최외단철근 소요중심간격 [철도설계기준(2013) p10-60]

· s = Min [375·(210/fs)−2.5Cc , 300·(210/fs)] = 606.761 mm

· 여기서, Cc = dc_min − 주철근 직경 / 2 = 52.00 mm

· 최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 606.761 mm O.K.!!

- 피로검토 [콘크리트설계기준(2012) p.93]

SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

M_{live} = 0.000 kN-m

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 0.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 0.00 MPa < 150 MPa

검토 불필요!!

3.5.4 전철주기초부

1. 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	131.300	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2. 휨설계

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 145{,}888{,}889.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,763.90 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}763.90 = 2{,}351.87\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$

(슬래브 주철근)

\+ H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = 2,648.00 mm^2

(전철주 보강철근)

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = 1,324.00 mm^2

2) 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{2{,}648.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 41.54$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 2{,}648.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{41.54}{2})$

= 189,921,974.40 N-mm

= 189.92 kN-m > M_u = 131.30 kN-m (사용률: 1.446)

O.K.!!

3) 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\,\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 1.204 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

4) 배력철근의 계산

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

3. 사용성 검토

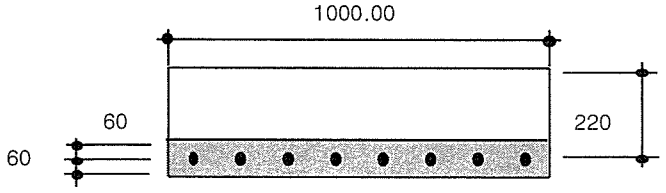
- 처짐검토(처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (캔틸레버 1방향 슬래브)) [콘크리트설계기준 2012.p.86]

t_{min} = L / 10 = 1,095 / 10 = 109.500 mm

t_{min} = 110 mm < t_{use} = 280 mm O.K.!!

- 균열검토 [콘크리트설계기준 2012, 부록iii]

M_{max} = 90.750 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 2648.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.01204

nρ = n × ρ = 7.26 x 0.01204 = 0.08741

k = − nρ + √((nρ)² + 2nρ) = 0.340

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.340 / 3 = 0.887

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 90,750,000.00 /(0.01204 x 0.887 x 1000.00 x 220.00^2)

= 175.57 MPa

· 최외단철근 소요중심간격 [철도설계기준(2013) p10-60]

· s = Min [375·(210/fs)−2.5Cc , 300·(210/fs)] = 318.539 mm

· 여기서, Cc = dc_min − 주철근 직경 / 2 = 52.00 mm

· 최외단철근 평균배근간격 = 150 mm < 318.539 mm O.K.!!

- 피로검토 [콘크리트설계기준(2012) p.93]

SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

M_{live} = 2.000 kN-m

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 2,000,000.00 /(0.01204 x 0.887 x 1000.00 x 220.00^2)

= 3.87 MPa < 150 MPa

검토 불필요!!

3.5.5 캔틸레버판 단부 검토

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 479.69 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 2 × 479.69 = 959.38 mm^2

- 사용철근

인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

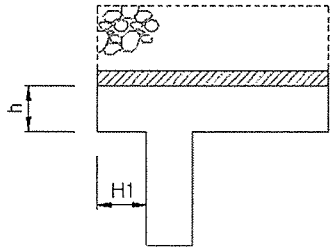
-- O.K

- 보강범위

단부에서, 1.095 m 까지

3.6 슬래브 단부 설계

3.6.1 단면치수



h: 0.28 m

H1: 0.33 m

3.6.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

w_d = 22.622 kN/m^2

$M_d = w_d \times H_1^2 / 2$ = 1.232 KN·m/m

2) 활하중에 의한 단면력

w_L = 74.711 kN/m^2

$M_L = w_L \times H_1^2 / 2$ = 4.068 KN·m/m

3) 하중조합

- 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 1.23 + 1.85 × 4.07 = 9.189 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + L)

= 1.6 × (1.23 + 4.07) = 8.480 kN-m

3. 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	9.189	
적 용	9.189	MAX

3.6.3 철근량 산정

1. 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	9.189	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2. 휨검토

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 10{,}209{,}639.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 116.48 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 116.48$ = 155.31 mm^2

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 753.12 mm^2

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 770.00 mm^2

인장(상면) A_s = H 13 @ 200 = 126.7 $\times \frac{1{,}000}{200}$ = **633.50** mm^2

2) 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{633.50 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00}$ = 9.94 mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 633.50 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{9.94}{2})$

= 49,039,741.80 N-mm

= **49.04** kN-m > M_u = 9.19 kN-m (사용률: 5.337) .

O.K.!!

3) 철근비검토

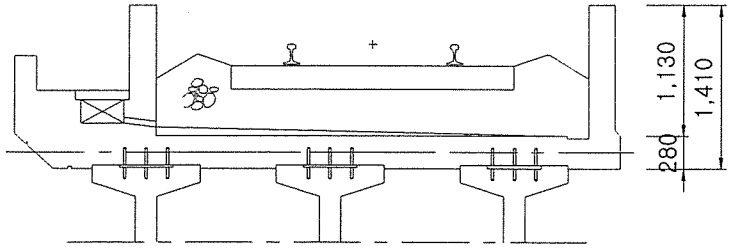
균형철근비(p_b) $= 0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.288 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3.7 탈선방호벽 설계

3.7.1 단면치수



h: 1.130 m

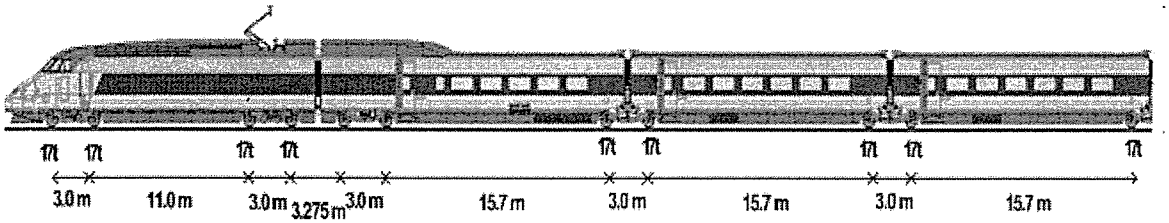
t: 0.250 m

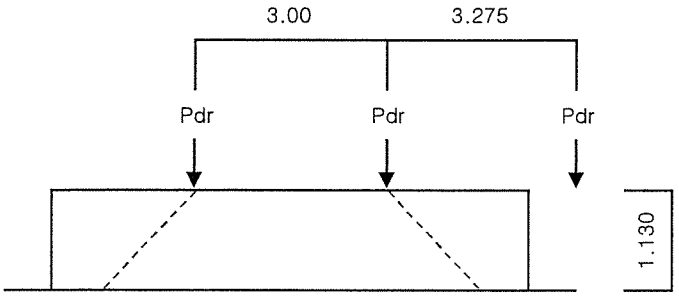
3.7.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정

(※ 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음)





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.26

= 57.0 kN/m

2. 전단력 산정

Sr = 57.0 kN

3. 휨모멘트 산정

Mr = 57.0 × 1.130 = 64.4 kN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	64.45	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	250.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	190.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2) 휨검토

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 76{,}000.00\ A_s + 71{,}609{,}632.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 980.15 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 980.15 = 1{,}306.87\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 190.00 = 650.42\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 190.00 = 665.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (190.00 - \frac{20.77}{2})$

= 85,611,693.60 N-mm

= **85.61** kN-m > M_u = 64.45 kN-m (사용률: 1.328)

O.K.!!

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.697 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 190.00 / 1000$ = 147.43 kN

ΦVc = 147.43 > Vu = 57.034 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

4. 하중산정

4.1 고정 하중 (DL)

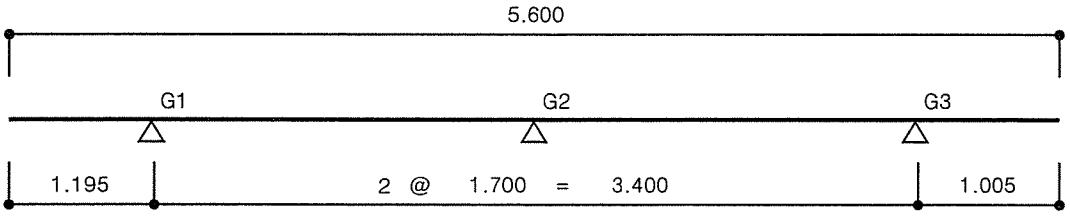
1. 거더자중

- 프로그램내 Self Weight 으로 계산

중앙부 강재

- w_{steel} = 0.010 (m^2) × 77.00 = 0.770 kN/m

2. 바닥판 및 가로보 (d_1) → (주거더 당)



(1) 외측거더 G1

- 바닥판 $w_{slab,o}$ = (슬래브 두께 + 횡구배높이/2) × 슬래브 폭 × 단위중량
  = 0.318 × 2.045 × 24.50 = 15.933 kN/m
- 가로보 $P_{slab,o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.000 × 0.400 × 24.50 = 5.880 kN

(2) 외측거더 G3

- 바닥판 $w_{slab,o}$ = (슬래브 두께 + 횡구배높이/2) × 슬래브 폭 × 단위중량
  = 0.318 × 1.855 × 24.50 = 14.452 kN/m
- 가로보 $P_{slab,o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.000 × 0.400 × 24.50 = 5.880 kN

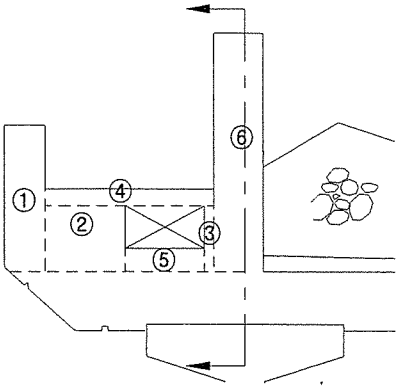
(3) 내측거더

- 바닥판 $w_{slab,i}$ = (슬래브 두께 + 횡구배높이/2) × 슬래브 폭 × 단위중량
  = 0.318 × 1.700 × 24.50 = 13.245 kN/m
- 가로보 $P_{slab,i}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.000 × 0.800 × 24.50 = 11.760 kN

3. 2차 고정하중 (d_2) → (단위폭 당)

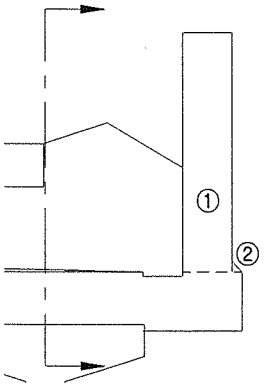
(1) 공동구 하중

- 공동구(좌)

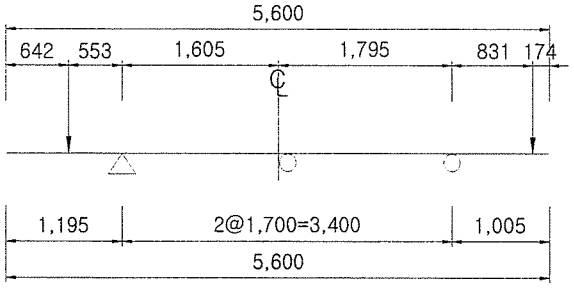


구 분	하중(KN)	작용점(단부부터,m)
①	3.381	1.095
②	3.038	0.795
③	0.380	0.170
④	1.666	0.570
⑤	1.078	0.395
⑥	4.359	0.066
케이블	1.000	0.395
계	14.901	0.553

- 자갈막이(우)



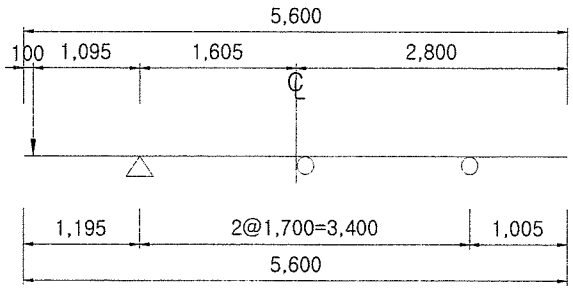
구 분	하중(KN)	작용점(단부부터,m)
①	6.921	0.830
②	0.031	0.972
계	6.952	0.831



(2) 난간, 방음벽

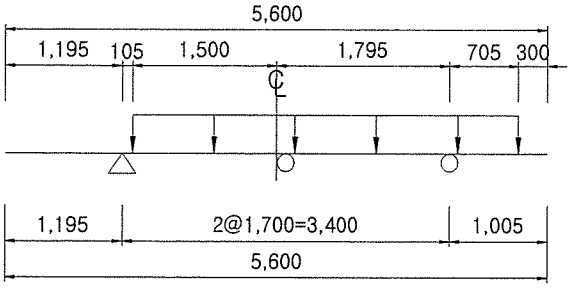
방음벽하중(좌) : 2.0 kN/m

방음벽하중(우) : 2.000 kN/m



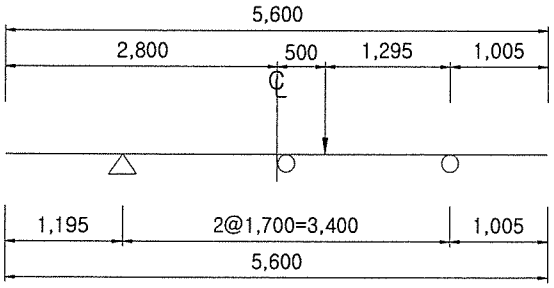
(3) 도상하중

= 0.565 × 1.3 × 19.0 = 13.956 kN/m²



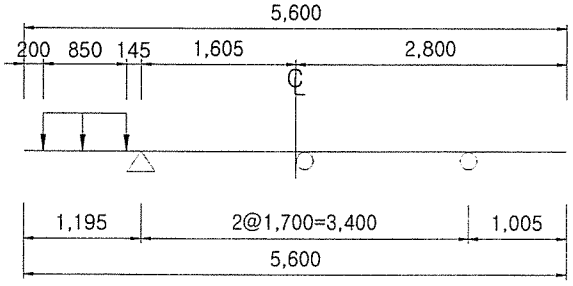
(4) 궤도

= 3.000 kN/m



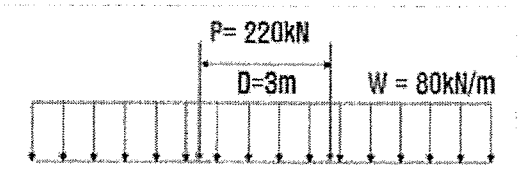
4.2 활하중

1. 보도적재하중 w_w = 5.000 kN/m² [철도설계기준(2013) p8-46,47]



2. 표준활하중 (횡방향 하중분배는 궤도와 동일)

: KL 여객, 화물 혼용선



3. 충격하중 [철도설계기준(2013) p8-34]

- 철근콘크리트교 및 프리스트레스트 콘크리트교

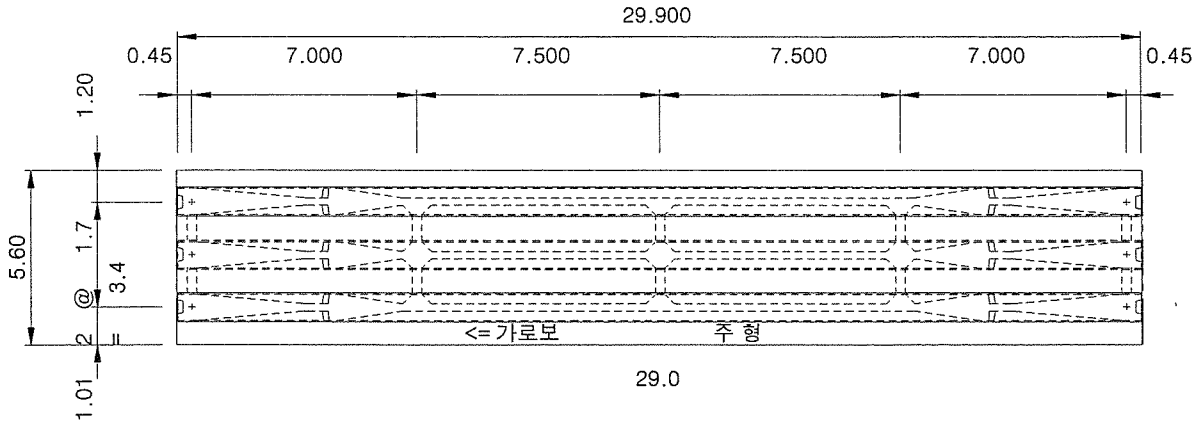
$$i = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 \qquad (0 < i_m \leq 0.67)$$

$$i = \left(1.44 / \sqrt{29.00} - 0.2 \right) - 0.18$$

$$= 0.098$$

4.3 횡분배 계수 산정

4.3.1 주형 및 가로보의 격자구조

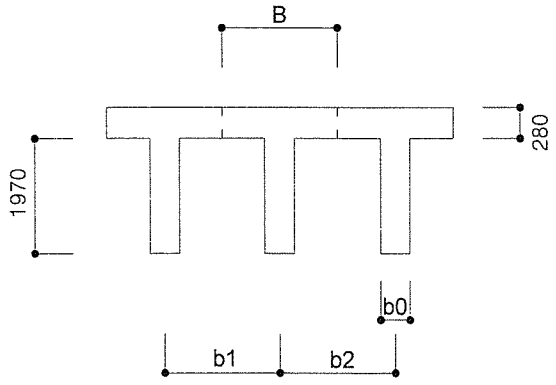


4.3.2 휨 강성 영향계수

1. 주형의 휨 강성 (B_x : 교축 방향)

B_x = E_p I_{c4} / 주형 간격 = 30,007.96 x 1.060E+12 / 1700 = 1.870E+13 N.mm

2. 가로보의 휨 강성 (B_y : 교축직각 방향)



b_2 = 7000.0 mm

b_1 = 7500.0 mm

b_o = 300.0 mm

B = 7500.0 mm

구 분	A	y	A·y	A·y^2	Io
①	2.100E+06	140	2.940E+08	4.116E+10	1.372E+10
②	5.910E+05	1265.0	7.476E+08	9.457E+11	1.911E+11
계	2.691E+06		1.042E+09	9.869E+11	2.049E+11

$$y_{th} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{1.04E+09}{2.691E+06} = 387.07 \quad , \quad y_{bh} = 2250 - 387.1 = 1862.9 \text{ mm}$$

$I_{ch} = Io + \sum(Ay^2) - (\sum A)(y_{th})^2$

= 2.049E+11 + 9.869E+11 - 2.691E+06 x (387.1)^2 = 7.886E+11 mm^4

B_y = E_c I_{ch} / 가로보 간격 = 27,536.70 x 7.886E+11 / 7500 = 2.89527E+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

$$\theta = \frac{b'}{\ell} \cdot \sqrt[4]{\frac{B_x}{B_y}} = \frac{2800}{29000} \cdot \sqrt[4]{\frac{1.87022E+13}{2.89527E+12}} = 0.15393$$

4.3.3 비틀림 강성 영향계수

$J = \sum \beta\ b\ a^3$, a : 주형단면의 단변길이 , b : 주형단면의 장변길이

$$\beta = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5} \times \frac{a}{b} \left(\tanh \frac{\pi\ b}{2\ a} + \frac{1}{3^5} \tanh \frac{3\ \pi\ b}{2\ a} + \cdots\cdots \right)$$

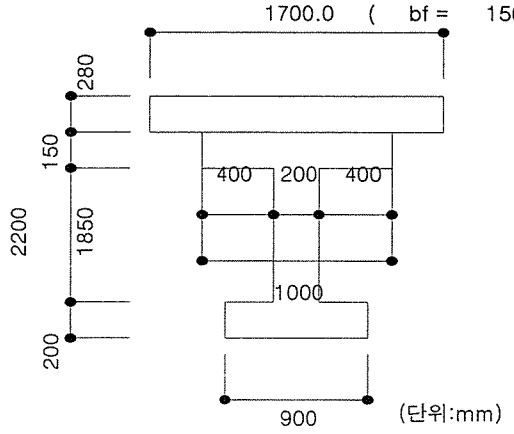
$G_b = E_p / 2.33 = 30,008 / 2.33 = 12901.1$ MPa (주형단면)

$=2(1+v)$

$G_h = E_c / 2.27 = 27,537 / 2.27 = 12109.4$ 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)



n = 0.92

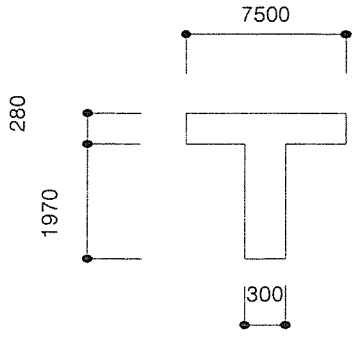
구 분	a(mm)	b(mm)	β	J(mm⁴)
바닥판	1564	280	0.29574	10,153,547,046
간극	1000	-30	0.32703	-8,829,902
upper fl.	1000	150	0.30183	1,018,688,756
web	1850	200	0.31063	4,597,337,303
lower fl.	900	200	0.28667	2,064,004,455
계				1.782E+10

$D_x = G_b\ J$ / 주형 간격

= 12901.1 x 1.782E+10 / 1700

= 1.3527E+11 N.mm

2. 가로보의 비틀림 강성 (D_y : 교축직각 방향)



구 분	a(mm)	b(mm)	β	J(mm⁴)
①	7500	280	0.32549	5.359E+10
②	1970	300	0.30135	1.603E+10
계				6.962E+10

$D_y = G_h\ J$ / 가로보 간격

= 12109.4 x 6.962E+10 / 7500

= 1.124E+11 N.mm

3. 비틀림 강성 영향계수 (α)

$$\alpha = \frac{D_x + D_y}{2 \sqrt{B_x \times B_y}} = \frac{1.35270E+11 + 1.12404E+11}{2 \times \sqrt{1.87022E+13 \times 2.89527E+12}} = 0.01683$$

4.3.4 하중 분배계수 공식 (Y.Guyon & C.Massonnet의 방법)

1. α=0일 때의 영향선 종거 (K0)

$$K0 = 2 \times \lambda \times Bb \times [A] \times [B] \times [C]$$

$$[A] = \begin{bmatrix} \cos(\lambda \cdot y) \cdot \cosh(\lambda \cdot y) \\ \cos(\lambda \cdot y) \cdot \sinh(\lambda \cdot y) \\ \sin(\lambda \cdot y) \cdot \cosh(\lambda \cdot y) \\ \sin(\lambda \cdot y) \cdot \sinh(\lambda \cdot y) \end{bmatrix}, \quad [C] = \begin{bmatrix} \cos(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \sin(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ \sin(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \cos(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ \sin(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) + \cos(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ -\cos(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \sin(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \end{bmatrix}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot Bb)}{Y0} & \frac{\cos^2(\lambda \cdot Bb)}{Y0} & 0 \\ \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot Bb)}{X0} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda \cdot Bb)}{X0} \\ \frac{-\sin^2(\lambda \cdot Bb)}{X0} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot Bb)}{X0} \\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda \cdot Bb)}{Y0} & \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot Bb)}{Y0} & \pm\frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi \cdot \theta}{\sqrt{2} \cdot Bb}$, Bb : 저항폭의 $\frac{1}{2}$(m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X0 : $2 \cdot \{\sinh(\lambda \cdot Bb) \cdot \cosh(\lambda \cdot Bb) - \sin(\lambda \cdot Bb) \cdot \cos(\lambda \cdot Bb)\}$

Y0 : $2 \cdot \{\sinh(\lambda \cdot Bb) \cdot \cosh(\lambda \cdot Bb) + \sin(\lambda \cdot Bb) \cdot \cos(\lambda \cdot Bb)\}$

: 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, y<e일 때 '+'를, y≥e일 때 '−'를 취한다.

2. α=1일 때의 영향선 종거 (K1)

$$K1 = 1 / 2 \times \sigma \times Bb \times [D] \times [E] \times [F]$$

$$[D] = \begin{bmatrix} \cosh(\sigma \cdot y) \\ \sinh(\sigma \cdot y) \\ (\sigma \cdot y) \cdot \cosh(\sigma \cdot y) \\ (\sigma \cdot y) \cdot \sinh(\sigma \cdot y) \end{bmatrix}, \quad [F] = \begin{bmatrix} \sinh(\sigma \cdot e) - (\sigma \cdot e) \cdot \cosh(\sigma \cdot e) \\ -\cosh(\sigma \cdot e) - (\sigma \cdot e) \cdot \sinh(\sigma \cdot e) \\ \cosh(\sigma \cdot e) \\ -\sinh(\sigma \cdot e) \end{bmatrix}$$

$$[E] = \begin{bmatrix} \pm 1 & \frac{2+3 \cdot \sinh^2(\sigma \cdot Bb)}{X1} & \frac{-2-(\sigma \cdot Bb)}{X1} & 0 \\ \frac{2-3 \cdot \cosh^2(\sigma \cdot Bb)}{Y1} & \pm 1 & 0 & \frac{-2-(\sigma \cdot Bb)}{Y1} \\ -\frac{1}{Y1} & 0 & \pm 1 & \frac{-2-3 \cdot \sinh^2(\sigma \cdot Bb)}{Y1} \\ 0 & -\frac{1}{X1} & \frac{-2+3 \cdot \sinh^2(\sigma \cdot Bb)}{X1} & \pm 1 \end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2} \cdot \lambda$

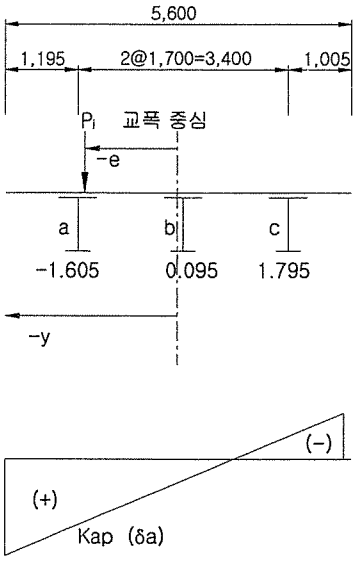
X1 : $(\sigma \cdot Bb) - 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot Bb) \cdot (\sigma \cdot Bb)$

Y1 : $(\sigma \cdot Bb) + 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot Bb) \cdot (\sigma \cdot Bb)$

: 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, y<e일 때 '−'를, y≥e일 때 '+'를 취한다.

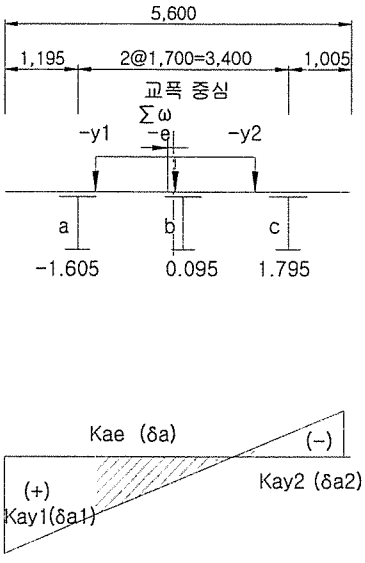
※ y, e는 저항폭 중심에서 좌측에 있을 때는 '−', 우측에 있을 때는 '+'의 값으로 한다.

4.3.5 주 BEAM 자중에 의한 분배계수 산정



δa= Kap / 주형 개수

< 집중하중 작용 시 BEAM a의 영향선도 >



δa= 빗금친 면적 / 주형 개수

< 분포하중 작용 시 BEAM a의 영향선도 >

4.3.6 8등분점 영향선 종거

8등분점	e (m)	GIRDER-1	GIRDER-2	GIRDER-3
-1.00b'	-2.800	0.83489	0.30233	-0.22723
-0.75b'	-2.100	0.70965	0.31047	-0.08728
-0.50b'	-1.400	0.58430	0.31857	0.05272
-0.25b'	-0.700	0.45878	0.32654	0.19281
0.00b'	0.000	0.33324	0.33422	0.33305
0.25b'	0.700	0.20778	0.34143	0.47344
0.50b'	1.400	0.08242	0.34830	0.61392
0.75b'	2.100	-0.04287	0.35501	0.75433
1.00b'	2.800	-0.16813	0.36167	0.89463

4.3.7 8등분점 이외(구분점)하중작용점 영향선 종거

하중 종류	e (m)	GIRDER-1	GIRDER-2	GIRDER-3
좌측 방음벽	-2.700	0.81700	0.30349	-0.20723
보도1 하중	-2.600	0.79911	0.30466	-0.18724
좌측 공동구	-2.158	0.72003	0.30979	-0.09887
보도2 하중	-1.750	0.64700	0.31453	-0.01729
열차 활하중	0.500	0.24361	0.33942	0.43332
우측 방음벽	2.550	-0.12339	0.35929	0.84453
우측자갈막이	2.626	-0.13699	0.36002	0.85976

4.3.8 영향선 종거 집계

하중 종류	e (m)	GIRDER-1	GIRDER-2	GIRDER-3
-1.00b'	-2.800	0.83489	0.30233	-0.22723
좌측 방음벽	-2.700	0.81700	0.30349	-0.20723
보도1 하중	-2.600	0.79911	0.30466	-0.18724
좌측 공동구	-2.158	0.72003	0.30979	-0.09887
-0.75b'	-2.100	0.70965	0.31047	-0.08728
보도2 하중	-1.750	0.64700	0.31453	-0.01729
-0.50b'	-1.400	0.58430	0.31857	0.05272
-0.25b'	-0.700	0.45878	0.32654	0.19281
0.00b'	0.000	0.33324	0.33422	0.33305
열차 활하중	0.500	0.24361	0.33942	0.43332
0.25b'	0.700	0.20778	0.34143	0.47344
0.50b'	1.400	0.08242	0.34830	0.61392
0.75b'	2.100	-0.04287	0.35501	0.75433
우측 방음벽	2.550	-0.12339	0.35929	0.84453
우측자갈막이	2.626	-0.13699	0.36002	0.85976
1.00b'	2.800	-0.16813	0.36167	0.89463

4.3.9 합성후 고정하중의 횡분배계수

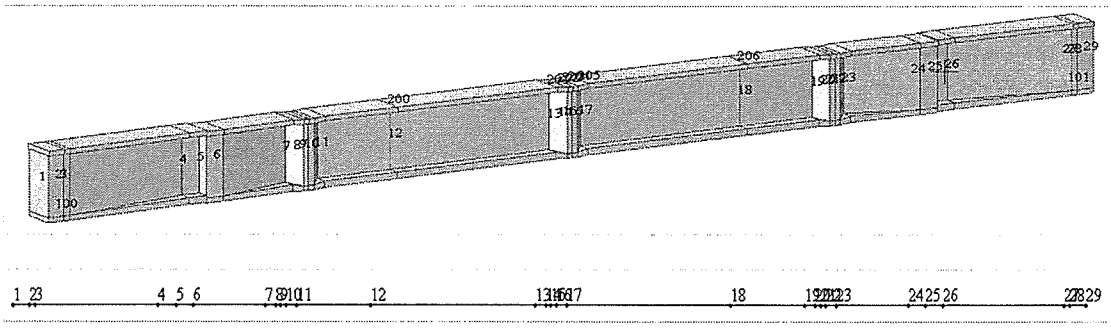
합성후 고정하중	GIRDER-1	GIRDER-2	GIRDER-3
궤도	0.2436	0.3394	0.4333
도상하중	1.1625	1.2919	1.4179
좌측 방음벽	0.8170	0.3035	-0.2072
우측 방음벽	-0.1234	0.3593	0.8445
좌측 공동구	0.7200	0.3098	-0.0989
우측자갈막이	-0.1370	0.3600	0.8598

4.3.10 활하중의 횡분배계수

활 하 중	GIRDER-1	GIRDER-2	GIRDER-3
궤도 활하중	0.2436	0.3394	0.4333
좌측 보도 활하중	0.6146	0.2632	-0.0869

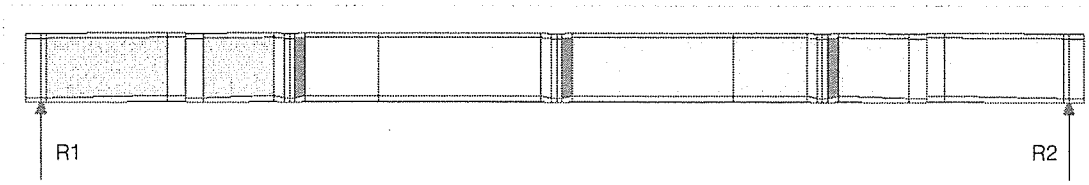
4.4 단면력 산정

4.4.1 모델링



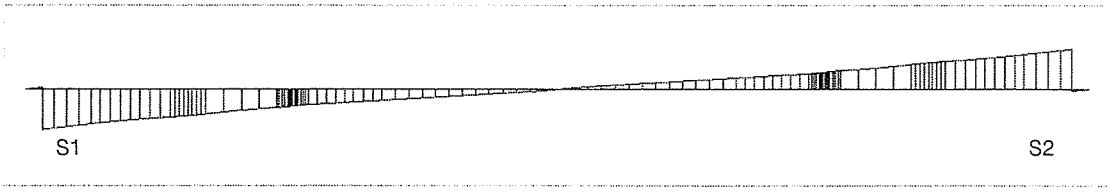
4.4.2 거더자중 및 각 하중별 단면력 다이아그램

1. 지점 반력



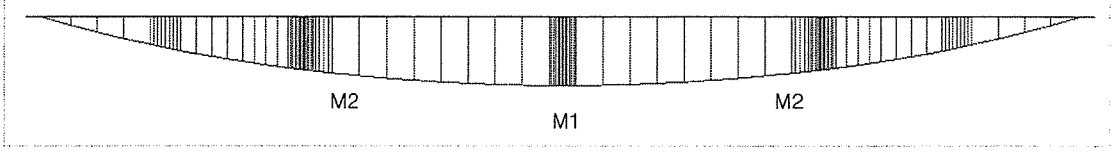
No.	하 중	R1 (KN)	R2 (KN)	비고
1	거더자중	437.193	437.193	
2	바닥판 및 가로보 (좌측)	252.898	252.898	
3	바닥판 및 가로보 (내측)	227.413	227.413	
4	바닥판 및 가로보 (우측)	230.757	230.757	
5	좌측 공동구	222.770	222.770	
6	좌측 방음벽	29.900	29.900	
7	우측 방음벽	0.000	0.000	
8	도상하중	184.633	184.633	
9	우측자갈막이	103.932	103.932	
10	궤도하중	44.850	44.850	
11	보도적재하중	74.750	74.750	
12	활하중 (충격제외)	1620.349	1620.349	

2. 전단력



No.	하 중	S1 (KN)	S2 (KN)	비고
1	거더자중	415.215	415.215	
2	바닥판 및 가로보 (좌측)	239.849	239.849	
3	바닥판 및 가로보 (내측)	209.693	209.693	
4	바닥판 및 가로보 (우측)	218.374	218.374	
5	공동구 (좌측)	216.065	216.065	
6	좌측 방음벽	29.000	29.000	
7	우측 방음벽	0.000	0.000	
8	도상하중	179.075	179.075	
9	우측자갈막이	100.804	100.804	
10	궤도하중	43.500	43.500	
11	보도적재하중	72.500	72.500	
12	활하중 (충격제외)	1577.521	1577.521	

3. 휨모멘트



No.	하 중	M1 (KN·m)	M2 (KN·m)	비고
1	거더자중	2654.418	2354.234	
2	바닥판 및 가로보 (좌측)	1757.133	1543.271	
3	바닥판 및 가로보 (내측)	1558.620	1363.657	
4	바닥판 및 가로보 (우측)	1601.593	1406.243	
5	공동구 (좌측)	1564.959	1378.696	
6	좌측 방음벽	185.048	210.048	
7	우측 방음벽	0.000	0.000	
8	도상하중	1297.043	1142.668	
9	우측자갈막이	730.125	643.225	
10	궤도하중	315.071	277.571	
11	보도적재하중	525.119	462.619	
12	활하중 (충격제외)	11270.000	10004.483	

5. 단면력 집계

5.1 단면력 집계

외측거더(Girder 1)

- 전단력

(단위:kN)

부재No	절점No	거리(m)	Load Case						합 계
			거더자중	합성전사하중	합성후사하중	보도적재하중	열차하중(단선)	열차하중(복선)	
1	1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000
1	2	0.45	21.977	7.170	11.925	1.383	0.000		42.455
2	2	0.45	415.215	239.849	384.232	44.559	421.858		1505.712
2	3	0.60	407.889	237.459	380.257	44.098	418.048		1487.751
3	3	0.60	407.889	237.459	380.257	44.098	418.048		1487.751
3	4	4.00	291.062	183.286	290.162	33.650	336.156		1134.315
4	4	4.00	291.062	183.286	290.162	33.650	336.156		1134.315
4	5	4.50	281.121	175.320	276.912	32.113	324.832		1090.298
5	5	4.50	281.121	175.320	276.912	32.113	324.832		1090.298
5	6	5.00	256.702	167.353	263.663	30.576	313.692		1031.987
6	6	5.00	256.702	167.353	263.663	30.576	313.692		1031.987
6	7	7.00	187.980	135.487	210.665	24.430	270.979		829.542
7	7	7.00	187.980	135.487	210.665	24.430	270.979		829.542
7	8	7.30	177.672	130.707	202.716	23.509	264.827		799.430
8	8	7.30	177.672	130.707	202.716	23.509	264.827		799.430
8	9	7.45	170.346	128.318	198.741	23.048	261.776		782.228
9	9	7.45	170.346	122.438	198.741	23.048	261.776		776.348
9	10	7.60	163.020	120.048	194.766	22.587	258.741		759.161
10	10	7.60	163.020	120.048	194.766	22.587	258.741		759.161
10	11	7.90	152.712	115.268	186.816	21.665	252.721		729.182
11	11	7.90	152.712	115.268	186.816	21.665	252.721		729.182
11	12	9.95	111.952	82.605	132.494	15.365	213.364		555.779
12	12	9.95	111.952	82.605	132.494	15.365	213.364		555.779
12	13	14.45	17.981	10.110	11.925	1.383	137.086		178.485
13	13	14.45	17.981	10.110	11.925	1.383	137.086		178.485
13	14	14.80	7.441	5.330	3.975	0.461	132.593		149.801
14	14	14.80	7.441	5.330	3.975	0.461	132.593		149.801
14	15	14.95	0.000	2.940	0.000	0.000	130.372		133.312

- 모멘트

(단위:kN-m)

부재No	절점No	거리(m)	Load Case						합 계
			거더자중	합성전사하중	합성후사하중	보도적재하중	열차하중(단선)	열차하중(복선)	
1	1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000
1	2	0.45	-4.945	-1.613	-2.683	-0.311	0.000		-9.552
2	2	0.45	-4.945	-1.613	-2.683	-0.311	0.000		-9.552
2	3	0.60	56.788	34.185	54.654	6.338	62.936		214.900
3	3	0.60	56.788	34.185	54.654	6.338	62.936		214.900
3	4	4.00	1217.112	749.451	1194.363	138.509	1311.391		4610.825
4	4	4.00	1217.112	749.451	1194.363	138.509	1311.391		4610.825
4	5	4.50	1360.158	839.103	1336.132	154.949	1466.217		5156.559
5	5	4.50	1360.158	839.103	1336.132	154.949	1466.217		5156.559
5	6	5.00	1494.613	924.771	1471.275	170.622	1613.665		5674.946
6	6	5.00	1494.613	924.771	1471.275	170.622	1613.665		5674.946
6	7	7.00	1929.643	1227.612	1945.602	225.629	2129.690		7458.175
7	7	7.00	1929.643	1227.612	1945.602	225.629	2129.690		7458.175
7	8	7.30	1984.708	1267.541	2007.609	232.820	2196.914		7689.591
8	8	7.30	1984.708	1267.541	2007.609	232.820	2196.914		7689.591
8	9	7.45	2010.809	1286.968	2037.718	236.311	2229.530		7801.336
9	9	7.45	2010.809	1286.968	2037.718	236.311	2229.530		7801.336
9	10	7.60	2035.811	1305.154	2067.230	239.734	2261.481		7909.410
10	10	7.60	2035.811	1305.154	2067.230	239.734	2261.481		7909.410
10	11	7.90	2082.954	1340.451	2124.467	246.372	2323.393		8117.637
11	11	7.90	2082.954	1340.451	2124.467	246.372	2323.393		8117.637
11	12	9.95	2354.234	1543.271	2451.760	284.327	2675.380		9308.972
12	12	9.95	2354.234	1543.271	2451.760	284.327	2675.380		9308.972
12	13	14.45	2649.830	1754.197	2780.311	322.429	3013.553		10520.320
13	13	14.45	2649.830	1754.197	2780.311	322.429	3013.553		10520.320
13	14	14.80	2653.860	1756.513	2782.695	322.705	3014.383		10530.156
14	14	14.80	2653.860	1756.513	2782.695	322.705	3014.383		10530.156
14	15	14.95	2654.418	1757.133	2782.994	322.740	3013.802		10531.087

내측거더(Girder 2)

- 전단력

(단위:kN)

부재No	절점No	거리(m)	Load Case						합 계
			거더자중	합성전사하중	합성후사하중	보도적재하중	열차하중(단선)	열차하중(복선)	
1	1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000
1	2	0.45	21.977	5.960	11.115	0.592	0.000		39.644
2	2	0.45	415.215	209.693	358.140	19.079	587.757		1589.885
2	3	0.60	407.889	207.706	354.436	18.881	582.450		1571.362
3	3	0.60	407.889	207.706	354.436	18.881	582.450		1571.362
3	4	4.00	291.062	162.673	270.458	14.408	468.352		1206.953
4	4	4.00	291.062	162.673	270.458	14.408	468.352		1206.953
4	5	4.50	281.121	156.050	258.108	13.750	452.575		1161.605
5	5	4.50	281.121	156.050	258.108	13.750	452.575		1161.605
5	6	5.00	256.702	149.428	245.759	13.092	437.055		1102.036
6	6	5.00	256.702	149.428	245.759	13.092	437.055		1102.036
6	7	7.00	187.980	122.938	196.360	10.460	377.545		895.283
7	7	7.00	187.980	122.938	196.360	10.460	377.545		895.283
7	8	7.30	177.672	118.964	188.951	10.066	368.973		864.625
8	8	7.30	177.672	118.964	188.951	10.066	368.973		864.625
8	9	7.45	170.346	116.978	185.245	9.868	364.721		847.159
9	9	7.45	170.346	105.218	185.245	9.868	364.721		835.399
9	10	7.60	163.020	103.231	181.541	9.671	360.493		817.956
10	10	7.60	163.020	103.231	181.541	9.671	360.493		817.956
10	11	7.90	152.712	99.257	174.131	9.276	352.106		787.482
11	11	7.90	152.712	99.257	174.131	9.276	352.106		787.482
11	12	9.95	111.952	72.105	123.497	6.579	297.271		611.404
12	12	9.95	111.952	72.105	123.497	6.579	297.271		611.404
12	13	14.45	17.981	11.840	11.115	0.592	190.996		232.525
13	13	14.45	17.981	11.840	11.115	0.592	190.996		232.525
13	14	14.80	7.441	7.867	3.706	0.197	184.737		203.948
14	14	14.80	7.441	7.867	3.706	0.197	184.737		203.948
14	15	14.95	0.000	5.880	0.000	0.000	181.642		187.522

- 모멘트

(단위:kN-m)

부재No	절점No	거리(m)	Load Case						합 계
			거더자중	합성전사하중	합성후사하중	보도적재하중	열차하중(단선)	열차하중(복선)	
1	1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000
1	2	0.45	-4.945	-1.341	-2.501	-0.133	0.000		-8.920
2	2	0.45	-4.945	-1.341	-2.501	-0.133	0.000		-8.920
2	3	0.60	56.788	29.964	50.943	2.714	87.686		228.094
3	3	0.60	56.788	29.964	50.943	2.714	87.686		228.094
3	4	4.00	1217.112	659.607	1113.260	59.306	1827.109		4876.393
4	4	4.00	1217.112	659.607	1113.260	59.306	1827.109		4876.393
4	5	4.50	1360.158	739.288	1245.402	66.345	2042.821		5454.014
5	5	4.50	1360.158	739.288	1245.402	66.345	2042.821		5454.014
5	6	5.00	1494.613	815.658	1371.369	73.056	2248.255		6002.950
6	6	5.00	1494.613	815.658	1371.369	73.056	2248.255		6002.950
6	7	7.00	1929.643	1088.023	1813.487	96.608	2967.211		7894.972
7	7	7.00	1929.643	1088.023	1813.487	96.608	2967.211		7894.972
7	8	7.30	1984.708	1124.308	1871.283	99.687	3060.872		8140.858
8	8	7.30	1984.708	1124.308	1871.283	99.687	3060.872		8140.858
8	9	7.45	2010.809	1142.004	1899.348	101.182	3106.314		8259.657
9	9	7.45	2010.809	1142.004	1899.348	101.182	3106.314		8259.657
9	10	7.60	2035.811	1157.638	1926.856	102.647	3150.831		8373.784
10	10	7.60	2035.811	1157.638	1926.856	102.647	3150.831		8373.784
10	11	7.90	2082.954	1188.011	1980.207	105.490	3237.090		8593.752
11	11	7.90	2082.954	1188.011	1980.207	105.490	3237.090		8593.752
11	12	9.95	2354.234	1363.657	2285.274	121.741	3727.499		9852.406
12	12	9.95	2354.234	1363.657	2285.274	121.741	3727.499		9852.406
12	13	14.45	2649.830	1554.633	2591.516	138.055	4198.663		11132.697
13	13	14.45	2649.830	1554.633	2591.516	138.055	4198.663		11132.697
13	14	14.80	2653.860	1557.589	2593.738	138.174	4199.818		11143.179
14	14	14.80	2653.860	1557.589	2593.738	138.174	4199.818		11143.179
14	15	14.95	2654.418	1558.620	2594.016	138.188	4199.009		11144.252

외측거더(Girder 3)

- 전단력

(단위:kN)

부재No	절점No	거리(m)	Load Case						합 계
			거더자중	합성전사하중	합성후사하중	보도적재하중	열차하중(단선)	열차하중(복선)	
1	1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000
1	2	0.45	21.977	6.503	10.306	-0.196	0.000		38.590
2	2	0.45	415.215	218.374	332.057	-6.302	750.361		1709.705
2	3	0.60	407.889	216.206	328.623	-6.237	743.585		1690.066
3	3	0.60	407.889	216.206	328.623	-6.237	743.585		1690.066
3	4	4.00	291.062	167.069	250.761	-4.759	597.923		1302.055
4	4	4.00	291.062	167.069	250.761	-4.759	597.923		1302.055
4	5	4.50	281.121	159.843	239.311	-4.542	577.781		1253.513
5	5	4.50	281.121	159.843	239.311	-4.542	577.781		1253.513
5	6	5.00	256.702	152.617	227.860	-4.325	557.967		1190.821
6	6	5.00	256.702	152.617	227.860	-4.325	557.967		1190.821
6	7	7.00	187.980	123.713	182.059	-3.455	481.993		972.290
7	7	7.00	187.980	123.713	182.059	-3.455	481.993		972.290
7	8	7.30	177.672	119.378	175.190	-3.325	471.049		939.964
8	8	7.30	177.672	119.378	175.190	-3.325	471.049		939.964
8	9	7.45	170.346	117.210	171.754	-3.260	465.622		921.672
9	9	7.45	170.346	111.330	171.754	-3.260	465.622		915.792
9	10	7.60	163.020	109.162	168.319	-3.195	460.224		897.531
10	10	7.60	163.020	109.162	168.319	-3.195	460.224		897.531
10	11	7.90	152.712	104.827	161.450	-3.064	449.517		865.441
11	11	7.90	152.712	104.827	161.450	-3.064	449.517		865.441
11	12	9.95	111.952	75.200	114.502	-2.173	379.512		678.993
12	12	9.95	111.952	75.200	114.502	-2.173	379.512		678.993
12	13	14.45	17.981	9.443	10.306	-0.196	243.836		281.370
13	13	14.45	17.981	9.443	10.306	-0.196	243.836		281.370
13	14	14.80	7.441	5.108	3.436	-0.065	235.845		251.765
14	14	14.80	7.441	5.108	3.436	-0.065	235.845		251.765
14	15	14.95	0.000	2.940	0.000	0.000	231.893		234.833

- 모멘트

(단위:kN-m)

부재No	절점No	거리(m)	Load Case						합 계
			거더자중	합성전사하중	합성후사하중	보도적재하중	열차하중(단선)	열차하중(복선)	
1	1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000
1	2	0.45	-4.945	-1.463	-2.318	0.044	0.000		-8.682
2	2	0.45	-4.945	-1.463	-2.318	0.044	0.000		-8.682
2	3	0.60	56.788	31.130	47.233	-0.896	111.944		246.198
3	3	0.60	56.788	31.130	47.233	-0.896	111.944		246.198
3	4	4.00	1217.112	682.699	1032.182	-19.591	2332.580		5244.983
4	4	4.00	1217.112	682.699	1032.182	-19.591	2332.580		5244.983
4	5	4.50	1360.158	764.427	1154.700	-21.916	2607.969		5865.339
5	5	4.50	1360.158	764.427	1154.700	-21.916	2607.969		5865.339
5	6	5.00	1494.613	842.542	1271.493	-24.133	2870.237		6454.752
6	6	5.00	1494.613	842.542	1271.493	-24.133	2870.237		6454.752
6	7	7.00	1929.643	1118.873	1681.411	-31.913	3788.093		8486.108
7	7	7.00	1929.643	1118.873	1681.411	-31.913	3788.093		8486.108
7	8	7.30	1984.708	1155.337	1734.999	-32.930	3907.665		8749.779
8	8	7.30	1984.708	1155.337	1734.999	-32.930	3907.665		8749.779
8	9	7.45	2010.809	1173.081	1761.019	-33.424	3965.679		8877.165
9	9	7.45	2010.809	1173.081	1761.019	-33.424	3965.679		8877.165
9	10	7.60	2035.811	1189.618	1786.524	-33.908	4022.512		9000.558
10	10	7.60	2035.811	1189.618	1786.524	-33.908	4022.512		9000.558
10	11	7.90	2082.954	1221.716	1835.989	-34.847	4132.635		9238.448
11	11	7.90	2082.954	1221.716	1835.989	-34.847	4132.635		9238.448
11	12	9.95	2354.234	1406.243	2118.839	-40.215	4758.716		10597.817
12	12	9.95	2354.234	1406.243	2118.839	-40.215	4758.716		10597.817
12	13	14.45	2649.830	1598.807	2402.777	-45.604	5360.227		11966.038
13	13	14.45	2649.830	1598.807	2402.777	-45.604	5360.227		11966.038
13	14	14.80	2653.860	1600.990	2404.838	-45.643	5361.703		11975.748
14	14	14.80	2653.860	1600.990	2404.838	-45.643	5361.703		11975.748
14	15	14.95	2654.418	1601.593	2405.095	-45.648	5360.670		11976.128

5.2 단면력 요약

1. 합성전 단면력

거리	구 분	전 단 력			모 멘 트		
		거더자중	슬래브자중	계	거더자중	슬래브자중	계
0.450	G1	415.215	239.849	655.064	-4.945	-1.613	-6.558
	G2	415.215	209.693	624.908	-4.945	-1.341	-6.286
	G3	415.215	218.374	633.589	-4.945	-1.463	-6.408
4.000	G1	291.062	183.286	474.348	1,217.112	749.451	1,966.563
	G2	291.062	162.673	453.735	1,217.112	659.607	1,876.719
	G3	291.062	167.069	458.131	1,217.112	682.699	1,899.811
9.950	G1	111.952	82.605	194.557	2,354.234	1,543.271	3,897.505
	G2	111.952	72.105	184.057	2,354.234	1,363.657	3,717.891
	G3	111.952	75.200	187.152	2,354.234	1,406.243	3,760.477
14.950	G1	0.000	2.940	2.940	2,654.418	1,757.133	4,411.551
	G2	0.000	5.880	5.880	2,654.418	1,558.620	4,213.038
	G3	0.000	2.940	2.940	2,654.418	1,601.593	4,256.011

2. 합성후 단면력

거리	구 분	전 단 력			모 멘 트		
		2차고정하중	활하중		2차고정하중	활하중	
0.450	G1	384.232	466.416		-2.683	-0.311	
	G2	358.140	606.836		-2.501	-0.133	
	G3	332.057	744.059		-2.318	0.044	
4.000	G1	290.162	369.805		1,194.363	1,449.900	
	G2	270.458	482.760		1,113.260	1,886.414	
	G3	250.761	593.163		1,032.182	2,312.990	
9.950	G1	132.494	228.729		2,451.760	2,959.707	
	G2	123.497	303.850		2,285.274	3,849.240	
	G3	114.502	377.338		2,118.839	4,718.501	
14.950	G1	0.000	130.372		2,782.994	3,336.542	
	G2	0.000	181.642		2,594.016	4,337.197	
	G3	0.000	231.893		2,405.095	5,315.022	

3. 반력집계

(1) 충격을 고려하지 않을 경우(하부구조 안정검토용, - 충격)

(단위 : kN)

구 분		고정하중				활하중				계
		자중	슬래브	2차고정하중	소계	보도적재하중	열차하중(단선)	열차하중(복선)	소계	
G1	A1	437.193	252.898	396.156	1,086.247	45.942	394.739		440.680	1,526.928
	A2	437.193	252.898	396.156	1,086.247	45.942	394.739		440.680	1,526.928
G2	A1	437.193	227.413	369.256	1,033.862	19.671	549.973		569.644	1,603.506
	A2	437.193	227.413	369.256	1,033.862	19.671	549.973		569.644	1,603.506
G3	A1	437.193	230.757	342.363	1,010.313	-6.498	702.124		695.626	1,705.939
	A2	437.193	230.757	342.363	1,010.313	-6.498	702.124		695.626	1,705.939

(2) 충격을 고려할 경우(하부구조 받침 및 구조검토용, + 충격) (단위 : kN)

구 분		고정하중				활하중				계
		자중	슬래브	2차고정하중	소계	보도적재하중	열차하중(단선)	열차하중(복선)	소계	
G1	A1	437.193	252.898	396.156	1,086.247	45.942	433.311		479.252	1,565.500
	A2	437.193	252.898	396.156	1,086.247	45.942	433.311		479.252	1,565.500
G2	A1	437.193	227.413	369.256	1,033.862	19.671	603.714		623.385	1,657.247
	A2	437.193	227.413	369.256	1,033.862	19.671	603.714		623.385	1,657.247
G3	A1	437.193	230.757	342.363	1,010.313	-6.498	770.733		764.235	1,774.547
	A2	437.193	230.757	342.363	1,010.313	-6.498	770.733		764.235	1,774.547

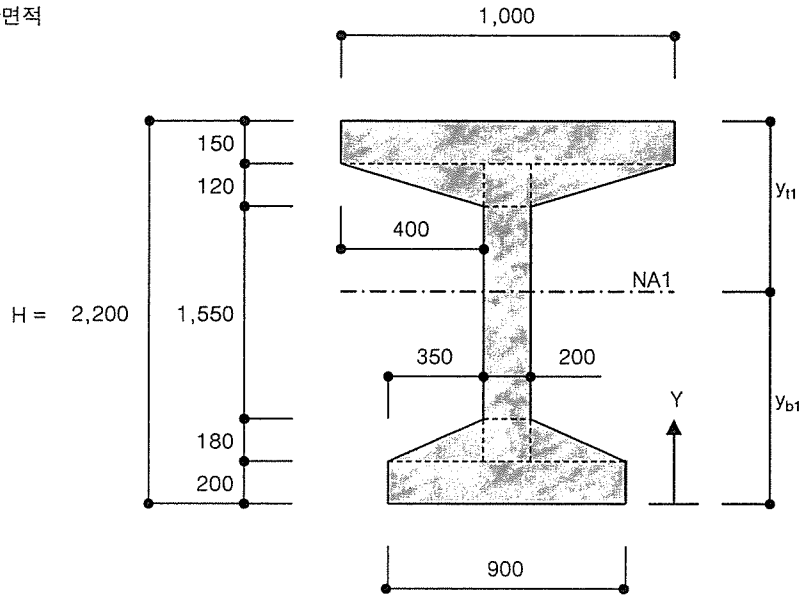
6. 주거더 설계

6.1 거더 중앙부 검토

6.1.1 단면제원

1. 중앙부 단면

1) 전 단면적



사용강판 제원

B (mm)	500.00
H (mm)	20.00
L (mm)	10,000

단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	A × y (mm^3)	A × y^2 (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	150	150,000	2,125	318,750,000	677,343,750,000	281,250,000
2	800	120	48,000	2,010	96,480,000	193,924,800,000	38,400,000
3	200	120	24,000	1,990	47,760,000	95,042,400,000	28,800,000
4	200	1,550	310,000	1,155	358,050,000	413,547,750,000	62,064,583,333
5	700	180	63,000	260	16,380,000	4,258,800,000	113,400,000
6	200	180	36,000	290	10,440,000	3,027,600,000	97,200,000
7	900	200	180,000	100	18,000,000	1,800,000,000	600,000,000
상부강판	500	20	68,300	2,190	149,577,000	327,573,630,000	2,276,667
Conc'공제	500	20	-10,000	2,190	-21,900,000	-47,961,000,000	-333,333
계			869,300		993,537,000	1,668,557,730,000	63,225,576,667

$n_{sc} = E_s / E_c = 205,000 / 30,008 = 6.83$

$y_{t1} = H + y_{b1} = 2,200 + -1142.9 = 1,057.1$ mm

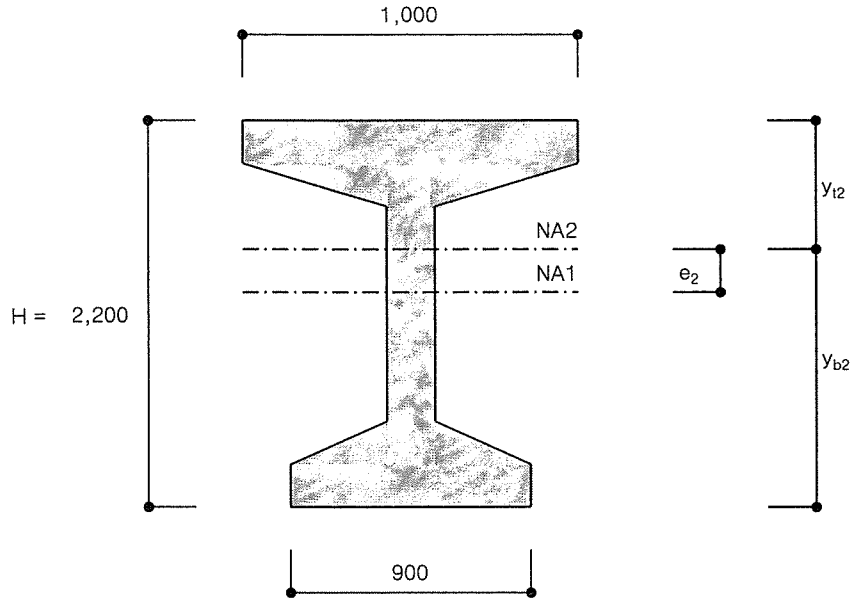
$y_{b1} = \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 993,537,000 / 869,300 = -1,142.9$ mm

$I_{bot} = \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 1,731,783,306,667$ mm^4

$I_{NA1} = I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 1,731,783,306,667 - 869,300 \times -1,142.90^2$

$= 596,285,904,254$ mm^4

2) 순단면적 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	긴장순서	직경 (mm)	단면적 (mm^2)	개수	총단면적 (mm^2)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm^2)	y_p (mm)
1	1 차	15.2	138.7	9	1,248	65	3,318	200
2		15.2	138.7	9	1,248	65	3,318	100
3		15.2	138.7	9	1,248	65	3,318	100
4		15.2	138.7	9	1,248	65	3,318	100
5	2 차	15.2	138.7	5	694	55	2,376	100
6		15.2	138.7	5	694	55	2,376	100
S1	유지 보수	0.0	0.0	0	0	45	1,590	200
S2		0.0	0.0	0	0	45	1,590	200
계					6,380			116.67

주긴장재 중심 거리 (하연부터) = 700 / 6 = 116.67 mm

구 분	A_2 (mm^2)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm^3)	$A_2 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	869,300	0.00	0	0	596,285,904,254
쉬스관(주긴장재)	-18,024	-1,026.2	18,496,770	-18,981,939,785	-4,403,323
쉬스관(유지관리)	-3,180	-942.9	2,998,422	-2,827,212,104	-402,578
합 계	848,096		21,495,192	-21,809,151,889	596,281,098,353

$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 21,495,192 / 848,096 = 25.35$ mm

(+ : ↑, - : ↓)

$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,057.10 - 25.35 = 1,031.75$ mm

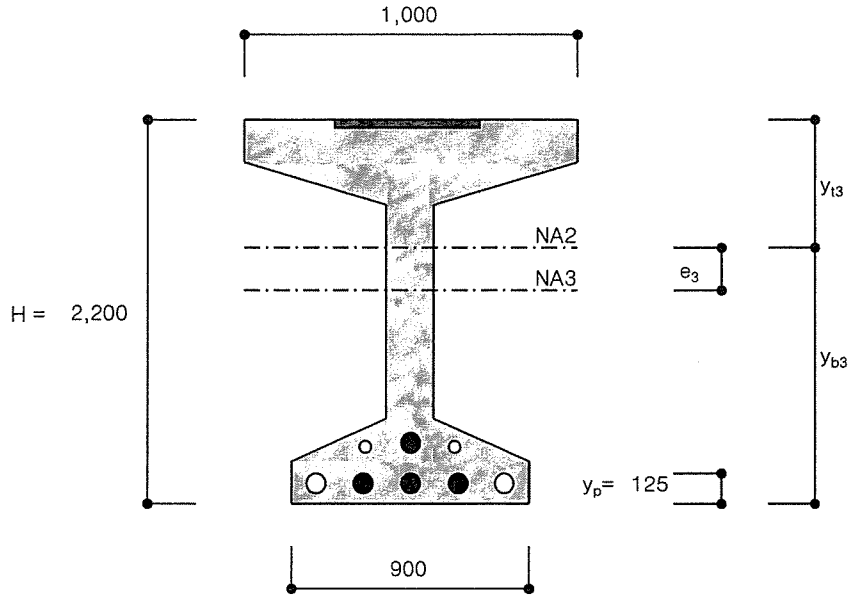
$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,142.90 - 25.35 = -1,168.25$ mm

$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

$= 596,281,098,353 + -21,809,151,889 - 545,005,572$

$= 573,926,940,892$ mm^4

3) 1차 긴장재 환산단면



빔 하단으로부터 1차 강선군 중심까지의 거리 = 500 / 4 = 125.00 mm

구 분	A_3 (mm^2)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm^3)	$A_3 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
순단면적	848,096	0.00	0	0	573,926,940,892
1차 긴장재	33,247	-1,043.25	-34,684,641	36,184,751,348	628,233
합 계	881,343		-34,684,641	36,184,751,348	573,927,569,125

$n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66$

$e_3 = \Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3 = -34,684,641 / 881,343 = -39.35$ mm

(+ : ↑, - : ↓)

$y_{t3} = y_{t2} - e_3 = 1,031.8 - -39.35 = 1,071.10$ mm

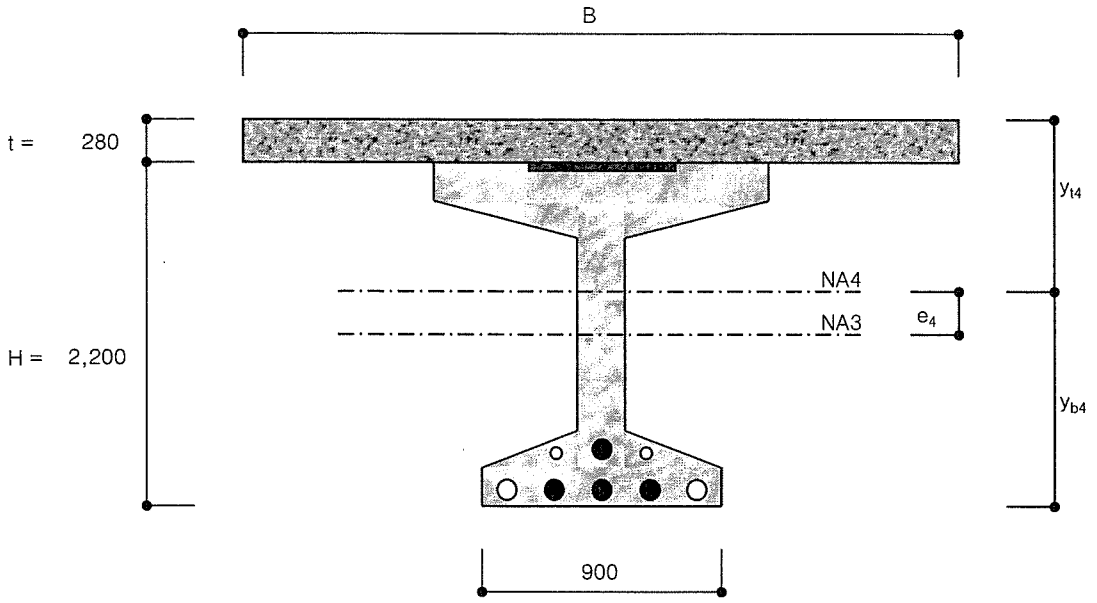
$y_{b3} = y_{b2} - e_3 = -1,168.3 - -39.35 = -1,128.90$ mm

$I_{NA3} = \Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 573,927,569,125 + 36,184,751,348 - 1,364,690,898

= 608,747,629,575 mm^4

4) 바닥판 합성 단면



(1) 내측 거더

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(2013) p10-105]

(i) 거더 경간의 1/4	=	29,900	/	4		=	7,475	mm
(ii) $b_w + 16\ h_f$	=	200	+	16 x	280	=	3,560	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700				=	1,700	mm
					∴ B	=	1,700	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	881,343	0.00	0	0	608,747,629,575
바닥판	437,920	1,211.10	530,364,912	642,324,944,923	2,861,077,333
합 계	1,319,263		530,364,912	642,324,944,923	611,608,706,908

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 530,364,912 / 1,319,263 = 402.02 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1,351.10 − 402.02 = 949.08 mm

y_{b4} = $y_{b3} - e_4$ = −1,128.90 − 402.02 = −1,530.92 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 611,608,706,908 + 642,324,944,923 − 213,219,346,875

= 1,040,714,304,956 mm^4

(2) 외측거더 [철도설계기준(2013) p10-105]

- 바닥판 유효폭 산정

(i) b_1 + 지간의 1/12 = 1,105 + 29,900 / 12 = 3,597 mm

(ii) b_1 + 6 h_f = 1,105 + 6 x 280 = 4,465 mm

(iii) b_1 + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,105 + 1,500 / 2 = 1,855 mm

∴ B = 1,855 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	881,343	0.00	0	0	608,747,629,575
바닥판	477,848	1,211.10	578,721,713	700,889,866,372	3,121,940,267
합 계	1,359,191		578,721,713	700,889,866,372	611,869,569,842

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 578,721,713 / 1,359,191 = 425.78 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1,351.10 − 425.78 = 925.32 mm

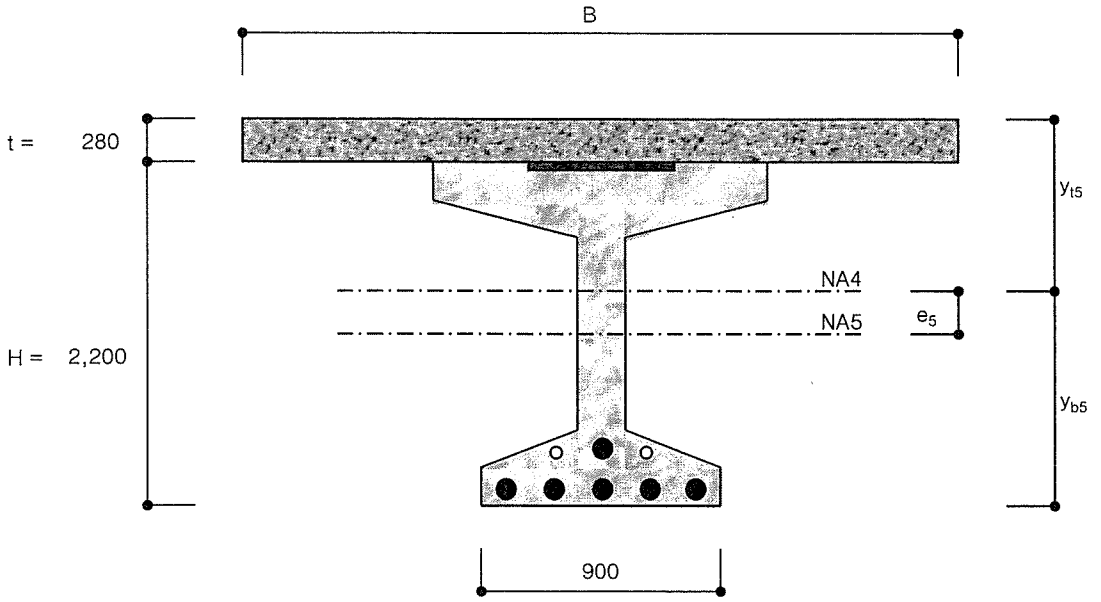
y_{b4} = $y_{b3} - e_4$ = −1,128.90 − 425.78 = −1,554.68 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 611,869,569,842 + 700,889,866,372 − 246,405,794,179

= 1,066,353,642,035 mm^4

5) 바닥판 합성 단면 + 2차 강선 합성 단면



빔 하단으로부터 2차 강선군 중심까지의 거리 = 200.00 / 2 = 100.00 mm

(1) 내측 거더

구 분	A_5 (mm^2)	y (mm)	$A_5 \times y$ (mm^3)	$A_5 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,319,263	0.0	0	0	1,040,714,304,956
2차 긴장재	9,244	-1,430.9	-13,227,539	18,927,550,039	174,509
합 계	1,328,507		-13,227,539	18,927,550,039	1,040,714,479,465

$n_5 = E_{sl} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66$

$e_5 = \Sigma (A_5 \times y) / \Sigma A_5 = -13,227,539 / 1,328,507 = -9.96$ mm

$y_{t5} = y_{t4} - e_5 = 949.08 - (-9.96) = 959.04$ mm

$y_{b5} = y_{b4} - e_5 = -1,530.92 - (-9.96) = -1,520.96$ mm

$I_{NA5} = \Sigma I_o + \Sigma (A_5 \times y^2) - A_5 \times e_5^2$

$= 1,040,714,479,465 + 18,927,550,039 - 131,790,000$

$= 1,059,510,239,504$ mm^4

- 비틀림 강성 계산

단 면	a (mm)	b (mm)	βt	Jvo (mm4)
바닥판	1,700	280	0.2987	11,148,292,980
<간극>	1,000	-30	0.3270	-8,829,848
①	1,000	150	0.3018	1,018,654,876
③, ④, ⑥	1,850	200	0.3106	4,597,230,225
⑦	900	200	0.2867	2,063,897,377
합 계				18,819,245,611

(2) 외측거더

구 분	A_5 (mm^2)	y (mm)	$A_5 \times y$ (mm^3)	$A_5 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,359,191	0.0	0	0	1,066,353,642,035
2차 긴장재	9,244	-1,454.7	-13,447,178	19,561,341,321	174,509
합 계	1,368,435		-13,447,178	19,561,341,321	1,066,353,816,544

$e_5 = \Sigma (A_5 \times y) / \Sigma A_5 = -13,447,178 / 1,368,435 = -9.83$ mm

$y_{t5} = y_{t4} - e_5 = 925.32 - (-9.83) = 935.15$ mm

$y_{b5} = y_{b4} - e_5 = -1,554.68 - (-9.83) = -1,544.85$ mm

$I_{NA5} = \Sigma I_o + \Sigma (A_5 \times y^2) - A_5 \times e_5^2$

$= 1,066,353,816,544 + 19,561,341,321 - 132,230,349$

$= 1,085,782,927,516$ mm^4

- 비틀림 강성 계산

단 면	a (mm)	b (mm)	βt	Jvo (mm4)
바닥판	1,855	280	0.3016	12,282,479,636
<간극>	1,000	-30	0.3270	-8,829,848
①	1,000	150	0.3018	1,018,654,876
③, ④, ⑥	1,850	200	0.3106	4,597,230,225
⑦	900	200	0.2867	2,063,897,377
합 계				19,953,432,267

6) 단면 제원 집계표

(1) 내측 거더

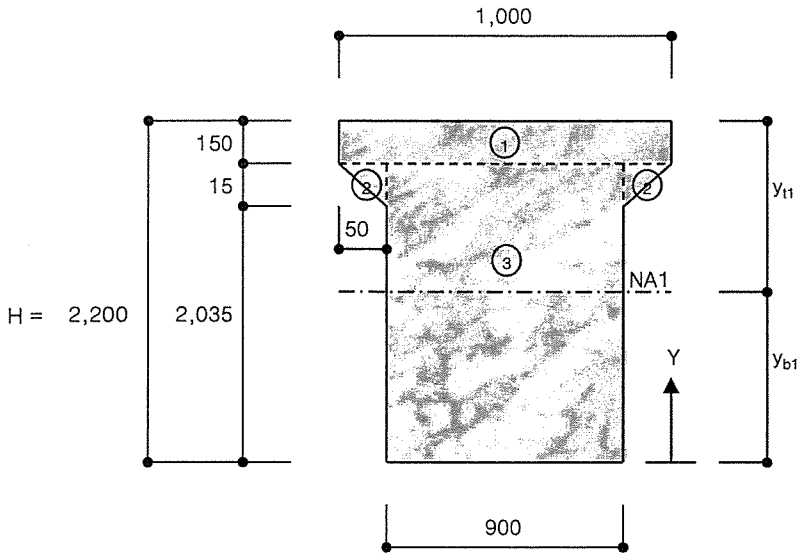
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)	합성단면(A_5) (2차긴장재합성단면)
단면적	(mm^2)	848,096	881,343	1,319,263	1,328,507
바닥판 상연	(mm)	-	-	949.08	959.04
거더 상연	(mm)	1,031.75	1,071.10	669.08	679.04
거더 하연	(mm)	-1,168.25	-1,128.90	-1,530.92	-1,520.96
단면2차모멘트	(mm^4)	573,926,940,892	608,747,629,575	1,040,714,304,956	1,059,510,239,504
비틀림강성	(mm^4)				18,819,245,611
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,096,550,665	1,104,761,261
	$S_{t,gir}$	556,265,511	568,338,745	1,555,440,762	1,560,306,078
	$S_{b,gir}$	-491,270,653	-539,239,640	-679,796,661	-696,606,248

(2) 외측거더

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)	합성단면(A_5) (2차긴장재합성단면)
단면적	(mm^2)	848,096	881,343	1,359,191	1,368,435
바닥판 상연	(mm)	-	-	925.32	935.15
거더 상연	(mm)	1,031.75	1,071.10	645.32	655.15
거더 하연	(mm)	-1,168.25	-1,128.90	-1,554.68	-1,544.85
단면2차모멘트	(mm^4)	573,926,940,892	608,747,629,575	1,066,353,642,035	1,085,782,927,516
비틀림강성	(mm^4)				19,953,432,267
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,152,416,074	1,161,078,894
	$S_{t,gir}$	556,265,511	568,338,745	1,652,441,645	1,657,304,323
	$S_{b,gir}$	-491,270,653	-539,239,640	-685,899,119	-702,840,358

2. 단부 지점부 단면

1) 전 단면적



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	A × y (mm^3)	A × y^2 (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	150	150,000	2,125	318,750,000	677,343,750,000	281,250,000
2	100	15	750	2,045	1,533,750	3,136,518,750	9,375
3	900	2,050	1,845,000	1,025	1,891,125,000	1,938,403,125,000	646,134,375,000
계			1,995,750		2,211,408,750	2,618,883,393,750	646,415,634,375

y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 2,211,408,750 / 1,995,750 = −1,108.06 mm

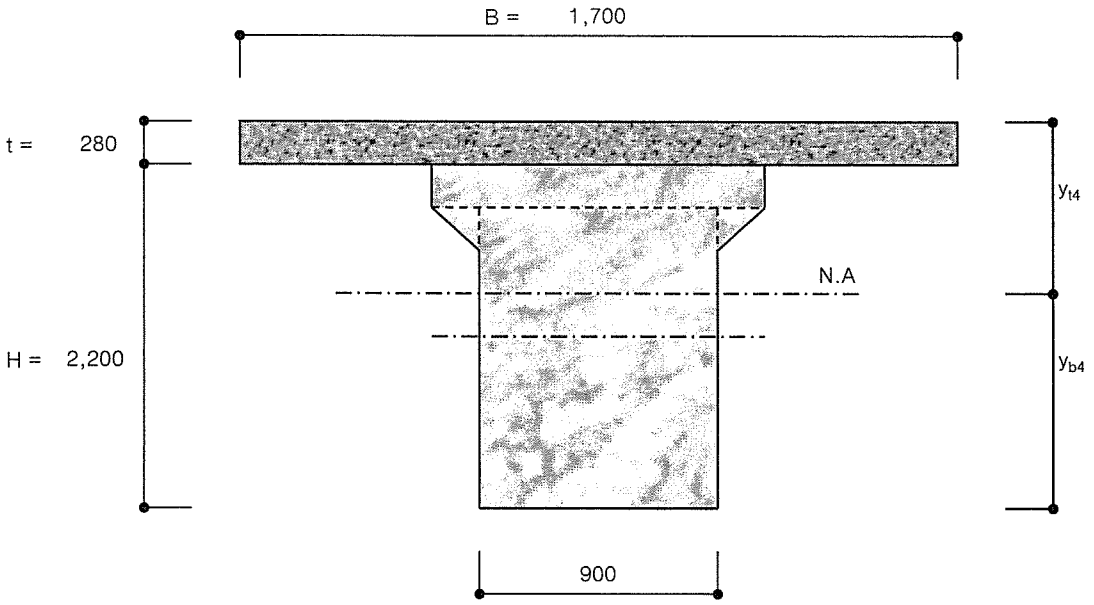
y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,200 + −1108.06 = 1,091.94 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 3,265,299,028,125 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 3,265,299,028,125 − 1,995,750 x −1108.06 ²

= 814,923,238,020 mm^4

2) 바닥판 합성 단면



(1) 내측 거더

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(2013) p10-105]

(i) 거더 경간의 1/4	=	29,900	/	4		=	7,475	mm
(ii) $b_w + 16\ h_f$	=	900	+	16 x	280	=	4,260	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700				=	1,700	mm
						=	1,700	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	1,995,750	0.00	0	0	814,923,238,020
바닥판	437,920	1,211.10	530,364,912	642,324,944,923	2,861,077,333
합 계	2,433,670		530,364,912	642,324,944,923	817,784,315,353

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 530,364,912 / 2,433,670 = 217.93 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1,371.94 − 217.93 = 1,154.01 mm

y_{b4} = $y_{b3} - e_4$ = −1,108.06 − 217.93 = −1,325.99 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 817,784,315,353 + 642,324,944,923 − 115,583,469,397

= 1,344,525,790,879 mm^4

(2) 외측거더 [철도설계기준(2013) p10-105]

- 바닥판 유효폭 산정

(i) b_1 + 지간의 1/12	=	1,105	+	29,900	/	12	=	3,597	mm
(ii) b_1 + 6 h_f	=	1,105	+	6 x 280			=	4,465	mm
(iii) b_1 + 인접거더와 순지간의 1/2	=	1,105	+	1,500	/	2	=	1,855	mm
					∴	B	=	1,855	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	1,995,750	0.0	0	0	814,923,238,020
바닥판	477,848	1,231.9	588,680,065	725,218,519,424	3,121,940,267
합 계	2,473,598		588,680,065	725,218,519,424	818,045,178,287

$e_4 = \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 588,680,065 / 2,473,598 = 237.99$ mm

(+ : ↑, − : ↓)

$y_{t4} = (y_{t3} + t) - e_4 = 1,371.94 - 237.99 = 1,133.95$ mm

$y_{b4} = y_{b3} - e_4 = -1,108.06 - 237.99 = -1,346.05$ mm

$I_{NA4} = \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

$= 818,045,178,287 + 725,218,519,424 - 140,102,711,033$

$= 1,403,160,986,678$ mm^4

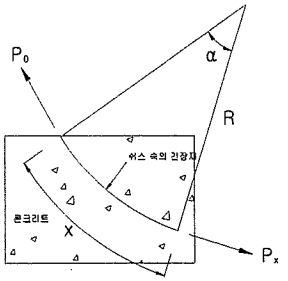
3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	내 측 거 더		외 측 거 더	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)	전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,995,750	2,433,670	1,995,750	2,473,598
바닥판 상연	(mm)	-	1,154.01	-	1,133.95
거더 상연	(mm)	1,091.94	874.01	1,091.94	853.95
거더 하연	(mm)	-1,108.06	-1,325.99	-1,108.06	-1,346.05
단면2차모멘트	(mm^4)	814,923,238,020	1,344,525,790,879	814,923,238,020	1,403,160,986,678
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,165,090,243	-	1,237,409,927
	$S_{t,gir}$	746,307,707	1,538,341,427	746,307,707	1,643,141,855
	$S_{b,gir}$	-735,450,461	-1,013,978,832	-735,450,461	-1,042,428,577

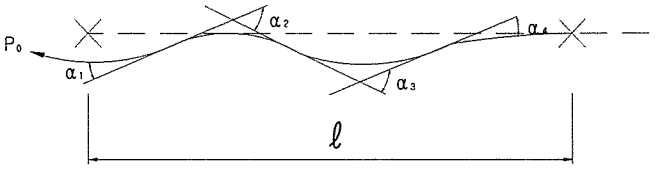
6.1.2 PS강재의 긴장력 손실량

1. 프리스트레스의 즉시 손실

1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량



(a) 곡률마찰에 의한 손실



(b) 파상마찰에 의한 손실

(1) 탄성계수 E_p = 200,000 MPa

(2) Jacking Stress $f_{pj(1차)}$ = 0.94 x f_{pia} = 0.94 x 1,440.00 = 1,353.60 MPa

$f_{pj(2차)}$ = 0.91 x f_{pia} = 0.91 x 1,440.00 = 1,310.40 MPa

(3) 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

$$\Delta f_{pf} = f_{p0}\left(1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa lx)}\right)$$

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

(4) 빔 중앙부에서의 마찰 손실

강선번호	각변화 (α)		강선길이	μα + κl	$1-e^{-(\mu\alpha+\kappa l)}$	Δf_{pf}	ΔP_{pf}	비 고
	DEG	rad	L(m)			(MPa)	(N)	
1	15.00 °	0.262	14.938	0.140	0.131	177.32	221,295	1차강선
2	12.00 °	0.209	14.884	0.127	0.119	161.08	201,028	
3	8.00 °	0.140	14.841	0.109	0.103	139.42	173,996	
4	4.00 °	0.070	14.811	0.092	0.088	119.12	148,662	
5	13.50 °	0.236	10.300	0.111	0.105	137.59	95,487	2차강선
6	13.50 °	0.236	10.300	0.111	0.105	137.59	95,487	

(5) 임의의 검토위치에서의 마찰 손실

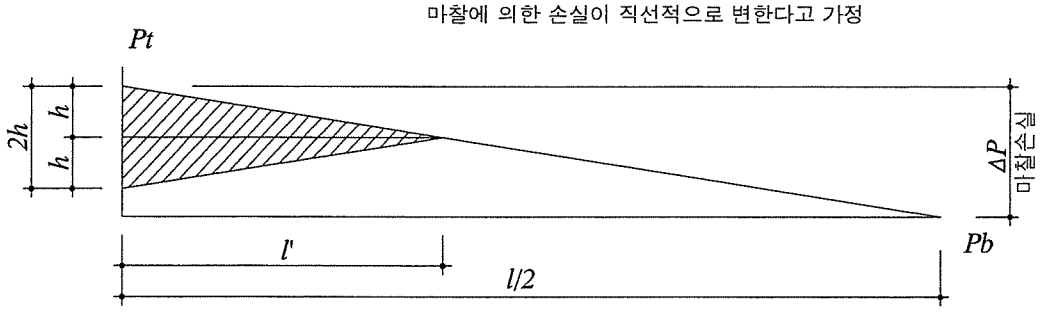
강선번호	각변화 (α)		강선길이	μα + κl	$1-e^{-(\mu\alpha+\kappa l)}$	Δf_{pf}	ΔP_{pf}	비 고
	DEG	rad	L(m)			(MPa)	(N)	
1	15.00 °	0.262	14.938	0.140	0.131	177.32	221,295	1차강선
2	12.00 °	0.209	14.884	0.127	0.119	161.08	201,028	
3	8.00 °	0.140	14.841	0.109	0.103	139.42	173,996	
4	4.00 °	0.070	14.811	0.092	0.088	119.12	148,662	
5	13.50 °	0.236	10.300	0.111	0.105	137.59	95,487	2차강선
6	13.50 °	0.236	10.300	0.111	0.105	137.59	95,487	

2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 ΔL = 6 mm 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정

마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta l}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \qquad \text{-------- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \qquad \text{-------- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \qquad l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \qquad \text{-------- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P$$

$$h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \qquad \text{-------- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P}$$

$$(l')^2 = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta l \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta l}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (N)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'		l/2 (m)	Δf_{sl}
1	1,353.60	1,689,293	177.32	1,467,998	10.054	<	14.938	0.00
2	1,353.60	1,689,293	161.08	1,488,265	10.530	<	14.884	0.00
3	1,353.60	1,689,293	139.42	1,515,297	11.302	<	14.841	0.00
4	1,353.60	1,689,293	119.12	1,540,631	12.215	<	14.811	0.00
5	1,310.40	909,418	137.59	813,931	9.478	<	10.300	0.00
6	1,310.40	909,418	137.59	813,931	9.478	<	10.300	0.00
계		8,576,008		7,640,053				

3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir1}$$

여기서, E_p = 프리스트레스 긴장재의 탄성계수 = 200,000.00 MPa

E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066.38 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = (N-1)/N \times \left(\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c} \right)$$

(1) 1차 강선 긴장

① 내측거더

M_d = 2,654.42 kN-m

P_i = 1,467,998 + 1,488,265 + 1,515,297 + 1,540,631

= 6,012,191 N

$$f_{cir1} = 0.750 \times \left(\frac{6,012,191}{848,096} + \frac{6,012,191 \times (1,168.25 - 125.00)^2}{573,926,940,892} \right) - \frac{2,654.42 \times 10^6 \times (1168.25 - 125.00)}{573,926,940,892}$$

= 13.87 − 4.83 = 9.04 MPa

$$\Delta f_{pel1} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 9.04 = 32.20 \text{ MPa}$$

② 외측거더

M_d = 2,654.42 kN-m

P_i = 1,467,998 + 1,488,265 + 1,515,297 + 1,540,631

= 6,012,191 N

$$f_{cir1} = 0.75 \times \left(\frac{6,012,191}{848,096} + \frac{6,012,191 \times (1,168.25 - 125.00)^2}{573,926,940,892} \right) - \frac{2,654.42 \times 10^6 \times (1168.25 - 125.00)}{573,926,940,892}$$

= 13.87 − 4.83 = 9.04 MPa

$$\Delta f_{pel1} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 9.04 = 32.20 \text{ MPa}$$

(2) 2차 강선 긴장

① 내측거더

M_d = 1,558.62 kN-m

P_i = 813,931 + 813,931

= 1,627,862 N

$$f_{cir2} = \frac{1,627,862}{1,319,263} + \frac{1,627,862 \times (1,168.25 - 100.00)^2}{1,040,714,304,956} - \frac{1,558.62 \times 10^6 \times (1168.25 - 100.00)}{1,040,714,304,956}$$

= 3.02 − 1.60 = 1.42 MPa

$$\Delta f_{pel2} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 1.42 = 5.06 \text{ MPa}$$

② 외측거더

M_d = 1,601.59 kN-m

P_i = 813,931 + 813,931

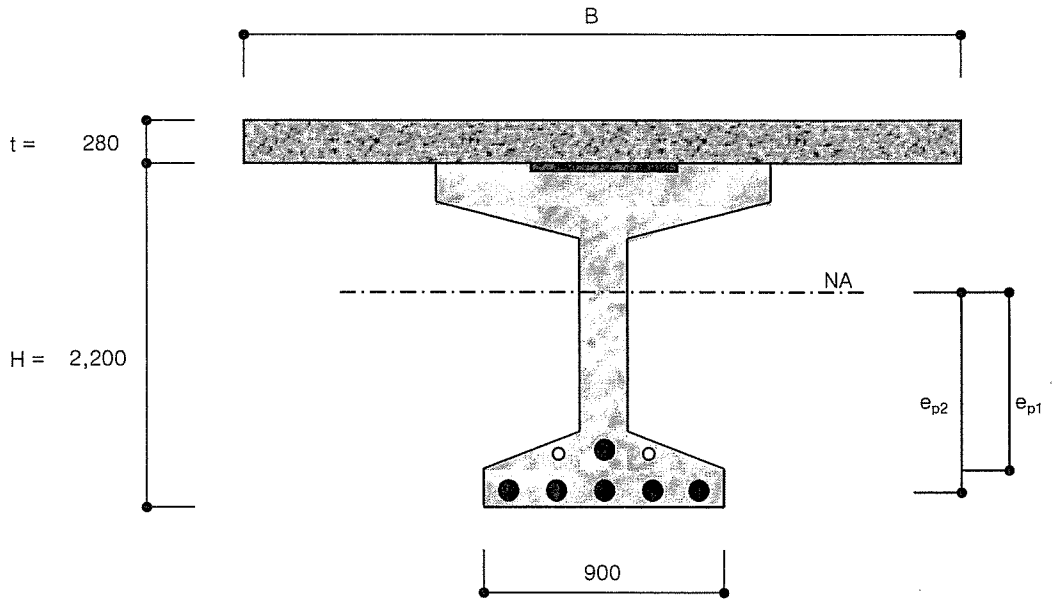
= 1,627,862 N

$$f_{cir2} = \frac{1,627,862}{1,359,191} + \frac{1,627,862 \times (1,168.25 - 100.00)^2}{1,066,353,642,035} - \frac{1,601.59 \times 10^6 \times (1168.25 - 100.00)}{1,066,353,642,035}$$

= 2.94 − 1.60 = 1.34 MPa

$$\Delta f_{pel2} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 1.34 = 4.77 \text{ MPa}$$

(3) 2차 강선 긴장에 따른 1차 강선의 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량



- 내측거더 y_b = 1520.96 mm
- 외측거더 y_b = 1544.85 mm

① 검토조건

ⓐ 긴장력

- 1차 강선 P_{i1} = 1,427.81 + 1,448.08 + 1,475.11 + 1,500.45 = 5,851.45 KN
- 2차 강선 P_{i1} = 810.42 + 810.42 = 1,620.84 KN

ⓑ 강선의 편심거리

- 1차 강선 e_{p1} = 1395.96 mm (내측거더)
  1419.85 mm (외측거더)
- 2차 강선 e_{p2} = 1420.96 mm (내측거더)
  1444.85 mm (외측거더)

ⓒ 탄성계수비

n = Ep / Ec = 6.7

ⓓ 합성단면계수

- 내측거더 A = 1,328,507 mm^4
  I = 1,059,510,239,504 mm^4
- 외측거더 A = 1,368,435 mm^4
  I = 1,085,782,927,516 mm^4

② 2차 강선 긴장에 의한 1차 강선의 응력 변화

$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{Ep}{Ei} \times f_{cir}$ [철도설계기준(2013) p10-114]

$f_{cir} = P_{i2}/A + P_{i2} \times e_{p2}/I \times e_{p1} - M \times e_{p1}/I$

M = 거더 자중 + 슬래브 자중 (고정하중에 의한 모멘트)

- 내측거더

Δf_{pel21} $\frac{1}{2}$ x 6.7 x -1.296 = = -4.32 Mpa

f_{cir} = 1,620,840 / 1,328,507 + 1,620,840 x 1420.96 / 1,059,510,239,504 x 1395.96
- 4,213,038,000 x 1395.96 / 1,059,510,239,504

= 4.26 - 5.55 = -1.296 Mpa

- 외측거더

Δf_{pel21} $\frac{1}{2}$ x 6.7 x -1.323 = = -4.41 Mpa

f_{cir} = 1,620,840 / 1,368,435 + 1,620,840 x 1444.85 / 1,085,782,927,516 x 1419.85
- 4,256,011,000 x 1420.96 / 1,085,782,927,516

= 4.25 - 5.57 = -1.323 Mpa

③ 1차 강선의 손실율

ξ = Δf / fi x 100(%) fi = 1,172.17 Mpa

- 내측거더 ξ = -4.315 / 1172.165 x 100 = -0.368 %
- 외측거더 ξ = -4.405 / 1172.165 x 100 = -0.376 %

4) 즉시 손실 합계

(1) 내측거더

(단위 : MPa)

강선 번호	단면적 mm^2	Δf_{pf}	Δf_{sl}	Δf_{pel1}	1차긴장후 손실량	1차긴장후 초기응력	1차긴장후 긴장력(kN)	Δf_{pel2}	2차긴장에 의한 1차긴장손실	2차긴장후 손실량	2차긴장후 초기응력	2차긴장후 긴장력(kN)
1	1,248	177.32	0.00	32.20	209.52	1,144.08	1,427.81	0.00	-4.32	205.20	1,148.40	1,433.20
2	1,248	161.08	0.00	32.20	193.28	1,160.32	1,448.08	0.00	-4.32	188.96	1,164.64	1,453.47
3	1,248	139.42	0.00	32.20	171.62	1,181.98	1,475.11	0.00	-4.32	167.30	1,186.30	1,480.50
4	1,248	119.12	0.00	32.20	151.32	1,202.28	1,500.45	0.00	-4.32	147.00	1,206.60	1,505.84
5	694	137.59	0.00	0.00	-	-	-	5.06	-	142.65	1,167.75	810.42
6	694	137.59	0.00	0.00	-	-	-	5.06	-	142.65	1,167.75	810.42
계						4,688.66	5,851.45			993.78	7,041.44	7,493.85

(2) 외측거더

(단위 : MPa)

강선 번호	단면적 mm^2	Δf_{pf}	Δf_{sl}	Δf_{pel1}	1차긴장후 손실량	1차긴장후 초기응력	1차긴장후 긴장력(kN)	Δf_{pel2}	2차긴장에 의한 1차긴장손실	2차긴장후 손실량	2차긴장후 초기응력	2차긴장후 긴장력(kN)
1	1,248	177.32	0.00	32.20	209.52	1,144.08	1,427.81	0.00	-4.41	205.11	1,148.49	1,433.32
2	1,248	161.08	0.00	32.20	193.28	1,160.32	1,448.08	0.00	-4.41	188.87	1,164.73	1,453.58
3	1,248	139.42	0.00	32.20	171.62	1,181.98	1,475.11	0.00	-4.41	167.21	1,186.39	1,480.61
4	1,248	119.12	0.00	32.20	151.32	1,202.28	1,500.45	0.00	-4.41	146.91	1,206.69	1,505.95
5	694	137.59	0.00	0.00	-	-	-	4.77	-	142.36	1,168.04	810.62
6	694	137.59	0.00	0.00	-	-	-	4.77	-	142.36	1,168.04	810.62
계						4,688.66	5,851.45			992.84	7,042.38	7,494.70

2. 프리스트레스의 시간적 손실

<1차 긴장재 긴장시 모든 긴장재를 긴장한 경우>

1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

$\Delta f_{pcr} = 12\ f_{cir} - 7\ f_{cds}$

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

(1) 내측거더

M_d = 4,152.64 kN-m (바닥판 및 가로보, 2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{4{,}152.64 \times 10^{\wedge 5} \times (1{,}128.90 - 125.00)}{608{,}747{,}629{,}575} = 6.85 \text{ MPa}$$

$\Delta f_{pcr} = 12 \times (13.09) - 7 \times 6.85 = 109.10$ MPa

(2) 외측거더

M_d = 4,006.69 kN-m (바닥판 및 가로보, 2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{4{,}006.69 \times 10^{\wedge 5} \times (1{,}128.90 - 125.00)}{608{,}747{,}629{,}575} = 6.61 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} $12 \times (13.67) - 7 \times 6.61 = 117.71$ MPa

2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

H_r (주위의 연간 평균 상대습도) = 70 %

$\Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r)$

$= 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40$ MPa

3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$\Delta f_r = 35 - 0.07\ \Delta f_{pf} - 0.1\ \Delta f_{pel} - 0.05\ (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$

(1) 내측거더

$\Delta f_r = 35 - 0.07 \times 149.24 - 0.1 \times 32.20 - 0.05 \times (109.10 + 36.40) = 14.06$ MPa

(2) 외측거더

$\Delta f_r = 35 - 0.07 \times 149.24 - 0.1 \times 32.20 - 0.05 \times (117.71 + 36.40) = 13.63$ MPa

4) 1차 긴장재 긴장시 손실의 총합

(1) 내측거더 = 159.56 MPa

(2) 외측거더 = 167.74 MPa

5) 유효율(R)

(1) 내측거더 = 1 - 159.56 / 1,172.17 = 0.864

(2) 외측거더 = 1 - 167.74 / 1,172.17 = 0.857

<2차 긴장재 긴장시 모든 긴장재를 긴장한 경우>

1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

Δf_{pcr} = 12 f_{cir} − 7 f_{cds}

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

(1) 내측거더

M_d = 2,594.02 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{2{,}594.02 \times 10^{\wedge 5} \times (1{,}520.96 - 100.00)}{1{,}059{,}510{,}239{,}504} = 3.48 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} = 12 × (9.84) − 7 × 3.48 = 93.77 MPa

(2) 외측거더

M_d = 2,405.09 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{2{,}405.09 \times 10^{\wedge 5} \times (1{,}544.85 - 100.00)}{1{,}085{,}782{,}927{,}516} = 3.20 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} = 12 × (9.53) − 7 × 3.20 = 92.00 MPa

2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

H_r (주위의 연간 평균 상대습도) = 70 %

Δf_{psh} = 0.8 × (119 − 1.05 x H_r)

= 0.8 × (119 − 1.05 x 70) = 36.40 MPa

3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

Δf_r = 35 − 0.07 Δf_{pf} − 0.1 Δf_{pel} − 0.05 ($\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}$)

(1) 내측거더

Δf_r = 35 − 0.07 × 149.24 − 0.1 × 32.20

− 0.05 × (93.77 + 36.40) = 14.83 MPa

(2) 외측거더

Δf_r = 35 − 0.07 × 149.24 − 0.1 × 32.20

− 0.05 × (92.00 + 36.40) = 14.91 MPa

4) 2차 긴장재 긴장시 손실의 총합

(1) 내측거더 = 145.00 MPa

(2) 외측거더 = 143.31 MPa

5) 유효율(R)

(1) 내측거더 = 1 − 145.00 / 1,172.17 = 0.876

(2) 외측거더 = 1 − 143.31 / 1,172.17 = 0.878

- 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분			Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	유효율	비 고
PS 강선	내측거더	1차	109.10	36.40	14.06	159.56	0.864	
		2차	93.77	36.40	14.83	145.00	0.876	
	외측거더	1차	117.71	36.40	13.63	167.74	0.857	
		2차	92.00	36.40	14.91	143.31	0.878	

3. PS강재의 유효응력

1) 내측거더

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,353.60	205.20	1,148.40	1,433.20	159.56	988.84	1,234.07
2	1,353.60	188.96	1,164.64	1,453.46	159.56	1,005.08	1,254.33
3	1,353.60	167.30	1,186.30	1,480.50	159.56	1,026.74	1,281.37
4	1,353.60	147.00	1,206.60	1,505.83	159.56	1,047.04	1,306.70
소계	5,414.40	708.48	4,705.92	5,872.99	638.24	4,067.68	5,076.47
5	1,310.40	142.65	1,167.75	810.42	145.00	1,022.75	709.79
6	1,310.40	142.65	1,167.75	810.42	145.00	1,022.75	709.79
소계	2,620.80	285.30	2,335.50	1,620.84	290.00	2,045.50	1,419.58
계	8,035.20	993.78	7,041.42	7,493.83	928.24	6,113.18	6,496.05

2) 외측거더

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,353.60	205.11	1,148.49	1,433.31	167.74	980.75	1,223.97
2	1,353.60	188.87	1,164.73	1,453.58	167.74	996.99	1,244.24
3	1,353.60	167.21	1,186.39	1,480.61	167.74	1,018.65	1,271.27
4	1,353.60	146.91	1,206.69	1,505.94	167.74	1,038.95	1,296.60
소계	5,414.40	708.12	4,706.28	5,873.44	670.96	4,035.32	5,036.08
5	1,310.40	142.36	1,168.04	810.62	143.31	1,024.73	711.16
6	1,310.40	142.36	1,168.04	810.62	143.31	1,024.73	711.16
소계	2,620.80	284.72	2,336.08	1,621.24	286.62	2,049.46	1,422.32
계	8,035.20	992.84	7,042.36	7,494.68	957.58	6,084.78	6,458.40

6.1.3 거더 응력 검토

1. 거더 자중에 의한 응력

- 단면계수: 쉬스관 공제 단면

빔 자중에 의한 모멘트 (M_{D1}) = 2,654.42 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{2,654.42 \times 10^{6}}{556,265,511} = 4.77 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{2,654.42 \times 10^{6}}{-491,270,653} = -5.40 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 4.77 = 32.58 \text{ MPa}$$

2. 1차 강선 긴장에 의한 응력

- 단면계수: 쉬스관 공제 단면

1) 내측거더

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 5,851,450.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 5,851,450.00 × (-1,168.25 + 125.00)

= -6,104,525,212.50 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_2} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5,851,450}{848,096} + \frac{-6,104,525,213}{556,265,511}$$

= 6.90 + -10.97 = -4.07 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_2} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5,851,450}{848,096} + \frac{-6,104,525,213}{-491,270,653}$$

= 6.90 + 12.43 = 19.33 MPa

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times -4.07 = -27.80 \text{ MPa}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,054,927.83 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,054,927.83 × (-1,168.25 + 125.00)

= -5,273,553,461.44 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_2} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,054,928}{848,096} + \frac{-5,273,553,461}{556,265,511}$$

= 5.96 + -9.48 = -3.52 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_2} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,054,928}{848,096} + \frac{-5,273,553,461}{-491,270,653}$$

= 5.96 + 10.73 = 16.69 MPa

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times -3.52 = -24.04 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 5,851,450.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 5,851,450.00 × (-1,168.25 + 125.00)

= -6,104,525,212.50 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_2} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5,851,450}{848,096} + \frac{-6,104,525,213}{556,265,511}$$

= 6.90 + -10.97 = -4.07 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_2} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5,851,450}{848,096} + \frac{-6,104,525,213}{-491,270,653}$$

= 6.90 + 12.43 = 19.33 MPa

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -4.07 = -27.80 MPa

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,014,090.20 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,014,090 × (-1,168.25 + 125.00)

= -5,230,949,597.20 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,014,090}{848,096} + \frac{-5,230,949,597}{556,265,511}$$

= 5.91 + -9.40 = -3.49 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,014,090}{848,096} + \frac{-5,230,949,597}{-491,270,653}$$

= 5.91 + 10.65 = 16.56 MPa

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -3.49 = -23.84 MPa

3. 바닥판, 가로보하중에 의한 응력

- 단면계수: 1차 긴장재 합성단면

1) 내측거더

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{D2}) = 1,558.62 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}558.62 \times 10^{6}}{568{,}338{,}745} = 2.74 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}558.62 \times 10^{6}}{-539{,}239{,}640} = -2.89 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 2.74 = 18.71 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{D2}) = 1,601.59 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}601.59 \times 10^{6}}{568{,}338{,}745} = 2.82 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}601.59 \times 10^{6}}{-539{,}239{,}640} = -2.97 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 2.82 = 19.26 \text{ MPa}$$

4. 2차 강선 긴장에 의한 응력 검토

- 단면계수: 바닥판 합성 단면

1) 내측거더

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 1,620,840.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 1,620,840 × (-1,530.9 + 100.0)

= -2,319,292,373 N-mm

$$f_{top,slab} = [\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,620,840}{1,319,263} + \frac{-2,319,292,373}{1,096,550,665}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.23 + -2.12\ ]\times 0.92 = -0.82 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = [\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,620,840}{1,319,263} + \frac{-2,319,292,373}{1,555,440,762}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.23 + -1.49\ ]\times 0.92 = -0.24 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{1,620,840}{1,319,263} + \frac{-2,319,292,373}{1,555,440,762}$$

$$= 1.23 + -1.49 = -0.26 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{1,620,840}{1,319,263} + \frac{-2,319,292,373}{-679,796,661}$$

$$= 1.23 + 3.41 = 4.64 \text{ MPa}$$

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -0.26 = -1.78 MPa

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 1,419,580.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 1,419,580 × (-1,530.9 + 100.0)

= -2,031,305,414 N-mm

$$f_{top,slab} = [\frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{t,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,419,580}{1,319,263} + \frac{-2,031,305,414}{1,096,550,665}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.08 + -1.85\ ]\times 0.92 = -0.71 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = [\frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{b,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,419,580}{1,319,263} + \frac{-2,031,305,414}{1,555,440,762}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.08 + -1.31\ ]\times 0.92 = -0.21 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{1,419,580}{1,319,263} + \frac{-2,031,305,414}{1,555,440,762}$$

$$= 1.08 + -1.31 = -0.23 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{1,419,580}{1,319,263} + \frac{-2,031,305,414}{-679,796,661}$$

$$= 1.08 + 2.99 = 4.07 \text{ MPa}$$

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -0.23 = -1.57 MPa

2) 외측거더

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 1,621,240.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 1,621,240 × (-1,554.7 + 100.0)

= -2,358,385,403 N-mm

$$f_{top,slab} = [\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,621,240}{1,359,191} + \frac{-2,358,385,403}{1,152,416,074}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.19 + -2.05\ ]\times 0.92 = -0.79 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = [\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,621,240}{1,359,191} + \frac{-2,358,385,403}{1,652,441,645}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.19 + -1.43\ ]\times 0.92 = -0.22 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{1,621,240}{1,359,191} + \frac{-2,358,385,403}{1,652,441,645}$$

$$= 1.19 + -1.43 = -0.24 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{1,621,240}{1,359,191} + \frac{-2,358,385,403}{-685,899,119}$$

$$= 1.19 + 3.44 = 4.63 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times -0.24 = -1.64 \text{ MPa}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 1,422,320 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 1,422,320 × (-1,554.7 + 100.0)

= -2,069,020,458 N-mm

$$f_{top,slab} = [\frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{t,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,422,320}{1,359,191} + \frac{-2,069,020,458}{1,152,416,074}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.05 + -1.80\ ]\times 0.92 = -0.69 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = [\frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{b,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,422,320}{1,359,191} + \frac{-2,069,020,458}{1,652,441,645}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.05 + -1.25\ ]\times 0.92 = -0.18 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{1,422,320}{1,359,191} + \frac{-2,069,020,458}{1,652,441,645}$$

$$= 1.05 + -1.25 = -0.20 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{1,422,320}{1,359,191} + \frac{-2,069,020,458}{-685,899,119}$$

$$= 1.05 + 3.02 = 4.07 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times -0.20 = -1.37 \text{ MPa}$$

5. 2차 강선 긴장에 의한 1차 강선 긴장력 손실량에 의한 응력

- 단면계수: 2차 긴장재 합성단면

- 내측거더 ΔP = $\Delta f \times Aps1$ = −21,542 N

- 외측거더 ΔP = $\Delta f \times Aps1$ = −21,990 N

1) 내측거더

$$f_{top,slab} = \left[\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,slab}}\right]\times n_4 = \left[\frac{-21,542}{1,328,507} + \frac{-27,379,233}{1,104,761,261}\right]\times 0.92$$

$$= [\ -0.02 + -0.02\ ]\times 0.92 = -0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \left[\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,slab}}\right]\times n_4 = \left[\frac{-21,542}{1,328,507} + \frac{-27,379,233}{1,560,306,078}\right]\times 0.92$$

$$= [\ -0.02 + -0.02\ ]\times 0.92 = -0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{-21,542}{1,328,507} + \frac{-27,379,233}{1,560,306,078}$$

$$= -0.02 + -0.02 = -0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{-21,542}{1,328,507} + \frac{-27,379,233}{-696,606,248}$$

$$= -0.02 + 0.04 = 0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times -0.04 = -0.27 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

$$f_{top,slab} = \left[\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,slab}}\right]\times n_4 = \left[\frac{-21,990}{1,368,435} + \frac{-28,473,497}{1,161,078,894}\right]\times 0.92$$

$$= [\ -0.02 + -0.02\ ]\times 0.92 = -0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \left[\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,slab}}\right]\times n_4 = \left[\frac{-21,990}{1,368,435} + \frac{-28,473,497}{1,657,304,323}\right]\times 0.92$$

$$= [\ -0.02 + -0.02\ ]\times 0.92 = -0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{-21,990}{1,368,435} + \frac{-28,473,497}{1,657,304,323}$$

$$= -0.02 + -0.02 = -0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{-21,990}{1,368,435} + \frac{-28,473,497}{-702,840,358}$$

$$= -0.02 + 0.04 = 0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times -0.04 = -0.27 \text{ MPa}$$

6. 포장, 방호벽 등에 의한 응력

- 단면계수: 2차 긴장재 합성단면

1) 내측거더

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{D3}) = 2,594.02 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}594.02 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}104{,}761{,}261} = 2.16 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}594.02 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}560{,}306{,}078} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}594.02 \times 10^{6}}{1{,}560{,}306{,}078} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}594.02 \times 10^{6}}{-696{,}606{,}248} = -3.72 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 1.66 = 11.34 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{D3}) = 2,405.09 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}405.09 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}161{,}078{,}894} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}405.09 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}657{,}304{,}323} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}405.09 \times 10^{6}}{1{,}657{,}304{,}323} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}405.09 \times 10^{6}}{-702{,}840{,}358} = -3.42 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 1.45 = 9.90 \text{ MPa}$$

7. 활하중에 의한 응력

- 단면계수: 2차 긴장재 합성단면

1) 내측거더

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 4,337.20 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{4{,}337.20 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}104{,}761{,}261} = 3.61 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{4{,}337.20 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}560{,}306{,}078} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{4{,}337.20 \times 10^{6}}{1{,}560{,}306{,}078} = 2.78 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{4{,}337.20 \times 10^{6}}{-696{,}606{,}248} = -6.23 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 2.78 = 18.99 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 5,315.02 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{5{,}315.02 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}161{,}078{,}894} = 4.21 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{5{,}315.02 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}657{,}304{,}323} = 2.95 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{5{,}315.02 \times 10^{6}}{1{,}657{,}304{,}323} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{5{,}315.02 \times 10^{6}}{-702{,}840{,}358} = -7.56 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 3.21 = 21.92 \text{ MPa}$$

8. 하중단계별 응력 집계

1) 내측거더 :

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트 (kN·m)	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		강 재 (MPa)
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력	
1. 빔 자중		2,654.42			4.77	-5.40	32.58
2. PS 1차긴장	초기	-6,104.53			-4.07	19.33	-27.80
	유효	-5,273.55			-3.52	16.69	-24.04
3. 바닥판		1,558.62			2.74	-2.89	18.71
4. PS 2차긴장	초기	-2,319.29	-0.82	-0.24	-0.26	4.64	-1.78
	유효	-2,031.31	-0.71	-0.21	-0.23	4.07	-1.57
5. 2차긴장시 1차응력 손실		-27.38	-0.04	-0.04	-0.04	0.02	-0.27
6. 2차 고정하중		2,594.02	2.16	1.53	1.66	-3.72	11.34
7. 활하중		4,337.20	3.61	2.56	2.78	-6.23	18.99
8. 구속모멘트			-0.04	0.44	-0.28	0.09	-1.91

2) 외측거더 :

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트 (kN·m)	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		강 재 (MPa)
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력	
1. 빔 자중		2,654.42			4.77	-5.40	32.58
2. PS 1차긴장	초기	-6,104.53			-4.07	19.33	-27.80
	유효	-5,230.95			-3.49	16.56	-23.84
3. 바닥판		1,601.59			2.82	-2.97	19.26
4. PS 2차긴장	초기	-2,358.39	-0.79	-0.22	-0.24	4.63	-1.64
	유효	-2,069.02	-0.69	-0.18	-0.20	4.07	-1.37
5. 2차긴장시 1차응력 손실		-28.47	-0.04	-0.04	-0.04	0.02	-0.27
6. 2차 고정하중		2,405.09	1.91	1.34	1.45	-3.42	9.90
7. 활하중		5,315.02	4.21	2.95	3.21	-7.56	21.92
8. 구속모멘트			-0.02	0.45	-0.32	0.10	-2.19

9. 하중단계별 응력 합성표

1) 내측거더 : (+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		강 재
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력	(MPa)
1차 긴장력도입 (1 + 2 초기)			0.70	13.93	4.78
			O.K	O.K	O.K
바닥판타설 (1 + 2 유효 + 3)			3.99	8.40	27.25
			O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	-	-	-1.40	17.60	140.00
2차 긴장력 도입 (1 + 2 유효 + 3 + 4 초기)	-0.82	-0.24	3.73	13.04	25.48
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
모든 손실후 응력검토 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효)	-0.71	-0.21	3.76	12.47	25.68
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
2차 긴장시 1차응력 손실후 검토 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5)	-0.75	-0.25	3.72	12.49	25.41
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
2차 고정하중 재하 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6)	1.41	1.28	5.38	8.77	36.75
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
활하중 재하 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6 + 7)	5.02	3.84	8.16	2.54	55.73
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
구속모멘트 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6 + 8)	4.98	4.28	7.88	2.63	53.82
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	-1.40	12.00	16.00	0.00	140.00

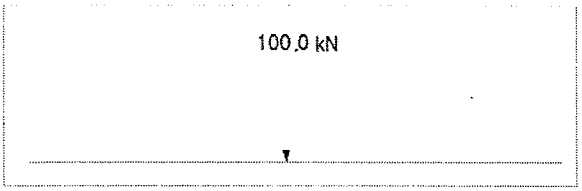
2) 외측거더 : (+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		강 재
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력	(MPa)
1차 긴장력도입 (1 + 2 초기)			0.70	13.93	4.78
			O.K	O.K	O.K
바닥판타설 (1 + 2 유효 + 3)			4.10	8.19	28.00
			O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	-	-	-1.40	17.60	140.00
2차 긴장력 도입 (1 + 2 유효 + 3 + 4 초기)	-0.79	-0.22	3.86	12.82	26.36
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
모든 손실후 응력검토 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효)	-0.69	-0.18	3.90	12.26	26.64
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
2차 긴장시 1차응력 손실후 검토 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5)	-0.73	-0.22	3.86	12.28	26.36
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
2차 고정하중 재하 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6)	1.18	1.12	5.31	8.86	36.27
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
활하중 재하 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6 + 7)	5.39	4.07	8.52	1.30	58.19
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
구속모멘트 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6 + 8)	5.37	4.52	8.20	1.40	56.01
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	-1.40	12.00	16.00	0.00	140.00

10. 추가 하중 응력검토

1) 차량횡하중(LF) [철도설계기준2013, p8-37]

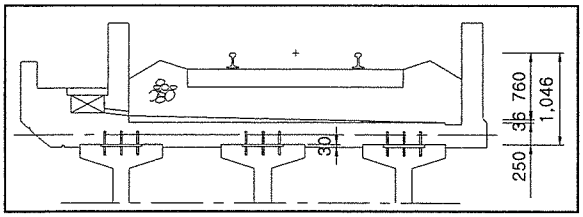
- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하는 것으로 하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적용한다. 1궤도에 대한 것만 고려하는 것이 원칙이며, 자갈도상은 고려하지 않음.



(1) 작용거리 :

y= 0.679 + 1.046 = 1.725 m

(2) 적용하중 : 100 x 1.725 = 172.504 KN·m



(3) 해석결과

내측거더 = 0.000 KN·m

외측거더 = 0.000 KN·m

(※ 자갈도상이므로 고려하지 않음)

(4) 응력계산

- 내측거더

$f_{top,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{0.000 \times 10^6 \times 0.92}{1,104,761,261} = 0.00$ MPa

$f_{bot,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{0.000 \times 10^6 \times 0.92}{1,560,306,078} = 0.00$ MPa

$f_{top,gir} = \frac{M}{S_{t,gir}} = \frac{0.000 \times 10^6}{1,560,306,078} = 0.00$ MPa

$f_{bot,gir} = \frac{M}{S_{b,gir}} = \frac{0.000 \times 10^6}{-696,606,248} = 0.00$ MPa

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 0.00 = 0.00$ MPa

- 외측거더

$f_{top,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{0.000 \times 10^6 \times 0.92}{1,161,078,894} = 0.00$ MPa

$f_{bot,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{0.000 \times 10^6 \times 0.92}{1,657,304,323} = 0.00$ MPa

$f_{top,gir} = \frac{M}{S_{t,gir}} = \frac{0.000 \times 10^6}{1,657,304,323} = 0.00$ MPa

$f_{bot,gir} = \frac{M}{S_{b,gir}} = \frac{0.000 \times 10^6}{-702,840,358} = 0.00$ MPa

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 0.00 = 0.00$ MPa

2) 시동하중, 제동하중(SB) [철도설계기준2013, p8-40]

- 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용하여야 한다.

KRL-2012하중은 1.8m, EL하중은 1.5m 교측방향으로 수평으로 작용하는 것으로 하고 구조물에 고려되어진 하중의 작용 영향 길이 Lf 위에 일정하게 분포되어야 한다.

복선 이상의 경우에는 복선재하 상태에서 검토하며, "시동+제동"의 경우로 적용한다. 여기에서 충격은 모두 고려하지 않는다.

(1) 시동하중

33 KN/m x L (m) = 33 x 29.0 = 957 KN ≤ 1000 KN

작용거리

y= 0.679 + 1.046 + 1.8 = 3.525 m

모멘트하중 산정

957.0 / 29.0 x 3.525 = 116.326 KN·m/m

(2) 제동하중

20 KN/m x L (m) = 20 x 29.0 = 580 KN ≤ 6000 KN

작용거리

y= 0.679 + 1.046 + 1.8 = 3.525 m

모멘트하중 산정

580.0 / 29.0 x 3.525 = 70.501 KN·m/m

(3) 해석결과

내측거더 = 11.412 KN·m

외측거더 = 10.597 KN·m

(4) 응력계산

- 내측거더

$$f_{top,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{11.412 \times 10^6 \times 0.92}{1,104,761,261} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{11.412 \times 10^6 \times 0.92}{1,560,306,078} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M}{S_{t,gir}} = \frac{11.412 \times 10^6}{1,560,306,078} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M}{S_{b,gir}} = \frac{11.412 \times 10^6}{-696,606,248} = -0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 0.01 = 0.07 \text{ MPa}$$

- 외측거더

$$f_{top,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{10.597 \times 10^6 \times 0.92}{1,161,078,894} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{10.597 \times 10^6 \times 0.92}{1,657,304,323} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M}{S_{t,gir}} = \frac{10.597 \times 10^6}{1,657,304,323} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M}{S_{b,gir}} = \frac{10.597 \times 10^{6}}{-702,840,358} = -0.02 \text{ MPa}$$

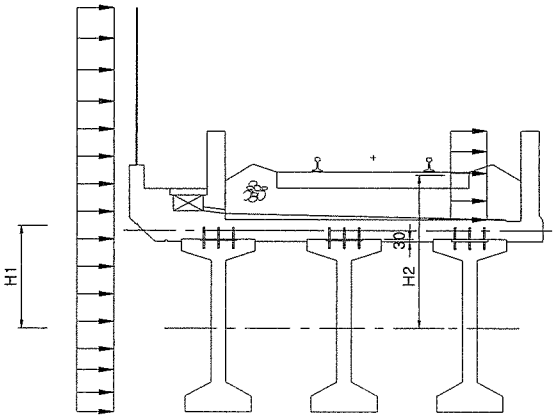
$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 0.01 = 0.07 \text{ MPa}$$

3) 풍하중(W) [철도설계기준2013, p8-41, 42]

- 풍하중은 교량에 대하여 1방향으로 수평 및 직각으로 작용하는 것으로 한다.

(1) 열차하중 비 재하시,

난간 및 방음벽 높이 = (좌) 2.0 m (우) 2.0 m



- 풍상측

F_W = (2.17 + 0.28 + 2.690) x 3.00

= 15.420 kN/m

작용거리

H1 = 5.140 - (1.521 + 5.140 / 2)

= 1.049 m

M_W = 15.420 x 1.049

= 16.176 kN·m/m

- 풍하측

F_W = (1.13 + 2.0) x 1.50

= 4.695 kN/m

작용거리

H1 = (2.690 / 2) + 0.28 + 0.679

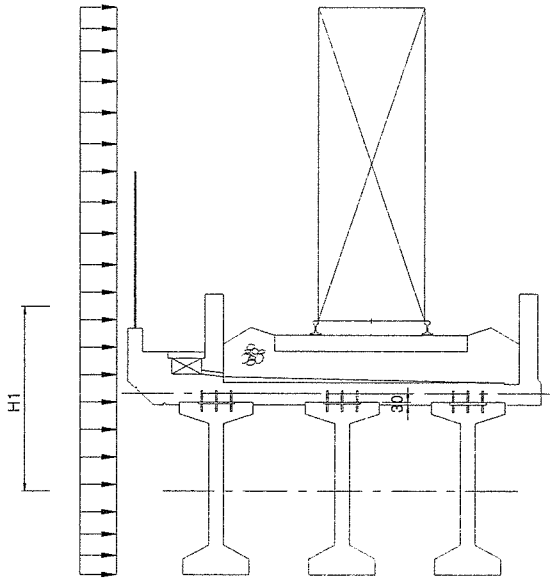
= 2.304 m

M_W = 4.695 x 2.304

= 10.817 kN·m/m

(2) 열차하중 재하시, (열차높이: 4.0 m)

난간 및 방음벽 높이 = (좌) 2.0 m (우) 2.0 m



- 풍상측

F_W = (2.17 + 0.28 + 4.690) x 1.50

= 10.710 kN/m

작용거리

H1 = 7.140 - (1.521 + 7.140 / 2)

= 2.049 m

M_W = 10.710 x 2.049

= 21.945 kN·m/m

(3) 해석결과

내측거더 = 10.847 KN·m

외측거더 = 476.596 KN·m

(4) 응력계산

- 내측거더

$f_{top,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{10.847 \times 10^6 \times 0.92}{1,104,761,261} = 0.01$ MPa

$f_{bot,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{10.847 \times 10^6 \times 0.92}{1,560,306,078} = 0.01$ MPa

$f_{top,gir} = \frac{M}{S_{t,gir}} = \frac{10.847 \times 10^6}{1,560,306,078} = 0.01$ MPa

$f_{bot,gir} = \frac{M}{S_{b,gir}} = \frac{10.847 \times 10^6}{-696,606,248} = -0.02$ MPa

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 0.01 = 0.07$ MPa

- 외측거더

$f_{top,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{476.596 \times 10^6 \times 0.92}{1,161,078,894} = 0.38$ MPa

$f_{bot,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{476.596 \times 10^6 \times 0.92}{1,657,304,323} = 0.26$ MPa

$f_{top,gir} = \frac{M}{S_{t,gir}} = \frac{476.596 \times 10^6}{1,657,304,323} = 0.29$ MPa

$f_{bot,gir} = \frac{M}{S_{b,gir}} = \frac{476.596 \times 10^6}{-702,840,358} = -0.68$ MPa

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 0.29 = 1.98$ MPa

4) 온도변화(T) [철도설계기준2013, p8-43,44]

- 콘크리트교의 온도변화 범위는 지역별 평균기온을 고려하여 정해야 한다.

보통의 경우 온도의 승강은 각각 15 ℃ 로 하며, 단면의 최소 치수가 700 mm 이상인 경우에는 10 ℃로 한다.

※ 본 교량의 경우 단경간으로서 가동단으로 신축되어 발생하지 않음.

5) 장대레일 종하중(LR) [철도설계기준2013, p8-45]

- 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 콘크리트도상이 있는 상부구조

레일신축이음장치가 없을 경우

fvo= ± 6 L (KN) (1레일당)

(1) 작용거리 :

y= 0.679 + 1.046 = 1.725 m

(2) 적용하중 6.0 x 1.725 / 29.0 x 2 ea = 0.714 KN·m/m

(3) 해석결과

내측거더 = 0.036 KN·m

외측거더 = 0.065 KN·m

(4) 응력계산

- 내측거더

$$f_{top,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{0.036 \times 10^6 \times 0.92}{1,104,761,261} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{0.036 \times 10^6 \times 0.92}{1,560,306,078} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M}{S_{t,gir}} = \frac{0.036 \times 10^6}{1,560,306,078} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M}{S_{b,gir}} = \frac{0.036 \times 10^6}{-696,606,248} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 0.00 = 0.00 \text{ MPa}$$

- 외측거더

$$f_{top,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{0.065 \times 10^6 \times 0.92}{1,161,078,894} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{0.065 \times 10^6 \times 0.92}{1,657,304,323} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M}{S_{t,gir}} = \frac{0.065 \times 10^6}{1,657,304,323} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M}{S_{b,gir}} = \frac{0.065 \times 10^6}{-702,840,358} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 0.00 = 0.00 \text{ MPa}$$

6) 허용응력설계법에 의한 하중조합

구분	하중조합	허용응력증가계수
COMBO 1	주하중	1.00
COMBO 2	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+온도변화의 영향	1.15
COMBO 3	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+차량횡하중	1.25
COMBO 4	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+시동하중 또는 제동하중	1.25
COMBO 5	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+풍하중	1.25
COMBO 6	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+차량횡하중+풍하중	1.35
COMBO 7	주하중+주하중에 해당하는 특수하중+시동하중 또는 제동하중+풍하중	1.35

(※ 주하중: 장대레일 종하중 포함)

8) 응력검토 [(+) 압축 / (-) 인장]

(1) 시공완료 응력결과

- 내측거더

$f_{top,slab}$	=	4.980	MPa	f_a	=	-1.400	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.280	MPa	f_a	=	12.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	7.880	MPa	f_a	=	16.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	2.630	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	53.820	MPa	f_a	=	140.000	MPa	∴	O.K

- 외측거더

$f_{top,slab}$	=	5.370	MPa	f_a	=	-1.400	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.520	MPa	f_a	=	12.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	8.200	MPa	f_a	=	16.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	1.400	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	56.006	MPa	f_a	=	140.000	MPa	∴	O.K

(2) COMBO1 허용응력증가계수: 1.00

- 내측거더

$f_{top,slab}$	=	4.980	MPa	f_a	=	-1.400	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.280	MPa	f_a	=	12.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	7.880	MPa	f_a	=	16.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	2.630	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	53.820	MPa	f_a	=	140.000	MPa	∴	O.K

- 외측거더

$f_{top,slab}$	=	5.370	MPa	f_a	=	-1.400	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.520	MPa	f_a	=	12.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	8.200	MPa	f_a	=	16.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	1.400	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	56.006	MPa	f_a	=	140.000	MPa	∴	O.K

(3) COMBO2 허용응력증가계수: 1.15

- 내측거더

$f_{top,slab}$	=	4.980	MPa	f_a	=	-1.610	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.280	MPa	f_a	=	13.800	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	7.880	MPa	f_a	=	18.400	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	2.630	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	53.820	MPa	f_a	=	161.000	MPa	∴	O.K

- 외측거더

$f_{top,slab}$	=	5.370	MPa	f_a	=	-1.610	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.520	MPa	f_a	=	13.800	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	8.200	MPa	f_a	=	18.400	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	1.400	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	56.006	MPa	f_a	=	161.000	MPa	∴	O.K

(4) COMBO3 허용응력증가계수: 1.25

- 내측거더

$f_{top,slab}$	=	4.980	MPa	f_a	=	-1.750	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.280	MPa	f_a	=	15.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	7.880	MPa	f_a	=	20.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	2.630	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	53.820	MPa	f_a	=	175.000	MPa	∴	O.K

- 외측거더

$f_{top,slab}$	=	5.370	MPa	f_a	=	-1.750	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.520	MPa	f_a	=	15.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	8.200	MPa	f_a	=	20.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	1.400	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	56.006	MPa	f_a	=	175.000	MPa	∴	O.K

(5) COMBO4 허용응력증가계수: 1.25

- 내측거더

$f_{top,slab}$	=	4.990	MPa	f_a	=	-1.750	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.290	MPa	f_a	=	15.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	7.890	MPa	f_a	=	20.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	2.610	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	53.889	MPa	f_a	=	175.000	MPa	∴	O.K

- 외측거더

$f_{top,slab}$	=	5.380	MPa	f_a	=	-1.750	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.530	MPa	f_a	=	15.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	8.210	MPa	f_a	=	20.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	1.380	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	56.074	MPa	f_a	=	175.000	MPa	∴	O.K

(6) COMBO5 허용응력증가계수: 1.25

- 내측거더

$f_{top,slab}$	=	4.990	MPa	f_a	=	-1.750	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.290	MPa	f_a	=	15.000	MPa	∴	O.K

$f_{top,gir}$	=	7.890	MPa	f_a	=	20.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	2.610	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	53.889	MPa	f_a	=	175.000	MPa	∴	O.K

- 외측거더

$f_{top,slab}$	=	5.750	MPa	f_a	=	-1.750	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.780	MPa	f_a	=	15.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	8.490	MPa	f_a	=	20.000	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	0.720	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	57.987	MPa	f_a	=	175.000	MPa	∴	O.K

(7) COMBO6 허용응력증가계수: 1.35

- 내측거더

$f_{top,slab}$	=	4.990	MPa	f_a	=	-1.890	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.290	MPa	f_a	=	16.200	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	7.890	MPa	f_a	=	21.600	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	2.610	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	53.889	MPa	f_a	=	189.000	MPa	∴	O.K

- 외측거더

$f_{top,slab}$	=	5.750	MPa	f_a	=	-1.890	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.780	MPa	f_a	=	16.200	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	8.490	MPa	f_a	=	21.600	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	0.720	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	57.987	MPa	f_a	=	189.000	MPa	∴	O.K

(8) COMBO7 허용응력증가계수: 1.35

- 내측거더

$f_{top,slab}$	=	5.000	MPa	f_a	=	-1.890	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.300	MPa	f_a	=	16.200	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	7.900	MPa	f_a	=	21.600	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	2.590	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	53.957	MPa	f_a	=	189.000	MPa	∴	O.K

- 외측거더

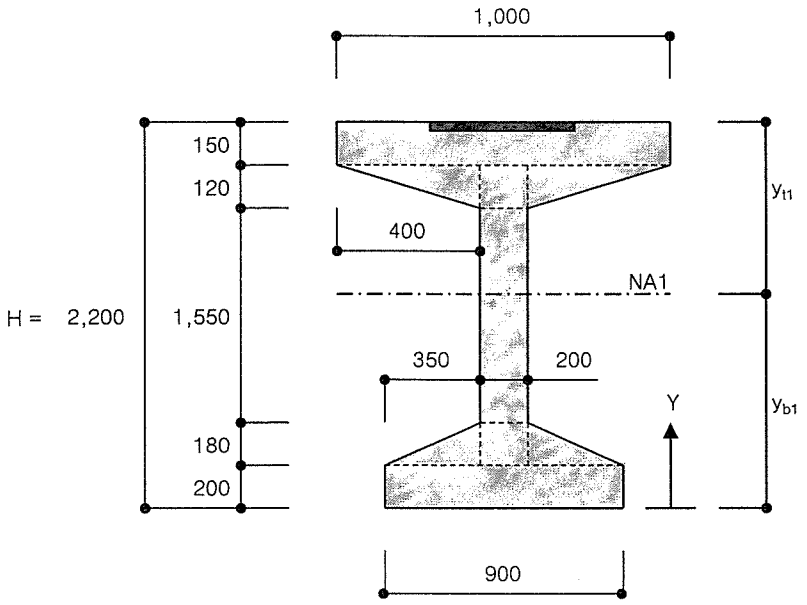
$f_{top,slab}$	=	5.760	MPa	f_a	=	-1.890	MPa	∴	O.K
$f_{bot,slab}$	=	4.790	MPa	f_a	=	16.200	MPa	∴	O.K
$f_{top,gir}$	=	8.500	MPa	f_a	=	21.600	MPa	∴	O.K
$f_{bot,gir}$	=	0.700	MPa	f_a	=	0.000	MPa	∴	O.K
$f_{top,steel}$	=	58.055	MPa	f_a	=	189.000	MPa	∴	O.K

6.2 거더 단부로부터 9.95m 지점 검토 (순수 콘크리트 단면)

6.2.1 단면제원

1. 중앙부 단면 (거더단부에서 9.95m지점)

1) 전 단면적



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm^2)	y (mm)	A × y (mm^3)	A × y^2 (mm^4)	I_o (mm^4)
1	1,000	150	150,000	2,125	318,750,000	677,343,750,000	281,250,000
2	800	120	48,000	2,010	96,480,000	193,924,800,000	38,400,000
3	200	120	24,000	1,990	47,760,000	95,042,400,000	28,800,000
4	200	1,550	310,000	1,155	358,050,000	413,547,750,000	62,064,583,333
5	700	180	63,000	260	16,380,000	4,258,800,000	113,400,000
6	200	180	36,000	290	10,440,000	3,027,600,000	97,200,000
7	900	200	180,000	100	18,000,000	1,800,000,000	600,000,000
상부강판	0	0	0	2,200	0	0	0
Conc'공제	0	0	0	2,200	0	0	0
계			811,000		865,860,000	1,388,945,100,000	63,223,633,333

$n_{sc} = E_s / E_c = 205,000 / 30,008 = 6.83$

$y_{t1} = H + y_{b1} = 2,200 + -1067.6 = 1,132.4$ mm

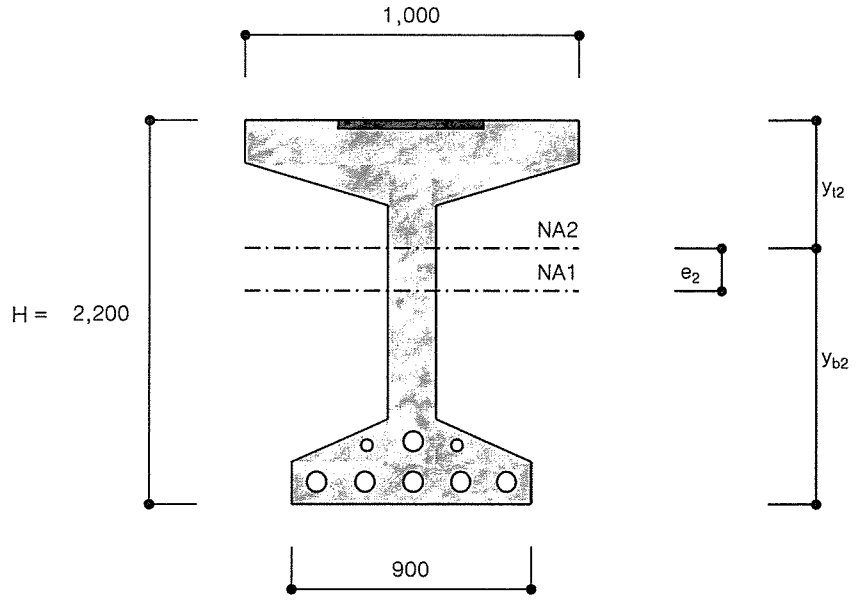
$y_{b1} = \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 865,860,000 / 811,000 = -1,067.6$ mm

$I_{bot} = \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 1,452,168,733,333$ mm^4

$I_{NA1} = I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 1,452,168,733,333 - 811,000 \times -1,067.60^2$

$= 527,815,457,973$ mm^4

2) 순단면적 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	긴장순서	직경 (mm)	단면적 (mm^2)	개수	총단면적 (mm^2)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm^2)	y_p (mm)
1	1 차	15.2	138.7	9	1,248	65	3,318	201
2		15.2	138.7	9	1,248	65	3,318	100
3		15.2	138.7	9	1,248	65	3,318	100
4		15.2	138.7	9	1,248	65	3,318	100
5	2 차	15.2	138.7	5	694	55	2,376	100
6		15.2	138.7	5	694	55	2,376	100
S1	유지 보수	0.0	0.0	0	0	45	1,590	383
S2		0.0	0.0	0	0	45	1,590	322
계					6,380			116.83

주긴장재 중심 거리 (하연부터) = 701 / 6 = 116.83 mm

구 분	A_2 (mm^2)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm^3)	$A_2 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
전체단면적	811,000	0.00	0	0	527,815,457,973
쉬스관(주긴장재)	-18,024	-950.8	17,136,678	-16,293,039,798	-4,403,323
쉬스관(유지관리)	-3,180	-684.6	2,177,028	-1,490,393,369	-402,578
합 계	789,796		19,313,706	-17,783,433,167	527,810,652,072

$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2$ = 19,313,706 / 789,796 = 24.45 mm

(+ : ↑, − : ↓)

$y_{t2} = y_{t1} - e_2$ = 1,132.40 − 24.45 = 1,107.95 mm

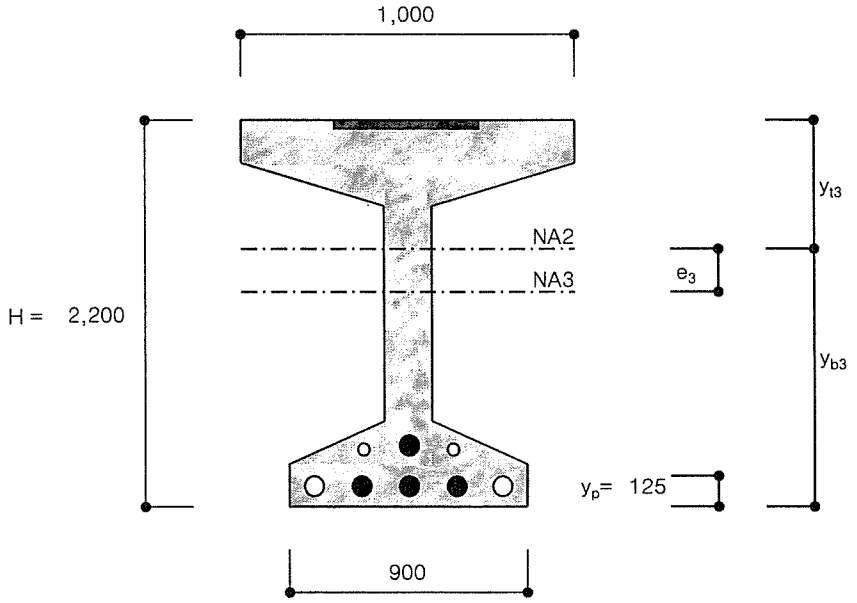
$y_{b2} = y_{b1} - e_2$ = -1,067.60 − 24.45 = -1,092.05 mm

$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

= 527,810,652,072 + -17,783,433,167 − 472,142,023

= 509,555,076,882 mm^4

3) 1차 긴장재 환산단면



빔 하단으로부터 1차 강선군 중심까지의 거리 = 501 / 4 = 125.25 mm

구 분	A_3 (mm^2)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm^3)	$A_3 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
순단면적	789,796	0.00	0	0	509,555,076,882
1차 긴장재	33,247	-966.80	-32,142,929	31,075,783,657	628,233
합 계	823,043		-32,142,929	31,075,783,657	509,555,705,115

$n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66$

$e_3 = \Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3 = -32,142,929 / 823,043 = -39.05$ mm

(+ : ↑, - : ↓)

$y_{t3} = y_{t2} - e_3 = 1,108.0 - -39.05 = 1,147.00$ mm

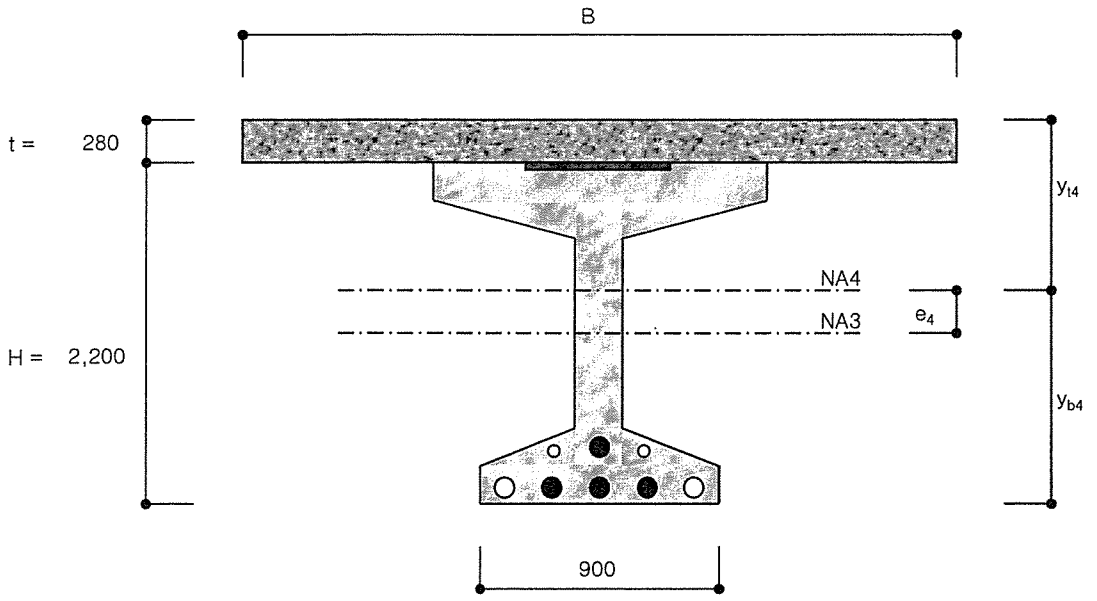
$y_{b3} = y_{b2} - e_3 = -1,092.1 - -39.05 = -1,053.00$ mm

$I_{NA3} = \Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 509,555,705,115 + 31,075,783,657 - 1,255,059,901

= 539,376,428,871 mm^4

4) 바닥판 합성 단면



(1) 내측 거더

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(2013) p10-105]

(i) 거더 경간의 1/4	=	29,900	/	4			=	7,475	mm
(ii) $b_w + 16\ h_f$	=	200	+	16	x	280	=	3,560	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700					=	1,700	mm
						∴ B	=	1,700	mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	823,043	0.00	0	0	539,376,428,871
바닥판	437,920	1,287.00	563,603,040	725,357,112,480	2,861,077,333
합 계	1,260,963		563,603,040	725,357,112,480	542,237,506,204

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 563,603,040 / 1,260,963 = 446.96 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1,427.00 − 446.96 = 980.04 mm

y_{b4} = $y_{b3} - e_4$ = −1,053.00 − 446.96 = −1,499.96 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 542,237,506,204 + 725,357,112,480 − 251,906,610,111

= 1,015,688,008,573 mm^4

(2) 외측거더

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(2013) p10-105]

(i) b_1 + 지간의 1/12 = 1,105 + 29,900 / 12 = 3,597 mm

(ii) b_1 + 6 h_f = 1,105 + 6 x 280 = 4,465 mm

(iii) b_1 + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,105 + 1,500 / 2 = 1,855 mm

∴ B = 1,855 mm

구 분	A_4 (mm^2)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm^3)	$A_4 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	823,043	0.00	0	0	539,376,428,871
바닥판	477,848	1,287.00	614,990,376	791,492,613,912	3,121,940,267
합 계	1,300,891		614,990,376	791,492,613,912	542,498,369,138

$e_4 = \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 614,990,376 / 1,300,891 = 472.75$ mm

(+ : ↑, − : ↓)

$y_{t4} = (y_{t3} + t) - e_4 = 1,427.00 - 472.75 = 954.25$ mm

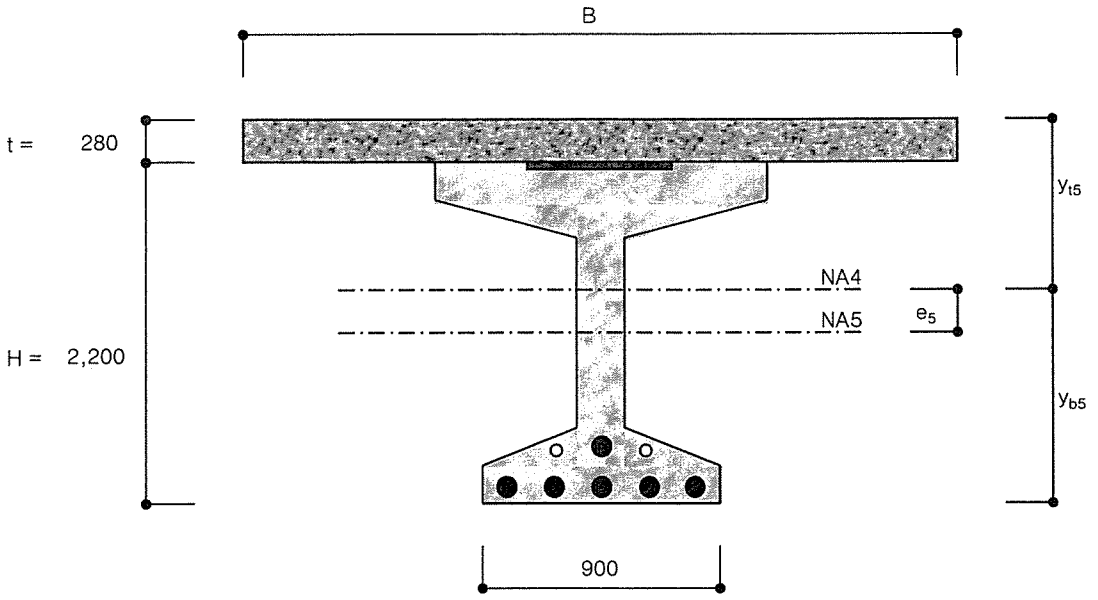
$y_{b4} = y_{b3} - e_4 = -1,053.00 - 472.75 = -1,525.75$ mm

$I_{NA4} = \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 542,498,369,138 + 791,492,613,912 − 290,739,400,545

= 1,043,251,582,505 mm^4

5) 바닥판 합성 단면 + 2차 강선 합성 단면



빔 하단으로부터 2차 강선군 중심까지의 거리 = 200.00 / 2 = 100.00 mm

(1) 내측 거더

구 분	A_5 (mm^2)	y (mm)	$A_5 \times y$ (mm^3)	$A_5 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,260,963	0.0	0	0	1,015,688,008,573
2차 긴장재	9,244	-1,400.0	-12,941,342	18,117,361,478	174,509
합 계	1,270,207		-12,941,342	18,117,361,478	1,015,688,183,082

$n_5 = E_{sl} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66$

$e_5 = \Sigma (A_5 \times y) / \Sigma A_5 = -12,941,342 / 1,270,207 = -10.19$ mm

$y_{t5} = y_{t4} - e_5 = 980.04 - (-10.19) = 990.23$ mm

$y_{b5} = y_{b4} - e_5 = -1,499.96 - (-10.19) = -1,489.77$ mm

$I_{NA5} = \Sigma I_o + \Sigma (A_5 \times y^2) - A_5 \times e_5^2$

= 1,015,688,183,082 + 18,117,361,478 - 131,893,320

= 1,033,673,651,240 mm^4

- 비틀림 강성 계산

단 면	a (mm)	b (mm)	βt	Jvo (mm4)
바닥판	1,700	280	0.2987	11,148,292,980
<간극>	1,000	-30	0.3270	-8,829,848
①	1,000	150	0.3018	1,018,654,876
③, ④, ⑥	1,850	200	0.3106	4,597,230,225
⑦	900	200	0.2867	2,063,897,377
합 계				18,819,245,611

(2) 외측거더

구 분	A_5 (mm^2)	y (mm)	$A_5 \times y$ (mm^3)	$A_5 \times y^2$ (mm^4)	I_o (mm^4)
환산단면	1,300,891	0.0	0	0	1,043,251,582,505
2차 긴장재	9,244	-1,425.8	-13,179,747	18,791,024,371	174,509
합 계	1,310,135		-13,179,747	18,791,024,371	1,043,251,757,014

$e_5 = \Sigma (A_5 \times y) / \Sigma A_5 = -13,179,747 / 1,310,135 = -10.06$ mm

$y_{t5} = y_{t4} - e_5 = 954.25 - (-10.06) = 964.31$ mm

$y_{b5} = y_{b4} - e_5 = -1,525.75 - (-10.06) = -1,515.69$ mm

$I_{NA5} = \Sigma I_o + \Sigma (A_5 \times y^2) - A_5 \times e_5^2$

$= 1,043,251,757,014 + 18,791,024,371 - 132,590,358$

$= 1,061,910,191,027$ mm^4

- 비틀림 강성 계산

단 면	a (mm)	b (mm)	βt	Jvo (mm4)
바닥판	1,855	280	0.3016	12,282,479,636
<간극>	1,000	-30	0.3270	-8,829,848
①	1,000	150	0.3018	1,018,654,876
③, ④, ⑥	1,850	200	0.3106	4,597,230,225
⑦	900	200	0.2867	2,063,897,377
합 계				19,953,432,267

6) 단면 제원 집계표

(1) 내측 거더

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)	합성단면(A_5) (2차긴장재합성단면)
단면적	(mm^2)	789,796	823,043	1,260,963	1,270,207
바닥판 상연	(mm)	-	-	980.04	990.23
거더 상연	(mm)	1,107.95	1,147.00	700.04	710.23
거더 하연	(mm)	-1,092.05	-1,053.00	-1,499.96	-1,489.77
단면2차모멘트	(mm^4)	509,555,076,882	539,376,428,871	1,015,688,008,573	1,033,673,651,240
비틀림강성	(mm^4)				18,819,245,611
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,036,374,034	1,043,872,283
	$S_{t,gir}$	459,908,007	470,249,720	1,450,899,961	1,455,406,912
	$S_{b,gir}$	-466,604,164	-512,228,328	-677,143,396	-693,847,810

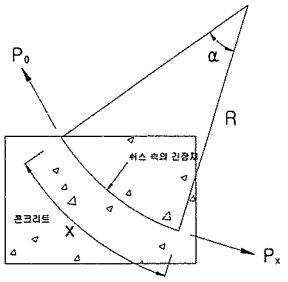
(2) 외측거더

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)	합성단면(A_5) (2차긴장재합성단면)
단면적	(mm^2)	789,796	823,043	1,300,891	1,310,135
바닥판 상연	(mm)	-	-	954.25	964.31
거더 상연	(mm)	1,107.95	1,147.00	674.25	684.31
거더 하연	(mm)	-1,092.05	-1,053.00	-1,525.75	-1,515.69
단면2차모멘트	(mm^4)	509,555,076,882	539,376,428,871	1,043,251,582,505	1,061,910,191,027
비틀림강성	(mm^4)				19,953,432,267
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,093,268,622	1,101,212,464
	$S_{t,gir}$	459,908,007	470,249,720	1,547,277,097	1,551,796,979
	$S_{b,gir}$	-466,604,164	-512,228,328	-683,763,121	-700,611,729

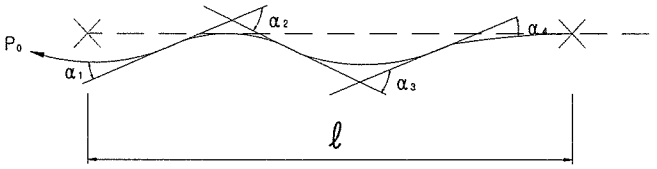
6.2.2 PS강재의 긴장력 손실량

1. 프리스트레스의 즉시 손실

1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량



(a) 곡률마찰에 의한 손실



(b) 파상마찰에 의한 손실

(1) 탄성계수 E_p = 200,000 MPa

(2) Jacking Stress

$f_{pj(1차)}$ = 0.94 x f_{pia} = 0.94 x 1,440.00 = 1,353.60 MPa

$f_{pj(2차)}$ = 0.91 x f_{pia} = 0.91 x 1,440.00 = 1,310.40 MPa

(3) 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

$$\Delta f_{pf} = f_{p0}\left(1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa l x)}\right)$$

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

(4) 빔 중앙부에서의 마찰 손실

강선번호	각변화 (α)		강선길이	μα + κl	$1-e^{-(\mu\alpha+\kappa l)}$	Δf_{pf}	ΔP_{pf}	비 고
	DEG	rad	L(m)			(MPa)	(N)	
1	15.00 °	0.262	14.938	0.140	0.131	177.32	221,295	1차강선
2	12.00 °	0.209	14.884	0.127	0.119	161.08	201,028	
3	8.00 °	0.140	14.841	0.109	0.103	139.42	173,996	
4	4.00 °	0.070	14.811	0.092	0.088	119.12	148,662	
5	13.50 °	0.236	10.300	0.111	0.105	137.59	95,487	2차강선
6	13.50 °	0.236	10.300	0.111	0.105	137.59	95,487	

(5) 임의의 검토위치에서의 마찰 손실

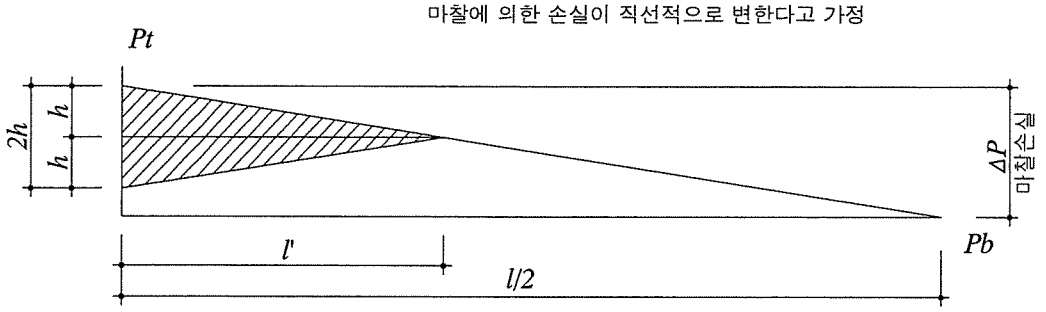
강선번호	각변화 (α)		강선길이	μα + κl	$1-e^{-(\mu\alpha+\kappa l)}$	Δf_{pf}	ΔP_{pf}	비 고
	DEG	rad	L(m)			(MPa)	(kN)	
1	15.00 °	0.262	9.938	0.115	0.109	147.54	184,130	1차강선
2	12.00 °	0.209	9.888	0.102	0.097	131.30	163,862	
3	8.00 °	0.140	9.838	0.084	0.081	109.64	136,831	
4	4.00 °	0.070	9.809	0.067	0.065	87.98	109,799	
5	13.50 °	0.236	5.295	0.085	0.081	106.14	73,661	2차강선
6	13.50 °	0.236	5.295	0.085	0.081	106.14	73,661	

2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 ΔL = 6 mm 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정

마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta l}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad \text{-------- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \quad \text{-------- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \qquad l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{-------- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P$$

$$h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \quad \text{-------- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P}$$

$$(l')^2 = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta l \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta l}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (N)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'		l/2 (m)	Δf_{sl}
1	1,353.60	1,689,293	177.32	1,467,998	8.201	<	9.938	0.00
2	1,353.60	1,689,293	161.08	1,488,265	8.583	<	9.888	0.00
3	1,353.60	1,689,293	139.42	1,515,297	9.202	<	9.838	0.00
4	1,353.60	1,689,293	119.12	1,540,631	9.941	>	9.809	120.71
5	1,310.40	909,418	137.59	813,931	6.796	>	5.295	176.57
6	1,310.40	909,418	137.59	813,931	6.796	>	5.295	176.57
계		8,576,008		7,640,053				

3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir1}$$

여기서, E_p = 프리스트레스 긴장재의 탄성계수 = 200,000.00 MPa

E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066.38 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = (N-1)/N \times \left(\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c} \right)$$

(1) 1차 강선 긴장

① 내측거더

M_d = 2,354.23 kN-m

P_i = 1,467,998 + 1,488,265 + 1,515,297 + 1,540,631

= 6,012,191 N

$$f_{cir1} = 0.750 \times \left(\frac{6,012,191}{789,796} + \frac{6,012,191 \times (1,092.05 - 125.25)^2}{509,555,076,882} \right) - \frac{2,354.23 \times 10^6 \times (1092.05 - 125.25)}{509,555,076,882}$$

= 13.98 − 4.47 = 9.51 MPa

$$\Delta f_{pel1} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 9.51 = 33.88 \text{ MPa}$$

② 외측거더

M_d = 2,354.23 kN-m

P_i = 1,467,998 + 1,488,265 + 1,515,297 + 1,540,631

= 6,012,191 N

$$f_{cir1} = 0.75 \times \left(\frac{6,012,191}{789,796} + \frac{6,012,191 \times (1,092.05 - 125.25)^2}{509,555,076,882} \right) - \frac{2,354.23 \times 10^6 \times (1092.05 - 125.25)}{509,555,076,882}$$

= 13.98 − 4.47 = 9.51 MPa

$$\Delta f_{pel1} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 9.51 = 33.88 \text{ MPa}$$

(2) 2차 강선 긴장

① 내측거더

M_d = 1,363.66 kN-m

P_i = 813,931 + 813,931

= 1,627,862 N

$$f_{cir2} = \frac{1,627,862}{1,260,963} + \frac{1,627,862 \times (1,092.05 - 100.00)^2}{1,015,688,008,573} - \frac{1,363.66 \times 10^6 \times (1092.05 - 100.00)}{1,015,688,008,573}$$

= 2.87 − 1.33 = 1.54 MPa

$$\Delta f_{pel2} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 1.54 = 5.49 \text{ MPa}$$

② 외측거더

M_d = 1,406.24 kN-m

P_i = 813,931 + 813,931

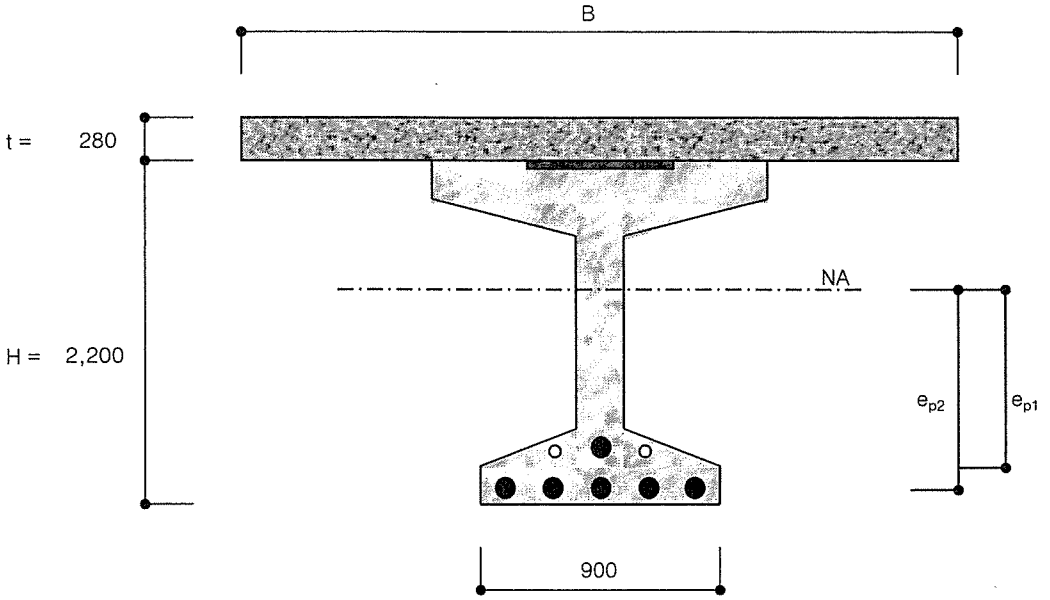
= 1,627,862 N

$$f_{cir2} = \frac{1,627,862}{1,300,891} + \frac{1,627,862 \times (1,092.05 - 100.00)^2}{1,043,251,582,505} - \frac{1,406.24 \times 10^6 \times (1092.05 - 100.00)}{1,043,251,582,505}$$

= 2.79 − 1.34 = 1.45 MPa

$$\Delta f_{pel2} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 1.45 = 5.17 \text{ MPa}$$

(3) 2차 강선 긴장에 따른 1차 강선의 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량



- 내측거더 y_b = 1489.77 mm
- 외측거더 y_b = 1515.69 mm

① 검토조건

ⓐ 긴장력

- 1차 강선 P_{i1} = 1,462.88 + 1,483.15 + 1,510.18 + 1,386.57 = 5,842.78 KN
- 2차 강선 P_{i1} = 709.41 + 709.41 = 1,418.82 KN

ⓑ 강선의 편심거리

- 1차 강선 e_{p1} = 1364.52 mm (내측거더)
  1390.44 mm (외측거더)
- 2차 강선 e_{p2} = 1389.77 mm (내측거더)
  1415.69 mm (외측거더)

ⓒ 탄성계수비

n = Ep / Ec = 6.7

ⓓ 합성단면계수

- 내측거더 A = 1,270,207 mm^4
  I = 1,033,673,651,240 mm^4
- 외측거더 A = 1,310,135 mm^4
  I = 1,061,910,191,027 mm^4

② 2차 강선 긴장에 의한 1차 강선의 응력 변화

$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{Ep}{Ei} \times f_{cir}$ [철도설계기준(2011) p10-113]

$f_{cir} = P_{i2}/A + P_{i2} \times e_{p2}/I \times e_{p1} - M \times e_{p1}/I$

. M = 거더 자중 + 슬래브 자중 (고정하중에 의한 모멘트)

- 내측거더

Δf_{pel21} $\frac{1}{2}$ x 6.7 x -1.188 = = -3.96 Mpa

f_{cir} = 1,418,820 / 1,270,207 + 1,418,820 x 1389.77 / 1,033,673,651,240 x 1364.52

- 3,717,891,000 x 1364.52 / 1,033,673,651,240

= 3.72 - 4.91 = -1.188 Mpa

- 외측거더

Δf_{pel21} $\frac{1}{2}$ x 6.7 x -1.209 = = -4.02 Mpa

f_{cir} = 1,418,820 / 1,310,135 + 1,418,820 x 1415.69 / 1,061,910,191,027 x 1390.44

- 3,760,477,000 x 1389.77 / 1,061,910,191,027

= 3.71 - 4.92 = -1.209 Mpa

③ 1차 강선의 손실율

ξ = Δf / fi x 100(%) fi = 1,170.43 Mpa

- 내측거더 ξ = -3.956 / 1170.4275 x 100 = -0.338 %

- 외측거더 ξ = -4.024 / 1170.4275 x 100 = -0.344 %

4) 즉시 손실 합계

(1) 내측거더

(단위 : MPa)

강선 번호	단면적 mm^2	Δf_{pf}	Δf_{sl}	Δf_{pel1}	1차긴장후 손실량	1차긴장후 초기응력	1차긴장후 긴장력(kN)	Δf_{pel2}	2차긴장에 의한 1차긴장손실	2차긴장후 손실량	2차긴장후 초기응력	2차긴장후 긴장력(kN)
1	1,248	147.54	0.00	33.88	181.42	1,172.18	1,462.88	0.00	-3.96	177.46	1,176.14	1,467.82
2	1,248	131.30	0.00	33.88	165.18	1,188.42	1,483.15	0.00	-3.96	161.22	1,192.38	1,488.09
3	1,248	109.64	0.00	33.88	143.52	1,210.08	1,510.18	0.00	-3.96	139.56	1,214.04	1,515.12
4	1,248	87.98	120.71	33.88	242.57	1,111.03	1,386.57	0.00	-3.96	238.61	1,114.99	1,391.51
5	694	106.14	176.57	0.00	-	-	-	5.49	-	288.20	1,022.20	709.41
6	694	106.14	176.57	0.00	-	-	-	5.49	-	288.20	1,022.20	709.41
계						4,681.71	5,842.78			1,293.27	6,741.95	7,281.36

(2) 외측거더

(단위 : MPa)

강선 번호	단면적 mm^2	Δf_{pf}	Δf_{sl}	Δf_{pel1}	1차긴장후 손실량	1차긴장후 초기응력	1차긴장후 긴장력(kN)	Δf_{pel2}	2차긴장에 의한 1차긴장손실	2차긴장후 손실량	2차긴장후 초기응력	2차긴장후 긴장력(kN)
1	1,248	147.54	0.00	33.88	181.42	1,172.18	1,462.88	0.00	-4.02	177.40	1,176.20	1,467.90
2	1,248	131.30	0.00	33.88	165.18	1,188.42	1,483.15	0.00	-4.02	161.16	1,192.44	1,488.17
3	1,248	109.64	0.00	33.88	143.52	1,210.08	1,510.18	0.00	-4.02	139.50	1,214.10	1,515.20
4	1,248	87.98	120.71	33.88	242.57	1,111.03	1,386.57	0.00	-4.02	238.55	1,115.05	1,391.58
5	694	106.14	176.57	0.00	-	-	-	5.17	-	287.88	1,022.52	709.63
6	694	106.14	176.57	0.00	-	-	-	5.17	-	287.88	1,022.52	709.63
계						4,681.71	5,842.78			1,292.35	6,742.83	7,282.11

2. 프리스트레스의 시간적 손실

<1차 긴장재 긴장시 모든 긴장재를 긴장한 경우>

1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

$\Delta f_{pcr} = 12\ f_{cir} - 7\ f_{cds}$

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

(1) 내측거더

M_d = 3,648.93 kN-m (바닥판 및 가로보, 2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{3{,}648.93 \times 10^{\wedge 5} \times (1{,}053.00 - 125.25)}{539{,}376{,}428{,}871} = 6.28 \text{ MPa}$$

$\Delta f_{pcr} = 12 \times (9.51) - 7 \times 6.28 = 70.16$ MPa

(2) 외측거더

M_d = 3,525.08 kN-m (바닥판 및 가로보, 2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{3{,}525.08 \times 10^{\wedge 5} \times (1{,}053.00 - 125.25)}{539{,}376{,}428{,}871} = 6.06 \text{ MPa}$$

$\Delta f_{pcr} = 12 \times (9.51) - 7 \times 6.06 = 71.70$ MPa

2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

H_r (주위의 연간 평균 상대습도) = 70 %

$\Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r)$

$= 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40$ MPa

3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$\Delta f_r = 35 - 0.07\ \Delta f_{pf} - 0.1\ \Delta f_{pel} - 0.05\ (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$

(1) 내측거더

$\Delta f_r = 35 - 0.07 \times 119.12 - 0.1 \times 33.88 - 0.05 \times (70.16 + 36.40) = 17.95$ MPa

(2) 외측거더

$\Delta f_r = 35 - 0.07 \times 119.12 - 0.1 \times 33.88 - 0.05 \times (71.70 + 36.40) = 17.87$ MPa

4) 1차 긴장재 긴장시 손실의 총합

(1) 내측거더 = 124.51 MPa

(2) 외측거더 = 125.97 MPa

5) 유효율(R)

(1) 내측거더 = 1 - 124.51 / 1,170.43 = 0.894

(2) 외측거더 = 1 - 125.97 / 1,170.43 = 0.892

<2차 긴장재 긴장시 모든 긴장재를 긴장한 경우>

1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

Δf_{pcr} = 12 f_{cir} − 7 f_{cds}

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

(1) 내측거더

M_d = 2,285.27 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{2{,}285.27 \times 10^{\wedge 5} \times (1{,}489.77 - 100.00)}{1{,}033{,}673{,}651{,}240} = 3.07 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} = 12 × (9.83) − 7 × 3.07 = 96.48 MPa

(2) 외측거더

M_d = 2,118.84 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{2{,}118.84 \times 10^{\wedge 5} \times (1{,}515.69 - 100.00)}{1{,}061{,}910{,}191{,}027} = 2.82 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} = 12 × (9.50) − 7 × 2.82 = 94.31 MPa

2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

H_r (주위의 연간 평균 상대습도) = 70 %

Δf_{psh} = 0.8 × (119 − 1.05 x H_r)

= 0.8 × (119 − 1.05 x 70) = 36.40 MPa

3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

Δf_r = 35 − 0.07 Δf_{pf} − 0.1 Δf_{pel} − 0.05 ($\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}$)

(1) 내측거더

Δf_r = 35 − 0.07 × 119.12 − 0.1 × 33.88

− 0.05 × (96.48 + 36.40) = 16.63 MPa

(2) 외측거더

Δf_r = 35 − 0.07 × 119.12 − 0.1 × 33.88

− 0.05 × (94.31 + 36.40) = 16.74 MPa

4) 2차 긴장재 긴장시 손실의 총합

(1) 내측거더 = 149.51 MPa

(2) 외측거더 = 147.45 MPa

5) 유효율(R)

(1) 내측거더 = 1 − 149.51 / 1,170.43 = 0.872

(2) 외측거더 = 1 − 147.45 / 1,170.43 = 0.874

- 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분			Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	유효율	비 고
PS 강선	내측거더	1차	70.16	36.40	17.95	124.51	0.894	
		2차	96.48	36.40	16.63	149.51	0.872	
	외측거더	1차	71.70	36.40	17.87	125.97	0.892	
		2차	94.31	36.40	16.74	147.45	0.874	

3. PS강재의 유효응력

1) 내측거더

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,353.60	177.46	1,176.14	1,467.82	124.51	1,051.63	1,312.43
2	1,353.60	161.22	1,192.38	1,488.08	124.51	1,067.87	1,332.70
3	1,353.60	139.56	1,214.04	1,515.12	124.51	1,089.53	1,359.73
4	1,353.60	238.61	1,114.99	1,391.50	124.51	990.48	1,236.11
소계	5,414.40	716.87	4,697.53	5,862.52	498.04	4,199.49	5,240.97
5	1,310.40	288.20	1,022.20	709.41	149.51	872.69	605.65
6	1,310.40	288.20	1,022.20	709.41	149.51	872.69	605.65
소계	2,620.80	576.40	2,044.40	1,418.82	299.02	1,745.38	1,211.30
계	8,035.20	1,293.27	6,741.93	7,281.34	797.06	5,944.87	6,452.27

2) 외측거더

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,353.60	177.40	1,176.20	1,467.90	125.97	1,050.23	1,310.69
2	1,353.60	161.16	1,192.44	1,488.17	125.97	1,066.47	1,330.96
3	1,353.60	139.50	1,214.10	1,515.20	125.97	1,088.13	1,357.99
4	1,353.60	238.55	1,115.05	1,391.59	125.97	989.08	1,234.38
소계	5,414.40	716.59	4,697.81	5,862.86	503.88	4,193.93	5,234.02
5	1,310.40	287.88	1,022.52	709.63	147.45	875.07	607.30
6	1,310.40	287.88	1,022.52	709.63	147.45	875.07	607.30
소계	2,620.80	575.76	2,045.04	1,419.26	294.90	1,750.14	1,214.60
계	8,035.20	1,292.35	6,742.85	7,282.12	798.78	5,944.07	6,448.62

6.2.3 거더 응력 검토

▶ 단부로부터 9.95m 지점에 작용하는 모멘트 산정 L_x = 9.95 m

1. 거더 자중에 의한 응력

- 단면계수: 쉬스관 공제 단면

빔 자중에 의한 모멘트 (M_{D1}) = 2,354.23 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{2,354.23 \times 10^{6}}{459,908,007} = 5.12 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{2,354.23 \times 10^{6}}{-466,604,164} = -5.05 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 5.12 = 34.97 \text{ MPa}$$

2. 1차 강선 긴장에 의한 응력

- 단면계수: 쉬스관 공제 단면

1) 내측거더

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 5,842,780 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 5,842,780.00 × (-1,092.05 + 125.25)

= -5,648,799,704.00 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_2} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5,842,780}{789,796} + \frac{-5,648,799,704}{459,908,007}$$

= 7.40 + -12.28 = -4.88 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_2} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5,842,780}{789,796} + \frac{-5,648,799,704}{-466,604,164}$$

= 7.40 + 12.11 = 19.51 MPa

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times -4.88 = -33.33 \text{ MPa}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,221,224 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,221,223.60 × (-1,092.05 + 125.25)

= -5,047,878,974.26 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_2} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,221,224}{789,796} + \frac{-5,047,878,974}{459,908,007}$$

= 6.61 + -10.98 = -4.37 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_2} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,221,224}{789,796} + \frac{-5,047,878,974}{-466,604,164}$$

= 6.61 + 10.82 = 17.43 MPa

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times -4.37 = -29.85 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 5,842,780.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 5,842,780.00 × (-1,092.05 + 125.25)

= -5,648,799,704.00 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_2} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5,842,780}{789,796} + \frac{-5,648,799,704}{459,908,007}$$

= 7.40 + -12.28 = -4.88 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_2} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5,842,780}{789,796} + \frac{-5,648,799,704}{-466,604,164}$$

= 7.40 + 12.11 = 19.51 MPa

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -4.88 = -33.33 MPa

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 5,213,930.56 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 5,213,931 × (-1,092.05 + 125.25)

= -5,040,828,063.53 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,213,931}{789,796} + \frac{-5,040,828,064}{459,908,007}$$

= 6.60 + -10.96 = -4.36 MPa

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,213,931}{789,796} + \frac{-5,040,828,064}{-466,604,164}$$

= 6.60 + 10.80 = 17.40 MPa

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -4.36 = -29.78 MPa

3. 바닥판, 가로보하중에 의한 응력

- 단면계수: 1차 긴장재 합성단면

1) 내측거더

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{D2}) = 1,363.66 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}363.66 \times 10^{6}}{470{,}249{,}720} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}363.66 \times 10^{6}}{-512{,}228{,}328} = -2.66 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 2.90 = 19.81 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{D2}) = 1,406.24 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}406.24 \times 10^{6}}{470{,}249{,}720} = 2.99 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}406.24 \times 10^{6}}{-512{,}228{,}328} = -2.75 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 2.99 = 20.42 \text{ MPa}$$

4. 2차 강선 긴장에 의한 응력 검토

- 단면계수: 바닥판 합성 단면

1) 내측거더

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 1,418,820.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 1,418,820 × (-1,500.0 + 100.0)

= -1,986,291,247 N-mm

$$f_{top,slab} = [\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,418,820}{1,260,963} + \frac{-1,986,291,247}{1,036,374,034}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.13 + -1.92\ ]\times 0.92 = -0.73 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = [\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,418,820}{1,260,963} + \frac{-1,986,291,247}{1,450,899,961}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.13 + -1.37\ ]\times 0.92 = -0.22 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{1,418,820}{1,260,963} + \frac{-1,986,291,247}{1,450,899,961}$$

$$= 1.13 + -1.37 = -0.24 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{1,418,820}{1,260,963} + \frac{-1,986,291,247}{-677,143,396}$$

$$= 1.13 + 2.93 = 4.06 \text{ MPa}$$

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -0.24 = -1.64 MPa

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 1,211,300.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 1,211,300 × (-1,500.0 + 100.0)

= -1,695,771,548 N-mm

$$f_{top,slab} = [\frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{t,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,211,300}{1,260,963} + \frac{-1,695,771,548}{1,036,374,034}]\times 0.92$$

$$= [\ 0.96 + -1.64\ ]\times 0.92 = -0.63 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = [\frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{b,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,211,300}{1,260,963} + \frac{-1,695,771,548}{1,450,899,961}]\times 0.92$$

$$= [\ 0.96 + -1.17\ ]\times 0.92 = -0.19 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{1,211,300}{1,260,963} + \frac{-1,695,771,548}{1,450,899,961}$$

$$= 0.96 + -1.17 = -0.21 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{1,211,300}{1,260,963} + \frac{-1,695,771,548}{-677,143,396}$$

$$= 0.96 + 2.50 = 3.46 \text{ MPa}$$

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -0.21 = -1.43 MPa

2) 외측거더

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 1,419,260.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 1,419,260 × (-1,525.8 + 100.0)

= -2,023,509,945 N-mm

$$f_{top,slab} = [\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,419,260}{1,300,891} + \frac{-2,023,509,945}{1,093,268,622}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.09 + -1.85\ ]\times 0.92 = -0.70 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = [\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,419,260}{1,300,891} + \frac{-2,023,509,945}{1,547,277,097}]\times 0.92$$

$$= [\ 1.09 + -1.31\ ]\times 0.92 = -0.20 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{1,419,260}{1,300,891} + \frac{-2,023,509,945}{1,547,277,097}$$

$$= 1.09 + -1.31 = -0.22 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{1,419,260}{1,300,891} + \frac{-2,023,509,945}{-683,763,121}$$

$$= 1.09 + 2.96 = 4.05 \text{ MPa}$$

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -0.22 = -1.50 MPa

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 1,214,600 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 1,214,600 × (-1,525.8 + 100.0)

= -1,731,715,950 N-mm

$$f_{top,slab} = [\frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{t,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,214,600}{1,300,891} + \frac{-1,731,715,950}{1,093,268,622}]\times 0.92$$

$$= [\ 0.93 + -1.58\ ]\times 0.92 = -0.60 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = [\frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{b,slab}}]\times n_4 = [\frac{1,214,600}{1,300,891} + \frac{-1,731,715,950}{1,547,277,097}]\times 0.92$$

$$= [\ 0.93 + -1.12\ ]\times 0.92 = -0.17 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{1,214,600}{1,300,891} + \frac{-1,731,715,950}{1,547,277,097}$$

$$= 0.93 + -1.12 = -0.19 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{1,214,600}{1,300,891} + \frac{-1,731,715,950}{-683,763,121}$$

$$= 0.93 + 2.53 = 3.46 \text{ MPa}$$

$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir}$ = 6.83 × -0.19 = -1.30 MPa

5. 2차 강선 긴장에 의한 1차 강선 긴장력 손실량에 의한 응력

- 단면계수: 2차 긴장재 합성단면
- 내측거더 ΔP = $\Delta f \times Aps1$ = −19,746 N
- 외측거더 ΔP = $\Delta f \times Aps1$ = −20,089 N

1) 내측거더

$$f_{top,slab} = \left[\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,slab}}\right]\times n_4 = \left[\frac{-19,746}{1,270,207} + \frac{-24,471,124}{1,033,673,651,240}\right]\times 0.92$$

$$= [\ -0.02 + 0.00\ ]\times 0.92 = -0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \left[\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,slab}}\right]\times n_4 = \left[\frac{-19,746}{1,270,207} + \frac{-24,471,124}{18,819,245,611}\right]\times 0.92$$

$$= [\ -0.02 + 0.00\ ]\times 0.92 = -0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{-19,746}{1,270,207} + \frac{-24,471,124}{18,819,245,611}$$

$$= -0.02 + 0.00 = -0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{-19,746}{1,270,207} + \frac{-24,471,124}{1,043,872,283}$$

$$= -0.02 + -0.02 = -0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 0.00 \times -0.02 = 0.00 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

$$f_{top,slab} = \left[\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,slab}}\right]\times n_4 = \left[\frac{-20,089}{1,270,207} + \frac{-25,416,961}{1,061,910,191,027}\right]\times 0.92$$

$$= [\ -0.02 + 0.00\ ]\times 0.92 = -0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \left[\frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,slab}}\right]\times n_4 = \left[\frac{-20,089}{1,270,207} + \frac{-25,416,961}{19,953,432,267}\right]\times 0.92$$

$$= [\ -0.02 + 0.00\ ]\times 0.92 = -0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{-20,089}{1,270,207} + \frac{-25,416,961}{19,953,432,267}$$

$$= -0.02 + 0.00 = -0.02 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_4} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{-20,089}{1,270,207} + \frac{-25,416,961}{1,101,212,464}$$

$$= -0.02 + -0.02 = -0.04 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 0.00 \times -0.02 = 0.00 \text{ MPa}$$

6. 포장, 방호벽 등에 의한 응력

- 단면계수: 2차 긴장재 합성단면

1) 내측거더

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{D3}) = 2,285.27 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}285.27 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}043{,}872{,}283} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}285.27 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}455{,}406{,}912} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}285.27 \times 10^{6}}{1{,}455{,}406{,}912} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}285.27 \times 10^{6}}{-693{,}847{,}810} = -3.29 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 1.57 = 10.72 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{D3}) = 2,118.84 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}118.84 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}101{,}212{,}464} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}118.84 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}551{,}796{,}979} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}118.84 \times 10^{6}}{1{,}551{,}796{,}979} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}118.84 \times 10^{6}}{-700{,}611{,}729} = -3.02 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 1.37 = 9.36 \text{ MPa}$$

7. 활하중에 의한 응력

- 단면계수: 2차 긴장재 합성단면

1) 내측거더

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 3,849.24 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{3{,}849.24 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}043{,}872{,}283} = 3.39 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{3{,}849.24 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}455{,}406{,}912} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3{,}849.24 \times 10^6}{1{,}455{,}406{,}912} = 2.64 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3{,}849.24 \times 10^6}{-693{,}847{,}810} = -5.55 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 2.64 = 18.03 \text{ MPa}$$

2) 외측거더

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 5,315.02 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{5{,}315.02 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}101{,}212{,}464} = 4.44 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{5{,}315.02 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}551{,}796{,}979} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{5{,}315.02 \times 10^6}{1{,}551{,}796{,}979} = 3.43 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{5{,}315.02 \times 10^6}{-700{,}611{,}729} = -7.59 \text{ MPa}$$

$$f_{top,steel} = n_{sc} \times f_{top,gir} = 6.83 \times 3.43 = 23.43 \text{ MPa}$$

8. 하중단계별 응력 집계

1) 내측거더 :

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트 (kN·m)	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		강 재 (MPa)
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력	
1. 빔 자중		2,354.23			5.12	-5.05	34.97
2. PS 1차긴장	초기	-5,648.80			-4.88	19.51	-33.33
	유효	-5,047.88			-4.37	17.43	-29.85
3. 바닥판		1,363.66			2.90	-2.66	19.81
4. PS 2차긴장	초기	-1,986.29	-0.73	-0.22	-0.24	4.06	-1.64
	유효	-1,695.77	-0.63	-0.19	-0.21	3.46	-1.43
5. 2차긴장시 1차응력 손실		-24.47	-0.02	-0.02	-0.02	-0.04	0.00
6. 2차 고정하중		2,285.27	2.01	1.44	1.57	-3.29	10.72
7. 활하중		3,849.24	3.39	2.43	2.64	-5.55	18.03
8. 구속모멘트			-0.16	0.33	-0.14	0.04	-0.96

2) 외측거더 :

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트 (kN·m)	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		강 재 (MPa)
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력	
1. 빔 자중		2,354.23			5.12	-5.05	34.97
2. PS 1차긴장	초기	-5,648.80			-4.88	19.51	-29.85
	유효	-5,040.83			-4.36	17.40	-29.78
3. 바닥판		1,406.24			2.99	-2.75	20.42
4. PS 2차긴장	초기	-2,023.51	-0.70	-0.20	-0.22	4.05	-1.50
	유효	-1,731.72	-0.60	-0.17	-0.19	3.46	-1.30
5. 2차긴장시 1차응력 손실		-25.42	-0.02	-0.02	-0.02	-0.04	0.00
6. 2차 고정하중		2,118.84	1.77	1.26	1.37	-3.02	9.36
7. 활하중		5,315.02	4.44	3.15	3.43	-7.59	23.43
8. 구속모멘트			-0.06	0.44	-0.35	0.10	-2.39

9. 하중단계별 응력 합성표

1) 내측거더 : (+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		강 재
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력	(MPa)
1차 긴장력도입 (1 + 2 초기)			0.24	14.46	1.64
			O.K	O.K	O.K
바닥판타설 (1 + 2 유효 + 3)			3.65	9.72	24.93
			O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	-	-	-1.40	17.60	140.00
2차 긴장력 도입 (1 + 2 유효 + 3 + 4 초기)	-0.73	-0.22	3.41	13.78	23.29
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
모든 손실후 응력검토 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효)	-0.63	-0.19	3.44	13.18	23.50
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
2차 긴장시 1차응력 손실후 검토 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5)	-0.65	-0.21	3.42	13.14	23.50
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
2차 고정하중 재하 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6)	1.38	1.25	5.01	9.89	34.22
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
활하중 재하 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6 + 7)	4.77	3.68	7.65	4.34	52.25
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
구속모멘트 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6 + 8)	4.61	4.01	7.51	4.38	51.29
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	-1.40	12.00	16.00	0.00	140.00

2) 외측거더 : (+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		강 재
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력	(MPa)
1차 긴장력도입 (1 + 2 초기)			0.24	14.46	5.12
			O.K	O.K	O.K
바닥판타설 (1 + 2 유효 + 3)			3.75	9.60	25.61
			O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	-	-	-1.40	17.60	140.00
2차 긴장력 도입 (1 + 2 유효 + 3 + 4 초기)	-0.70	-0.20	3.53	13.65	24.11
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
모든 손실후 응력검토 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효)	-0.60	-0.17	3.56	13.06	24.31
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
2차 긴장시 1차응력 손실후 검토 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5)	-0.62	-0.19	3.54	13.02	24.31
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
2차 고정하중 재하 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6)	1.17	1.09	4.93	10.04	33.67
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
활하중 재하 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6 + 7)	5.61	4.24	8.36	2.45	57.10
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
구속모멘트 (1 + 2 유효 + 3 + 4 유효 + 5 + 6 + 8)	5.55	4.68	8.01	2.55	54.71
	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	-1.40	12.00	16.00	0.00	140.00

6.3 구속 모멘트 검토

- PSC e-Beam은 1차긴장 후 발생하는 변형이 바닥판 타설에 의하여 구속되며, 그에따라 콘크리트 건조수축과 크리프 등의 재령차이로 인한 각기 다른 장기적 변형이 발생함에 따라 내부응력이 발생, 이를 고려해야 한다.

6.3.1 내측거더

[철도설계기준(2013) P8-28]
[콘크리트설계기준(2012) P49]

1. 크리프에 의한 계수 산정

1) $\Phi_{gir\ ,28\sim10000}$

t' = 28 일 t = 10000 일 RH = 70 %

$f_{cu} = f_{ck} + 4 = 40.0 + 4 = 44.0$ MPa

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{(f_{cu})} = 2.533$

$\beta(t') = 1 / (0.1 + t'^{0.2}) = 0.488$

$h = 2 \times A_c / u = 2 \times 1{,}319{,}263 \times 1 / (9{,}222 \times 1) = 286$ mm

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} = 1.455$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t') = 1.799$

$\beta_c(t - t') = [(t - t') / \beta_H + (t - t')]^{0.3} = 0.980$

$\beta_H = 1.5 \times [1 + (0.012\ RH)^{18}] \times h + 250 = 698$ 일 < 1,500 일

$\Phi^{\infty}(t,t') = \Phi_0\ \beta_c(t - t') = 1.763$

2) $\Phi_{gir\ ,90\sim10000}$

t' = 90 일 t = 10000 일 RH = 70 %

$f_{cu} = f_{ck} + 4 = 40.0 + 4 = 44.0$ MPa

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{(f_{cu})} = 2.533$

$\beta(t') = 1 / (0.1 + t'^{0.2}) = 0.391$

$h = 2 \times A_c / u = 2 \times 1{,}319{,}263 \times 1 / (9{,}222 \times 1) = 286$ mm

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} = 1.455$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t') = 1.441$

$\beta_c(t - t') = [(t - t') / \beta_H + (t - t')]^{0.3} = 0.980$

$\beta_H = 1.5 \times [1 + (0.012\ RH)^{18}] \times h + 250 = 698$ 일 < 1,500 일

$\Phi_t(t,t') = \Phi_0\ \beta_c(t - t') = 1.412$

2. 건조수축에 의한 변형률 산정

1) $\varepsilon_{gir,\ 3\sim60}$

t_s = 3 일 t = 60 일 RH = 70 %

$f_{cu} = f_{ck} + 4 = 40.0 + 4 = 44$ MPa

β_{sc} = 5 : 1종 시멘트

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \times \beta_{sc} (9 - f_{cu} / 10)] \times 10^{-6} = 0.000390$

$\beta_{RH} = -1.55 \times [1 - (RH / 100)^3] = -1.018$, $40 \le RH \le 90$

$= 0.25 = 0.250$, $RH \ge 99$

$h = 2 \times A_c / u = 2 \times 881{,}343 \times 1 / (7{,}322 \times 1) = 241$ mm

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

$\beta_s(t-t_s)$ = $\sqrt{[\,(t-t')/(0.035 \times h^2 + (t-t'))\,]}$ = 0.165

ε_{sho} = $\varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$ = 0.000390 x −1.018 = −0.000397

$\varepsilon_{sh}(t,t_s)$ = $\varepsilon_{sho} \times \beta_s \times (t-t_s)$ = −0.000397 x 0.165 = −0.000066

2) $\varepsilon_{gir,\ 3\sim10000}$

t_s = 3 일 t = 10,000 일 RH = 70 %

f_{cu} = f_{ck} + 4 = 40.0 + 4 = 44 MPa

β_{sc} = 5 : 1종 시멘트

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = $[\,160 + 10 \times \beta_{sc}\,(9 - f_{cu}/10)\,] \times 10^{-6}$ = 0.000390

β_{RH} = $-1.55 \times [\,1 - (RH/100)^3\,]$ = −1.018 , 40 ≤ RH ≤ 90

= 0.25 = 0.250 , RH ≥ 99

h = $2 \times A_c / u$ = 2 x 881,343 x 1 / (7,322 x 1) = 241 mm

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

$\beta_s(t-t_s)$ = $\sqrt{[\,(t-t')/(0.035 \times h^2 + (t-t'))\,]}$ = 0.912

ε_{sho} = $\varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$ = 0.000390 x −1.018 = −0.000397

$\varepsilon_{sh}(t,t_s)$ = $\varepsilon_{sho} \times \beta_s \times (t-t_s)$ = −0.000397 x 0.912 = −0.000362

3) $\varepsilon_{gir,\ 90\sim10000}$

$\varepsilon_{g,\ 28\sim10000} - \varepsilon_{g,\ 28\sim60}$ = −0.000362 − −0.000066 = −0.000296

4) $\varepsilon_{slab,\ 3\sim10000}$

t_s = 3 일 t = 10,000 일 RH = 70 %

f_{cu} = f_{ck} + 4 = 30.0 + 4 = 34 MPa

β_{sc} = 5 : 1종 시멘트

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = $[\,160 + 10 \times \beta_{sc}\,(9 - f_{cu}/10)\,] \times 10^{-6}$ = 0.000440

β_{RH} = $-1.55 \times [\,1 - (RH/100)^3\,]$ = −1.018 , 40 ≤ RH ≤ 90

= 0.25 = 0.250 , RH ≥ 99

h = $2 \times A_c / u$ = 2 x 1,568,000 / (2 x (5,600 + 280)) = 267 mm

= (2 ×슬래브횡단면적) / (슬래브횡단면둘레)

$\beta_s(t-t_s)$ = $\sqrt{[\,(t-t')/(0.035 \times h^2 + (t-t'))\,]}$ = 0.895

ε_{sho} = $\varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$ = 0.000440 x −1.018 = −0.000448

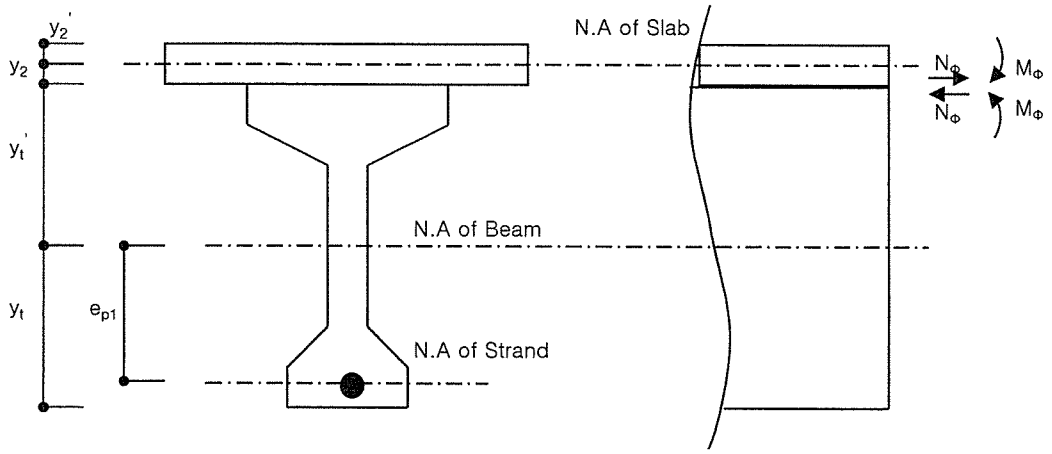
$\varepsilon_{sh}(t,t_s)$ = $\varepsilon_{sho} \times \beta_s \times (t-t_s)$ = −0.000448 x 0.895 = −0.000401

5) ε_s, 최종 건조수축 변형률

$\varepsilon_{slab,\ 3\sim10000} - \varepsilon_{gir,\ 90\sim10000}$ = 0.000401 − 0.000296 = 0.000105

3. 단면에 따른 콘크리트 건조수축 및 크리프에 의한 영향

1) 중앙단면



▪ 빔 단면 특성치

E_{c1} = 30,008 Mpa

A_{c1} = 881,343 mm^2

I_{c1} = 608,747,629,575 mm^4

$r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$ = 690,705 mm^2

y_1' = 1071.10 mm

y_1 = 1128.90 mm

e_{p1} = 1028.90 mm

▪ 바닥판 단면 특성치

E_{c2} = 27,537 Mpa

A_{c2} = 437,920 mm^2

I_{c2} = 2,861,077,333 mm^4

$r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$ = 6,533 mm^2

y_2' = 140.00 mm

y_2 = 140.00 mm

▪ 크리프 및 건조수축차를 위한 상수 산정

$m = E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2})$ = 231.86

$B = 1 + m$ = 232.86

$C = y_1' - my_2$ = -31,530 mm

$F = (y_1')^2 + r_{c1}^2 + mr_{c2}^2 + my_2^2$ = 7,897,325 mm^2

$K = \Phi^{\infty} / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.638

$K' = \Phi_t / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.511

Φ^{∞} : 콘크리트 초기재령부터 $t = \infty$ 까지의 크리프 계수 = 1.763

Φ_t : 바닥판을 합성한 후부터 $t = \infty$ 까지의 크리프 계수 = 1.412

P = 6,496,050 N : 긴장재의 유효긴장력

M_{d1} = 2,654,418,000 N·mm : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트

M_{d2} = 1,558,620,000 N·mm : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트

(1) 콘크리트 크리프차에 의해 생기는 단면력

$$N_{\Phi} = -K'/(C^2-BF) \times [P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C-B \cdot y_1')] - K/(C^2-BF) \times M_{d2}(C-B \cdot y_1')$$

$$= -277,951 \text{ N}$$

$$M_{\Phi} = -K'/(BF-C^2) \times [P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F-C \cdot y_1')] - K/(BF-C^2) \times M_{d2}(F-C \cdot y_1')$$

$$= -33,062,721 \text{ N·mm}$$

(2) 콘크리트 건조수축차에 의해 생기는 단면력

$N_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot B / (BF-C^2) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty}) = 191,334$ N

$M_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot C / (C^2-BF) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty}) = 25,906,737$ N·mm

(3) 콘크리트 크리프 및 건조수축차에 의한 응력계산

① 크리프에 의한 응력 계산

- 바닥판 콘크리트

$f_{c2}' = -N_\Phi / A_{c2} - (M_\Phi - N_\Phi \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2'$

$f_{c2} = -N_\Phi / A_{c2} + (M_\Phi - N_\Phi \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2$

- 거더

$f_{c1}' = N_\Phi / A_{c1} + (M_\Phi + N_\Phi \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1'$

$f_{c1} = N_\Phi / A_{c1} - (M_\Phi + N_\Phi \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1$

② 건조수축에 의한 응력 계산

- 바닥판 콘크리트

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - (M_s - N_s \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2'$

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + (M_s - N_s \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2$

- 거더

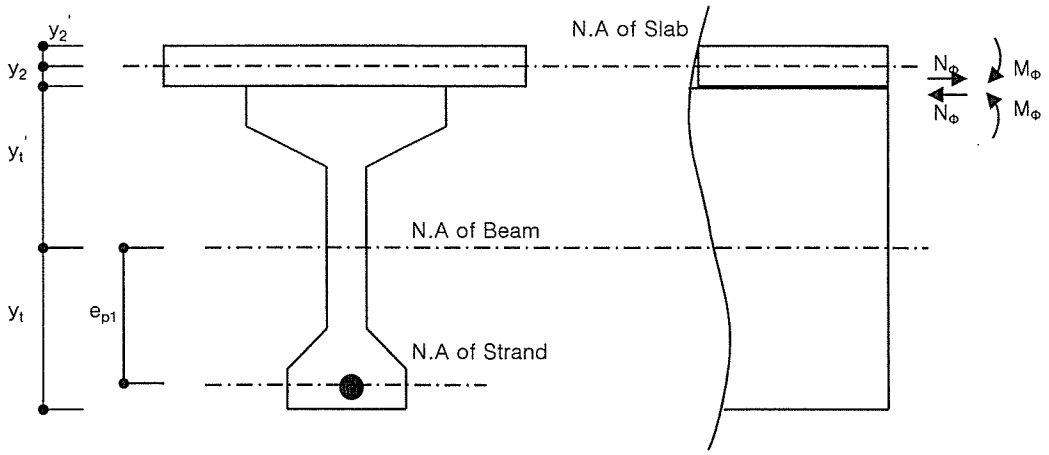
$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + (M_s + N_s \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1'$

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - (M_s + N_s \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1$

< (+) : 압축, (−) : 인장 >

구 분	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		비 고
	상 연	하 연	상 연	하 연	
크 리 프	0.35	0.92	-0.9	0.3	
건 조 수 축	-0.39	-0.48	0.62	-0.21	
합 계	-0.04	0.44	-0.28	0.09	

2) 단부로부터 9.95m지점 (순수 콘크리트 단면)



▪ 빔 단면 특성치

E_{c1} = 30,008 Mpa

A_{c1} = 823,043 mm^2

I_{c1} = 539,376,428,871 mm^4

r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1} = 655,344 mm^2

y_1' = 1147.00 mm

y_1 = 1053.00 mm

e_{p1} = 927.75 mm

▪ 바닥판 단면 특성치

E_{c2} = 27,537 Mpa

A_{c2} = 437,920 mm^2

I_{c2} = 2,861,077,333 mm^4

r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2} = 6,533 mm^2

y_2' = 140.00 mm

y_2 = 140.00 mm

▪ 크리프 및 건조수축차를 위한 상수 산정

m = $E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2})$ = 205.44

B = 1 + m = 206.44

C = $y_1' - my_2$ = -27,755 mm

F = $(y_1')^2 + r_{c1}^2 + mr_{c2}^2 + my_2^2$ = 7,339,809 mm^2

K = $\Phi^{\infty} / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.638

K' = $\Phi_t / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.511

Φ^{∞} : 콘크리트 초기재령부터 t = ∞ 까지의 크리프 계수 = 1.76

Φ_t : 바닥판을 합성한 후부터 t = ∞ 까지의 크리프 계수 = 1.41

P = 6,452,270 N : 긴장재의 유효긴장력

M_{d1} = 2,354,234,000 N·mm : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트

M_{d2} = 1,363,657,000 N·mm : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트

(1) 콘크리트 크리프차에 의해 생기는 단면력

$N_{\Phi} = -K'/(C^2-BF) \times [P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C-B \cdot y_1')] - K/(C^2-BF) \times M_{d2}(C-B \cdot y_1')$

= -248,735 N

$M_{\Phi} = -K'/(BF-C^2) \times [P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F-C \cdot y_1')] - K/(BF-C^2) \times M_{d2}(F-C \cdot y_1')$

= -28,665,141 N·mm

(2) 콘크리트 건조수축차에 의해 생기는 단면력

$N_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot B / (BF-C^2) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty})$ = 170,462 N

$M_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot C / (C^2-BF) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty})$ = 22,917,585 N·mm

(3) 콘크리트 크리프 및 건조수축차에 의한 응력계산

① 크리프에 의한 응력 계산

- 바닥판 콘크리트

$f_{c2}' = -N_{\Phi} / A_{c2} - (M_{\Phi} - N_{\Phi} \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2'$

$f_{c2} = -N_{\Phi} / A_{c2} + (M_{\Phi} - N_{\Phi} \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2$

- 거더

$f_{c1}' = N_{\Phi} / A_{c1} + (M_{\Phi} + N_{\Phi} \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1'$

$f_{c1} = N_{\Phi} / A_{c1} - (M_{\Phi} + N_{\Phi} \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1$

② 건조수축에 의한 응력 계산

- 바닥판 콘크리트

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - (M_s - N_s \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2'$

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + (M_s - N_s \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2$

- 거더

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + (M_s + N_s \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1'$

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - (M_s + N_s \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1$

< (+) : 압축, (-) : 인장 >

구 분	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		비 고
	상 연	하 연	상 연	하 연	
크 리 프	0.27	0.87	-0.97	0.31	
건 조 수 축	-0.34	-0.44	0.67	-0.22	
합 계	-0.07	0.43	-0.3	0.09	

6.3.2 외측거더

1. 크리프에 의한 계수 산정

1) $\Phi_{gir,28\sim10000}$

t' = 28 일 t = 10000 일 RH = 70 %

$f_{cu} = f_{ck} + 4 = 40.0 + 4 = 44.0$ MPa

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{(f_{cu})} = 2.533$

$\beta(t') = 1 / (0.1 + t'^{0.2}) = 0.488$

$h = 2 \times A_c / u = 2 \times 1{,}359{,}191 \times 2 / (9{,}532 \times 2) = 285$ mm

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} = 1.456$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t') = 1.800$

$\beta_c(t - t') = [(t - t') / \beta_H + (t - t')]^{0.3} = 0.980$

$\beta_H = 1.5 \times [1 + (0.012 RH)^{18}] \times h + 250 = 696$ 일 < 1,500 일

$\Phi^{\infty}(t,t') = \Phi_0 \beta_c(t - t') = 1.764$

2) $\Phi_{gir,90\sim10000}$

t' = 90 일 t = 10000 일 RH = 70 %

$f_{cu} = f_{ck} + 4 = 40.0 + 4 = 44.0$ MPa

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{(f_{cu})} = 2.533$

$\beta(t') = 1 / (0.1 + t'^{0.2}) = 0.391$

$h = 2 \times A_c / u = 2 \times 1{,}359{,}191 \times 2 / (9{,}532 \times 2) = 285$ mm

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} = 1.456$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t') = 1.442$

$\beta_c(t - t') = [(t - t') / \beta_H + (t - t')]^{0.3} = 0.980$

$\beta_H = 1.5 \times [1 + (0.012 RH)^{18}] \times h + 250 = 696$ 일 < 1,500 일

$\Phi_t(t,t') = \Phi_0 \beta_c(t - t') = 1.413$

2. 건조수축에 의한 변형률 산정

1) $\varepsilon_{gir,\ 3\sim60}$

t_s = 3 일 t = 60 일 RH = 70 %

$f_{cu} = f_{ck} + 4 = 40.0 + 4 = 44$ MPa

β_{sc} = 5 : 1종 시멘트

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \times \beta_{sc} (9 - f_{cu} / 10)] \times 10^{-6} = 0.000390$

$\beta_{RH} = -1.55 \times [1 - (RH / 100)^3] = -1.018$, $40 \le RH \le 90$

$= 0.25 = 0.250$, $RH \ge 99$

$h = 2 \times A_c / u = 2 \times 881{,}343 \times 2 / (7{,}322 \times 2) = 241$ mm

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{[(t - t') / (0.035 \times h^2 + (t - t'))]} = 0.165$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH} = 0.000390 \times -1.018 = -0.000397$

$\varepsilon_{sh}(t,t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s \times (t - t_s) = -0.000397 \times 0.165 = -0.000066$

2) $\varepsilon_{gir,\ 3\sim10000}$

t_s = 3 일 t = 10,000 일 RH = 70 %

f_{cu} = f_{ck} + 4 = 40.0 + 4 = 44 MPa

β_{sc} = 5 : 1종 시멘트

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = $[\ 160 + 10 \times \beta_{sc} (9 - f_{cu} / 10\ )] \times 10^{-6}$ = 0.000390

β_{RH} = $-1.55 \times [\ 1 - (\ RH / 100\ )^3\ ]$ = -1.018 , 40 ≤ RH ≤ 90

= 0.25 = 0.250 , RH ≥ 99

h = $2 \times A_c / u$ = 2 x 881,343 x 2 / (7,322 x 2) = 241 mm

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

$\beta_s(t - t_s)$ = $\sqrt{[\ (t - t'\ ) / (\ 0.035 \times h^2 + (\ t - t'\ ))\ ]}$ = 0.912

ε_{sho} = $\varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$ = 0.000390 x -1.018 = -0.000397

$\varepsilon_{sh}(t,t_s)$ = $\varepsilon_{sho} \times \beta_s \times (t - t_s)$ = -0.000397 x 0.912 = -0.000362

3) $\varepsilon_{gir,\ 90\sim10000}$

$\varepsilon_{g,3\sim10000} - \varepsilon_{g,\ 28\sim60}$ = -0.000362 - -0.000066 = -0.000296

4) $\varepsilon_{slab,\ 3\sim10000}$

t_s = 3 일 t = 10,000 일 RH = 70 %

f_{cu} = f_{ck} + 4 = 30.0 + 4 = 34 MPa

β_{sc} = 5 : 1종 시멘트

$\varepsilon_s(f_{cu})$ = $[\ 160 + 10 \times \beta_{sc} (9 - f_{cu} / 10\ )] \times 10^{-6}$ = 0.000440

β_{RH} = $-1.55 \times [\ 1 - (\ RH / 100\ )^3\ ]$ = -1.018 , 40 ≤ RH ≤ 90

= 0.25 = 0.250 , RH ≥ 99

h = $2 \times A_c / u$ = 2 x 1,568,000 / (2 x (5,600 + 280)) = 267 mm

= (2 ×슬래브횡단면적) / (슬래브횡단면둘레)

$\beta_s(t - t_s)$ = $\sqrt{[\ (t - t'\ ) / (\ 0.035 \times h^2 + (\ t - t'\ ))\ ]}$ = 0.895

ε_{sho} = $\varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$ = 0.000440 x -1.018 = -0.000448

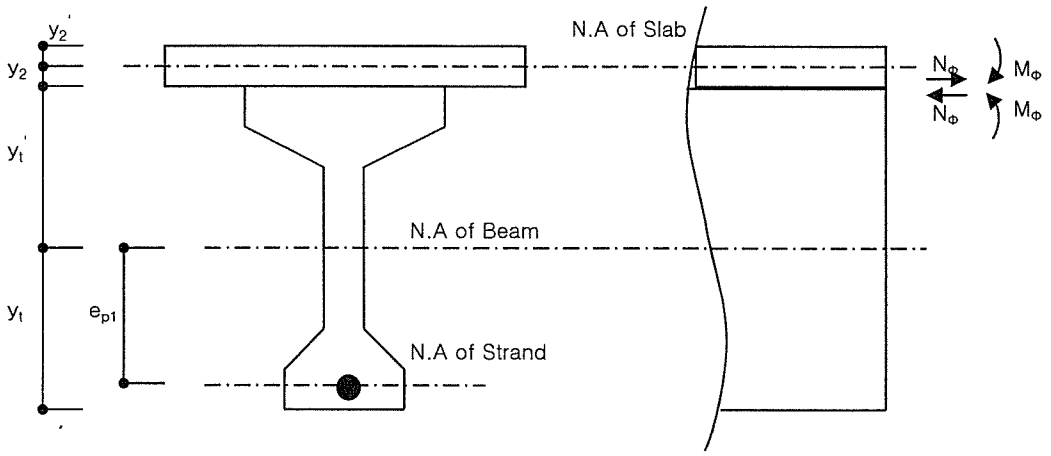
$\varepsilon_{sh}(t,t_s)$ = $\varepsilon_{sho} \times \beta_s \times (t - t_s)$ = -0.000448 x 0.895 = -0.000401

5) ε_s, 최종 건조수축 변형률

$\varepsilon_{slab,\ 3\sim10000} - \varepsilon_{gir,\ 90\sim10000}$ = 0.000401 - 0.000296 = 0.000105

3. 단면에 따른 콘크리트 건조수축 및 크리프에 의한 영향

1) 중앙단면



▪ 빔 단면 특성치

E_{c1} = 30,008 Mpa

A_{c1} = 881,343 mm^2

I_{c1} = 608,747,629,575 mm^4

$r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$ = 690,705 mm^2

y_1' = 1071.10 mm

y_1 = 1128.90 mm

e_{p1} = 1028.90 mm

▪ 바닥판 단면 특성치

E_{c2} = 27,537 Mpa

A_{c2} = 477,848 mm^2

I_{c2} = 3,121,940,267 mm^4

$r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$ = 6,533 mm^2

y_2' = 140.00 mm

y_2 = 140.00 mm

▪ 크리프 및 건조수축차를 위한 상수 산정

$m = E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2})$ = 212.49

$B = 1 + m$ = 213.49

$C = y_1' - my_2$ = -28,817 mm

$F = (y_1')^2 + r_{c1}^2 + mr_{c2}^2 + my_2^2$ = 7,391,016 mm^2

$K = \Phi^{\infty} / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.638

$K' = \Phi_t / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.511

Φ^{∞} : 콘크리트 초기재령부터 $t = \infty$ 까지의 크리프 계수 = 1.764

Φ_t : 바닥판을 합성한 후부터 $t = \infty$ 까지의 크리프 계수 = 1.413

P = 6,458,400 N : 긴장재의 유효긴장력

M_{d1} = 2,654,418,000 N·mm : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트

M_{d2} = 1,601,593,000 N·mm : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트

(1) 콘크리트 크리프차에 의해 생기는 단면력

$$N_{\Phi} = -K'/(C^2-BF) \times [P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C-B \cdot y_1')] - K/(C^2-BF) \times M_{d2}(C-B \cdot y_1')$$

= -300,686 N

$$M_{\Phi} = -K'/(BF-C^2) \times [P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F-C \cdot y_1')] - K/(BF-C^2) \times M_{d2}(F-C \cdot y_1')$$

= -35,819,485 N·mm

(2) 콘크리트 건조수축차에 의해 생기는 단면력

$N_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot B / (BF-C^2) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty})$ = 198,204 N

$M_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot C / (C^2-BF) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty})$ = 26,754,202 N·mm

(3) 콘크리트 크리프 및 건조수축차에 의한 응력계산

① 크리프에 의한 응력 계산

- 바닥판 콘크리트

$f_{c2}' = -N_\Phi / A_{c2} - (M_\Phi - N_\Phi \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2'$

$f_{c2} = -N_\Phi / A_{c2} + (M_\Phi - N_\Phi \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2$

- 거더

$f_{c1}' = N_\Phi / A_{c1} + (M_\Phi + N_\Phi \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1'$

$f_{c1} = N_\Phi / A_{c1} - (M_\Phi + N_\Phi \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1$

② 건조수축에 의한 응력 계산

- 바닥판 콘크리트

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - (M_s - N_s \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2'$

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + (M_s - N_s \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2$

- 거더

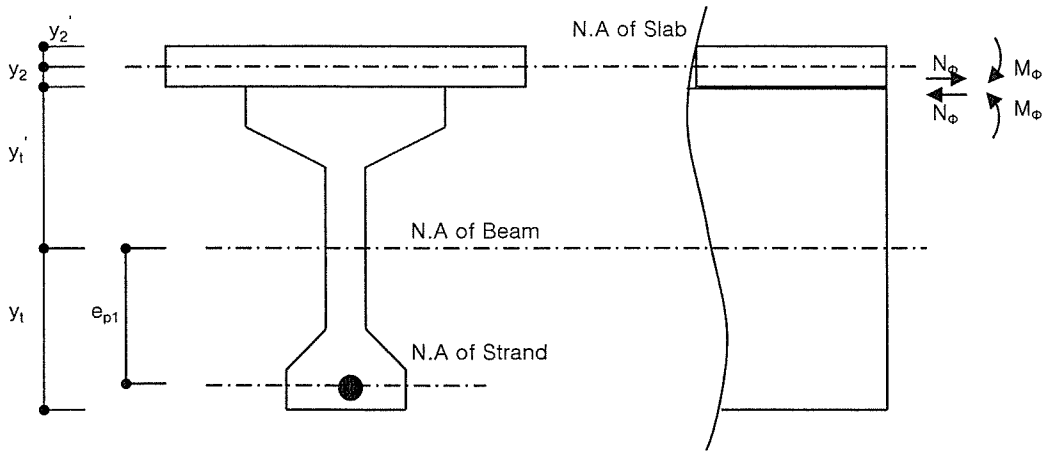
$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + (M_s + N_s \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1'$

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - (M_s + N_s \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1$

< (+) : 압축, (-) : 인장 >

구 분	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		비 고
	상 연	하 연	상 연	하 연	
크 리 프	0.35	0.91	-0.97	0.32	
건 조 수 축	-0.37	-0.46	0.65	-0.22	
합 계	-0.02	0.45	-0.32	0.1	

2) 단부로부터 9.95m지점 (순수 콘크리트 단면)



▪ 빔 단면 특성치

E_{c1} = 30,008 Mpa

A_{c1} = 823,043 mm^2

I_{c1} = 539,376,428,871 mm^4

r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1} = 655,344 mm^2

y_1' = 1147.00 mm

y_1 = 1053.00 mm

e_{p1} = 927.75 mm

▪ 바닥판 단면 특성치

E_{c2} = 27,537 Mpa

A_{c2} = 477,848 mm^2

I_{c2} = 3,121,940,267 mm^4

r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2} = 6,533 mm^2

y_2' = 140.00 mm

y_2 = 140.00 mm

▪ 크리프 및 건조수축차를 위한 상수 산정

$m = E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2})$ = 188.27

$B = 1 + m$ = 189.27

$C = y_1' - my_2$ = -25,351 mm

$F = (y_1')^2 + r_{c1}^2 + mr_{c2}^2 + my_2^2$ = 6,891,199 mm^2

$K = \Phi^{\infty} / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.638

$K' = \Phi_t / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.511

Φ^{∞} : 콘크리트 초기재령부터 t = ∞ 까지의 크리프 계수 = 1.76

Φ_t : 바닥판을 합성한 후부터 t = ∞ 까지의 크리프 계수 = 1.41

P = 6,448,620 N : 긴장재의 유효긴장력

M_{d1} = 2,354,234,000 N·mm : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트

M_{d2} = 1,406,243,000 N·mm : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트

(1) 콘크리트 크리프차에 의해 생기는 단면력

$$N_{\Phi} = -K'/(C^2-BF) \times [P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C-B \cdot y_1')] - K/(C^2-BF) \times M_{d2}(C-B \cdot y_1')$$

$$= -267,186 \text{ N}$$

$$M_{\Phi} = -K'/(BF-C^2) \times [P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F-C \cdot y_1')] - K/(BF-C^2) \times M_{d2}(F-C \cdot y_1')$$

$$= -30,728,348 \text{ N·mm}$$

(2) 콘크리트 건조수축차에 의해 생기는 단면력

$N_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot B / (BF-C^2) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty}) = 175,896\ N$

$M_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot C / (C^2-BF) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty}) = 23,559,462\ N\cdot mm$

(3) 콘크리트 크리프 및 건조수축차에 의한 응력계산

① 크리프에 의한 응력 계산

- 바닥판 콘크리트

$f_{c2}' = -N_{\Phi} / A_{c2} - (M_{\Phi} - N_{\Phi} \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2'$

$f_{c2} = -N_{\Phi} / A_{c2} + (M_{\Phi} - N_{\Phi} \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2$

- 거더

$f_{c1}' = N_{\Phi} / A_{c1} + (M_{\Phi} + N_{\Phi} \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1'$

$f_{c1} = N_{\Phi} / A_{c1} - (M_{\Phi} + N_{\Phi} \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1$

② 건조수축에 의한 응력 계산

- 바닥판 콘크리트

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - (M_s - N_s \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2'$

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + (M_s - N_s \cdot y_2) / I_{c2} \times y_2$

- 거더

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + (M_s + N_s \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1'$

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - (M_s + N_s \cdot y_1') / I_{c1} \times y_1$

< (+) : 압축, (-) : 인장 >

구 분	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)		비 고
	상 연	하 연	상 연	하 연	
크 리 프	0.26	0.86	-1.04	0.33	
건 조 수 축	-0.32	-0.42	0.69	-0.23	
합 계	-0.06	0.44	-0.35	0.1	

6.4 휨강도 검토

6.4.1 내측 거더

1. 극한모멘트

$M_D = M_{d1} + M_{d2} + M_{d3}$

$= 2,654.42 + 1,558.62 + 2,594.02 = 6,807.05$ kN-m

$M_L = 4,337.20$ kN-m

$M_u = 1.35\,M_D + 1.85\,M_L$ 또는 $1.6\,M_D + 1.6\,M_L$ 중에서 큰 값

$= 1.35 \times 6,807.05 + 1.85 \times 4,337.20 = 17,213.00$ kN-m

$= 1.60 \times 6,807.05 + 1.60 \times 4,337.20 = 17,831.00$ kN-m

$\therefore M_u = 17,831.00$ kN-m

2. 단면 특성

슬래브 두께 $t_{slab} = 280.00$ mm

$b = 1,700.00$ mm

$b_f = 1,000.00$ mm

$b_w = 200.00$ mm

$d_p = 2,200.00 + 280.00 - 116.67 = 2,363.33$ mm

콘크리트

슬래브 $f_{ck} = 30.00$ MPa

거더 $f_{ck} = 40.00$ MPa

PS 강재 $A_{ps} = 6,380.00$ mm^2

$f_{pu} = 1,900.00$ MPa

$f_{py} = 1,600.00$ MPa

철근 ; 인장철근

$A_s = 6 \times D16 = 6 \times 198.60 = 1,191.60$ mm^2

$d = 2,170.00 + 280.00 - 50.00 = 2,400.00$ mm

거더 $f_y = 300.00$ MPa

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1,191.60}{1,700.00 \times 2,400.00} = 0.000292$$

; 압축철근

$A_s' = 6 \times D13 = 6 \times 126.70 = 760.20$ mm^2

$d' = 60.00$ mm

슬래브 $f_y = 400.00$ MPa

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d'} = \frac{760.20}{1,700.00 \times 60.00} = 0.007453$$

3. 강재비

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{6,380.00}{1,700.00 \times 2,363.33} = 0.001588$$

4. γ_p, β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} = 0.766$$

5. f_{ps} 계산

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} - \frac{d'}{d_p} \cdot \rho' \cdot \frac{f_y}{f_{ck}}) \}$$

$$= 1,900.00 \times \{ 1 - \frac{0.55}{0.766} \times (0.075430 + 0.002224 - 0.001892) \}$$

$$= 1,796.64 \text{ MPa}$$

6. 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{6,380.00 \times 1,796.64}{0.85 \times 30.00 \times 1,700.00}$$

$$= 264.42 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} : \text{직사각형보 해석}$$

- *a* 값 재계산

$$a = \frac{A_{pw} \cdot f_{ps} - 0.85 f_{ck} \cdot t \cdot (b - b_f)}{0.85 \times f_{ck} \times b_f}$$

$$= \frac{6,380.00 \times 1,796.64 - 0.85 \times 30.00 \times 280.00 \times (1,700.00 - 1000.00)}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00}$$

$$= 253.51 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} : \text{직사각형보 해석}$$

$$A_{pw} = \frac{0.85 \times f_{ck} \times a \times b_f}{f_{ps}} \text{ (복부의 압축강도를 발휘하기 위해 요구되는 강재량)}$$

$$= \frac{0.85 \times 30.00 \times 253.51 \times 1,000.00}{1,796.64}$$

$$= 3,598.11 \text{ mm}^2$$

7. 강재지수 계산

$$q_p = \rho_p \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{pw}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{3,598.11}{1,700.00 \times 2,363.33} \times \frac{1,796.64}{40.00}$$

$$= 0.04 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.766 = 0.276$$

8. ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

ΦM_r = Φ { (A_{ps} x f_{ps} x (d_p − a / 2) }

= 0.90 x { 6,380.00 x 1,796.64 x (2,363.33 − 264.42 / 2)}

= 0.90 x 25,574,354,006.78

= 23,016,918,606.10 N-mm

ΦM_r = 23,016.92 kN-m > M_u = 17,831.00 kN-m ∴ O.K

ΦM_r / M_u = 23,016.92 / 17,831.00 = 1.29

9. M_{cr} 계산

$$f_{pe} - \frac{M_{cr} \cdot y}{I} \leq -f_{ru} \quad (f_{ru} \geq 0)$$

M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) x Z_c

f_{ru} = 0.63 x √(f_{ck}) = 3.98 MPa

f_{pe} = 16.69 + 4.07 = 20.76 MPa

Z_c = 696,606,248.00 mm^3

M_{cr} = (20.76 + 3.98) x 696,606,248.00 = 17,234,038,575.52 N-mm

1.2 M_{cr} = 20,680.85 kN-m < ΦM_n = 23,016.92 kN-m ∴ O.K

10. 균열(c)에 대한 안전도

1) 활하중에 대한 안전도

F_{cL} = (M_{cr} − M_{D1}) / M_L

= (17,234.04 − 6,807.05) / 4,337.20 = 2.40 > 1.20 ∴ O.K

2) 사용하중에 대한 안전도

F_{cW} = M_{cr} / (M_{D1} + M_L)

= 17,234.04 / (6,807.05 + 4,337.20) = 1.55 > 1.00 ∴ O.K

11. 파괴(b)에 대한 안전도

1) 활하중에 대한 안전도

F_{bL} = (ΦM_n − M_{D1}) / M_L

= (23,016.92 − 6,807.05) / 4,337.20 = 3.74 > 2.00 ∴ O.K

2) 사용하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / (M_{D1} + M_L)

= 23,016.92 / (6,807.05 + 4,337.20) = 2.07 > 1.50 ∴ O.K

3) 균열하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_{cr}

= 23,016.92 / 17,234.04 = 1.34 > 1.20 ∴ O.K

4) 극한하중에 대한 안전도

F_{bW} = ΦM_n / M_u

= 23,016.92 / 17,831.00 = 1.29 > 1.00 ∴ O.K

6.4.2 외측 거더

1. 극한모멘트

$M_D = M_{d1} + M_{d2} + M_{d3}$

$= 2{,}654.42 + 1{,}757.13 + 2{,}782.99 = 7{,}194.55$ kN-m

$M_L = 5{,}315.02$ kN-m

$M_u = 1.35\,M_D + 1.85\,M_L$ 또는 $1.6\,M_D + 1.6\,M_L$ 중에서 큰 값

$= 1.35 \times 6{,}807.05 + 1.85 \times 5{,}315.02 = 19{,}022.00$ kN-m

$= 1.60 \times 6{,}807.05 + 1.60 \times 5{,}315.02 = 19{,}395.00$ kN-m

$\therefore M_u = 19{,}395.00$ kN-m

2. 단면 특성

슬래브 두께 $t_{slab} = 280.00$ mm

$b = 1{,}855.00$ mm

$b_f = 1{,}000.00$ mm

$b_w = 200.00$ mm

$d_p = 2{,}200.00 + 280.00 - 116.67 = 2{,}363.33$ mm

콘크리트

슬래브 $f_{ck} = 30.00$ MPa

거더 $f_{ck} = 40.00$ MPa

PS 강재 $A_{ps} = 6{,}380.00$ mm^2

$f_{pu} = 1{,}900.00$ MPa

$f_{py} = 1{,}600.00$ MPa

철근 ; 인장철근

$A_s = 6 \times D16 = 6 \times 198.60 = 1{,}191.60$ mm^2

$d = 2{,}170.00 + 280.00 - 50.00 = 2{,}400.00$ mm

거더 $f_y = 300.00$ MPa

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1{,}191.60}{1{,}855.00 \times 2{,}400.00} = 0.000268$$

; 압축철근

$A_s' = 6 \times D13 = 6 \times 126.70 = 760.20$ mm^2

$d' = 60.00$ mm

슬래브 $f_y = 400.00$ MPa

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d'} = \frac{760.20}{1{,}855.00 \times 60.00} = 0.00683$$

3. 강재비

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{6{,}380.00}{1{,}855.00 \times 2{,}363.33} = 0.001455$$

4. γ_p, β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} = 0.766$$

5. f_{ps} 계산

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} + \frac{d}{d_p} \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} - \frac{d'}{d_p} \cdot \rho' \cdot \frac{f_y}{f_{ck}}) \}$$

$$= 1,900.00 \times \{ 1 - \frac{0.55}{0.766} \times (0.069113 + 0.002041 - 0.001734) \}$$

$$= 1,805.30 \text{ MPa}$$

6. 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{6,380.00 \times 1,805.30}{0.85 \times 30.00 \times 1,855.00}$$

$$= 243.49 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} : \text{직사각형보 해석}$$

7. 강재지수 계산

$$q_p = \rho_p \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{6,380.00}{1,855.00 \times 2,363.33} \times \frac{1,805.30}{40.00}$$

$$= 0.066 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.766 = 0.276$$

8. ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \phi \{ (A_{pw} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2) \}$$

$$= 0.90 \times \{ 6,380.00 \times 1,805.30 \times (2,363.33 - 243.49 / 2) \}$$

$$= 0.90 \times 25,818,159,095.19$$

$$= 23,236,343,185.67 \text{ N-mm}$$

ΦM_n = 23,236.34 kN-m > M_u = 19,395.00 kN-m ∴ O.K

ΦM_n / M_u = 23,236.34 / 19,395.00 = 1.20

9. M_{cr} 계산

$$f_{pe} - \frac{M_{cr} \cdot y}{I} \le -f_{ru} \quad (\ f_{ru} \ge 0 \ )$$

$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c$

$f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{(f_{ck})} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 16.56 + 4.07 = 20.63$ MPa

$Z_c = 702,840,358.00$ mm^3

$M_{cr} = (20.63 + 3.98) \times 702,840,358.00 = 17,296,901,210.38$ N-mm

1.2 M_{cr} = 20,756.28 kN-m < ΦM_n = 23,236.34 kN-m ∴ O.K

10. 균열(c)에 대한 안전도

1) 활하중에 대한 안전도

$F_{cL} = (M_{cr} - M_{D1}) / M_L$

$= (17,296.90 - 7,194.55) / 5,315.02 = 1.90 > 1.20$ ∴ O.K

2) 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_{D1} + M_L)$

$= 17,296.90 / (7,194.55 + 5,315.02) = 1.38 > 1.00$ ∴ O.K

11. 파괴(b)에 대한 안전도

1) 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_{D1}) / M_L$

$= (23,236.34 - 7,194.55) / 5,315.02 = 3.02 > 2.00$ ∴ O.K

2) 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_{D1} + M_L)$

$= 23,236.34 / (7,194.55 + 5,315.02) = 1.86 > 1.50$ ∴ O.K

3) 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 23,236.34 / 17,296.90 = 1.34 > 1.20$ ∴ O.K

4) 극한하중에 대한 안전도

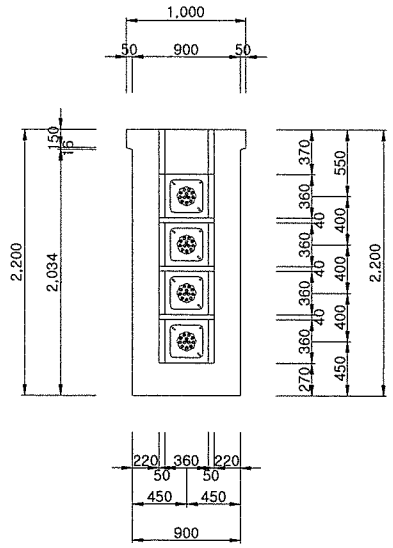
$F_{bW} = \Phi M_n / M_u$

$= 23,236.34 / 19,395.00 = 1.20 > 1.00$ ∴ O.K

6.5 전단검토

6.5.1 지점부 단면

- 슬래브 두께 : 250 mm
- 주거더간 간격 : 1700 mm

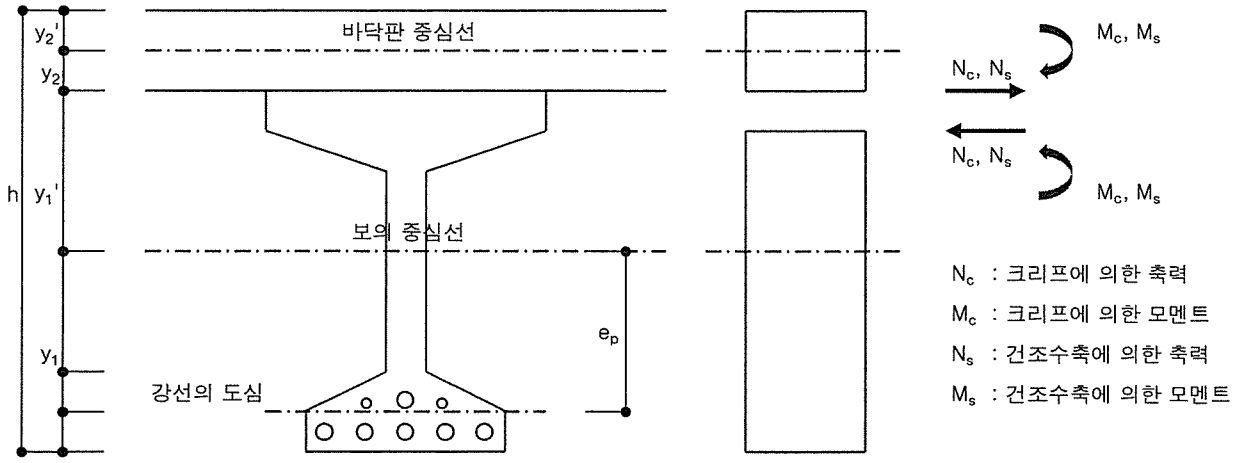


- 강연선: Φ 15.2 mm x 9 EA = 1248 ㎟

6.5.2 단면력 집계표 (단면력집계표상 가장 불리한 거더검토)

구 분	절 점	Beam자중	합성전 사하중	합성후 사하중	활하중	계
전단력 (KN)	지점단면 (0.00m)	415.215	218.374	332.057	744.059	1,709.705
	전단위험단면1 (1.100m)	384.664	202.306	307.625	689.312	1,583.907
	전단위험단면2 (4.000m)	291.062	167.069	250.761	593.163	1,302.055
	전단위험단면3 (7.000m)	220.800	116.125	176.579	395.670	909.174
	중앙단면 (14.950m)	0.000	2.940	0.000	231.893	234.833
모멘트 (KN·m)	지점단면 (0.0m)	-4.945	-1.463	-2.318	0.044	-8.682
	전단위험단면1 (1.100m)	195.308	117.843	176.963	391.072	881.187
	전단위험단면2 (4.000m)	1217.112	682.699	1032.182	4718.501	7,650.494
	전단위험단면3 (7.000m)	1242.871	749.910	1126.131	2488.639	5,607.551
	중앙단면 (14.950m)	2654.418	1601.593	2405.095	5315.022	11,976.128

6.5.3 크리프·건조수축에 의한 2차응력



2차 응력을 계산하기 위한 기호 정의

$m = E_{o1} I_{o1} / E_{o2} I_{o2}$, $B = 1 + m$, $C = y_1' - m y_2$

$F = y_1'^2 + \gamma_{o1}^2 + m \gamma_{o2}^2 + m y_2^2$

$K = \Phi_\infty / (1 + \Phi_\infty)$, $K' = \Phi_t / (1 + \Phi_\infty)$

Φ_∞ : 콘크리트 초기재령으로부터 T=∞까지의 크리프 계수

Φ_t : 바닥판을 합성한 후 부터 T=∞까지의 크리프 계수

P : PS 강선의 긴장력 (N)
(단면력을 계산하는 시점에서의 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 감소량을 고려하며, 프리스트레스를 준 후 부터 합성할 때까지가 3개월 이상 경과할 경우에는 릴렉세이션은 끝난 것으로 보아도 좋다.)

M_{d1} : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N, ㎜)

A_{o1} : 보의 단면적 (㎟) I_{o1} : 보의 단면 2차 모멘트 ($㎜^4$)

γ_{o1}^2 : I_{o1} / A_{o1} E_{o1} : 보의 종탄성 계수 (㎫)

A_{o2} : 현장치기 바닥판의 단면적 (㎟) I_{o2} : 현장치기 바닥판의 단면 2차 모멘트 ($㎜^4$)

γ_{o2}^2 : I_{o2} / A_{o2} E_{o2} : 현장치기 바닥판의 종탄성 계수 (㎫)

1. 단면 특성치

1) 빔 단면 특성치

E_{c1} = 30,008 Mpa

A_{c1} = 1,995,750 mm^2

I_{c1} = 814,923,238,020 mm^4

r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1} = 408,329 mm^2

y_1' = 1108.06 mm

y_1 = 1091.94 mm e_{p1} = 966.94 mm

d_p = 2,200.00 − (1,650 + 1,250 + 850 + 450) / 4

= 1,150.00 mm

= 0.8 × h = 1,760.00 mm = 1,760.00 mm

2) 바닥판 단면 특성치

E_{c2} = 27,537 Mpa

A_{c2} = 437,920 mm^2

I_{c2} = 2,861,077,333 mm^4

r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2} = 6,533 mm^2

y_2' = 140.00 mm

y_2 = 140.00 mm

2. 크리프 및 건조수축차를 위한 상수 산정

$m = E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2})$ = 310.39

$B = 1 + m$ = 311.39

$C = y_1' - my_2$ = −42,487 mm

$F = (y_1')^2 + r_{c1}^2 + mr_{c2}^2 + my_2^2$ = 9,747,726 mm^2

$K = \Phi^{\infty} / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.638

$K' = \Phi_t / (1 + \Phi^{\infty})$ = 0.511

Φ^{∞} : 콘크리트 초기재령부터 t = ∞ 까지의 크리프 계수 = 1.764

Φ_t : 바닥판을 합성한 후부터 t = ∞ 까지의 크리프 계수 = 1.413

P = 6,496,050 N : 긴장재의 유효긴장력

M_{d1} = 195,308,348 N·mm : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트

M_{d2} = 117,842,963 N·mm : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트

3. 콘크리트 크리프차에 의해 생기는 단면력

$N_{\Phi} = -K'/(C^2-BF) \times [P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C-B \cdot y_1')] - K/(C^2-BF) \times M_{d2}(C-B \cdot y_1')$

= 613,137 N

$M_{\Phi} = -K'/(BF-C^2) \times [P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2)-F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F-C \cdot y_1')] - K/(BF-C^2) \times M_{d2}(F-C \cdot y_1')$

= 93,407,257 N·mm

4. 콘크리트 건조수축차에 의해 생기는 단면력

ε_s = 0.000105

$N_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot B / (BF-C^2) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty})$ = 235,140 N

$M_s = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \cdot C / (C^2-BF) \cdot 1 / (1+\Phi^{\infty})$ = 32,082,840 N·mm

6.5.4 복부 전단철근의 계산

1. 지점 단면

1) 극한전단력(Vu)

V_u = 1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중)

= 1.35 x (415.215 + 218.374 + 332.057) + 1.85 x 744.059

= 2,728.413 kN

2) 극한모멘트(Mu)

$M_{ma:}$ = 1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중)

= 1.35 x (-4.945 + -1.463 + -2.318) + 1.85 x 0.044

= -12.135 kN·m

3) 휨전단균열이 발생할때 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{6,496,050.00}{1,995,750.00} + \frac{6,496,050.00 \times 966.94 \times 1,091.94}{814,923,238,020.00}$$

= 11.67 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D1} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{-4.95 \times 1,000,000.00 \times 1,091.94}{814,923,238,020.00}$$

= -0.01 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{814,923,238,020.00}{1,091.94} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 11.67 + -0.01)$$

= 11,061.98 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 900.00 \times 1,760.00 + 965,646.07 + \left(\frac{2,728,413.15 \times 11,061,980,000.00}{-12,135,203.27} \right)$$

= -2,485,648,916.35 N = -2,485,648.92 kN

4) 복부전단균열이 발생할때 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{6,496,050.00}{1,995,750.00}$$ = 3.25 MPa

V_p = 6,496,050.00 x sin 9.125 = 1,030,201.38 N

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.25) \times 900.00 \times 1,760.00 + 1,030,201.38$$

= 5,479,849.11 N = 5,479.85 kN

5) 콘크리트가 부담하는 공칭 전단강도 (V_c)

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = Vci = 5,479.85 kN

6) 전단철근 배근 판정 (V_s)

$V_u < \phi V_c / 2$: 전단철근 필요없음

$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c$: 최소 전단철근 필요

$\phi V_c < V_u$: 전단철근 설계

V_u							=	2,728.41	kN	
$\phi V_c / 2$	=	0.85	×	5,479.85	/	2	=	2,328.94	kN	
ϕV_c	=	0.85	×	5,479.85			=	4,657.87	kN	
										∴ 최소전단철근필요
⇒ 2 × D 13	=	2	×	126.70			=	253.40	mm^2	

7) 최대 전단철근 간격

$0.75 \times H_b$ = 0.75 x 2,200 = 1650 mm 또는 600 mm

$Req.s = A_v f_y / 0.35 b_v$ = 253.40 x 300 /(0.35 x 900)= 241 mm

⇒ 사용 전단철근 간격 s = 200 mm ∴ O.K

8) 전단철근의 전단력 제한

1/3 $\sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$	= 3,339,365.21 N	=	3,339.37	kN	∴ O.K
2/3 $\sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d$	= 6,678,730.42 N	=	6,678.73	kN	∴ O.K

9) 최소 철근량 확인

$0.35 b_v s / f_y$ = 0.35 x 900 x 200 / 300 = 210.0 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

2. 전단위험단면1 (1.100m)

1) 빔 단면 특성치

E_{c1} = 30,008 Mpa

A_{c1} = 1,820,794 mm^2

I_{c1} = 761,398,959,949 mm^4

r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1} = 418,169 mm^2

y_1' = 1092.87 mm

y_1 = 1107.13 mm e_{p1} = 982.13 mm

d_p = 2,200.00 − (1,391 + 1,042 + 716 + 383) / 4

= 1,317.00 mm

= 0.8 × h = 1,760.00 mm = 1,760.00 mm

2) 바닥판 단면 특성치

E_{c2} = 27,537 Mpa

A_{c2} = 437,920 mm^2

I_{c2} = 2,861,077,333 mm^4

r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2} = 6,533 mm^2

y_2' = 140.00 mm

y_2 = 140.00 mm

3) 극한전단력(Vu)

V_u = 1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중)

= 1.35 x (384.664 + 202.306 + 307.625) + 1.85 x 689.312

= 2,527.660 kN

4) 극한모멘트(Mu)

$M_{ma:}$ = 1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중)

= 1.35 x (195.308 + 117.843 + 176.963) + 1.85 x 391.072

= 1,409.644 kN·m

5) 휨전단균열이 발생할때 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y}\left(0.5\sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d\right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{6,496,050.00}{1,820,794.00} + \frac{6,496,050.00 \times 982.13 \times 1,107.13}{761,398,959,949.00}$$

= 12.84 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D1} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{195.31 \times 1,000,000.00 \times 1,107.13}{761,398,959,949.00}$$

= 0.28 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{761,398,959,949.00}{1,107.13} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 12.84 + 0.28)$$

$= \quad 11,197.70 \quad kN\text{-}m$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 797.00 \times 1,760.00 + 894,595.19 + \left(\frac{2,527,660.35 \times 11,197,700,000.00}{1,409,643,632.32} \right)$$

$= \quad 21,416,995.28 \quad N \qquad = \quad 21,417.00 \quad kN$

6) 복부전단균열이 발생할때 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_{cw})

$$V_{cw} = (\quad 0.29 \sqrt{(f_{ck})} + 0.3 \quad f_{pc}) \times b_w \times d + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{6,496,050.00}{1,820,794.00} \qquad = \quad 3.57 \quad MPa$$

$V_p = 6,496,050.00 \quad x \sin 9.125 \qquad = 1,030,201.38 \quad N$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.57) \times 797.00 \times 1,760.00 + 1,030,201.38$$

$= \quad 5,105,272.77 \quad N \qquad = \quad 5,105.27 \quad kN$

7) 콘크리트가 부담하는 공칭 전단강도 (V_c)

$V_c = V_{ci}$ 와 V_{cw} 중 작은 값

$V_c = Vcw = 5,105.27 \quad kN$

8) 전단철근 배근 판정 (V_s)

$V_u < \phi V_c / 2$: 전단철근 필요없음

$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c$: 최소 전단철근 필요

$\phi V_c < V_u$: 전단철근 설계

V_u			=	2,527.66	kN
$\phi V_c / 2$	= 0.85 × 5,105.27 / 2		=	2,169.74	kN
ϕV_c	= 0.85 × 5,105.27		=	4,339.48	kN
				∴ 최소전단철근필요	
⇒ 2 × D 13	= 2 × 126.70		=	253.40	mm^2

9) 최대 전단철근 간격

$0.75 \times H_b = 0.75 \times 2,200 = 1650 \text{ mm}$ 또는 600 mm

$Req.s = A_v f_y / 0.35 b_v = 253.40 \times 300 / (0.35 \times 797) = 273 \text{ mm}$

⇒ 사용 전단철근 간격 $s = 200 \text{ mm}$ ∴ O.K

10) 전단철근의 전단력 제한

1/3 $\sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d$	= 2,957,193.41 N	=	2,957.19	kN ∴ O.K
2/3 $\sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d$	= 5,914,386.83 N	=	5,914.39	kN ∴ O.K

11) 최소 철근량 확인

$0.35 b_v s / f_y = 0.35 \times 797 \times 200 / 300 = 186.0 \ mm^2 < 253.4 \ mm^2$

∴ O.K

∴ 사용철근량

D 13 x 2 EA = 126.70 x 2 = 253.4 mm^2 , C.T.C 200 mm

3. 전단위험단면2 (4.000m)

1) 빔 단면 특성치

E_{c1} = 30,008 Mpa

A_{c1} = 821,682 mm^2

I_{c1} = 529,128,529,208 mm^4

r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1} = 643,958 mm^2

y_1' = 1138.37 mm

y_1 = 1061.63 mm e_{p1} = 936.63 mm

d_p = 2,200.00 − (748 + 533 + 378 + 216) / 4

= 1,731.25 mm

= 0.8 × h = 1,760.00 mm = 1,760.00 mm

2) 바닥판 단면 특성치

E_{c2} = 27,537 Mpa

A_{c2} = 437,920 mm^2

I_{c2} = 2,861,077,333 mm^4

r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2} = 6,533 mm^2

y_2' = 140.00 mm

y_2 = 140.00 mm

3) 극한전단력(Vu)

V_u = 1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중)

= 1.35 x (291.062 + 167.069 + 250.761) + 1.85 x 593.163

= 2,089.800 kN

4) 극한모멘트(Mu)

M_{max} = 1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중)

= 1.35 x (1217.112 + 682.699 + 1032.182) + 1.85 x 4718.501

= 12,834.018 kN·m

5) 휨전단균열이 발생할때 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{6,496,050.00}{821,682.00} + \frac{6,496,050.00 \times 936.63 \times 1,061.63}{529,128,529,208.00}$$

= 20.11 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D1} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,217.11 \times 1,000,000.00 \times 1,061.63}{529,128,529,208.00}$$

= 2.44 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{529,128,529,208.00}{1,061.63} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 20.11 + 2.44)$$

$= \quad 12,815.29 \quad kN\text{-}m$

$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 1,760.00$

$+ \quad 708,891.74 \quad + \left(\dfrac{2,089,800.35 \times 12,815,290,000.00}{12,834,017,503.21} \right)$

$= \quad 2,906,954.81 \quad N \qquad = \quad 2,906.95 \quad kN$

6) 복부전단균열이 발생할때 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_{cw})

$V_{cw} = (\quad 0.29 \sqrt{(f_{ck})} + 0.3 \quad f_{pc}) \times b_w \times d + V_p$

$f_{pc} = \dfrac{P_e}{A_4} = \dfrac{6,496,050.00}{821,682.00} \qquad = \quad 7.91 \quad MPa$

$V_p = \quad 6,496,050.00 \quad x \ \sin \ 9.125 \qquad = \ 1,030,201.38 \ N$

$V_{cw} = (\ 0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 7.91 \ ) \times 200.00 \times 1,760.00$

$+ \ 1,030,201.38$

$= \ 2,511,107.99 \ N \qquad = \quad 2,511.11 \quad kN$

7) 콘크리트가 부담하는 공칭 전단강도 (V_c)

$V_c = V_{ci}$ 와 V_{cw} 중 작은 값

$V_c = Vcw = \quad 2,511.11 \quad kN$

8) 전단철근 배근 판정 (V_s)

$V_u < \phi V_c / 2$: 전단철근 필요없음

$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c$: 최소 전단철근 필요

$\phi V_c < V_u$: 전단철근 설계

$V_u \qquad = \quad 2,089.80 \quad kN$

$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 2,511.11 / 2 \qquad = \quad 1,067.22 \quad kN$

$\phi V_c = 0.85 \times 2,511.11 \qquad = \quad 2,134.44 \quad kN$

∴ 최소전단철근필요

9) 사용 철근량

$V_u = \phi (V_c + V_s)$

$V_s = \dfrac{V_u}{\phi} - V_c \qquad = \quad -52.52 \quad kN$

$s = \quad 200 \quad mm$

$V_s = \dfrac{A_v \times f_y \times d}{s}, \quad A_v = \dfrac{V_s \times s}{f_y \times d} \qquad = \quad -19.89 \quad mm^2$ ∴ O.K

$\Rightarrow \ 2 \times D \ 13 = 2 \times 126.70 \qquad = \quad 253.40 \quad mm^2$

10) 최대 전단철근 간격

$0.75 \times H_b = \quad 0.75 \times 2,200 = 1650 \ mm$ 또는 $600 \ mm$

$Req.s = A_v f_y / 0.35 b_v = \quad 253.40 \times 300 / (0.35 \times 200) = 1086 \ mm$

⇒ 사용 전단철근 간격 $s = 200 \ mm$ ∴ O.K

11) 전단철근의 전단력 제한

$1/3 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 3,339,365.21 \ N = 3,339.37 \ kN$ ∴ O.K

$2/3 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 6,678,730.42 \ N = 6,678.73 \ kN$ ∴ O.K

12) 최소 철근량 확인

$0.35 b_v s / f_y = 0.35 \times 200 \times 200 / 300 = 46.7 \ mm^2 < 253.4 \ mm^2$

∴ O.K

∴ 사용철근량

D 13 x 2 EA = 126.70 x 2 = 253.4 mm² , C.T.C 200 mm

4. 전단위험단면3 (7.000m)

1) 빔 단면 특성치

E_{c1} = 30,008 Mpa

A_{c1} = 821,682 mm^2

I_{c1} = 538,068,855,846 mm^4

r_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1} = 654,838 mm^2

y_1' = 1145.83 mm

y_1 = 1054.17 mm e_{p1} = 929.17 mm

d_p = 2,200.00 − (344 + 211 + 165 + 121 + 121 + 121) / 6

= 2,019.50 mm

= 0.8 × h = 1,760.00 mm = 2,019.50 mm

2) 바닥판 단면 특성치

E_{c2} = 27,537 Mpa

A_{c2} = 437,920 mm^2

I_{c2} = 2,861,077,333 mm^4

r_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2} = 6,533 mm^2

y_2' = 140.00 mm

y_2 = 140.00 mm

3) 극한전단력(Vu)

V_u = 1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중)

= 1.35 x (220.800 + 116.125 + 176.579) + 1.85 x 395.670

= 1,450.895 kN

4) 극한모멘트(Mu)

M_{ma} = 1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중)

= 1.35 x (1242.871 + 749.910 + 1126.131) + 1.85 x 2488.639

= 8,970.459 kN·m

5) 휨전단균열이 발생할때 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{6,496,050.00}{821,682.00} + \frac{6,496,050.00 \times 929.17 \times 1,054.17}{538,068,855,846.00}$$

= 19.73 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D1} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,242.87 \times 1,000,000.00 \times 1,054.17}{538,068,855,846.00}$$

= 2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{538,068,855,846.00}{1,054.17} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 19.73 + 2.43)$$

$= \quad 12,924.98 \quad kN\text{-}m$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,019.50 + 513,504.10 + \left(\frac{1,450,895.29 \times 12,924,980,000.00}{8,970,459,478.38} \right)$$

$= 2,731,733.74 \ N \qquad = \quad 2,731.73 \quad kN$

6) 복부전단균열이 발생할때 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{(f_{ck})} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{6,496,050.00}{821,682.00} \qquad = \quad 7.91 \quad MPa$$

$V_p = 6,496,050.00 \times \sin 9.125 \qquad = 1,030,201.38 \ N$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 7.91) \times 200.00 \times 2,019.50 + 1,030,201.38$$

$= 2,729,457.57 \ N \qquad = \quad 2,729.46 \quad kN$

7) 콘크리트가 부담하는 공칭 전단강도 (V_c)

$V_c = V_{ci}$ 와 V_{cw} 중 작은 값

$V_c = Vcw = 2,729.46 \quad kN$

8) 전단철근 배근 판정 (V_s)

$V_u < \phi V_c / 2$: 전단철근 필요없음

$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c$: 최소 전단철근 필요

$\phi V_c < V_u$: 전단철근 설계

$V_u \qquad = \quad 1,450.90 \quad kN$

$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 2,729.46 / 2 \qquad = \quad 1,160.02 \quad kN$

$\phi V_c = 0.85 \times 2,729.46 \qquad = \quad 2,320.04 \quad kN$

∴ 최소전단철근필요

$\Rightarrow \quad 2 \times D \ 13 = 2 \times 126.70 \qquad = \quad 253.40 \quad mm^2$

9) 최대 전단철근 간격

$0.75 \times H_b = 0.75 \times 2,200 = 1650 \ mm$ 또는 $600 \ mm$

$Req.s = A_v f_y / 0.35 b_v = 253.40 \times 300 / (0.35 \times 200) = 1086 \ mm$

⇒ 사용 전단철근 간격 $s = 400 \ mm$ ∴ O.K

10) 전단철근의 전단력 제한

$1/3 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 851,495.96 \ N = 851.50 \ kN$ ∴ O.K

$2/3 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 1,702,991.93 \ N = 1,702.99 \ kN$ ∴ O.K

11) 최소 철근량 확인

$0.35 b_v s / f_y = 0.35 \times 200 \times 400 / 300 = 93.3 \ mm^2 < 253.4 \ mm^2$

∴ O.K

∴ 사용철근량

D 13 x 2 EA = 126.70 x 2 = 253.4 mm^2 , C.T.C 400 mm

6.5.5 바닥판 전단연결철근(Shear-connector) 설계

1. 지점부에서의 수평전단강도 검토

1) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

τ_d = 332057.071 / { 1000 x (2450 - 1050)} = 0.237 MPa

2) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

τ_ℓ = 744058.733 / { 1000 x (2450 - 1050)} = 0.531 MPa

3) 크리프 및 건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

τ_{c+s} = (-613,136.912 + -235,139.718) / (1000 x 1700) = -0.499 MPa

4) 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$V_t = \alpha \times \triangle T \times E \times A$

= 1 x 10^{-5} x 5 x 27536.700 x 1700 x 250 = 585154.88 N

τ_t = 585154.88 / (1000 x 1700) = 0.344 MPa

5) 하중조합

· 접촉면 조건 : 최소전단연결재가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 일부러 거칠게 만들어진 경우

[철도설계기준(2013) p10-134]

1.35 x (∑고정하중) + 1.85 x (∑활하중) = 1.35 x 0.237 + 1.85 x 0.531

= 1.303 MPa < 2.060 MPa ∴ O.K

1.6 x (∑고정하중) + 1.60 x (∑활하중) + 1.6 x (∑기타하중)

= 1.6 x 0.237 + 1.6 x 0.531 + 1.6 x -0.155

= 0.982 MPa < 2.060 MPa ∴ O.K

2. 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 900)= 378 mm

⇒ 사용 전단철근 간격 s = 200.0 mm

3) 최소 철근량 확인

$0.35 b_v s / f_y$ = 0.35 x 1000 x 200.0 / 300.0

= 233.3 mm² > 397.2 mm² ∴ O.K

6.6 전단연결재 설계

6.6.1 전단연결재 제원

사용 스터드 제원

직경 : d_Φ = 22 mm 높이 : H = 150 mm

최대간격 : d_{max} = 500 mm

최소간격 : 교축방향 5d, 100 mm d_{min} = 110 mm

교축직각방향 d + 30 mm d_{min} = 52 mm

6.6.2 허용전단력

H / d_Φ = 150 / 22 = 6.82 > 5.5 인 경우 적용

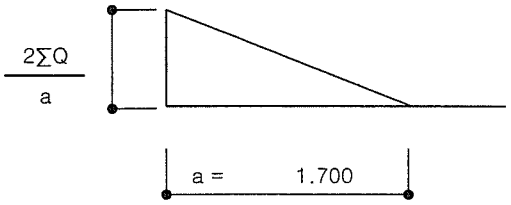
바닥판콘크리트 f_{ck} = 30.0 MPa

허용 전단력 $Q_a = 9.5 \times d^2 \times \sqrt{(f_{ck})}$ = 25,184 N/EA

6.6.3 수평력 산정

- 거더간격 : B	=	1.700 m	I_c	=	0.0031098667 m^4
- 콘크리트 : Ac	=	0.47600 m^2	I_s	=	0.0000003333 m^4
- 강 재 : As	=	0.01000 m^2	E_s	=	205000 MPa
- 슬래브 두께 : tc	=	0.280 m	E_c	=	27804.06364 MPa

- 콘크리트와 강형의 중립축간 거리 : dc = 0.120 m



- n = 7
- ϕ_1 = 1.412
- ϕ_2 = 1.412 x 2 = 2.8
- n_2 = $n \cdot (1 + \phi/2)$ = 17.784
- 교 량 경 간 : L = 29.000 m

- 주 형 간 격 : a = 1.700 m < L / 10 = 2.900 m

∴ a = 1.700 m

1. 온도차에 의한 수평력

- 강재가 콘크리트에 완전 매입되어 온도에 대한 영향은 생략함.

2. 건조수축에 의한 수평력

- ε_2 = 0.000105

$$- F_2 = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n_2 \cdot A_s} + \frac{A_c \cdot d_c^2}{I_c + n_2 \cdot I_s}}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{0.47600}{18 \times 0.01000} + \frac{0.47600 \times 0.120^2}{0.0031098667 + 18 \times 0.000000333}}$$

= 0.170170

- $N_{cs} = P_2 \cdot F_2 = E_c \cdot A_c \cdot F_2 = E_s / n_2 \cdot A_c \cdot \varepsilon_2 \cdot F_1$

= 205000 / 18 × 0.47600 × 0.00011 × 0.170170

= 98.04 kN

- 단위 길이당 전단력 : HS = 2 · Ncs / a = 115.34 kN/m

3. 합성후 하중에 의한 수평력

- H_o = $S / I_v \times A_c / n \times d_{vc}$

여기서, S : 전단력 (합성후 고정하중 + 활하중)

I_v : 합성단면의 단면 2차 모멘트

A_c : 상부 슬래브의 단면적

n : 탄성계수비 = 1.09

d_v : 도심축에서 상부 슬래브 도심까지의 거리

a : 주형간격 또는 전체 지간의 1/10 중에서 작은 값 = 1.70 m

구 분	위치 (m)	전 단 력 (kN)		A_c (mm^2)	d_v	I_v	H_o (N/mm)	비 고
		합성후고정	활하중					
내측거더	9.95	123.497	303.850	476,000	819.0	1,059,510,239,504	144.0	
	12.45	61.748	242.746	476,000	819.0	1,059,510,239,504	103.0	
	14.95	0.000	181.642	476,000	819.0	1,059,510,239,504	61.0	중앙단면
외측거더	9.95	132.494	377.338	281,400	1,075.2	1,085,782,927,516	130.0	
	12.45	66.247	304.616	281,400	1,075.2	1,085,782,927,516	95.0	
	14.95	0.000	231.893	281,400	1,075.2	1,085,782,927,516	59.0	중앙단면

4. 전단연결재의 간격 결정

- 강재단부에 발생하는 건조수축에 의한 전단력과 합성후 하중에 의한 전단력과 비교하여 지배값을 만족시킴

1) STUD의 PITCH : $P = N \cdot Q_a / H$ = 3 EA × 25.18 / H = 75.55 / H

여기서, H(단지점부) = H_o 와 H_S 중 큰값, N = 1 열당 STUD수 = 3 EA

2) 전단연결재 간격검토

구 분	위치 (m)	단위길이당 전단력(KN/m)		Q_a (N/EA)	N_{st} EA	$Q_a \times N_{st}$ (N)	d_{req} (mm)	d_{use} (mm)	비 고
		H_s	H_o						
내측거더	9.95	115.3	144.0	25,184	3	75,552	524.7	300.0	O.K
	12.45	115.3	103.0	25,184	3	75,552	655.0	400.0	O.K
	14.95	115.3	61.0	25,184	3	75,552	655.0	400.0	O.K
외측거더	9.95	115.3	130.0	25,184	3	75,552	581.2	300.0	O.K
	12.45	115.3	95.0	25,184	3	75,552	655.0	400.0	O.K
	14.95	115.3	59.0	25,184	3	75,552	655.0	400.0	O.K

6.7 사용성 검토

6.7.1 고정하중에 의한 처짐

1. 거더 중앙부 처짐 기준

$\delta_c = 5 \times M \times L^2 / (48 \times E_c \times I)$

여기서, L = 29,000.00 mm

E_c = 30,007.96 MPa

1) 활하중 처짐값의 허용값

- 주행안전성에 대한 연직처짐 검토 [철도설계기준(2013) p8-85]

$\delta_{max} \leq L / 600$ δ_{max} = 교량 상판의 최대 처짐

L = 지간길이

- 승차감안전성에 대한 연직처짐 검토 [철도설계기준(2013) p8-86]

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

2. 내측거더

(+ : 상향처짐, - : 하향처짐)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
1. 빔 자중	2,654.418	573,926,940,892	-13.500	
2. 1차 긴장 초기	-6,104.525	573,926,940,892	31.050	
3. 바닥판 타설	1,558.620	608,747,629,575	-7.470	
4. 1차 긴장 손실량	799.630	608,747,629,575	-3.830	
5. 2차 긴장 초기	-2,319.292	1,040,714,304,956	6.510	
6. 2차 고정하중	2,594.016	1,059,510,239,504	-7.150	
7. 전 긴장재 최종손실량	1,028.548	1,059,510,239,504	-2.830	
	284.906	1,059,510,239,504	-0.790	
8. 열차 하중(단선)	4,337.197	1,059,510,239,504	-11.950	

3. 외측거더

(+ : 상향처짐, − : 하향처짐)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
1. 빔 자중	2,654.418	573,926,940,892	-13.500	
2. 1차 긴장 초기	-6,104.525	573,926,940,892	31.050	
3. 바닥판 타설	1,757.133	608,747,629,575	-8.430	
4. 1차 긴장 손실량	840.624	608,747,629,575	-4.030	
5. 2차 긴장 초기	-2,358.385	1,066,353,642,035	6.460	
6. 2차 고정하중	2,782.994	1,085,782,927,516	-7.480	
7. 전 긴장재 최종손실량	1,209.857	1,085,782,927,516	-3.250	
	335.211	1,085,782,927,516	-0.900	
8. 열차 하중(단선)	5,315.022	1,085,782,927,516	-14.290	

6.7.2 크리프에 의한 처짐

[철도설계기준(2013) P8-28]

[콘크리트설계기준(2012) P49]

- 크리프에 의한 영향 검토는 1차긴장 이후 바닥판 타설시의 재령일수와 바닥판 타설 후 10000일을 재령일로 보았음.
- 현장여건에 따라 바닥판 타설시기가 많이 미뤄질 경우. 최종크리프계수값을 수정하여 재검토할것.

1. 바닥판 타설 시 : ($\Phi b, t' =$ 28 일, $t =$ 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} =$ 1.484

여기서, $h = 2 \times Ac / u$

$= (2 \times$거더단면적(㎟) $\times$거더갯수) / (거더단면둘레(㎜) $\times$거더갯수) = 237

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 2.533

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 4 =$ 44

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.49

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.49

여기서, $\beta_H = 1.50 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250 =$ 622 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.484 \times 2.533 \times 0.488 =$ 1.834

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$= 1.834 \times 0.49 =$ 0.9

2. 바닥판 타설 후 : ($\Phi b, t' =$ 90 일, $t =$ 10,000 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} =$ 1.484

여기서, $h = 2 \times Ac / u$

$= (2 \times$거더단면적(㎟) $\times$거더갯수) / (거더단면둘레(㎜) $\times$거더갯수) = 237

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}}$ = 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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 250$ = 622 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.484 ×2.533 ×0.391 = 1.47

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.47 x 0.98 = 1.44

1) 내측거더

(1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

9 … δ_{cr1} = 0.90 x (-13.500 + 31.050) = 15.795 mm (상향)

(2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

10 … δ_{cr2} = 1.44 x (-13.500 + -7.470 + -7.150 + 24.390 + 5.720)

= 2.866 mm (상향)

2) 외측거더

(1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

9 … δ_{cr1} = 0.90 x (-13.500 + 31.050) = 15.795 mm (상향)

(2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

10 … δ_{cr2} = 1.44 x (-13.500 + -8.430 + -7.480 + 23.770 + 5.560)

= -0.115 mm (하향)

6.7.3 활하중에 의한 처짐

1. 승차감 안정성에 대해 (표준열차하중+충격계수(단선재하)

1) 내측거더

δ_{max} = -11.950 mm

δ_a = L` / 1,500 = -19.333 mm

∴ δ_{max} < δ_a 이므로 O.K

2) 외측거더

δ_{max} = -14.290 mm

δ_a = L / 1,500 = -19.333 mm

∴ δ_{max} < δ_a 이므로 O.K

6.7.4 시공단계별 처짐검토

((+) 상향, (-) 하향/ 단위:mm)

	내측거더	외측거더	비 고
11. 1차 프리스트레스 도입 직후	17.550	17.550	
12. 바닥판 타설 전 크리프에 의한 영향 후	29.515	29.315	※ 1차 긴장 손실 발생
13. 바닥판 타설 후	22.045	20.885	
14. 2차 프리스트레스 도입 직후	28.555	27.345	
15. 2차 고정하중 작용시	21.405	19.865	
16. 완공후 크리프에 의한 영향	24.271	19.750	
17. 활하중 작용전 단계(최종손실후)	20.651	15.600	
18. 활하중 작용처짐(주행안정성)			
활하중 허용처짐(주행안정성)			
18. 활하중 작용처짐(승차감안정성)	-11.950	-14.290	O.K
활하중 허용처짐(승차감안정성)	-19.333	-19.333	
19. 활하중 작용시 최종처짐	8.701	1.310	

6.8 강선 신장량

$\Delta l = (P_i + P_i) / 2 \times L / (A_p \times E_p)$ 여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa)

1차 강선 규격:	15.2mm -	9 ea	2차 강선 규격:	15.2mm -	5 ea
극한강도:	1,900	Mpa	극한강도:	1,900	Mpa
강선탄성계수:	200,000	Mpa	강선탄성계수:	200,000	Mpa
곡율마찰계수:	0.25	/rad	곡율마찰계수:	0.25	/rad
파상마찰계수:	0.005	/m	파상마찰계수:	0.005	/m
인장률:	71.24	%	인장률:	68.97	%

6.8.1 Tendon 1

거리 (mm)	강선길이 (mm)	강선길이(누적) (mm)	각도변화 (rad)	각도변화(누적) (rad)	파상마찰/곡률마찰	응력비	평균응력비	신장량 (mm)
150	0	0	0	0	0	1	1	0.000
600	466	466	0.0013	0.0013	0.0027	0.9973	0.9987	3.150
1000	414	880	0.0098	0.0111	0.0072	0.9929	0.9951	2.788
2000	1032	1912	0.0302	0.0413	0.0199	0.9803	0.9866	6.891
3000	1025	2937	0.0287	0.07	0.0322	0.9683	0.9743	6.759
4000	1019	3956	0.0256	0.0956	0.0437	0.9573	0.9628	6.640
4700	710	4666	0.0116	0.1072	0.0501	0.9511	0.9542	4.585
5000	304	4970	0.0212	0.1284	0.0570	0.9446	0.9479	1.950
6000	1009	5979	0.0296	0.158	0.0694	0.9330	0.9388	6.411
7000	1005	6984	0.0298	0.1878	0.0819	0.9214	0.9272	6.306
8000	1003	7987	0.0279	0.2157	0.0939	0.9104	0.9159	6.217
9000	1001	8988	0.029	0.2447	0.1061	0.8993	0.9049	6.130
10000	1000	9988	0.018	0.2627	0.1156	0.8908	0.8951	6.058
11000	1000	10988	0	0.2627	0.1206	0.8864	0.8886	6.014
12000	1000	11988	0	0.2627	0.1256	0.8820	0.8842	5.984
13000	1000	12988	0	0.2627	0.1306	0.8776	0.8798	5.954
14000	1000	13988	0	0.2627	0.1356	0.8732	0.8754	5.924
14950	950	14938	0	0.2627	0.1404	0.8690	0.8711	5.601
δ								93.4
δ (양단 총 신장량)	93.4	mm x 2 ea + 6 mm (양단 jacking slip 포함)						192.7

6.8.2 Tendon 2

거리	강선길이	강선길이(누적)	각도변화	각도변화(누적)	파상마찰/곡률마찰	응력비	평균응력비	신장량
(mm)	(mm)	(mm)	(rad)	(rad)				(mm)
150	0	0	0	0	0	1	1	0.000
600	460	460	0.0013	0.0013	0.0026	0.9974	0.9987	3.109
1000	409	869	0.0091	0.0104	0.0069	0.9931	0.9952	2.755
2000	1020	1889	0.027	0.0374	0.0188	0.9814	0.9872	6.815
3000	1015	2904	0.0253	0.0627	0.0302	0.9703	0.9758	6.703
4000	1011	3915	0.02	0.0827	0.0403	0.9605	0.9654	6.606
4700	706	4621	0.0117	0.0944	0.0467	0.9544	0.9575	4.575
5000	302	4923	0.0135	0.1079	0.0516	0.9497	0.9520	1.946
6000	1005	5928	0.0218	0.1297	0.0621	0.9398	0.9448	6.426
7000	1003	6931	0.0189	0.1486	0.0718	0.9307	0.9353	6.349
8000	1002	7933	0.0209	0.1695	0.0820	0.9212	0.9260	6.280
9000	1001	8934	0.017	0.1865	0.0913	0.9127	0.9170	6.212
10000	1000	9934	0.017	0.2035	0.1005	0.9043	0.9085	6.149
11000	1000	10934	0.007	0.2105	0.1073	0.8983	0.9013	6.100
12000	1000	11934	0	0.2105	0.1123	0.8938	0.8960	6.064
13000	1000	12934	0	0.2105	0.1173	0.8893	0.8916	6.034
14000	1000	13934	0	0.2105	0.1223	0.8849	0.8871	6.004
14950	950	14884	0	0.2105	0.1270	0.8807	0.8828	5.676
δ								93.8
δ (양단 총 신장량)		93.8 mm x 2 ea + 6 mm (양단 jacking slip 포함)						193.6

6.8.3 Tendon 3

거리	강선길이	강선길이(누적)	각도변화	각도변화(누적)	파상마찰/곡률마찰	응력비	평균응력비	신장량
(mm)	(mm)	(mm)	(rad)	(rad)				(mm)
150	0	0	0	0	0	1	1	0.000
600	454	454	0	0	0.0023	0.9977	0.9989	3.069
1000	404	858	0.0039	0.0039	0.0053	0.9947	0.9962	2.724
2000	1009	1867	0.0177	0.0216	0.0147	0.9854	0.9901	6.761
3000	1007	2874	0.0148	0.0364	0.0235	0.9768	0.9811	6.686
4000	1005	3879	0.0143	0.0507	0.0321	0.9684	0.9726	6.616
4700	703	4582	0.0085	0.0592	0.0377	0.9630	0.9657	4.595
5000	301	4883	0.0353	0.0945	0.0480	0.9531	0.9580	1.952
6000	1003	5886	0.0327	0.1272	0.0612	0.9406	0.9469	6.428
7000	1003	6889	0.0316	0.1588	0.0741	0.9285	0.9346	6.344
8000	1001	7890	0.0375	0.1963	0.0885	0.9153	0.9219	6.246
9000	1001	8891	0.017	0.2133	0.0978	0.9068	0.9111	6.172
10000	1000	9891	0.005	0.2183	0.1040	0.9012	0.9040	6.118
11000	1000	10891	0	0.2183	0.1090	0.8967	0.8990	6.084
12000	1000	11891	0	0.2183	0.1140	0.8922	0.8945	6.054
13000	1000	12891	0	0.2183	0.1190	0.8878	0.8900	6.024
14000	1000	13891	0	0.2183	0.1240	0.8834	0.8856	5.994
14950	950	14841	0	0.2183	0.1288	0.8792	0.8813	5.666
δ								93.5
δ (양단 총 신장량)		93.5 mm x 2 ea + 6 mm (양단 jacking slip 포함)						193.1

6.8.4 Tendon 4

거리	강선길이	강선길이(누적)	각도변화	각도변화(누적)	파상마찰/곡률마찰	응력비	평균응력비	신장량
(mm)	(mm)	(mm)	(rad)	(rad)				(mm)
150	0	0	0	0	0	1	1	0.000
600	451	451	0.0011	0.0011	0.0025	0.9975	0.9987	3.049
1000	401	852	0.004	0.0051	0.0055	0.9945	0.9960	2.703
2000	1002	1854	0.011	0.0161	0.0133	0.9868	0.9906	6.718
3000	1002	2856	0.009	0.0251	0.0206	0.9797	0.9832	6.668
4000	1001	3857	0.0088	0.0339	0.0278	0.9726	0.9761	6.613
4700	700	4557	0.0038	0.0377	0.0322	0.9683	0.9705	4.598
5000	300	4857	0.0342	0.0719	0.0423	0.9586	0.9635	1.956
6000	1001	5858	0.0291	0.101	0.0545	0.9469	0.9528	6.455
7000	1002	6860	0.0284	0.1294	0.0667	0.9355	0.9412	6.383
8000	1001	7861	0.0343	0.1637	0.0802	0.9229	0.9292	6.295
9000	1000	8861	0.005	0.1687	0.0865	0.9172	0.9200	6.227
10000	1000	9861	0.001	0.1697	0.0917	0.9124	0.9148	6.191
11000	1000	10861	0.005	0.1747	0.0980	0.9067	0.9095	6.156
12000	1000	11861	0	0.1747	0.1030	0.9021	0.9044	6.121
13000	1000	12861	0	0.1747	0.1080	0.8976	0.8999	6.090
14000	1000	13861	0	0.1747	0.1130	0.8932	0.8954	6.060
14950	950	14811	0	0.1747	0.1177	0.8889	0.8911	5.729
δ								94.0
δ (양단 총 신장량)		94.0 mm x 2 ea + 6 mm (양단 jacking slip 포함)						194.0

6.8.5 Tendon 5, 6

거리	강선길이	강선길이(누적)	각도변화	각도변화(누적)	파상마찰/곡률마찰	응력비	평균응력비	신장량
(mm)	(mm)	(mm)	(rad)	(rad)				(mm)
4700	0	0	0	0	0	1	1	0.000
5000	309	309	0.0074	0.0074	0.0034	0.9966	0.9983	2.088
6000	1029	1338	0.1207	0.1281	0.0387	0.9620	0.9793	6.820
7000	1009	2347	0.1323	0.2604	0.0768	0.9260	0.9440	6.447
8000	1003	3350	0.0782	0.3386	0.1014	0.9036	0.9148	6.210
9000	1000	4350	0	0.3386	0.1064	0.8991	0.9013	6.100
10000	1000	5350	0	0.3386	0.1114	0.8946	0.8968	6.070
11000	1000	6350	0	0.3386	0.1164	0.8901	0.8923	6.039
12000	1000	7350	0	0.3386	0.1214	0.8857	0.8879	6.009
13000	1000	8350	0	0.3386	0.1264	0.8813	0.8835	5.979
14950	1950	10300	0	0.3386	0.1362	0.8727	0.8770	11.574
δ								63.3
δ (양단 총 신장량)		63.3 mm x 2 ea + 10 mm (양단 jacking 및 고정단 wedge slip 포함)						136.7

6.8.6 결과정리

(양단긴장시)

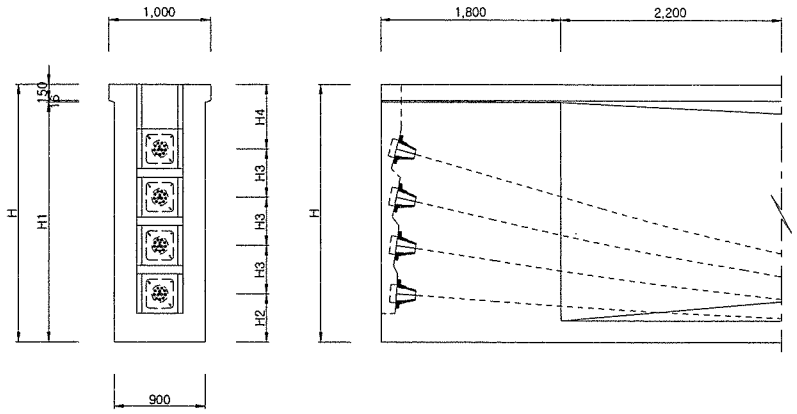
강선		신장량	JACKING시 강선응력검토			즉시 손실후 초기 강선응력 검토		
			JACKING응력	허용응력	판별	초기응력	허용응력	판별
		Δl (mm)	f_j (MPa)	f_a (MPa)		f_i (MPa)	f_a (MPa)	
1차 강선	1	192.73	1,353.60	1,440.00	O.K	1,144.08	1,280.00	O.K
	2	193.61	1,353.60	1,440.00	O.K	1,160.32	1,280.00	O.K
	3	193.06	1,353.60	1,440.00	O.K	1,181.98	1,280.00	O.K
	4	194.02	1,353.60	1,440.00	O.K	1,206.60	1,280.00	O.K
2차 강선	5	136.67	1,310.40	1,440.00	O.K	1,167.75	1,280.00	O.K
	6	136.67	1,310.40	1,440.00	O.K	1,167.75	1,280.00	O.K

6.9 정착부 설계

6.9.1 단부 정착구

1. 설계조건

1) 설계단면

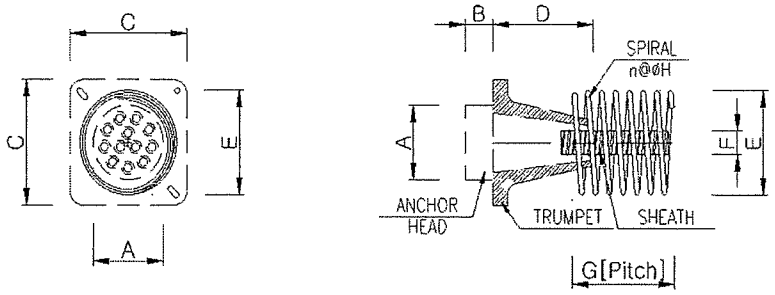


H	=	2,200	mm
H1	=	2,035	mm
H2	=	450	mm
H3	=	400	mm
b	=	900	mm

강선 번호	높이 (mm)	Jacking Force P_j (N)	유효긴장력 P_e (N)	입사각 α (도)	수평분력 P_{hj} (N)	수직분력 P_{vj} (N)
1	1,650	1,689,293.00	1,234,070.00	15.0	1,631,731.74	437,221.20
2	1,250	1,689,293.00	1,254,330.00	12.0	1,652,377.89	351,223.76
3	850	1,689,293.00	1,281,370.00	8.0	1,672,852.92	235,104.15
4	450	1,689,293.00	1,306,700.00	4.0	1,685,177.97	117,839.12
합계					6,642,140.52	1,141,388.23

2) 정착판 규격

1차 긴장용 정착장치



구 분	강선개수	A	B	C	D	E	F
1차 긴장용	9	168	55	245	200	270	65

2. 지압응력 검토

1) 긴장재 정착 직후 [철도설계기준(2013), p10-123]

(1) 허용지압응력

$$f_{ba} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)} \le 1.1 \times f_{ci}$$

$$= 0.7 \times 32.00 \times \sqrt{(160{,}000.00 / 60{,}025.00) - 0.2}$$

$$= 35.17 \text{ MPa} < 1.1 \times 32.00 = 35.20 \text{ MPa}$$

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 0.8 x 40.00 = 32.00 kgf/cm^2

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적 400.00 × 400.00 = 160,000.00 mm^2

A_b : 정착판의 면적 C^2 = 60,025.00 mm^2

A_e : 정착판의 유효면적 $C^2 - \Sigma\pi D_i^2 / 4$ = 56,706.69 mm^2

(2) 실제로 작용하는 지압응력

$f_{b1} = P_j / A_e$

= 1,689,293.00 / 56,706.69 = 29.79 MPa < 35.17 MPa

∴ O.K

2) 프리스트레스 손실 발생후

(1) 허용지압응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b}\right)} \le 0.9 \times f_{ck}$$

$$= 0.5 \times 40.00 \times \sqrt{160{,}000.00 / 56{,}706.69}$$

$$= 33.59 \text{ MPa} < 0.9 \times 40.00 = 36.00 \text{ MPa}$$

(2) 실제로 작용하는 지압응력

$f_{b1} = P_t / A_e$

= 1,306,700.00 / 56,706.69 = 23.04 MPa < 33.59 MPa

∴ O.K

3. 단부 정착부 보강 철근

1) T_{spall}에 대한 보강철근 [철도설계기준(2013) p10-136, 137]

- 표면 효과에 저항하기 위한 철근(A_s)량은 다음 식으로부터 구할 수 있다. A_s는 단면 바로 밑에 배치해야 한다.

$$A_s = 0.04 \frac{\max(F_{pj})}{f_{s,\lim}} \qquad (10.7.42)$$

여기서, $f_{s,\lim}$은 철근의 설계강도로서 일반적으로 $\frac{2}{3} f_{sy}$이다.

F_{pj}는 PS강재 j의 긴장력

$$= 0.04 \times \frac{1{,}685{,}178}{200}$$

= 337.036 mm^2

A_{req} = D13 − 3 = 126.70 x 3

= 380.10 mm^2 > 337.04 mm^2

∴ O.K

2) T_{burst}에 대한 보강철근 [철도설계기준(2013) p10-137, 138]

(1) 콘크리트 인장강도 검토

$$f_{tej} = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)\frac{F_{j0}}{e' d_j} < 1.25 f_{tj}$$

No.	e'(mm)	d(mm)	F_{j0} (N)	f_{tej} (MPa)	1.25 f_{tj} (MPa)	판별
1	900	900	1,631,732	0.733	1.75	O.K
2	900	900	1,652,378	0.742	1.75	O.K
3	900	900	1,672,853	0.752	1.75	O.K
4	900	900	1,685,178	0.757	1.75	O.K

(2) 콘크리트 압축응력 검토

$$f_{xmj} = \frac{F_{j0}}{e' d_j} < \frac{2}{3} f_{ck}$$

No.	e'(mm)	d(mm)	F_{j0} (N)	f_{xmj} (MPa)	2/3 f_{ck} (MPa)	판별
1	900	900	1,631,731.74	2.014	26.67	O.K
2	900	900	1,652,377.89	2.040	26.67	O.K
3	900	900	1,672,852.92	2.065	26.67	O.K
4	900	900	1,685,177.97	2.080	26.67	O.K

(3) PS강재 j 에 대한 파열 철근량

$$A_{bj} = \frac{R_j}{k_j f_{s\,lim}}$$

여기서, $k_j = 1.0$ 는 외측 PS강재인 경우

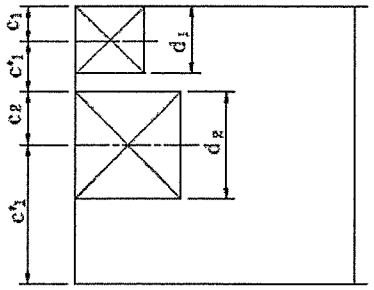
$k_j = 1.5$ 는 중간에 위치한 PS강재인 경우

$R_j = 0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) F_{j0}$ 는 파열력(bursting effort

No.	K_j	$f_{s,\,lim}$ (MPa)	a (mm)	d (mm)	F_{j0} (N)	R_j (N)	A_{bj} (mm^2)
1	1	200	245	900	1,631,731.74	296,884.52	1,484.42
2	1	200	245	900	1,652,377.89	300,640.98	1,503.20
3	1	200	245	900	1,672,852.92	304,366.29	1,521.83
4	1	200	245	900	1,685,177.97	306,608.77	1,533.04

(4) 파열효과에 저항하는 철근량

$$A_b = \max \begin{cases} \max(A_{bj}) \\ 0.15 \dfrac{\max(F_j)}{f_{s,\lim}} \end{cases}$$



→ 1,533 mm²

→ 1,264 mm²

A_b (mm²) = 1,533 mm²

배치간격 = 200 mm

d_{burst} = 900 mm

A_{req} = D13 – 13 ea

= 126.700 – 13 ea

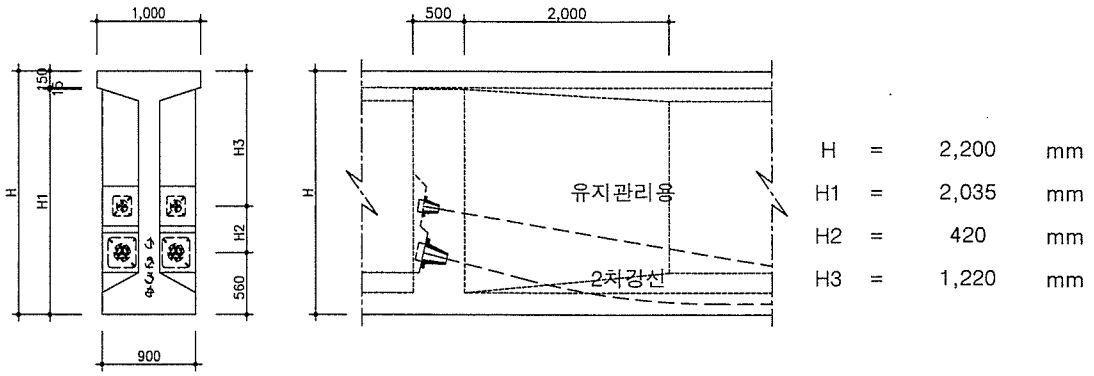
= 1,647 ㎟

∴ O.K

6.9.2 복부 정착구

1. 설계조건

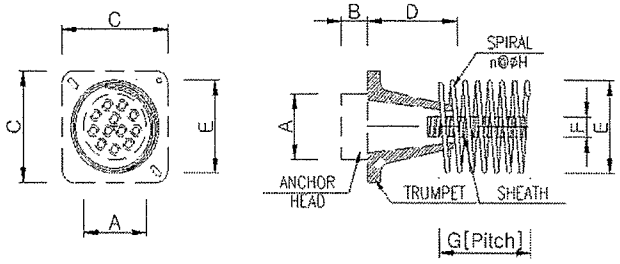
1) 설계단면



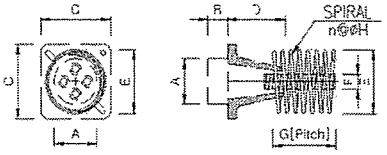
강선 번호	높이 (mm)	Jacking Force P_j (N)	유효긴장력 P_e (N)	입사각 α (도)	수평분력 P_{hj} (N)	수직분력 P_{vj} (N)
5	560	909,418	711,160	13.5	884,291	212,299
6	560	909,418	711,160	13.5	884,291	212,299
합계					1,768,581	424,599

2) 정착판 규격

2차 긴장용 정착장치



유지보수용 정착장치



구 분	강선개수	A	B	C	D	E	F
2차 긴장용	5	128	55	225	180	260	55
유지보수용	4	120	50	180	150	200	50

2. 지압응력 검토

1) 긴장재 정착 직후 [철도설계기준(2013), p10-123]

- 허용지압응력

$$f_{ba} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)} \le 1.1 \times f_{ci}$$

$$= 0.7 \times 32.00 \times \sqrt{(129{,}600.00 / 50{,}625.00) - 0.2}$$

$$= 34.41 \text{ MPa} < 1.1 \times 32.00 = 35.20 \text{ MPa}$$

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 0.8 x 40.00 = 32.00 kgf/cm^2

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적 360.00 × 360.00 = 129,600.00 mm^2

A_b : 정착판의 면적 C^2 = 50,625.00 mm^2

A_e : 정착판의 유효면적 $C^2 - \Sigma\pi D_i^2 / 4$ = 48,249.17 mm^2

- 실제로 작용하는 지압응력

$f_{b1} = P_j / A_e$

= 909,418.00 / 48,249.17 = 18.85 MPa < 34.41 MPa

∴ O.K

2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용지압응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b}\right)} \le 0.9 \times f_{ck}$$

$$= 0.5 \times 40.00 \times \sqrt{129{,}600.00 / 48{,}249.17}$$

$$= 32.78 \text{ MPa} < 0.9 \times 40.00 = 36.00 \text{ MPa}$$

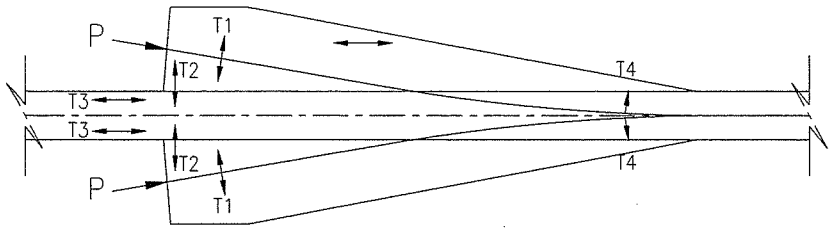
- 실제로 작용하는 지압응력

$f_{b1} = P_t / A_e$

= 711,160.00 / 48,249.17 = 14.74 MPa < 32.78 MPa

∴ O.K

3. 복부 정착부 보강 철근



e = 0.00 mm

α = 4.00 °

fy = 300.00 MPa

1) T_2 (Spalling Force)에 대한 보강철근 [철도설계기준(2013) p10-136, 137]

- 표면 효과에 저항하기 위한 철근(A_s)량은 다음 식으로부터 구할 수 있다. A_s는 단면 바로 밑에 배치해야 한다.

$$A_s = 0.04 \frac{\max(F_{j0})}{f_{s,\lim}} \qquad (10.7.42)$$

여기서, $f_{s,\lim}$은 철근의 설계강도로서 일반적으로 $\frac{2}{3} f_{sy}$이다.

F_{j0}는 PS강재 j의 긴장력

$$= 0.04 \times \frac{884{,}290.71}{200}$$

$$= 176.858 \ mm^2$$

A_{req} = D13 - 2 = 126.70 x 2

= 253.40 mm^2 > 176.86 mm^2

∴ O.K

2) T_1 (Bursting Force)에 대한 보강철근

(1) 수직방향 파열력(Bursting Force)에 대한 보강

$$A_{bj} = \frac{R_j}{k_j f_{s,\lim}} \qquad ($$

여기서, $k_j = 1.0$는 외측 PS강재인 경우

$k_j = 1.5$는 중간에 위치한 PS강재인 경우

$R_j = 0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) F_{j0}$는 파열력(bursting effort)

No.	K_j	$f_{s,\lim}$ (MPa)	a (mm)	d (mm)	F_{j0} (N)	R_j (N)	A_{bj} (mm^2)
5	1	200	180	420	212,299	30,328	151.64
6	1	200	180	420	212,299	30,328	151.64

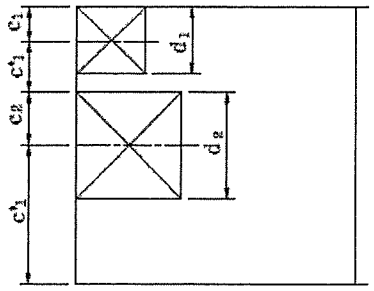
- 파열효과에 저항하는 철근량

$$A_b = \max \begin{cases} \max(A_{bj}) \\ 0.15 \dfrac{\max(F_{j0})}{f_{s,\lim}} \end{cases}$$

→ 152 mm^2

→ 159 mm^2

A_b (mm^2) = 159 mm^2



배치간격 = 150 mm

d_{burst} = 420 mm

A_{req} = D13 - 3 ea

= 126.700 - 3 ea

= 380 ㎟

∴ O.K

(2) 수평방향 파열력(Bursting Force)에 대한 보강

$$A_{bj} = \frac{R_j}{k_j f_{s,\lim}} \qquad ($$

여기서, $k_j = 1.0$ 는 외측 PS강재인 경우

$k_j = 1.5$ 는 중간에 위치한 PS강재인 경우

$R_j = 0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) F_{j0}$ 는 파열력(bursting effort)

No.	K_j	$f_{s,\lim}$ (MPa)	a (mm)	d (mm)	F_{j0} (N)	R_j (N)	A_{bj} (mm^2)
5	1	200	180	350	884,291	107,378	536.89
6	1	200	180	350	884,291	107,378	536.89

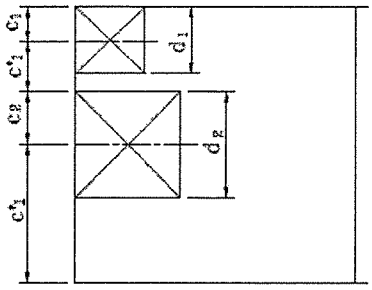
- 파열효과에 저항하는 철근량

$$A_b = \max \begin{cases} \max(A_{bj}) \\ 0.15 \dfrac{\max(F_{j0})}{f_{s,\lim}} \end{cases}$$

→ 537 mm^2

→ 663 mm^2

A_b (mm^2) = 663 mm^2



배치간격 = 150 mm

d_{burst} = 350 mm

A_{req} = D13 - 8 ea

= 126.700 - 8 ea

= 1,014 ㎟

∴ O.K

3) T_3에 대한 보강철근 (정착구 후방에 발생하는 인장력)

T_3 = 0.25 x P_j - f_{cb} x A_{cb}

= 0.25 x 1,818,836 - 5.84 x 45,000.00 = 191,921.53 N

여기서, f_{cb} = 중간 정착부 후방에서의 압축응력 (총압축력 / 단면적)

= 5,076,470 / 869,300.00 = 5.84 MPa

A_{cb} = 중간 정착부에서 정착판 또는 돌출 정착부 측면으로 연장되는 범위내에 연속되는 단면의 면적 돌출부 또는 리브 면적은 단면의 일부로서 고려되지 않음

= 225.00 x 100.00 x 2 = 45,000.00 mm^2

A_{s3} = T_3 / (0.667 x f_y)

= 191,921.53 / (0.667 x 300.00) = 959.61 mm^2

A_{req} = D 13 - 4 = 126.70 x 4

D 13 - 4 = 126.70 x 4

= 1,013.60 mm^2 > 959.61 mm^2 ∴ O.K

4) T_4에 대한 보강철근

T_4 = P_j / R_{min} = 909,418 / 9.224 = 98,592.58 N/m

A_{s4} = T_4 / (0.667 x f_y)

= 98,592.58 / (0.667 x 300.00) = 492.96 mm^2

A_{req} = D 13 @ 150 = 126.70 x (1,000 / 150) x 1 단

= 844.67 mm^2 > 492.96 mm^2 ∴ O.K

5) 전단마찰에 대한 보강

V_n = A_{vf} x f_y x μ_y (V_n = P_j)

A_{vf} = V_n / (0.667 x f_y x μ_y)

= 909,418 / (0.667 x 300.00 x 1.4) = 3,247.92 mm^2

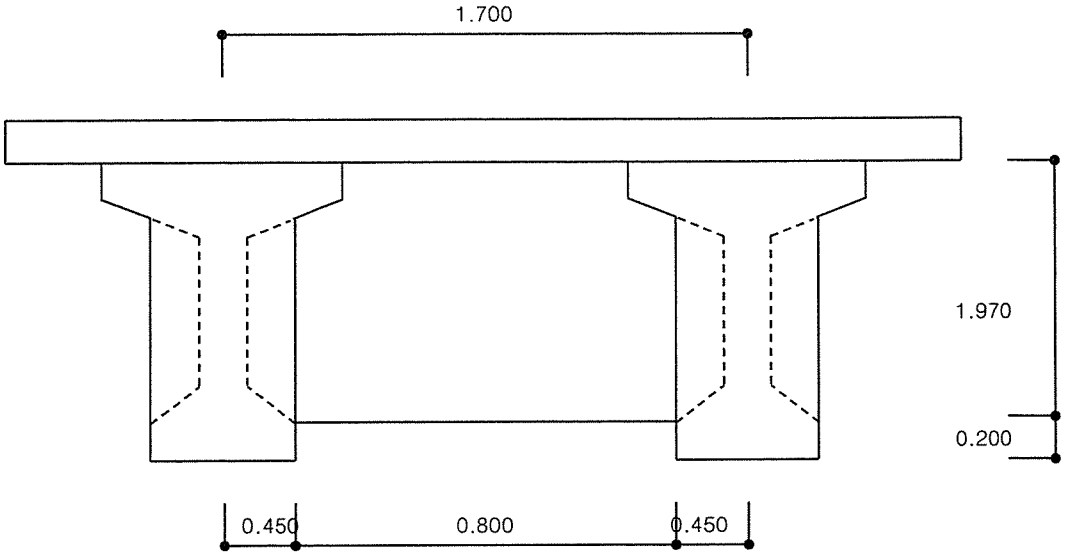
A_{req} = D 13 @ 150 = 126.70 x (2,500 / 150) x 2 단

= 4,223.33 mm^2 > 3,247.92 mm^2 ∴ O.K

7. 가로보 설계

7.1 단부 가로보

7.1.1 작용 단면력



가로보 길이	L_c	=	1.500	m	가로보 간격	L_i	=	7.000	m
가로보 높이	H_c	=	1.970	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_g	=	0.735	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m				(1.3배할증)	
하중분포폭	L_s	=	3.428	m					

7.1.2 하중산정

1) 합성전 고정하중

(1) 슬 래 브	w_{sl}	=	0.280	x	7.000	x	24.500	=	48.020	kN/m
(2) 가로보 자중	w_{cr}	=	1.970	x	0.300	x	24.500	=	14.480	kN/m
							w_{d1}	=	62.500	kN/m

2) 합성후 고정하중

(3) 궤 도	w_{tr}	=	3.000	/	3.428	x	7.000	=	6.127	kN/m
(4) 도 상	w_g	=	0.735	x	7.000	x	19.000	=	97.689	kN/m
							w_{d2}	=	103.816	kN/m

3) 활하중

(1) 충격계수

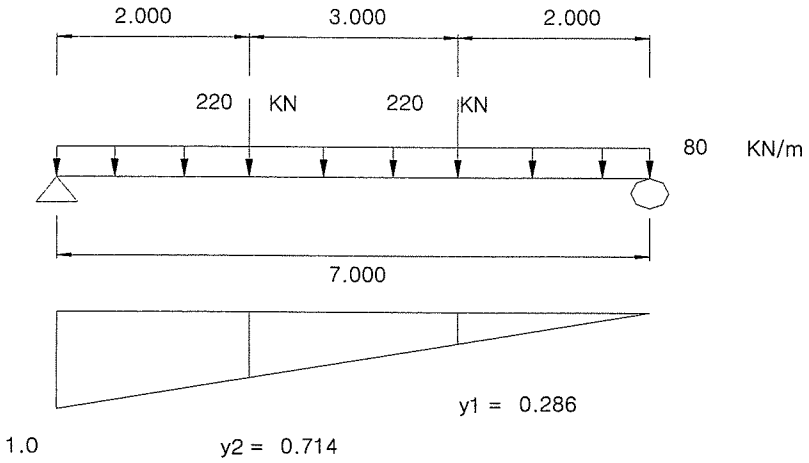
: 철근콘크리트교 및 프리스트레스트 콘크리트교

$$i = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 \qquad (0 < i_m \leq 0.67)$$

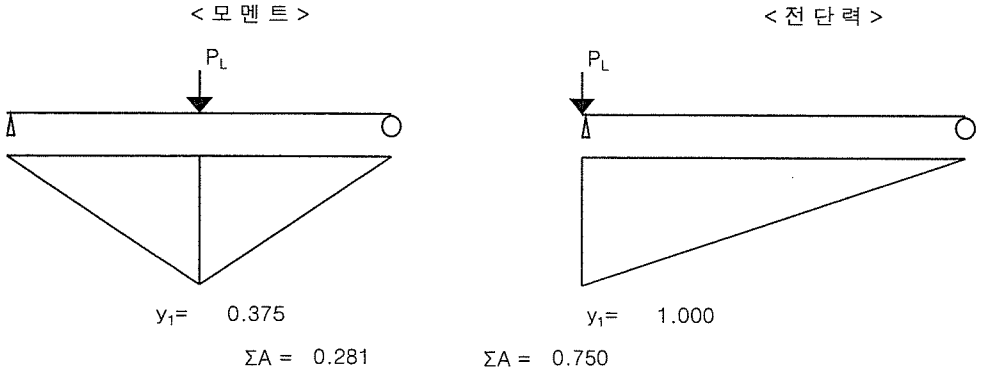
$$i = \left(1.44 / \sqrt{7.00} - 0.2 \right) - 0.18$$

$$= 0.409 \qquad i = 0.409$$

- 종방향 하중재하 : 가로보의 간격이 7.000 m 이므로 각 가로보에 가장 큰 하중이 작용하는 경우



- 열차하중 P_L = 220.0 x (0.286 + 0.714) +
80.0 x (1.000 x 7.000 / 2) = 500.0 KN



전단력 V_L = 500.000 / 3.428 x 1.500 x 1.409 / 2 = 154.133 KN

모멘트 M_L = 500.000 / 3.428 x 1.409 x 1.500^2 / 8 = 57.800 KN-m

7.1.3 단면력 계산

하중단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)
합성전 고정하중(d1)	46.875	17.578
합성후 고정하중(d2)	77.862	29.198
합 계 (DL)	124.737	46.776
활 하 중 (L)	**154.133**	**57.800**

7.1.4 하중조합

V_u = $1.35 \times S_d + 1.85 \times S_L$ = 1.35 x 124.737 + 1.85 x 154.133 = 453.541 kN

= $1.6 \times S_d + 1.6 \times S_L$ = 1.60 x 124.737 + 1.60 x 154.133 = 446.192 kN

M_u = $1.35 \times M_d + 1.85 \times M_L$ = 1.35 x 46.776 + 1.85 x 57.800 = 170.078 kN · m

$1.6 \times M_d + 1.6 \times M_L$ = 1.60 x 46.776 + 1.60 x 57.800 = 167.322 kN · m

7.1.5 휨설계

1. 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	170,078,000 N·mm					
계수 하중 전단력	M_u	=	453,541 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	=	1,970	mm
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	유효 높이	d	=	1,890	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,

$6.000\ A_s^2 - 567,000\ A_s + 188,975,556 = 0$

필요 철근량	A_s	=	334.47 mm^2	
단면 철근비	ρ	=	$A_s / (b \times d)$	= 0.00059
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}	=	$4/3 \times A_s / (b \times d)$	= 0.00079
최소 철근량	A_{s_min}	=	$\min (\rho_{min1} , \rho_{min2}) \times b \times d$	= 447.93 mm^2

3. 사용 철근량 A_{s_use} = 2 - D 25 x 1 단 = 1,013.40 mm^2

4. 철근비 검토 ρ_{use} = $A_{s_use} / (b \times d)$ = 0.00179 ∴ O.K

5. 휨강도 검토

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 39.74 mm

$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - a/2)]$ = 483,273,255 N·m > 170,078,000 N·m

∴ O.K

7.1.6 전단설계

L_c / d = 1,500 / 1,890 = 0.8 < 5 ∴ DEEP BEAM 설계

(1) Vc 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

$V_c = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b \times d$ = 517,598 N

$\Phi V_c = 0.75 \times V_c$ = 439,958 N < V_u = 453,541 N ∴ 전단설계

2. 전단철근량 산정

1) 수직철근량

- 수직철근의 최대간격 : i) 400mm 이하 = 400 mm

ii) d / 5 이하 = 378 mm

∴ = 378 mm > s_v = 200 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0015 x b x s_v = 90.0 mm^2

A_{v_use} = 2 - D 16 @ 200 = 2 x 198.6 = 397.2 mm^2 > 90.0 mm^2

∴ O.K

2) 수평철근량

- 수평철근의 최대간격 : i) 400mm 이하 = 400 mm

ii) d / 3 이하 = 630 mm

∴ = 400 mm > s_h = 250 mm

∴ O.K

A_{vh_min} = 0.0025 x b x s_h = 187.5 mm^2

A_{vh_use} = 2 - D 16 @ 250 = 2 x 198.6 = 397.2 mm^2 > 187.5 mm^2

∴ O.K

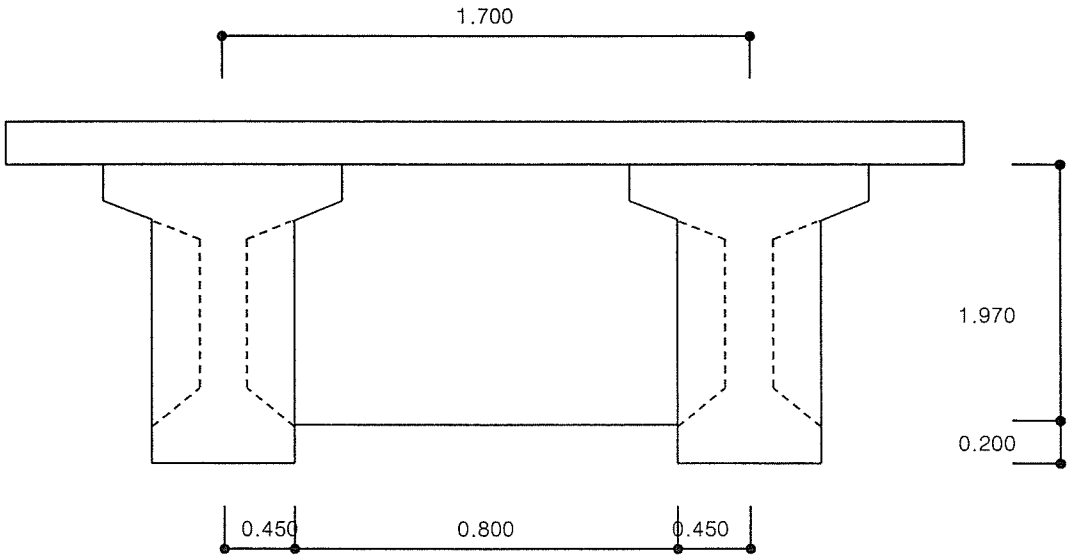
3) 전단철근량 검토

$(1 + L_c/d) / 12 \times A_v / s_v + (11 - L_c/d) / 12 \times A_h / s_h$ = 0.149 A_v / s_v + 0.851 A_h / s_h = 1.648

$(V_u - \Phi V_c) / (\Phi \times f_y \times d)$ = 0.028 < 1.648 ∴ O.K

7.2 중앙부 가로보

7.2.1 작용 단면력



가로보 길이	L_c	=	1.500	m	가로보 간격	L_i	=	7.500	m
가로보 높이	H_c	=	1.970	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_g	=	0.735	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m				(1.3배할증)	
하중분포폭	L_s	=	3.428	m					

7.2.2 하중산정

1) 합성전 고정하중

(1) 슬 래 브	w_{sl}	=	0.280	x	7.500	x	24.500	=	51.450	kN/m
(2) 가로보 자중	w_{cr}	=	1.970	x	0.300	x	24.500	=	14.480	kN/m
							w_{d1}	=	65.930	kN/m

2) 합성후 고정하중

(3) 궤 도	w_{tr}	=	3.000	/	3.428	x	7.500	=	6.565	kN/m
(4) 도 상	w_g	=	0.735	x	7.500	x	19.000	=	104.666	kN/m
							w_{d2}	=	111.231	kN/m

3) 활하중

(1) 충격계수

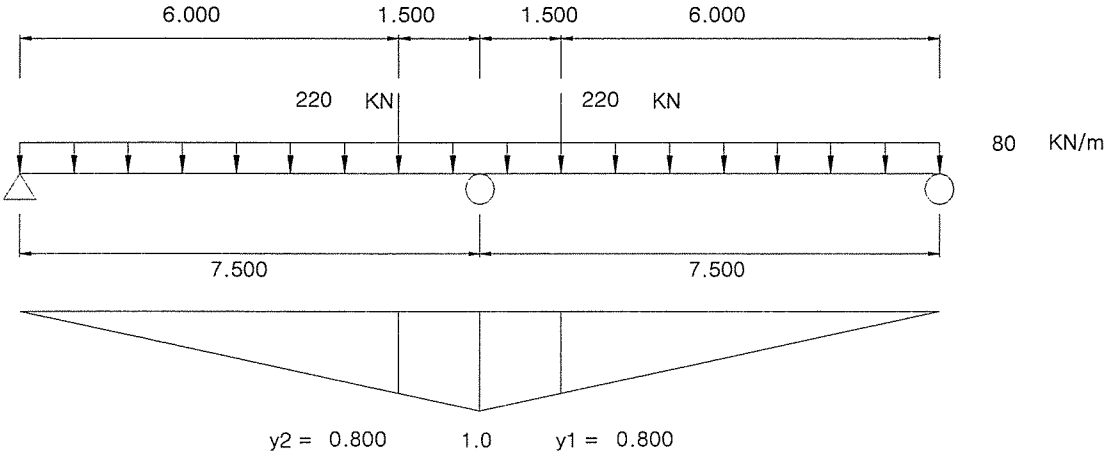
: 철근콘크리트교 및 프리스트레스트 콘크리트교

$$i = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 \qquad (0 < i_m \le 0.67)$$

$$i = (1.44 / \sqrt{7.50} - 0.2) - 0.18$$

$$= 0.387 \qquad i = 0.387$$

- 종방향 하중재하 : 가로보의 간격이 7.500 m 이므로 각 가로보에 가장 큰 하중이 작용하는 경우

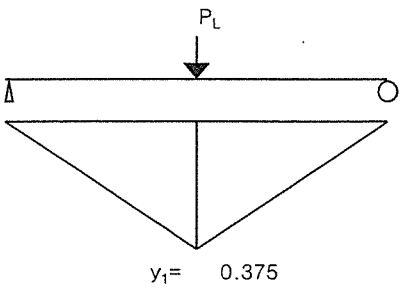


- 열차하중 P_L = 220.0 x (0.800 + 0.800)+

80.0 x (1.000 x 7.500 + 1.000 x 7.500) / 2.000

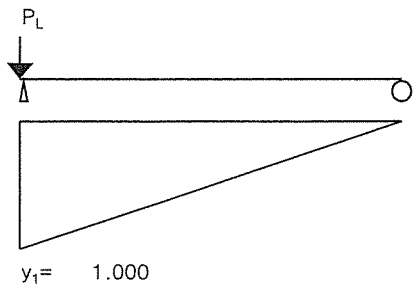
= 952.000 KN

<모 멘 트 >



ΣA = 0.281

<전 단 력 >



ΣA = 0.750

전단력	V_L	=	952.000	/	3.428	x	1.500	x	1.387	/	2	= 288.983 KN
모멘트	M_L	=	952.000	/	3.428	x	1.387	x	1.500^2	/	8	= 108.369 KN-m

7.2.3 단면력 계산

하중단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN • m)
합성전 고정하중(d1)	49.448	18.543
합성후 고정하중(d2)	83.423	31.284
합 계 (DL)	132.871	49.827
활 하 중 (L)	288.983	108.369

7.2.4 하중조합

$V_u = 1.35 \times S_d + 1.85 \times S_L = 1.35 \times 132.871 + 1.85 \times 288.983 = 713.994$ kN

$= 1.6 \times S_d + 1.6 \times S_L = 1.60 \times 132.871 + 1.60 \times 288.983 = 674.966$ kN

$M_u = 1.35 \times M_d + 1.85 \times M_L = 1.35 \times 49.827 + 1.85 \times 108.369 = 267.749$ kN • m

$= 1.6 \times M_d + 1.6 \times M_L = 1.60 \times 49.827 + 1.60 \times 108.369 = 253.114$ kN • m

7.2.5 휨설계

1. 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	267,749,000 N • mm					
계수 하중 전단력	M_u	=	713,994 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	=	1,970	mm
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	유효 높이	d	=	1,890	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,

$6.000\ A_s^2 - 567,000\ A_s + 297,498,889 = 0$

필요 철근량	A_s	=	527.64 mm^2	
단면 철근비	ρ	=	$A_s / (b \times d)$	= 0.00093
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}	=	$4/3 \times A_s / (b \times d)$	= 0.00124
최소 철근량	A_{s_min}	=	$\min (\rho_{min1} , \rho_{min2}) \times b \times d$	= 703.08 mm^2

3. 사용 철근량 A_{s_use} = 2 - D 25 x 1 단 = 1,013.40 mm^2

4. 철근비 검토 ρ_{use} = $A_{s_use} / (b \times d)$ = 0.00179 ∴ O.K

5. 휨강도 검토

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.74$ mm

$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - a/2)] = 483,273,255$ N • m > 267,749,000 N • m

∴ O.K

7.2.6 전단설계

L_c / d = 1,500 / 1,890 = 0.8 < 5 ∴ DEEP BEAM 설계

(1) Vc 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

V_c = $1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b \times d$ = 517,598 N

ΦV_c = $0.90 \times V_c$ = 439,958 N < V_u = 713,994 N ∴ 전단설계

2. 전단철근량 산정

1) 수직철근량

- 수직철근의 최대간격 : i) 400mm 이하 = 400 mm

ii) d / 5 이하 = 378 mm

∴ = 378 mm > s_v = 200 mm

∴ O.K

A_{v_min} = $0.0015 \times b \times s_v$ = 90.0 mm^2

A_{v_use} = 2 - D 16 @ 200 = 2 x 198.6 = 397.2 mm^2 > 90.0 mm^2

∴ O.K

2) 수평철근량

- 수평철근의 최대간격 : i) 400mm 이하 = 400 mm

ii) d / 3 이하 = 630 mm

∴ = 400 mm > s_h = 250 mm

∴ O.K

A_{vh_min} = $0.0025 \times b \times s_h$ = 187.5 mm^2

A_{vh_use} = 2 - D 16 @ 250 = 2 x 198.6 = 397.2 mm^2 > 187.5 mm^2

∴ O.K

3) 전단철근량 검토

$(1 + L_c/d) / 12 \times A_v / s_v + (11 - L_c/d) / 12 \times A_h / s_h$ = 0.149 A_v / s_v + 0.851 A_h / s_h = 1.648

$(V_u - \Phi V_c) / (\Phi \times f_y \times d)$ = 0.569 < 1.648 ∴ O.K

7.3 가로보 용접 검토

[철도설계기준(2013) p9-79]

두꺼운 쪽 모재 두께	최소 필렛용접 치수	비 고
20mm 이하	6 mm	패스 용접 적용
20mm 초과	8 mm	

※ 양면 용접이므로 최소필렛용접 치수는 철근 직경의 1/2 의 값으로 판단함.

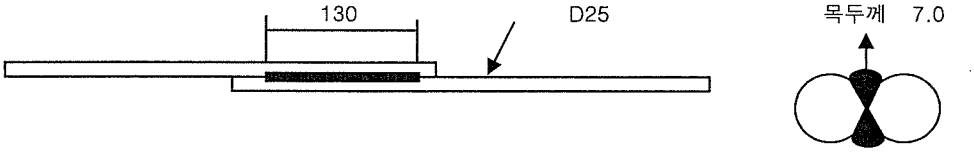
7.3.1 가로보 주철근

1. 필렛용접치수

- 철근 직경 : 25 mm

철근 직경의 1/2 : 12.5 mm < 20 mm

최소 필렛용접 치수: 6.0 mm ∴ 7.0 mm 적용함.



2. 용접길이 산정

- 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다.

L' = 25 x 10 = 250 mm

- 양면 용접이므로

L = 250 / 2 = 125 mm ≒ 130 mm 적용

3. 용접길이 검토

As · fyh = 507 x 150 = 76005 N

$$f = \frac{P}{2 \cdot \sum a \cdot L \cdot 0.9} = \frac{76005}{2\,EA \times 7.0 \times 130 \times 0.9}$$

= 46.401 Mpa < 80.0 Mpa – O.K –

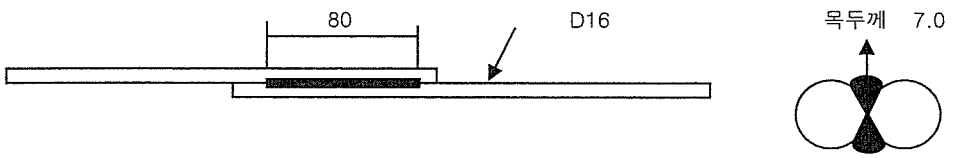
7.3.2 가로보 수평철근

1. 필렛용접치수

- 철근 직경 : 16 mm

철근 직경의 1/2 : 8 mm < 20 mm

최소 필렛용접 치수: 6.0 mm ∴ 7.0 mm 적용함.



1. 용접길이 산정

- 용접의 최소길이는 직격의 10배 이상이어야 한다.

L' = 16 x 10 = 160 mm

- 양면 용접이므로

L = 160 / 2 = 80 mm ≒ 80 mm 적용

2. 용접길이 검토

As · fyh = 199 x 150 = 29790 N

$$f = \frac{P}{2 \cdot \sum a \cdot L \cdot 0.9} = \frac{29790}{2\ EA \times 7.0 \times 80 \times 0.9}$$

= 29.554 Mpa < 80.0 Mpa – O.K –

8. 신축이음설계

8.1 신축량 계산 및 설치유간

[철도설계기준(2013) p8-92]

1. 프리스트레스에 따른 탄성변형(e) 수축량

P_t : PS 긴장력

L : 신축거더 길이 (29.000 m)

$E_{pc'}$: 긴장시 거더탄성계수(Mpa)

A_{oc} : 거더 순단면적(㎟)

$$\Delta L_e = \frac{(-)P_t}{E_{pc'} A_{oc}} \times L = \frac{-6,757,172.0}{28,066.4 \times 848,096.0} \times 29,000 = -8.232 \text{ mm}$$

2. 주거더의 처짐각(Θ)에 따른 거더하연의 신장량

M_{cw} : 총하중에 의한 단면력(N·㎜)

E_{pc} : 사용하중 작용시 거더탄성계수(Mpa)

I_{vc} : 합성단면 단면2차모멘트($㎜^4$)

$$\Theta = \frac{M_{cw} \times L}{3 \times E_{pc} \times I_{vc}} = \frac{10531086.66 \times 29000.000}{3 \times 30,008.0 \times 1,059,510,239,504}$$

$$= 0.00000320190$$

$$\Delta L_d = (+)\ \Theta \cdot y_{vc} = 0.00000320190 \times 1520.960 = 0.0049 \text{ mm}$$

3. 온도변화에 의한 이동량

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$

ΔT : 온도변화 ((±) 15 ℃)

α : 선팽창계수 (0.00001)

L : 신축거더 길이 (29.000 m)

$$\Delta L_t = 15 \times 0.00001 \times 29,000 = (\pm)\ 4.350 \text{ mm}$$

4. 크리프에 의한 신축량

콘크리트의 크리프 계수	Φ= 2.0
콘크리트의 건조수축	20 ℃ 하강상당

$$\Delta L_c = \frac{P_i}{E_c A_c} \times \Phi \times L \times \beta$$

$$= \frac{22,483,190.0}{30,008.0 \times 4,065,376.4} \times 2.0 \times 29,000 \times 0.5 = 5.345 \text{ mm}$$

5. 건조수축에 의한 신축량

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

$$\Delta L_{sh} = 20.0 \times \alpha \times \beta \times L$$

$$= 20.0 \times 0.00001 \times 0.5 \times 29,000 = 2.900 \text{ mm}$$

6. 신축길이의 종합표

종류 \ 구분	(-) 단축량	(+) 신장량	비 고
(1) 탄성변형	(-) 8.232	(+)	거푸집의 제작
(2) 처짐각변화(Δld)	(-)	(+) 0.00487	
(3) 온도변화(Δlt)	(-) 4.350	(+) 4.350	
(4) 크리프(Δlφ)	(-) 5.345	(+)	
(5) 건조수축(Δls)	(-) 2.900	(+)	
소계(2+3+4+5)	(-) 12.595	(+) 4.355	신축장치의 설계
중계(1+2+3+4+5)	(-) 20.827	(+) 4.355	
총신축량	ΣΔlb = 25.182		가동받침(저판, 받침판) 설계

7. 신축 여유량: (기본신축량 x 20%) + 10㎜) = 15.036 ㎜ [철도설계기준(2013) p8-100]

8.2 신축이음장치 선정

-총 신축량: 설계기준 신축량 (25.182 ㎜) + 여유량(15.036 ㎜) = 40.218 ㎜

구 분	신축장 L(m)	총신축량(㎜)	신축이음장치	
			설계유간	신축장치
J1	29.000	40.218	50 ㎜	No 50

9. PSC e-Beam 인양용 강선량 산정

9.1. 사용재료

1. PS 강재 SWPC 7B 15.2mm 7연선,
   - (1) 인장강도 f_{pu} = 1,900 MPa
   - (2) 항복강도 f_{py} = 1,600 MPa
   - (3) 탄성계수 E_{ps} = 200,000 MPa
   - (4) 단 면 적 A_{ps} = 138.7 mm^2

9.2. 적용하중

1. 빔 자중 = 874.4 kN
2. PS강재 항복하중 $P_s = f_{py} \times A_{ps}$ = 221.9 kN

9.3. 인양 강선량 산정

1. 빔 자중 W_g = 874.4 kN

필요강선량 = $W_g / (0.9 \times P_s)$

= 874.4 / (0.9 × 221.9) = 4.4 EA

사용강선량 = 12 EA (단부 2 @ 3 = 6 EA)

9.4. 강선의 안정성 검토

1. 강선의 정착길이 검토 <콘크리트구조설계기준 8.4>

유효응력을 발휘 할때의 부착길이 l_d는 다음과 같다.

$$l_d = 0.145 \times \frac{f_{se}}{3} d_b + 0.145 (f_{ps} - f_{se}) d_b$$

$$= 0.145 \times \frac{525.3}{3} \times 15.2 = 386.0 \text{ mm}$$

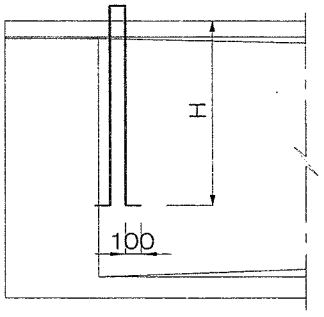
여기서, f_{ps} : 프리스트레스를 받는 부재가 공칭강도를 발휘 할때의 강연선의 응력
이므로 두번째항은 적용하지 않음.

f_{se} (강연선의 유효응력) = $\frac{874.4 \times 10^3}{138.7 \times 12}$ = 525.3 MPa

소요정착길이 l_{re} = 386.0 × 1.2 = 463.1 mm (2가닥의 다발강선에 대한 정착길이 증가율 20% 적용시)

실제정착길이 l_{use} = 1470 + 100 = 1570 mm

∴ $l_{use} > l_{re}$ 이므로, 빔인양을 위한 강선길이 설치시 정착길이 1570 mm 이상의 정착길이와 다음 그림과 같이 90갈고리를 두면 빔 인양 안전성을 만족하는것으로 판단됨.



H = 1470 mm

6.2 교대공

6.2.1 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	932.870	224.786
G2	867.323	768.882	865.761	1733.084	814.660	225.228
G3	942.557	514.818	579.685	1522.242	930.965	224.728
계	2755.986	1573.683	1771.967	4527.953	2678.495	674.742
Pmax	1733.084				932.870	225.228
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 고경) 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 24.900 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)

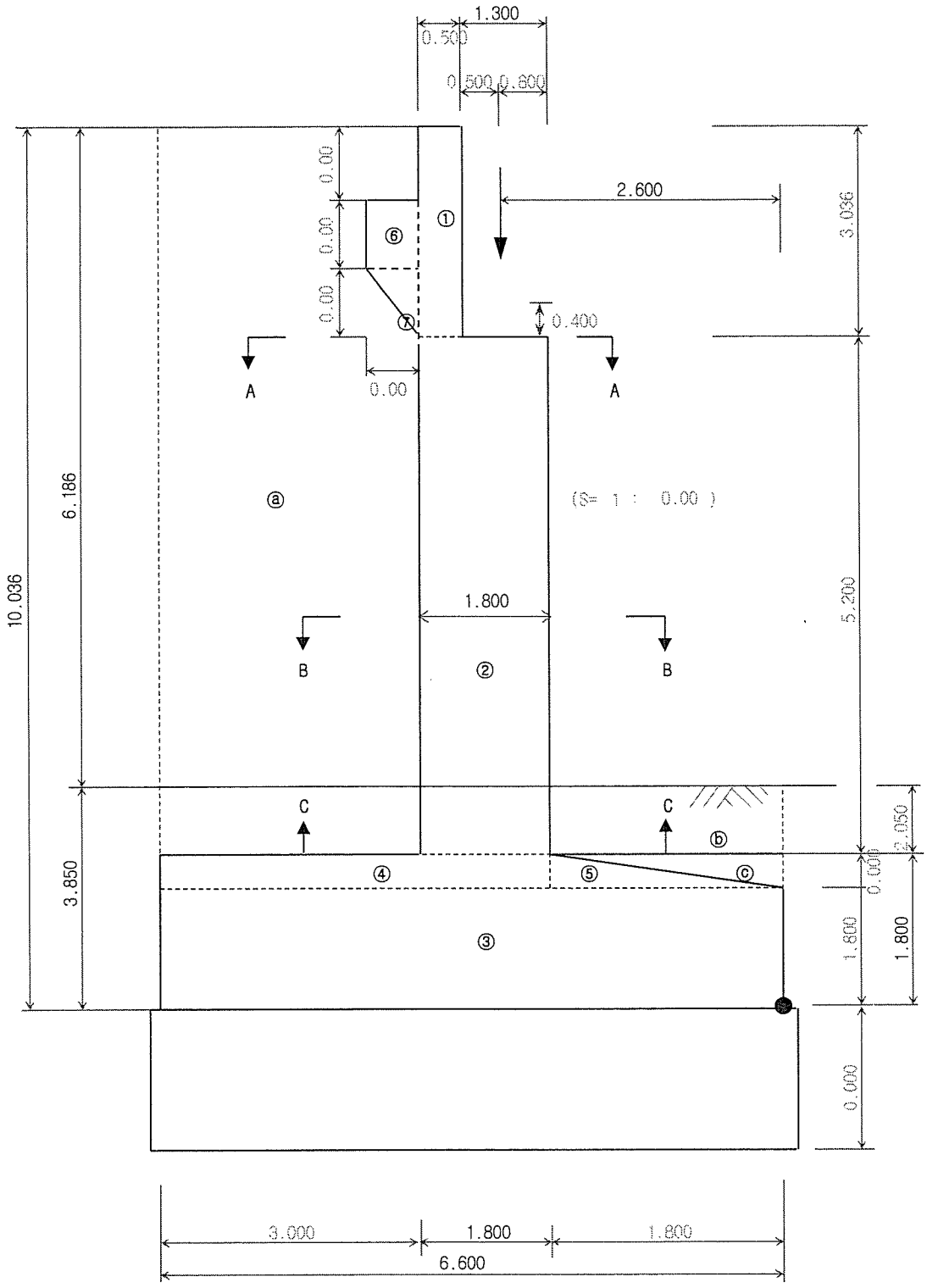
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 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	×	5.200	×	5.600		=	52.42 ㎥
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	×	8.236	×	5.600		=	138.36 ㎥
ⓑ	1.800	×	2.050	×	5.600		=	20.66 ㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	5.600	/ 2	=	0.00 ㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위중량	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	8.52	163.92
	②	52.42	24.50	1284.19	2.70	3467.32	118.66	4.40	522.10
	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	10.04	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	10.04	0.00
	계	127.44		3122.40		9543.81	288.51		821.57
토사	ⓐ	138.36	20.00	2767.30	5.10	14113.21	255.70	5.92	1513.22
	ⓑ	20.66	20.00	413.28	0.90	371.95	38.19		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	159.03		3180.58		14485.16	293.89		1513.22

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

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

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 1771.97 kN
- x = = 2.60 m

다. 부력

- Vw = 6.600 × (226.931 - 233.081) × 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 + 5.200 + 3.036 = 10.04 m
MVd = Vd × Xc = 1425.90 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 27.17 kN
MHd = Hd × Yc = 272.63 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

q1 1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 kN/㎡
Vq1 1 = 27.381 × (3.000 + 0.500) × 5.600 = 536.67 kN
MVq1 1 = Vq1 1 × Xc = 2602.83 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 × 1 (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/㎡
- ql = 27.38 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 10.036 × 5.600 = 209.56 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 27.381 × 10.036 × 5.600 = 382.53 kN

y_1 = H / 2 = 5.02 m

나) 토압

h_1 = 10.036 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 × 100.72 × 5.600 = 1402.11 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 3.35 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 10.04 × 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 × 10.036 × 5.600 = 251.59 kN

ye_1 = H / 2 = 5.02 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 27.381 × 10.036 × 5.600 = 459.25 kN

ye_1 = H / 2 = 5.02 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 100.72 × 5.600

= 1683.29 kN

ye_2 = H / 2 = 5.02 m

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 은도하중에 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	932.870	224.786
	②	814.660	225.228
	③	930.965	224.728
	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	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
	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	-	-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9352.960		32620.436	1611.671		5742.105

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32620.436 - 5742.105) / 9352.960 - 6.600 / 2

= -0.426 m

Mo = 9352.960 x 0.4262 = 3986.436 kN · m

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

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	196.000	-	950.600	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	139.708	5.018	701.055
토 압		-	-	-	1402.109		4690.523
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		6498.974		24979.572	1541.817		5391.577

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (24979.572 - 5391.577) / 6498.974 - 6.600 / 2

= -0.286 m

Mo = 6498.974 x 0.2860 = 1858.618 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
	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	-	-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	-	382.534	5.018	1919.554
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11463.309		39314.845	1994.205		7661.659

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (39314.845 - 7661.659) / 11463.309 - 6.600 / 2

= -0.539 m

Mo = 11463.309 x 0.5387 = 6175.735 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
자중	교 대	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
	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	-	-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	-	382.534	5.018	1919.554
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.275	7.400	3702.034
합 계		11463.309		39314.845	2494.480		11363.693

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (39314.845 - 11363.693) / 11463.309 - 6.600 / 2

= -0.862 m

Mo = 11463.309 x 0.8617 = 9877.768 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
자중	교 대	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
	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	-	-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	-	382.534	5.018	1919.554
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	7.400	-
온 도		-	-	-	413.398	7.400	3059.144
합 계		11463.309		39314.845	2407.603		10720.803

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (39314.845 - 10720.803) / 11463.309 - 6.600 / 2

= -0.806 m

M_o = 11463.309 × 0.806 = 9234.879 kN · m

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

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3122.398	-	9543.810	288.510	-	821.568
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	293.885	-	1513.222
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	7.400	7537.732
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	7.400	1291.226
상재하중	고정하중	294.000	-	1425.900	27.166	10.036	272.634
	활 하 중	536.667	-	2602.833	14.876	10.036	149.300
상재토압	PD	-	-	-	251.588	5.018	1262.468
	PL	-	-	-	459.248	5.018	2304.504
토 압		-	-	-	1683.290	5.018	8446.750
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11463.309		39314.845	4211.665		23599.402

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (39314.845 - 23599.402) / 11463.309 - 6.600 / 2

= -1.929 m

Mo = 11463.309 x 1.9291 = 22113.478 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	9352.960	1611.671	3986.436	-0.426	
LOAD CASE 2	6498.974	1541.817	1858.618	-0.286	
LOAD CASE 3	11463.309	1994.205	6175.735	-0.539	
LOAD CASE 4	11463.309	2494.480	9877.768	-0.862	모멘트 최대
LOAD CASE 5	11463.309	2407.603	9234.879	-0.806	축력 최대
LOAD CASE 6	11463.309	4211.665	22113.478	-1.929	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	11463.309	2407.603	9234.879	-0.806	
2	모멘트 최대시	11463.309	2494.480	9877.768	-0.806	
3	지 진 시	11463.309	4211.665	22113.478	-1.929	

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 6.600 / 5.600 = 1.354

$\beta = 0.5 - 0.1 \cdot B/L =$ 0.500 - 0.100 x 6.600 / 5.600 = 0.382

C = 0.00 kN/㎡

$q = \gamma_2 \times Df =$ 10.000 x 3.850 = 38.500 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 - 679 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 $B' = B - 2e_b =$ 6.600 - 2 x 0.806 = 4.989 m

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

유효재하면적 $A' = B' \times L' =$ 4.989 x 5.600 = 27.937 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 27.937 x(0 + 0.382 x 10.000 x 4.989 x 86.930 + 38.500 x 71.410)

= 123106.75 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 123106.75 / 3 = 41035.58 kN

qa = Qa / A'= 41035.58 / 27.937 = 1468.849 kN/㎡

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

= 11463.309 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 0.806 / 6.600)]

qmax = 537.301 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 537.301 kN/㎡

qmin = 83.008 kN/㎡

* Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	거리(m)	V(kN)	M(kN.m)
(a)	6.800	0.000	0.000	3.400	0.000	0.000
계	-	-	0.000	-	0.000	0.000

* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.

e = B/2-M/V = 6.800 / 2 - 0.000 / 0.000 = 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 = 0.000 / 6.800 * (1 + 6 * 0.000 / 6.800) = 0 kN

Qmin = 0.000 / 6.800 * (1 - 6 * 0.000 / 6.800) = 0 kN

qa = 679.000 kN/㎡ > qmax = 537.301 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

모멘트최대

평상시 최대지반반력 - 679 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 6.600 - 2 x 0.806 = 4.989 m

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

유효재하면적 A'= B' × L' = 4.989 x 5.600 = 27.937 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 27.937 x(0 + 0.382 x 10.000 x 4.989 x 86.930 + 38.500 x 71.410)

= 123106.75 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 123106.75 / 3 = 41035.58 kN

qa = Qa / A'= 41035.58 / 27.937 = 1468.849 kN/㎡

q = ΣV /(B · L) · [1±(6 · e) / B]

= 11463.309 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 0.806 / 6.600)]

qmax = 537.301 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 537.301 kN/㎡

qmin = 83.008 kN/㎡

qa = 679.000 kN/㎡ > qmax = 537.301 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

B. 지 진 시

지진시 최대지반반력 - 1050 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 6.600 - 2 x 1.929 = 2.742 m

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

유효재하면적 A'= B' × L' = 2.742 x 5.600 = 15.354 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 15.354 x(0 + 0.382 x 10.000 x 2.742 x 86.930 + 38.500 x 71.410)

= 56199.25 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 2 = 56199.25 / 2 = 28099.63 kN

qa = Qa / A'= 28099.63 / 15.354 = 1830.062 kN/㎡

q = 2ΣV / [(3 · L) · (B/2 - e)]

= 22926.618 /[(3.000 x 5.600) x (6.600/2 - 1.929)]

qmax = 995.438 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 995.438 kN/㎡

qmin = 0.000 kN/㎡

qa = 1050.000 kN/㎡ > qmax = 995.438 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 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 = 0.806 m < b/6 = 1.100 m -O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

b/6 = 6.600 / 6 = 1.100 m

e = 0.806 m < b/6 = 1.100 m -O.K-

C. 지진시

b/6 = 6.600 / 3 = 2.200 m

e = 1.929 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	=	11463.309	x	0.488	=	5591.029	kN		
Hu/H	=	5591.029	/	2407.603	=	2.322	>	1.5	-O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

Hu	=	11463.309	x	0.488	=	5591.029	kN		
Hu/H	=	5591.029	/	2494.480	=	2.241	>	1.5	-O.K-

C. 지진시

Hu	=	11463.309	x	0.488	=	5591.029	kN		
Hu/H	=	5591.029	/	4211.665	=	1.328	>	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	4.118	79.247
	②	26.208	24.5	642.096	0.900	577.886	59.330	1.300	77.129
	계	34.709	24.5	850.366	-	629.954	78.574	-	156.376
C-C (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	6.718	129.282
	②	52.416	24.5	1284.192	0.900	1155.773	118.659	2.600	308.514
	계	60.917	24.5	1492.462	-	1207.840	137.903	-	437.796

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	×	2.600	×	5.600	=	50.307	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	50.307	×	cos (δ+θ)					=	49.146	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	50.307	×	sin (δ+θ)					=	10.745	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	2.600	×	5.600	=	91.830	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	91.83	×	cos (δ+θ)					=	89.711	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	91.83	×	sin (δ+θ)					=	19.615	kN
작 용 점 :	y	=	2.6	/	2					=	1.300	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	5.200	×	5.600	=	100.614	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	100.614	×	cos (δ+θ)					=	98.292	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	100.614	×	sin (δ+θ)					=	21.491	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	5.200	×	5.600	=	183.660	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	183.66	×	cos (δ+θ)					=	179.422	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	183.66	×	sin (δ+θ)					=	39.230	kN
작 용 점 :	y	=	5.2	/	2					=	2.600	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	×	2.600			=	25.964	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	25.964	)	×	2.600	×	5.600	=	290.841	kN
수평 분력 :	Ph	=	290.841	×	cos (δ+θ)							=	284.129	kN
수직 분력 :	Pv	=	290.841	×	sin (δ+θ)							=	62.123	kN
작 용 점 :	y	=	2.600	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	1.170	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	×	5.200		=	37.942	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	37.942)	×	5.200	×	5.600	=	756.079	kN
수평 분력 :	Ph	=	756.079	×	cos (δ+θ)						=	738.630	kN
수직 분력 :	Pv	=	756.079	×	sin (δ+θ)						=	161.498	kN
작 용 점 :	y	=	5.200	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	2.200	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	×	2.600	×	5.600		=	65.178	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	65.178	×	cos (δ+β)						=	65.178	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	65.178	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	2.6	×	5.600		=	118.976	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	118.976	×	cos (δ+β)						=	118.976	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	118.976	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	2.600	/	2						=	1.300	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	5.200	×	5.600		=	130.356	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	130.356	×	cos (δ+β)						=	130.356	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	130.356	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	5.2	×	5.600		=	237.952	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	237.95	×	cos (δ+β)						=	237.952	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	237.95	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	5.200	/	2						=	2.600	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	×	2.600	=	33.640 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	33.640)	×	2.600	×	5.600	= 376.817 kN
수평 분력 :	Ph	=	376.817	× cos (δ+β)						=	376.817 kN
수직 분력 :	Pv	=	376.817	× sin (δ+β)						=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	2.600	/	2					=	1.300 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	×	5.200	=	49.158 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	49.158)	×	5.200	×	5.600	= 979.585 kN
수평 분력 :	Ph	=	979.585	× cos (δ+β)						=	979.585 kN
수직 분력 :	Pv	=	979.585	× sin (δ+β)						=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	5.200	/	2					=	2.600 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

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	-	-	-	-	-
	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
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	642.096	0.900	577.886	866.830	780.147	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	4.118	236.321	91.820	378.113
		벽 체	1.6	10.745	0.000	0.000	17.193	0.000	49.146	1.300	63.890	78.633	102.223
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.612	419.540	185.843	671.265
		벽 체	1.6	62.123	0.000	0.000	99.397	0.000	284.129	1.170	332.453	454.606	531.925
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3759.164	3396.440	5102.574	4585.194	∑H =	506.814	1052.204	810.902	1683.527
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1284.192	0.900	1155.773	1733.659	1560.293	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	6.718	385.528	91.820	616.844
		벽 체	1.6	21.491	0.000	0.000	34.386	0.000	98.292	2.600	255.559	157.267	408.894
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.212	721.535	185.843	1154.456
		벽 체	1.6	161.498	0.000	0.000	258.396	0.000	738.630	2.200	1625.126	1181.808	2600.201
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4511.38	3974.326	6145.595	5365.340	∑H =	1010.461	2987.747	1616.737	4780.396

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
흉 벽 하 단 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
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		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	642.096	0.900	577.886	866.830	780.147	-	-	-	-	-
	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	4.118	236.321	91.820	378.113
		벽 체	1.6	10.745	0.000	0.000	17.193	0.000	49.146	1.300	63.890	78.633	102.223
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.612	419.540	185.843	671.265
		벽 체	1.6	62.123	0.000	0.000	99.397	0.000	284.129	1.170	332.453	454.606	531.925
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.000	225.000	105.000	315.000
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3759.164	3396.440	5102.574	4585.194	∑H =	581.814	1277.204	915.902	1998.527
벽 체 하 단 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	1284.192	0.900	1155.773	1733.659	1560.293	-	-	-	-	-
	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	6.718	385.528	91.820	616.844
		벽 체	1.6	21.491	0.000	0.000	34.386	0.000	98.292	2.600	255.559	157.267	408.894
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.212	721.535	185.843	1154.456
		벽 체	1.6	161.498	0.000	0.000	258.396	0.000	738.630	2.200	1625.126	1181.808	2600.201
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	5.600	420.000	105.000	588.000
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4511.38	3974.326	6145.595	5365.340	∑H =	1085.461	3407.747	1721.737	5368.396

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	642.096	0.900	577.886	866.830	780.147	-	-	-	-	-
	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	4.118	667.700	259.427	1068.320
		벽체	1.6	30.360	0.000	0.000	48.576	0.000	138.857	1.300	180.514	222.171	288.822
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.612	419.540	185.843	671.265
		벽체	1.6	62.123	0.000	0.000	99.397	0.000	284.129	1.170	332.453	454.606	531.925
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.000	225.000	105.000	315.000
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.275	3.000	1500.824	700.385	2101.154
	계			∑V =	5650.32	5187.573	7758.691	7092.781	∑H =	1276.554	3326.032	1927.431	4976.486
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	1284.192	0.900	1155.773	1733.659	1560.293	-	-	-	-	-
	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	6.718	1089.269	259.427	1742.830
		벽체	1.6	60.721	0.000	0.000	97.153	0.000	277.713	2.600	722.055	444.341	1155.287
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.212	721.535	185.843	1154.456
		벽체	1.6	161.498	0.000	0.000	258.396	0.000	738.630	2.200	1625.126	1181.808	2600.201
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	5.600	420.000	105.000	588.000
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.275	5.600	2801.539	700.385	3922.155
	계			∑V =	6422.15	5765.460	8833.096	7872.928	∑H =	1869.912	7379.523	2876.804	11162.930

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	642.096	0.900	577.886	866.830	780.147	-	-	-	-	-
	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	4.118	667.700	259.427	1068.320
		벽 체	1.6	30.360	0.000	0.000	48.576	0.000	138.857	1.300	180.514	222.171	288.822
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.612	419.540	185.843	671.265
		벽 체	1.6	62.123	0.000	0.000	99.397	0.000	284.129	1.170	332.453	454.606	531.925
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	3.000	1240.194	578.757	1736.271
	계			∑V =	5650.32	5187.573	7758.691	7092.781	∑H =	1114.677	2840.401	1700.804	4296.603
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	1284.192	0.900	1155.773	1733.659	1560.293	-	-	-	-	-
	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	6.718	1089.269	259.427	1742.830
		벽 체	1.6	60.721	0.000	0.000	97.153	0.000	277.713	2.600	722.055	444.341	1155.287
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.212	721.535	185.843	1154.456
		벽 체	1.6	161.498	0.000	0.000	258.396	0.000	738.630	2.200	1625.126	1181.808	2600.201
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	5.600	2315.028	578.757	3241.040
	계			∑V =	6422.15	5567.176	8555.499	7595.330	∑H =	1708.035	6473.013	2650.176	9893.815

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
흉벽하단 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
벽체중앙 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	642.096	0.900	577.886	866.830	780.147	-	-	-	-	-
	상부하중	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	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	4.118	667.700	259.427	1068.320
		벽 체	1.6	30.360	0.000	0.000	48.576	0.000	138.857	1.300	180.514	222.171	288.822
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.612	419.540	185.843	671.265
		벽 체	1.6	62.123	0.000	0.000	99.397	0.000	284.129	1.170	332.453	454.606	531.925
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5650.32	5187.573	8590.577	7898.791	∑H =	701.279	1600.208	1122.047	2560.332
벽체하단 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	1284.192	0.900	1155.773	1733.659	1560.293	-	-	-	-	-
	상부하중	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	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	6.718	1089.269	259.427	1742.830
		벽 체	1.6	60.721	0.000	0.000	97.153	0.000	277.713	2.600	722.055	444.341	1155.287
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.212	721.535	185.843	1154.456
		벽 체	1.6	161.498	0.000	0.000	258.396	0.000	738.630	2.200	1625.126	1181.808	2600.201
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6422.15	5765.460	9664.982	8678.938	∑H =	1294.637	4157.984	2071.419	6652.775

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	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
	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	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	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	642.096	0.900	577.886	1027.354	924.618	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	4.118	667.700	259.427	1068.320
		벽 체	1.6	30.360	0.000	0.000	48.576	0.000	138.857	1.300	180.514	222.171	288.822
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.612	419.540	185.843	671.265
		벽 체	1.6	62.123	0.000	0.000	99.397	0.000	284.129	1.170	332.453	454.606	531.925
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5650.32	5187.573	9040.506	8300.118	∑H =	701.279	1600.208	1122.047	2560.332
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②	1.6	1284.192	0.900	1155.773	2054.707	1849.236	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	6.718	1089.269	259.427	1742.830
		벽 체	1.6	60.721	0.000	0.000	97.153	0.000	277.713	2.600	722.055	444.341	1155.287
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.212	721.535	185.843	1154.456
		벽 체	1.6	161.498	0.000	0.000	258.396	0.000	738.630	2.200	1625.126	1181.808	2600.201
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6422.15	5765.460	10275.435	9224.736	∑H =	1294.637	4157.984	2071.419	6652.775

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
흉 벽 하 단 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
	상 재 활 하 중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.036	6.452	2.125	6.452
	자 중 ①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	1.518	29.213	19.244	29.213
	상 재 토 압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	1.518	326.424	215.035	326.424
	배 면 토 압	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
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	5.636	21.872	3.881	21.872
	상 재 활 하 중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	5.636	11.978	2.125	11.978
	자 중 ①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	4.118	79.247	19.244	79.247
	자 중 ②,H/2	1.0	642.096	0.900	577.886	642.096	577.886	59.330	1.300	77.129	59.330	77.129
	상부하중 고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	1018.612	3.000	3055.837	1018.612	3055.837
	상부하중 활 하 중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	174.490	3.000	523.470	174.490	523.470
	상부하중 충 격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압 흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	4.118	885.516	215.035	885.516
	상재토압 벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	184.154	1.300	239.401	184.154	239.401
	배면토압 흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	4.118	634.348	154.043	634.348
	배면토압 벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	376.817	1.300	489.862	376.817	489.862
	장대레일종하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		∑V =	5298.70	4989.289	5298.701	4989.289	∑H =	2207.731	6018.659	2207.731	6018.659
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	8.236	31.962	3.881	31.962
	상 재 활 하 중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	8.236	17.503	2.125	17.503
	자 중 ①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	6.718	129.282	19.244	129.282
	자 중 ②	1.0	1284.192	0.900	1155.773	1284.192	1155.773	118.659	2.600	308.514	118.659	308.514
	상부하중 고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	1018.612	5.600	5704.230	1018.612	5704.230
	상부하중 활 하 중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	174.490	5.600	977.144	174.490	977.144
	상부하중 충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압 흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	6.718	1444.608	215.035	1444.608
	상재토압 벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	368.308	2.600	957.602	368.308	957.602
	배면토압 흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	6.718	1034.859	154.043	1034.859
	배면토압 벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	979.585	2.600	2546.920	979.585	2546.920
	장대레일종하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		∑V =	5940.80	5567.176	5940.797	5567.176	∑H =	3053.983	13152.625	3053.983	13152.625

다. 사용 하중 및 계수 하중

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

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	3759.164	506.814	4448.644	0.283	1065.397	5102.574	810.902	6268.721	0.329	1676.404
2	3759.164	581.814	4673.644	0.343	1290.397	5102.574	915.902	6583.721	0.390	1991.404
3	5650.316	1276.554	8513.606	0.607	3428.321	7758.691	1927.431	12069.267	0.656	5086.445
4	5650.316	1114.677	8027.975	0.521	2942.690	7758.691	1700.804	11389.384	0.568	4406.562
5	5650.316	701.279	6787.781	0.301	1702.496	8590.577	1122.047	10459.123	0.318	2727.604
6	5650.316	701.279	6787.781	0.301	1702.496	9040.506	1122.047	10860.450	0.301	2723.994
7	5298.701	2207.731	11007.949	1.177	6239.118	5298.701	2207.731	11007.949	1.177	6239.118
Max.		1276.554			3428.321		2207.731			6239.118

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	4511.380	1010.461	6962.074	0.643	2901.832	6145.595	1616.737	10145.736	0.751	4614.700
2	4511.380	1085.461	7382.074	0.736	3321.832	6145.595	1721.737	10733.736	0.847	5202.700
3	6422.147	1869.912	13144.983	1.147	7365.051	8833.096	2876.804	19035.857	1.255	11086.071
4	6422.147	1708.035	12040.188	0.975	6260.256	8555.499	2650.176	17489.144	1.144	9789.196
5	6422.147	1294.637	9923.444	0.645	4143.512	9664.982	2071.419	15331.713	0.686	6633.229
6	6422.147	1294.637	9923.444	0.645	4143.512	10275.435	2071.419	15877.511	0.645	6629.619
7	5940.797	3053.983	18719.800	2.251	13373.083	5940.797	3053.983	18719.800	2.251	13373.083
Max.		1869.912			7365.051		3053.983			13373.083

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	6239.118	2207.731	3428.321	
벽체 하단	13373.083	3053.983	7365.051	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	1114.128	394.238	612.2	
벽체 하단	2388.051	545.354	1315.188	

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

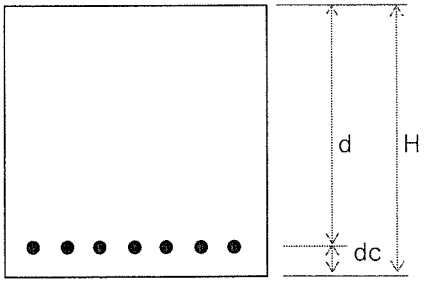
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 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 = 2.6 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	1700.00	100.00	1114.128	394.238	612.200

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 2.208]

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 = 1836.023 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 = 2448.03 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 (= 1114.128 kN · m) [사용률 = 2.184] ∴ O.K!!

나) 전단검토

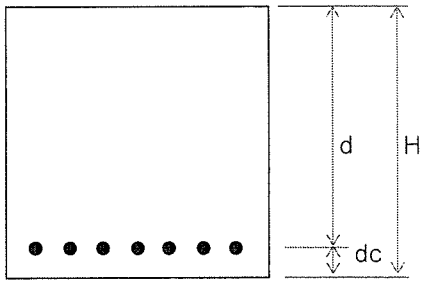
ΦVc= Φ × 1/6 × √fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 394.238 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 =	612.200	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)) = 94.069 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 94.069 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 618.41 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 618 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 = 5.2 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	1672.36	127.64	2388.051	545.354	1315.188

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	mm^2 ,	d2 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 5602.000 mm^2 [사용률 1.386]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 87.875 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04473 > 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 = 4043.203 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 = 66934.85 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5853.26 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 5390.94 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 89.346 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 3282.589 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2388.051 kN · m) [사용률 = 1.375] ∴ O.K!!

나) 전단검토

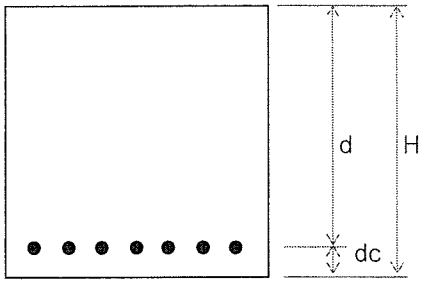
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1672.36 / 1000 = 1297.65 kN

ΦVc= 1297.65 > Vu = 545.354 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1672.36	mm,	dc =	127.64	mm ,
Mo =	1315.188	kN· m,	As =	5602.000	mm^2
N =	12		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 325.06 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 150.109 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 153.188 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 295.32 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 295 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 × 5602.000 = 1120.400 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/㎡

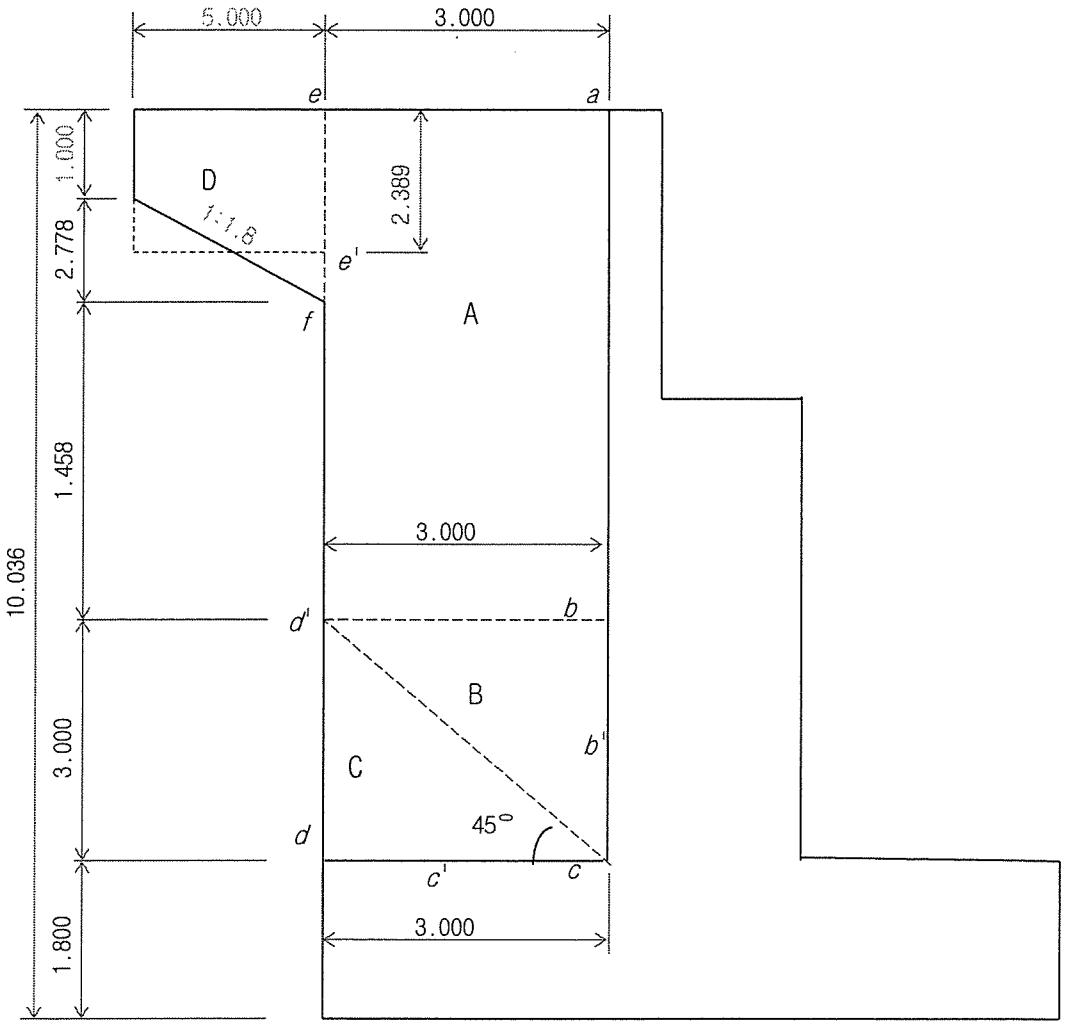
(2) 정지토압계수

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 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	×	5.236	+	Pe	=	61.607	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	5.236	×	3.000	=	640.23	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	991.67	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.000	+	Vd	×	3.000 + Md	=	2893.29	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=										=	31.855	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	5.236	+	Pe	=	98.571	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	5.236	×	3.000	=	1024.37	kN
Va_total	=	Va + Vd									=	1586.68	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.000	+	Vd	×	3.000 + Md	=	4629.26	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=										=	61.607	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	3							=	184.822	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	3.000^{2}					=	277.232	kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 98.571 kN/㎡

Vb = Pb × 3 = 295.714 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 3.000 ² = 443.572 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 61.607 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.398 × 20.00 × 3 + Pd' = 85.498 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.000 = 220.658 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.000 ² = 313.069 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 98.571 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.398 × 20.00 × 3 + Pd' = 136.797 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.000 = 353.053 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.000 ² = 500.91 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	588.438	884.122	443.572	500.910
설계 하중(S)	235.375	303.033	295.714	353.053
사용 하중(M)	367.774	552.576	277.232	313.069

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

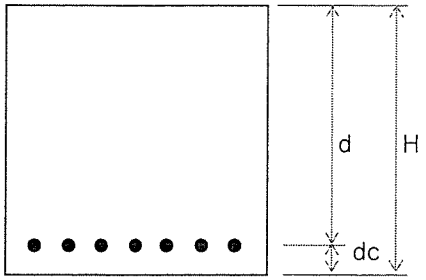
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 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 = 5.236m]

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	884.122	303.033	552.576

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 1.449]

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 = 2796.945 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 = 3729.26 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 (= 884.122 kN · m) [사용률 = 1.432] ∴ O.K!!

나) 전단검토

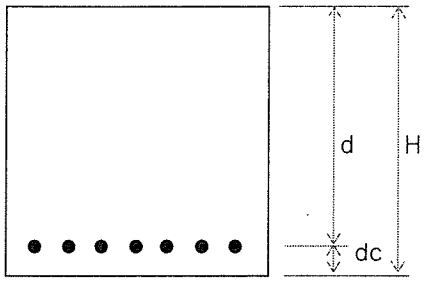
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 303.033 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 =	552.576	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)) = 163.542 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 163.542 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 262.78 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 263 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 8.236m]

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	443.572	295.714	277.232

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 1.463]

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 = 1385.784 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 = 1847.71 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 (= 443.572 kN · m) [사용률 = 1.454] ∴ O.K!!

나) 전단검토

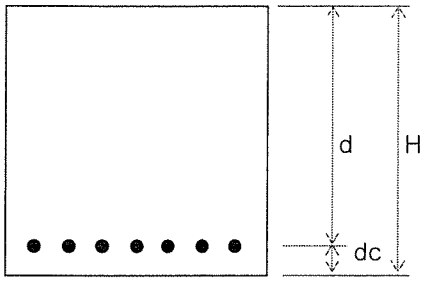
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 295.714 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 =	277.232	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)) = 160.685 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 160.685 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 271.34 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 271 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 8.236m]

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	500.910	353.053	313.069

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 1.639]

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 = 1567.430 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 = 2089.91 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 (= 500.910 kN · m) [사용률 = 1.624] ∴ O.K!!

나) 전단검토

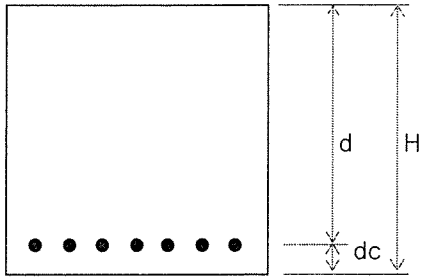
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 353.053 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 =	313.069	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)) = 144.062 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 144.062 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 332.89 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 333 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	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
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	-	-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9352.960		32620.436	1611.671		5742.105

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32620.436 - 5742.105) / 9352.960 - 6.600 / 2

= -0.426 m

Mo = 9352.960 x 0.4262 = 3986.436 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	4215.237	-	12884.144	-	-	-
	배 면 토	4293.778	-	19554.968	-	-	-
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	-	-	-	335.299	5.018	1682.531
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2243.375	-	7504.836
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12626.495		44037.588	2578.674		9187.367

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (44037.588 - 9187.367) / 12626.495 - 6.600 / 2

= -0.540 m

Mo = 12626.495 x 0.5399 = 6817.214 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
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	-	-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
장대레일종하중		-	-	-	75.000	7.400	555.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9352.960		32620.436	1686.671		6297.105

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32620.436 - 6297.105) / 9352.960 - 6.600 / 2

= -0.486 m

Mo = 9352.960 x 0.4856 = 4541.436 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4215.237	-	12884.144	-	-	-
	배 면 토	4293.778	-	19554.968	-	-	-
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	-	-	-	335.299	5.018	1682.531
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2243.375	-	7504.836
장대레일종하중		-	-	-	105.000	7.400	777.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12626.495		44037.588	2683.674		9964.367

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (44037.588 - 9964.367) / 12626.495 - 6.600 / 2

= -0.601 m

Mo = 12626.495 x 0.6015 = 7594.214 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	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
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		-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	9.000	382.534	5.018	1919.554
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
장대레일종하중		-	-	-	75.000	7.400	555.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.275	7.400	3702.034
합 계		11463.309		39323.845	2569.480		11918.693

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (39323.845 - 11918.693) / 11463.309 - 6.600 / 2
= -0.909 m
Mo = 11463.309 x 0.9093 = 10423.768 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4215.237	-	12884.144	-	-	-
	배 면 토	4293.778	-	19554.968	-	-	-
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	-	-	-	335.299	5.018	1682.531
	PL	-	-	-	612.054	5.018	3071.287
토 압		-	-	-	2243.375	-	7504.836
장대레일종하중		-	-	-	105.000	7.400	777.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	700.385	7.400	5182.847
합 계		15858.583		54131.515	3996.113		18218.501

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (54131.515 - 18218.501) / 15858.583 - 6.600 / 2
= -1.035 m
Mo = 15858.583 x 1.0354 = 16420.309 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	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
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	-	-	-	209.562	5.018	1051.582
	P_L	-	-	-	382.534	5.018	1919.554
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	413.398	7.400	3059.144
합 계		11463.309		39314.845	2407.603		10720.803

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (39314.845 - 10720.803) / 11463.309 - 6.600 / 2
= -0.806 m

M_o = 11463.309 × 0.806 = 9234.879 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	4215.237	-	12884.144	-	-	-
	배 면 토	4293.778	-	19554.968	-	-	-
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	-	-	-	335.299	5.018	1682.531
	P_L	-	-	-	612.054	5.018	3071.287
토 압		-	-	-	2243.375	-	7504.836
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	578.757	7.400	4282.802
합 계		15858.583		54131.515	3769.485		16541.456

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (54131.515 - 16541.456) / 15858.583 - 6.600 / 2
= -0.930 m

M_o = 15858.583 × 0.930 = 14743.264 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	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
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		-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	-	382.534	5.018	1919.554
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11463.309		39314.845	1994.205		7661.659

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (39314.845 - 7661.659) / 11463.309 - 6.600 / 2

= -0.539 m

Mo = 11463.309 x 0.5387 = 6175.735 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	4215.237	-	12884.144	-	-	-
	배 면 토	4293.778	-	19554.968	-	-	-
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	-	-	-	335.299	5.018	1682.531
	PL	-	-	-	612.054	5.018	3071.287
토 압		-	-	-	2243.375	-	7504.836
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		16530.642		56422.245	3190.728		12258.654

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (56422.245 - 12258.654) / 16530.642 - 6.600 / 2

= -0.628 m

Mo = 16530.642 x 0.6284 = 10387.529 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3122.398	-	9543.810	-	-	-
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	-	-	-
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		-	-	209.562	5.018	1051.582
	PL	-	-	-	382.534	5.018	1919.554
토 압		-	-	-	1402.109	-	4690.523
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11463.309		39314.845	1994.205		7661.659

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (39314.845 - 7661.659) / 11463.309 - 6.600 / 2

= -0.539 m

Mo = 11463.309 x 0.5387 = 6175.735 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4995.836	-	15270.097	-	-	-
	배 면 토	5088.922	-	23176.259	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4409.578	2.600	11464.902	-	-	-
	활 하 중	2517.893	2.600	6546.521	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	470.400	4.850	2281.440	-	-	-
	활 하 중	858.667	4.850	4164.533	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	335.299	5.018	1682.531
	PL	-	-	-	612.054	5.018	3071.287
토 압		-	-	-	2243.375	-	7973.889
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18341.295		62903.751	3190.728		12727.706

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (62903.751 - 12727.706) / 18341.295 - 6.600 / 2

= -0.564 m

Mo = 18341.295 x 0.5643 = 10350.228 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	3122.398	-	9543.810	288.510	-	821.568
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	293.885	-	1513.222
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	7.400	7537.732
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	7.400	1291.226
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	27.166	10.036	272.634
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	14.876	10.036	149.300
상 재 토 압	PD	-	-	-	251.588	5.018	1262.468
	PL	-	-	-	459.248	5.018	2304.504
토 압		-	-	-	1683.290	5.018	8446.750
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11463.309		39314.845	4211.665		23599.402

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (39314.845 - 23599.402) / 11463.309 - 6.600 / 2

= -1.929 m

Mo = 11463.309 x 1.9291 = 22113.478 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	3122.398	-	9543.810	288.510	-	821.568
	배 면 토	3180.576	-	14485.162	293.885	-	1513.222
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	7.400	7537.732
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	7.400	1291.226
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	27.166	-	272.634
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	14.876	10.036	149.300
상 재 토 압	PD	-	-	-	251.588	5.018	1262.468
	PL	-	-	-	459.248	5.018	2304.504
토 압		-	-	-	1683.290	5.018	8446.750
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11463.309		39314.845	4211.665		23599.402

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (39314.845 - 23599.402) / 11463.309 - 6.600 / 2

= -1.929 m

Mo = 11463.309 x 1.9291 = 22113.478 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

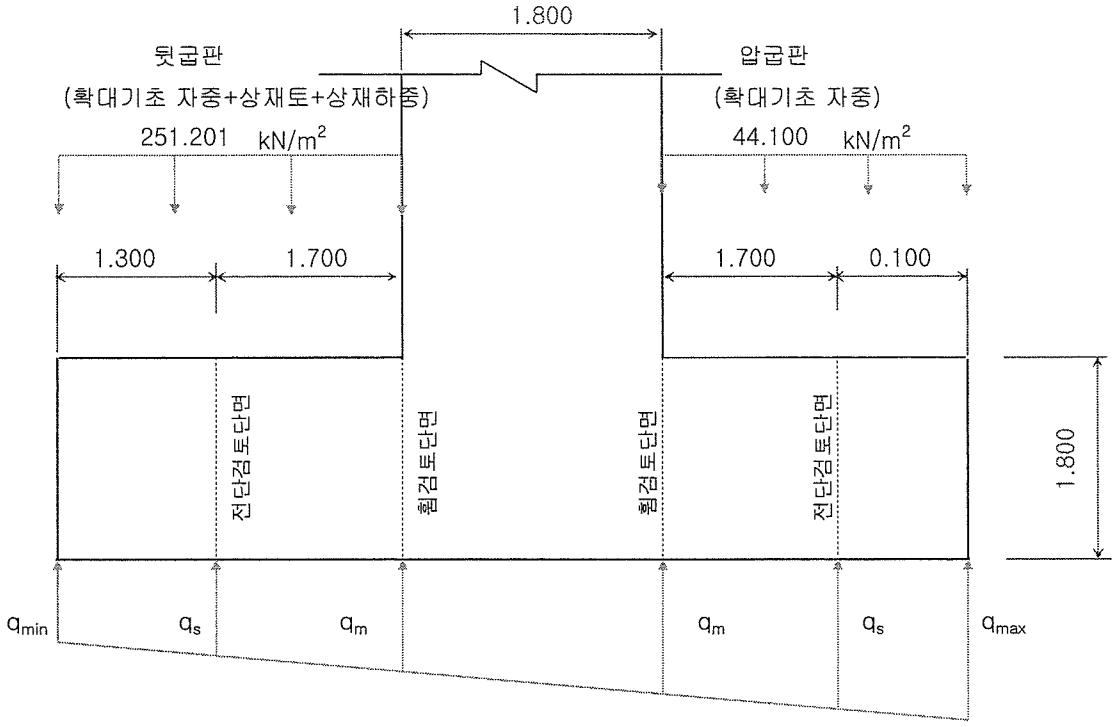
구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	9352.960	1611.671	3986.436	-0.426	
LOAD CASE2	9352.960	1686.671	4541.436	-0.486	
LOAD CASE3	11463.309	2569.480	10423.768	-0.909	
LOAD CASE4	11463.309	2407.603	9234.879	-0.806	
LOAD CASE5	11463.309	1994.205	6175.735	-0.539	
LOAD CASE6	11463.309	1994.205	6175.735	-0.539	
LOAD CASE7	11463.309	4211.665	22113.478	-1.929	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	12626.495	2578.674	6817.214	-0.540	
LOAD CASE2	12626.495	2683.674	7594.214	-0.601	
LOAD CASE3	15858.583	3996.113	16420.309	-1.035	
LOAD CASE4	15858.583	3769.485	14743.264	-0.930	
LOAD CASE5	16530.642	3190.728	10387.529	-0.628	
LOAD CASE6	18341.295	3190.728	10350.228	-0.564	
LOAD CASE7	11463.309	4211.665	22113.478	-1.929	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	11463.309	2569.480	10423.768	15858.583	3996.113	16420.309
축 력 최대시	11463.309	2407.603	9234.879	18341.295	3190.728	10350.228
지 진 시	11463.309	4211.665	22113.478	11463.309	4211.665	22113.478

6.5 기초 단면검토



가. 기초 하중 집계

- 사용하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	11463.309	2569.480	10423.768	0.909	
축 력 최대시	11463.309	2407.603	9234.879	0.806	
지 진 시	11463.309	4211.665	22113.478	1.929	

- 극한하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	15858.583	3996.113	16420.309	1.035	
축 력 최대시	18341.295	3190.728	10350.228	0.564	
지 진 시	11463.309	4211.665	22113.478	1.929	

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	11463.309	6.600	5.600	0.909	566.544	53.765	
축 력 최대시	11463.309	6.600	5.600	0.806	537.301	83.008	
지 진 시	11463.309	6.600	5.600	1.929	995.438	0.000	

- 극한하중 재하시

조합경우	ΣV	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	15858.583	6.600	5.600	1.035	832.958	25.190	
축 력 최대시	18341.295	6.600	5.600	0.564	750.828	241.667	
지 진 시	11463.309	6.600	5.600	1.929	995.438	0.000	

다. 앞굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	566.544	53.765	426.695	558.775	770.841	51.856	1.00
축 력 최대시	537.301	83.008	413.403	530.418	732.081	48.976	1.00
Max.					770.841	51.856	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	832.958	25.190	612.658	820.719	1133.983	76.730	1.35
축 력 최대시	750.828	241.667	611.966	743.113	1027.048	67.641	1.60
지 진 시	995.438	0.000	559.777	971.234	1305.910	93.924	1.00
Max.					1305.910	93.924	

라. 뒷굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	566.544	53.765	286.846	154.767	538.840	191.015	1.0
축 력 최대시	537.301	83.008	289.505	172.490	447.124	160.488	1.0
Max.					538.840	191.015	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	832.958	25.190	392.357	184.296	861.939	304.692	1.35
축 력 최대시	750.828	241.667	473.103	341.956	373.992	143.143	1.60
지 진 시	995.438	0.000	124.116	0.000	1124.965	326.561	1.00
Max.					1124.965	326.561	

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	1124.965	326.561	538.840

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	3	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 1.670]

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 = 1854.036 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 = 2472.05 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 (= 1124.965 kN · m) [사용률 = 1.660] ∴ O.K!!

나) 전단검토

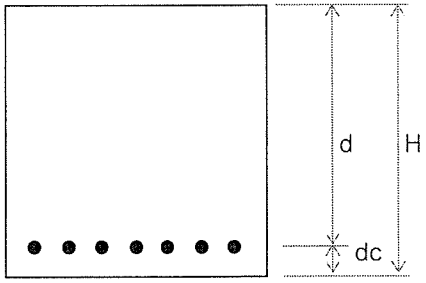
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 326.561 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 =	538.840	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)) = 107.643 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 107.643 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 509.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 509 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!!

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	1305.910	93.924	770.841

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 1.437]

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 = 2155.271 mm^2

☞ 철근비 검토

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

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 = 2873.70 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 (= 1305.910 kN · m) [사용률 = 1.430] ∴ O.K!!

나) 전단검토

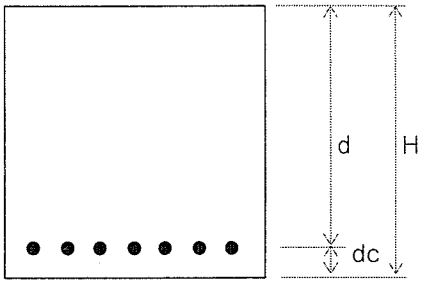
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 93.924 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 =	770.841	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)) = 153.990 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 153.990 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 288.90 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 289 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

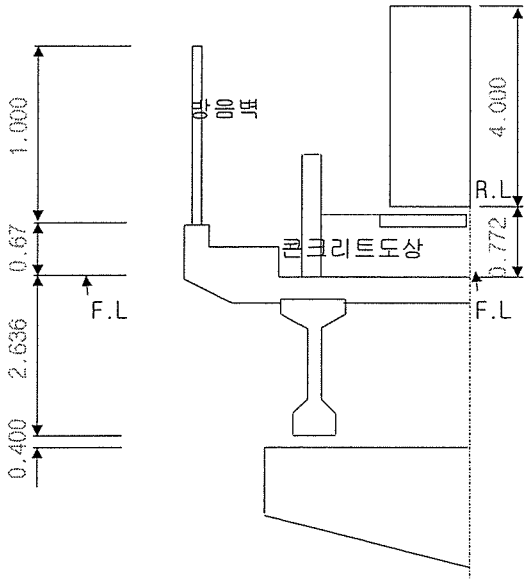
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

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

7. 교량받침부 검토 (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

$\sum R_d$ = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

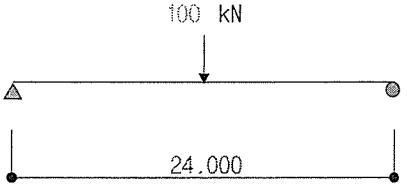
$\sum R_L$ = 1771.967 kN

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 = 3.500 L = 40.000 V = 200 km/hr

. (max $= \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times 3,500} =$ 0.059

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

상부반력 (P_L) 865.761 kN (충격 제외)

P_c = 865.76 × 0.059 = 51.080 kN

M_c = 51.080 × 5.608 = 286.457 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	286.457	5.780	1.700	84.252	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	84.252	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 51.080 / 3 shoe

= 17.027 kN

P_{Lf} = 84.252 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 = 674.742 kN

M_c = 674.742 × 0.400 = 269.897 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	269.897	5.780	1.700	79.381	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	79.381	↓

H_E = 225.228 kN

R_E = 79.381 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 = 932.870 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

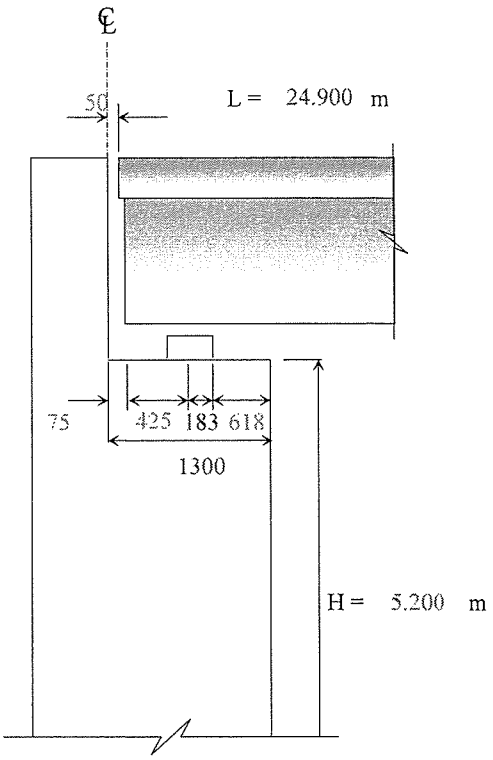
구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2096.976	72.494	0.80
	지진시	1891.248	225.228	
교축 방향	상시	1811.867	195.000	0.80
	지진시	1811.867	932.870	

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	2096.976	72.494	1553.316	53.699	1.35
	지진시	1891.248	225.228	1350.892	160.877	1.40
교축 방향	상시	1811.867	195.000	1449.494	156.000	1.25
	지진시	1811.867	932.870	1294.191	666.336	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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 5.20) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 276.22$

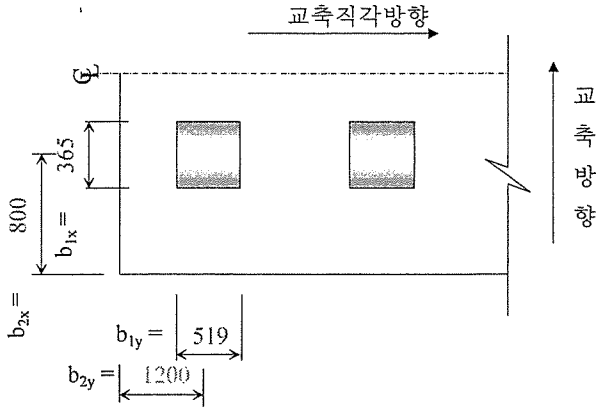
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 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) 연직하중에대한 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

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

$= ¼ \times (1 - 365 / 1600) \times 1449493.6 / 180$

$= 1553.9$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 365 / 1600) \times 1294190.7 / 180$

$= 1387.4$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1553315.6 / 180$

$= 1690.8$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1350891.723 / 180$

$= 1470.5$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

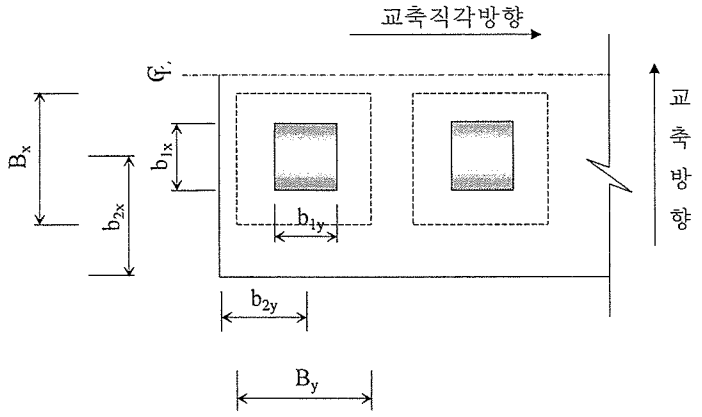
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 156000 / 180 = 866.7$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 666336 / 180 = 3701.9$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 53699 / 180 = 298.3$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 160877 / 180 = 893.8$ ㎟ - 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

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1690.800 + 298.329 = 1989.129 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1470.500 + 893.762 = 2364.262 ㎟

B_y = 1319.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2364.262 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

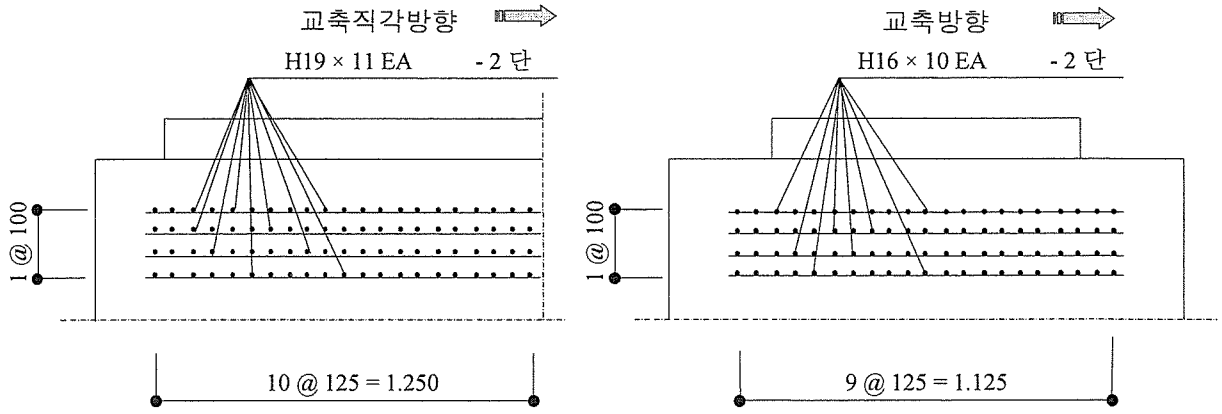
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1553.900 + 866.667 = 2420.567 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1387.400 + 3701.865 = 5089.265 ㎟

B_x = 1565.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 11 EA × 2 단 = 6303.000 ㎟ > 5089.265 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{160877.1}{180} = 893.76 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 893.762 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

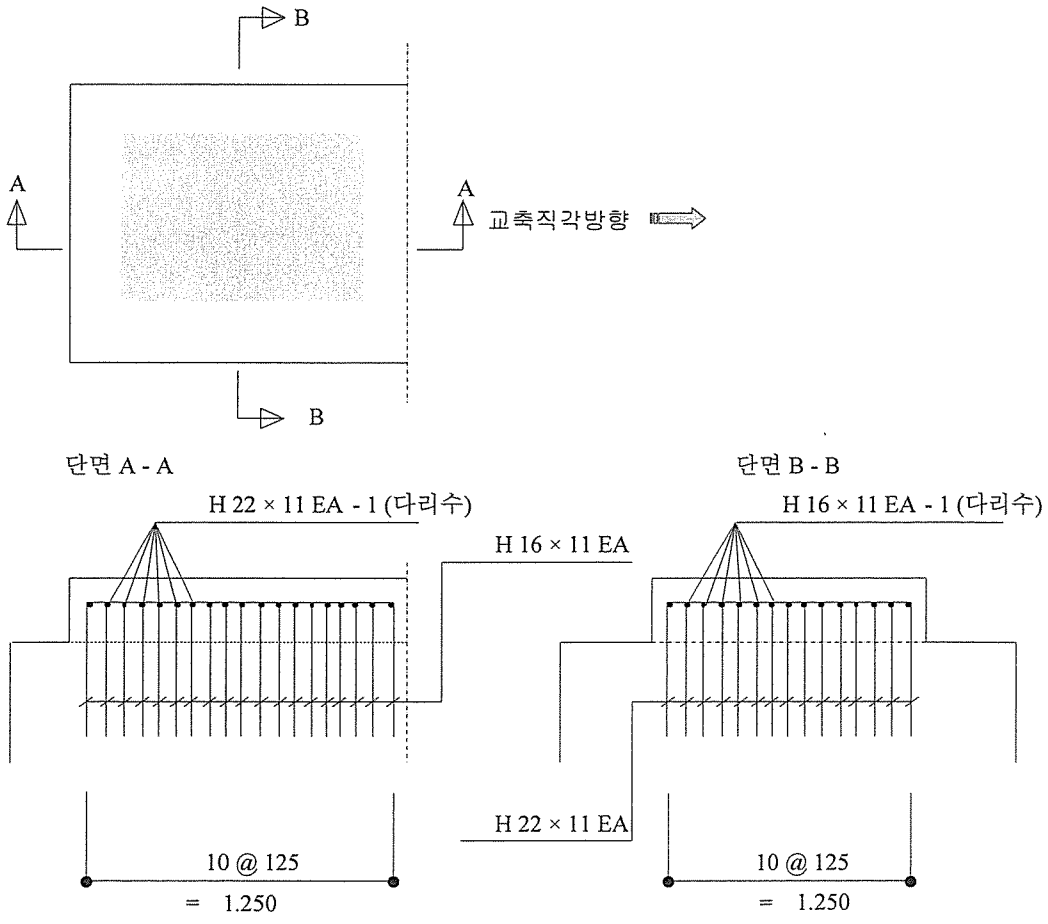
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{666335.7}{180} = 3701.87 \text{ ㎟}$$

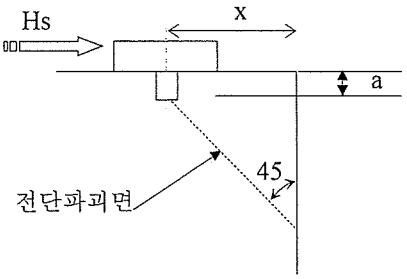
Use A_{sx} = H 22 - 11 EA × 1 ea = 4258.100 ㎟ > 3701.865 ㎟ **- O.K -**

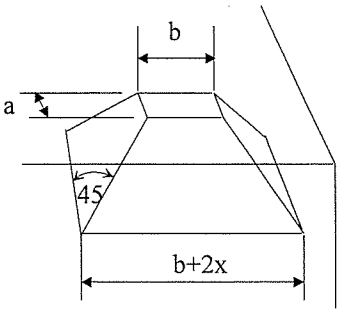
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{160877}{4953707} = 0.032 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4953707 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 160877 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{666336}{2223144} = 0.3 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2223144 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 666336 N

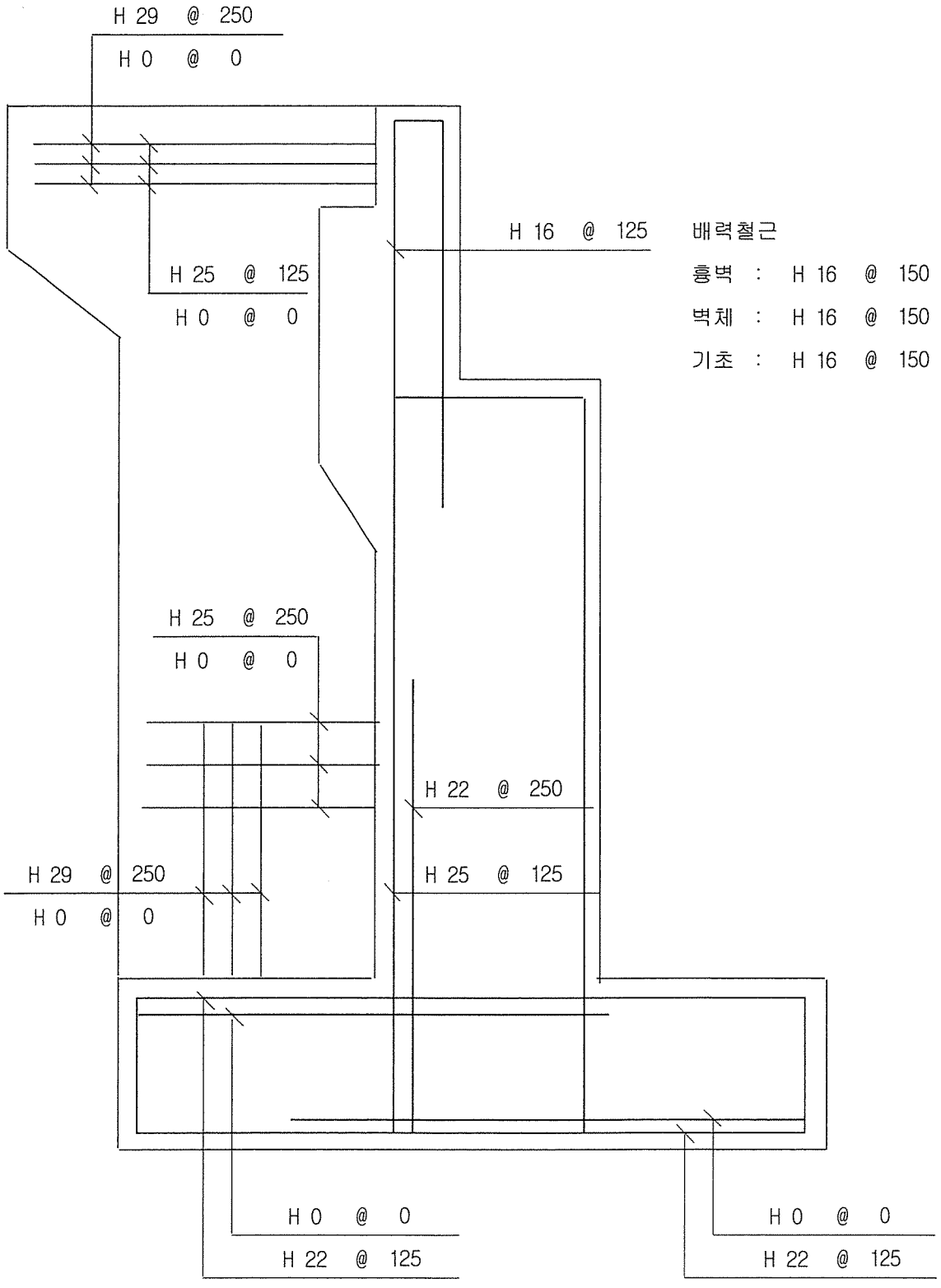
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 365 mm

8.주철근 조립도

순호교 교대 A1



6.2.2 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	1086.247	436.477	479.252	1565.499	0.000	383.265
G2	1033.862	567.746	623.385	1657.247	0.000	400.644
G3	1010.313	696.025	764.235	1774.548	0.000	383.290
계	3130.422	1700.248	1866.872	4997.294	0.000	1167.199
Pmax	1774.548				0.000	400.644
적용받침	2500					

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 기둥) 나. 기 초 : 직접기초

나. 상부 구조형식 : PSC-e BEAM

1) 교 량 지 간 : 29.000 m

2) 총 길 이 : 30.000 m

3) PSC-e BEAM 전장 29.900 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 = 3130.422 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : R(1+i) = 1866.872 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : RI = 1700.248 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)

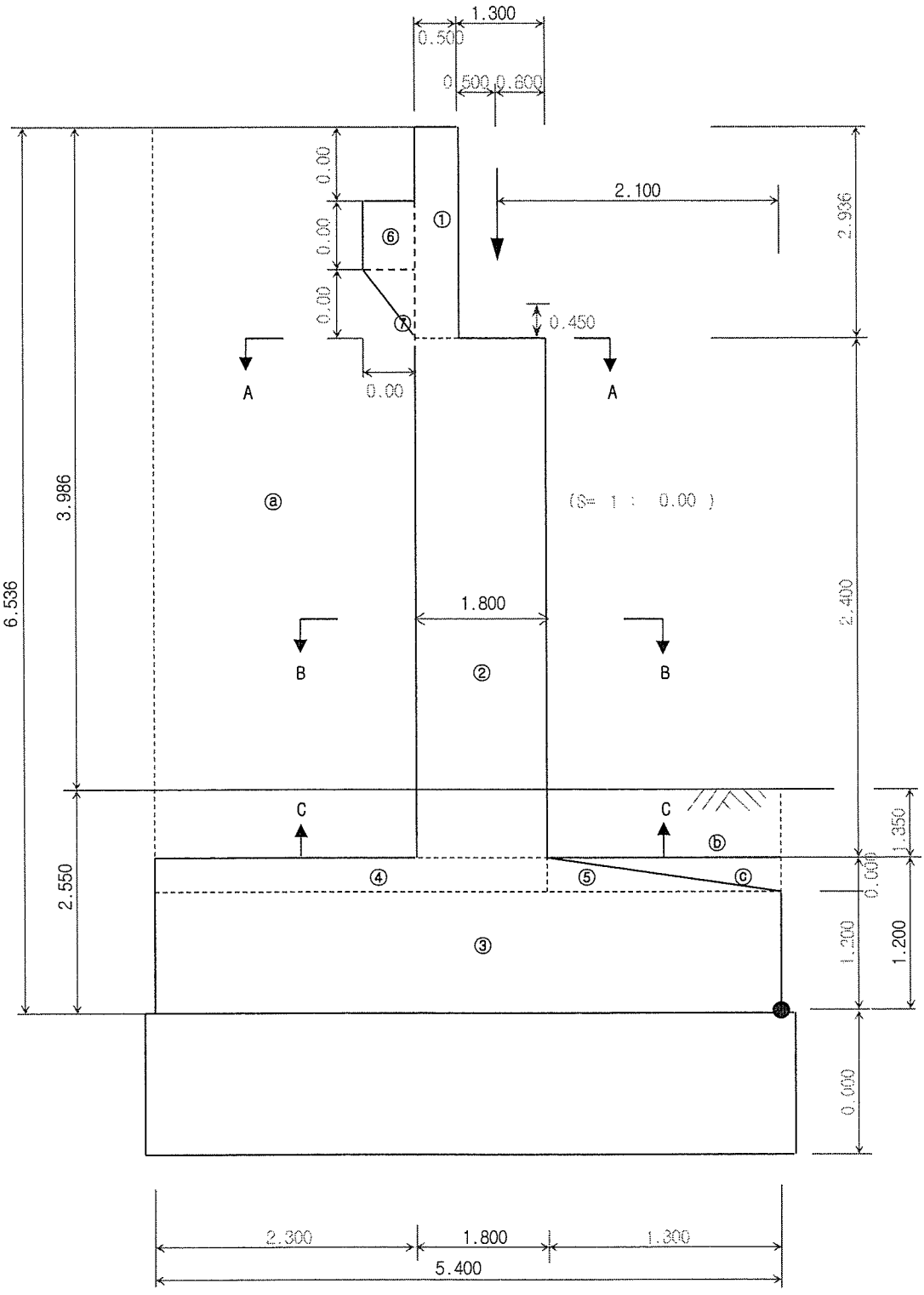
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 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	×	2.936	×	5.600		=	8.22	㎥
②	1.800	×	2.400	×	5.600		=	24.19	㎥
③	1.200	×	5.400	×	5.600		=	36.29	㎥
④	0.000	×	4.100	×	5.600		=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	1.300	×	5.600	/ 2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	5.600		=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	5.600	/ 2	=	0.00	㎥
ⓐ	2.300	×	5.336	×	5.600		=	68.73	㎥
ⓑ	1.300	×	1.350	×	5.600		=	9.83	㎥
ⓒ	0.000	×	1.300	×	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	8.22	24.50	201.41	2.85	574.02	18.61	5.07	94.32
	②	24.19	24.50	592.70	2.20	1303.95	54.77	2.40	131.44
	③	36.29	24.50	889.06	2.70	2400.45	82.15	0.60	49.29
	④	0.00	24.50	0.00	3.35	0.00	0.00	1.20	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	0.87	0.00	0.00	1.20	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.10	0.00	0.00	6.54	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.10	0.00	0.00	6.54	0.00
	계	68.70		1683.17		4278.42	155.52		275.04
토사	ⓐ	68.73	20.00	1374.55	4.25	5841.85	127.01	3.87	491.27
	ⓑ	9.83	20.00	196.56	0.65	127.76	18.16		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.43	0.00	0.00		
	계	78.56		1571.11		5969.62	145.17		491.27

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 3130.42 kN
- x = = 2.10 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 1866.87 kN
- x = = 2.10 m

다. 부력

- Vw = 5.400 × (230.571 - 238.021) × 5.600 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (5.400 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (2.300 + 0.500) × 5.600 = 235.20 kN
Xc = 5.400 - (2.300 + 0.500) / 2 = 4.00 m
Yc = 1.200 + 2.400 + 2.936 = 6.54 m
MVd = Vd × Xc = 940.80 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 21.73 kN
MHd = Hd × Yc = 142.04 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 kN/㎡
Vql1 = 27.381 × (2.300 + 0.500) × 5.600 = 429.33 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 1717.33 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 × 30.00 = 600.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 30.00 = 990.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 가동단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 3130.422 + 1700.248 = 4830.67 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 4,830.670
= 724.600 > 495.000 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 495.000 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) = 180.00 kN
Rm (지점 반력) = 3130.422 = 3130.42 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 3,130.422
= 469.563 > 90.000 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 90.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 180.00 kN

Rm (지 점 반 력) = 3130.422 + 1866.872 = 4997.29 kN

Tm (가동단수평력) = 0.15 × 4,997.294

= 749.594 > 90.000 (= 1/2 T)

Tmb (설계수평력) = 90.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/㎡
- ql = 27.38 kN/㎡

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

$= Ka \times qd \times H \times L$ = 0.249 × 15.000 × 6.536 × 5.600 = 136.48 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

$= Ka \times ql \times H \times L$ = 0.249 × 27.381 × 6.536 × 5.600 = 249.13 kN

$y_1 = H / 2$ = 3.27 m

나) 토압

h_1 = 6.536 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

$Pa_2 = 1/2 \times Ka \times \gamma t \times h_1^2 \times L$

= 0.500 × 0.249 × 20.00 × 42.72 × 5.600 = 594.68 kN

$y_2 = h_1 / 3 + h_2$ = 2.18 m

- 지하수면 이하

$Pa_3 = Ka \times \gamma t \times h1 \times h_2 \times L$

= 0.249 × 20.00 × 6.54 × 0.000 × 5.600 = 0.00 kN

$y_3 = h_2 / 2$ = 0.00 m

$Pa_4 = 1/2 \times Ka \times \gamma s \times h_2^2 \times L$

= 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

$Paed = Kae \times qd \times H \times L$

= 0.298 × 15.000 × 6.536 × 5.600 = 163.85 kN

$ye_1 = H / 2$ = 3.27 m

$Paed = Kae \times ql \times H \times L$

= 0.298 × 27.381 × 6.536 × 5.600 = 299.09 kN

$ye_1 = H / 2$ = 3.27 m

나) 토압

$Pae_2 = 1/2 \times Kae \times (1-Kv) \times \gamma t \times H^2 \times L$

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 42.72 × 5.600

= 713.94 kN

$ye_2 = H / 2$ = 3.27 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} = 1086.247 × 0.150 = 162.937 kN

T_{s2} = 1033.862 × 0.150 = 155.079 kN

T_{s3} = 1010.313 × 0.150 = 151.547 kN

T_{s4} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

T_{s5} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

▶ $\sum T_u$ (단선재하시) = 469.563 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	0.000	383.265
	②	0.000	400.644
	③	0.000	383.290
	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	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	235.200	-	940.800	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	136.478	3.268	446.011
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		6619.905		17762.720	731.160		1741.625

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (17762.720 - 1741.625) / 6619.905 - 5.400 / 2

= -0.280 m

Mo = 6619.905 x 0.2799 = 1852.648 kN · m

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

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	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	156.800	-	627.200	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	90.986	3.268	297.341
토 압		-	-	-	594.682		1295.613
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		3411.083		10875.234	685.667		1592.954

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (10875.234 - 1592.954) / 3411.083 - 5.400 / 2

= 0.021 m

Mo = 3411.083 x 0.0212 = 72.355 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 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	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	235.200	-	940.800	-	-	-
	활 하 중	429.333	-	1717.333	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	136.478	3.268	446.011
	PL	-	-	-	249.127	3.268	814.148
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8749.486		23050.574	980.287		2555.772

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23050.574 - 2555.772) / 8749.486 - 5.400 / 2

= -0.358 m

Mo = 8749.486 x 0.3576 = 3128.811 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	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	235.200	-	940.800	-	-	-
	활 하 중	429.333	-	1717.333	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	136.478	3.268	446.011
	PL	-	-	-	249.127	3.268	814.148
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
시동 또는 제동 하중		-	-	-	495.000	4.050	2004.750
합 계		8749.486		23050.574	1475.287		4560.522

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23050.574 - 4560.522) / 8749.486 - 5.400 / 2

= -0.587 m

Mo = 8749.486 x 0.5867 = 5133.561 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	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	235.200	-	940.800	-	-	-
	활 하 중	429.333	-	1717.333	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	136.478	3.268	446.011
	PL	-	-	-	249.127	3.268	814.148
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	4.050	-
온 도		-	-	-	469.563	4.050	1901.731
합 계		8749.486		23050.574	1449.851		4457.504

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (23050.574 - 4457.504) / 8749.486 - 5.400 / 2

= -0.575 m

M_o = 8749.486 × 0.575 = 5030.543 kN · m

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

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	1683.170	-	4278.417	155.525	-	275.044
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	145.171	-	491.270
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	0.000	4.050	0.000
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	0.000	4.050	0.000
상 재 하 중	고정하중	235.200	-	940.800	21.732	6.536	142.043
	활 하 중	429.333	-	1717.333	11.901	6.536	77.786
상 재 토 압	PD	-	-	-	163.848	3.268	535.455
	PL	-	-	-	299.087	3.268	977.418
토 압		-	-	-	713.940	3.268	2333.156
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8749.486		23050.574	1511.205		4832.172

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23050.574 - 4832.172) / 8749.486 - 5.400 / 2

= -0.618 m

Mo = 8749.486 x 0.6178 = 5405.211 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	6619.905	731.160	1852.648	-0.280	
LOAD CASE 2	3411.083	685.667	72.355	0.021	
LOAD CASE 3	8749.486	980.287	3128.811	-0.358	
LOAD CASE 4	8749.486	1475.287	5133.561	-0.587	모멘트 최대
LOAD CASE 5	8749.486	1449.851	5030.543	-0.575	축력 최대
LOAD CASE 6	8749.486	1511.205	5405.211	-0.618	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	8749.486	1449.851	5030.543	-0.575	
2	모멘트 최대시	8749.486	1475.287	5133.561	-0.575	
3	지 진 시	8749.486	1511.205	5405.211	-0.618	

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 5.400 / 5.600 = 1.289

$\beta = 0.5 - 0.1 \cdot B/L =$ 0.500 - 0.100 x 5.400 / 5.600 = 0.404

C = 0.00 kN/㎡

$q = \gamma_2 \times Df =$ 10.000 x 2.550 = 25.500 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 - 1505 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 $B' = B - 2e_b =$ 5.400 - 2 x 0.575 = 4.250 m

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

유효재하면적 $A' = B' \times L' =$ 4.250 x 5.600 = 23.801 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 23.801 x(0 + 0.404 x 10.000 x 4.250 x 86.930 + 25.500 x 71.410)

= 78827.17 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 78827.17 / 3 = 26275.72 kN

qa = Qa / A' = 26275.72 / 23.801 = 1103.998 kN/㎡

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

= 8749.486 /(5.400 x 5.600)x [1±(6 x 0.575 / 5.400)]

qmax = 474.173 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 474.173 kN/㎡

qmin = 104.497 kN/㎡

* Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	거리(m)	V(kN)	M(kN.m)
(a)	5.600	0.000	0.000	2.800	0.000	0.000
계	-	-	0.000	-	0.000	0.000

* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.

e = B/2-M/V = 5.600 / 2 - 0.000 / 0.000 = 0.000 m

x = 3 x (B/2 - e) = 3 * (5.600 / 2 - 0.000) = 8.400 m

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

Qmax = 0.000 / 5.600 * (1 + 6 * 0.000 / 5.600) = 0 kN

Qmin = 0.000 / 5.600 * (1 - 6 * 0.000 / 5.600) = 0 kN

qa = 1000.000 kN/㎡ > qmax = 474.173 kN/㎡ -O.K-

(지반부 검토결과 적용)

모멘트최대

평상시 최대지반반력 - 1505 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 5.400 - 2 x 0.575 = 4.250 m

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

유효재하면적 A'= B' × L' = 4.250 x 5.600 = 23.801 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 23.801 x(0 + 0.404 x 10.000 x 4.250 x 86.930 + 25.500 x 71.410)

= 78827.17 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 78827.17 / 3 = 26275.72 kN

qa = Qa / A'= 26275.72 / 23.801 = 1103.998 kN/㎡

q = ΣV /(B · L) · [1±(6 · e) / B]

= 8749.486 /(5.400 x 5.600)x [1±(6 x 0.575 / 5.400)]

qmax = 474.173 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 474.173 kN/㎡

qmin = 104.497 kN/㎡

qa = 1000.000 kN/㎡ > qmax = 474.173 kN/㎡ -O.K-

(지반부 검토결과 적용)

B. 지 진 시

지진시 최대지반반력 - 2257 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 5.400 - 2 x 0.618 = 4.164 m

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

유효재하면적 A'= B' × L' = 4.164 x 5.600 = 23.321 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 23.321 x(0 + 0.404 x 10.000 x 4.164 x 86.930 + 25.500 x 71.410)

= 76538.03 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 2 = 76538.03 / 2 = 38269.02 kN

qa = Qa / A'= 38269.02 / 23.321 = 1640.973 kN/㎡

q = ΣV /(B · L) · [1±(6 · e) / B]

= 8749.486 /(5.400 x 5.600)x [1±(6 x 0.618 / 5.400)]

qmax = 487.939 kN/㎡ + mass에 의한 반력(0) = 487.939 kN/㎡

qmin = 90.731 kN/㎡

qa = 1333.000 kN/㎡ > qmax = 487.939 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 = 5.400 / 6 = 0.900 m

e = 0.575 m < b/6 = 0.900 m -O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

b/6 = 5.400 / 6 = 0.900 m

e = 0.575 m < b/6 = 0.900 m -O.K-

C. 지진시

b/6 = 5.400 / 3 = 1.800 m

e = 0.618 m < b/3 = 1.800 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 =	8749.486	x	0.488	=	4267.410	kN			
Hu/H =	4267.410	/	1449.851	=	2.943		>	1.5	-O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

Hu =	8749.486	x	0.488	=	4267.410	kN			
Hu/H =	4267.410	/	1475.287	=	2.893		>	1.5	-O.K-

C. 지진시

Hu =	8749.486	x	0.488	=	4267.410	kN			
Hu/H =	4267.410	/	1511.205	=	2.824		>	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	8.221	24.5	201.410	0.250	50.352	18.610	1.468	27.320
	계	8.221	24.5	201.410	-	50.352	18.610	-	27.320
B-B (벽체)	①	8.221	24.5	201.410	0.250	50.352	18.610	2.668	49.652
	②	12.096	24.5	296.352	0.900	266.717	27.383	0.600	16.430
	계	20.317	24.5	497.762	-	317.069	45.993	-	66.082
C-C (벽체)	①	8.221	24.5	201.410	0.250	50.352	18.610	3.868	71.984
	②	24.192	24.5	592.704	0.900	533.434	54.766	1.200	65.719
	계	32.413	24.5	794.114	-	583.786	73.376	-	137.703

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	×	2.936	×	5.600	=	56.808	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	56.808	×	cos δ					=	55.497	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	56.808	×	sin δ					=	12.134	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	2.936	×	5.600	=	103.697	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	103.7	×	cos δ					=	101.304	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	103.7	×	sin δ					=	22.150	kN
작 용 점 :	y	=	2.936	/	2					=	1.468	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	1.200	×	5.600	=	23.219	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	23.219	×	cos (δ+θ)					=	22.683	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	23.219	×	sin (δ+θ)					=	4.959	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	1.200	×	5.600	=	42.383	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	42.383	×	cos (δ+θ)					=	41.405	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	42.383	×	sin (δ+θ)					=	9.053	kN
작 용 점 :	y	=	1.2	/	2					=	0.600	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	2.400	×	5.600	=	46.437	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	46.437	×	cos (δ+θ)					=	45.365	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	46.437	×	sin (δ+θ)					=	9.919	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	2.400	×	5.600	=	84.766	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	84.766	×	cos (δ+θ)					=	82.810	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	84.766	×	sin (δ+θ)					=	18.106	kN
작 용 점 :	y	=	2.4	/	2					=	1.200	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.230	×	20.0	×	2.936 ^2	×	5.600	=	111.192	kN
수평 분력 :	Ph	=	111.192	×	cos δ							=	108.626	kN
수직 분력 :	Pv	=	111.192	×	sin δ							=	23.751	kN
작 용 점 :	y	=	2.936	/	3							=	0.979	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	2.936					=	13.526	kN
	P2	=	13.526	+	0.230	×	20.0	×	1.200			=	19.054	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.526	+	19.054	)	×	1.200	×	5.600	=	109.468	kN
수평 분력 :	Ph	=	109.468	×	cos (δ+θ)							=	106.941	kN
수직 분력 :	Pv	=	109.468	×	sin (δ+θ)							=	23.382	kN
작 용 점 :	y	=	1.200	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	0.566	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	2.936				=	13.526	kN
	P2	=	13.526	+	0.230	×	20.0	×	2.400		=	24.582	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.526	+	24.582)	×	2.400	×	5.600	=	256.085	kN
수평 분력 :	Ph	=	256.085	×	cos (δ+θ)						=	250.175	kN
수직 분력 :	Pv	=	256.085	×	sin (δ+θ)						=	54.700	kN
작 용 점 :	y	=	2.400	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.084	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	×	2.936	×	5.600		=	73.601	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	73.601	×	cos δ						=	73.601	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	73.601	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	2.936	×	5.600		=	134.351	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	134.351	×	cos δ						=	134.351	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	134.351	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	2.936	/	2						=	1.468	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	1.200	×	5.600		=	30.082	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	30.082	×	cos (δ+β)						=	30.082	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	30.082	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	1.2	×	5.600		=	54.912	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	54.912	×	cos (δ+β)						=	54.912	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	54.912	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.200	/	2						=	0.600	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	2.400	×	5.600		=	60.164	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	60.164	×	cos (δ+β)						=	60.164	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	60.164	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	2.4	×	5.600		=	109.824	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	109.82	×	cos (δ+β)						=	109.824	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	109.82	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	2.400	/	2						=	1.200	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.298	×	20.0	×	2.936 ^2	×	5.600	=	144.062	kN
수평 분력 :	Ph	=	144.062	×	cos δ						=	144.062	kN
수직 분력 :	Pv	=	144.062	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	2.936	/	2						=	1.468	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	2.936			=	17.524 kN
	P2	=	17.524	+	0.298	×	20.0	×	1.200	=	24.687 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	17.524	+	24.687)	×	1.200	×	5.600	= 141.828 kN
수평 분력 :	Ph	=	141.828	×	cos (δ+β)					=	141.828 kN
수직 분력 :	Pv	=	141.828	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	1.200	/	2					=	0.600 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	2.936			=	17.524 kN
	P2	=	17.524	+	0.298	×	20.0	×	2.400	=	31.849 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	17.524	+	31.849)	×	2.400	×	5.600	= 331.787 kN
수평 분력 :	Ph	=	331.787	×	cos (δ+β)					=	331.787 kN
수직 분력 :	Pv	=	331.787	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	2.400	/	2					=	1.200 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
	상재토압	1.6	12.134	0.000	0.000	19.415	0.000	55.497	1.468	81.470	88.795	130.351
	배면토압	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	0.979	106.309	173.802	170.094
	계		∑V =	279.294	60.852	386.018	82.151	∑H =	164.123	187.779	262.597	300.446
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
	자중 ②,H/2	1.35	296.352	0.900	266.717	400.075	360.068	-	-	-	-	-
	상부하중 고정하중	1.35	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
	상부하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상부하중 충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압 흉벽	1.6	12.134	0.000	0.000	19.415	0.000	55.497	2.668	148.066	88.795	236.906
	상재토압 벽체	1.6	4.959	0.000	0.000	7.935	0.000	22.683	0.600	13.610	36.292	21.775
	배면토압 흉벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	2.179	236.660	173.802	378.657
	배면토압 벽체	1.6	23.382	0.000	0.000	37.412	0.000	106.941	0.566	60.536	171.106	96.857
	장대레일종하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		∑V =	3734.410	3457.991	5057.510	4668.288	∑H =	293.747	458.872	469.996	734.195
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
	자중 ②	1.35	592.704	0.900	533.434	800.150	720.135	-	-	-	-	-
	상부하중 고정하중	1.35	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
	상부하중 활하중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상부하중 충격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압 흉벽	1.6	12.134	0.000	0.000	19.415	0.000	55.497	3.868	214.663	88.795	343.460
	상재토압 벽체	1.6	9.919	0.000	0.000	15.870	0.000	45.365	1.200	54.439	72.585	87.102
	배면토압 흉벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	3.379	367.012	173.802	587.219
	배면토압 벽체	1.6	54.700	0.000	0.000	87.519	0.000	250.175	1.084	271.176	400.280	433.882
	장대레일종하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		∑V =	4067.04	3724.708	5515.628	5028.356	∑H =	459.664	907.289	735.462	1451.663

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

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		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	12.134	0.000	0.000	19.415	0.000	55.497	1.468	81.470	88.795	130.351
	배 면 토 압		1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	0.979	106.309	173.802	170.094
	계			∑V =	279.294	60.852	386.018	82.151	∑H =	164.123	187.779	262.597	300.446
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		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	296.352	0.900	266.717	400.075	360.068	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.134	0.000	0.000	19.415	0.000	55.497	2.668	148.066	88.795	236.906
		벽 체	1.6	4.959	0.000	0.000	7.935	0.000	22.683	0.600	13.610	36.292	21.775
	배면 토압	흉 벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	2.179	236.660	173.802	378.657
		벽 체	1.6	23.382	0.000	0.000	37.412	0.000	106.941	0.566	60.536	171.106	96.857
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	90.000	1.650	148.500	126.000	207.900
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3734.410	3457.991	5057.510	4668.288	∑H =	383.747	607.372	595.996	942.095
벽 체 하 단 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	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
		②	1.35	592.704	0.900	533.434	800.150	720.135	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.134	0.000	0.000	19.415	0.000	55.497	3.868	214.663	88.795	343.460
		벽 체	1.6	9.919	0.000	0.000	15.870	0.000	45.365	1.200	54.439	72.585	87.102
	배면 토압	흉 벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	3.379	367.012	173.802	587.219
		벽 체	1.6	54.700	0.000	0.000	87.519	0.000	250.175	1.084	271.176	400.280	433.882
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	90.000	2.850	256.500	126.000	359.100
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4067.04	3724.708	5515.628	5028.356	∑H =	549.664	1163.789	861.462	1810.763

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	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.35	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	1.468	230.184	250.882	368.295
	배 면 토 압		1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	0.979	106.309	173.802	170.094
	계			∑V =	378.111	80.019	528.791	108.984	∑H =	265.427	336.493	424.684	538.389
벽체중앙 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	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	296.352	0.900	266.717	400.075	360.068	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1700.248	1.000	1700.248	2380.347	2380.347	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	166.624	1.000	166.624	233.274	233.274	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	2.668	418.346	250.882	669.353
		벽 체	1.6	14.012	0.000	0.000	22.420	0.000	64.088	0.600	38.453	102.540	61.524
	배면토압	흉 벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	2.179	236.660	173.802	378.657
		벽 체	1.6	23.382	0.000	0.000	37.412	0.000	106.941	0.566	60.536	171.106	96.857
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	90.000	1.650	148.500	126.000	207.900
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	495.000	1.650	816.750	693.000	1143.450
	계			∑V =	5709.15	5344.030	7828.388	7308.742	∑H =	1021.457	1719.244	1517.330	2557.741
벽체하단 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	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
		②	1.35	592.704	0.900	533.434	800.150	720.135	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1700.248	1.000	1700.248	2380.347	2380.347	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	166.624	1.000	166.624	233.274	233.274	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	3.868	606.507	250.882	970.411
		벽 체	1.6	28.025	0.000	0.000	44.840	0.000	128.175	1.200	153.810	205.081	246.097
	배면토압	흉 벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	3.379	367.012	173.802	587.219
		벽 체	1.6	54.700	0.000	0.000	87.519	0.000	250.175	1.084	271.176	400.280	433.882
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	90.000	2.850	256.500	126.000	359.100
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	495.000	2.850	1410.750	693.000	1975.050
	계			∑V =	6050.83	5610.747	8300.991	7668.810	∑H =	1228.778	3065.756	1849.045	4571.759

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	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	1.468	230.184	250.882	368.295
	배 면 토 압		1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	0.979	106.309	173.802	170.094
	계			∑V =	378.111	80.019	528.791	108.984	∑H =	265.427	336.493	424.684	538.389
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	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	296.352	0.900	266.717	400.075	360.068	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1700.248	1.000	1700.248	2380.347	2380.347	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	166.624	1.000	166.624	233.274	233.274	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	2.668	418.346	250.882	669.353
		벽 체	1.6	14.012	0.000	0.000	22.420	0.000	64.088	0.600	38.453	102.540	61.524
	배면토압	흉 벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	2.179	236.660	173.802	378.657
		벽 체	1.6	23.382	0.000	0.000	37.412	0.000	106.941	0.566	60.536	171.106	96.857
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	469.563	1.650	774.779	657.389	1084.691
	계			∑V =	5709.15	5344.030	7828.388	7308.742	∑H =	906.020	1528.774	1355.719	2291.082
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	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
		②	1.35	592.704	0.900	533.434	800.150	720.135	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1700.248	1.000	1700.248	2380.347	2380.347	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	166.624	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	3.868	606.507	250.882	970.411
		벽 체	1.6	28.025	0.000	0.000	44.840	0.000	128.175	1.200	153.810	205.081	246.097
	배면토압	흉 벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	3.379	367.012	173.802	587.219
		벽 체	1.6	54.700	0.000	0.000	87.519	0.000	250.175	1.084	271.176	400.280	433.882
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	469.563	2.850	1338.255	657.389	1873.558
	계			∑V =	6050.83	5444.122	8067.717	7435.536	∑H =	1113.341	2736.761	1687.434	4111.167

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
흉벽하단 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	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	1.468	230.184	250.882	368.295
	배 면 토 압		1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	0.979	106.309	173.802	170.094
	계			∑V =	378.111	80.019	563.291	117.609	∑H =	265.427	336.493	424.684	538.389
벽체중앙 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	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	296.352	0.900	266.717	400.075	360.068	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	1700.248	1.000	1700.248	3145.458	3145.458	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	166.624	1.000	166.624	308.255	308.255	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	2.668	418.346	250.882	669.353
		벽 체	1.6	14.012	0.000	0.000	22.420	0.000	64.088	0.600	38.453	102.540	61.524
	배면토압	흉 벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	2.179	236.660	173.802	378.657
		벽 체	1.6	23.382	0.000	0.000	37.412	0.000	106.941	0.566	60.536	171.106	96.857
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5709.15	5344.030	8702.981	8157.460	∑H =	436.457	753.994	698.330	1206.391
벽체하단 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	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	201.410	0.250	50.352	271.903	67.976	-	-	-	-	-
		②	1.4	592.704	0.900	533.434	800.150	720.135	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	3130.422	1.000	3130.422	4226.070	4226.070	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	1700.248	1.000	1700.248	3145.458	3145.458	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	166.624	1.000	166.624	308.255	308.255	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	3.868	606.507	250.882	970.411
		벽 체	1.6	28.025	0.000	0.000	44.840	0.000	128.175	1.200	153.810	205.081	246.097
	배면토압	흉 벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	3.379	367.012	173.802	587.219
		벽 체	1.6	54.700	0.000	0.000	87.519	0.000	250.175	1.084	271.176	400.280	433.882
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6050.83	5610.747	9175.584	8517.527	∑H =	643.778	1398.506	1030.045	2237.609

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	201.410	0.250	50.352	322.255	80.564	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	1.468	230.184	250.882	368.295
	배면토압		1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	0.979	106.309	173.802	170.094
	계			∑V =	378.111	80.019	604.977	128.031	∑H =	265.427	336.493	424.684	538.389
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	201.410	0.250	50.352	322.255	80.564	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	296.352	0.900	266.717	474.163	426.747	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	3130.422	1.000	3130.422	5008.675	5008.675	-	-	-	-	-
		활하중	1.6	1700.248	1.000	1700.248	2720.396	2720.396	-	-	-	-	-
		충격	1.6	166.624	1.000	166.624	266.599	266.599	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	2.668	418.346	250.882	669.353
		벽체	1.6	14.012	0.000	0.000	22.420	0.000	64.088	0.600	38.453	102.540	61.524
	배면토압	흉벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	2.179	236.660	173.802	378.657
		벽체	1.6	23.382	0.000	0.000	37.412	0.000	106.941	0.566	60.536	171.106	96.857
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5709.15	5344.030	9134.642	8550.448	∑H =	436.457	753.994	698.330	1206.391
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	201.410	0.250	50.352	322.255	80.564	-	-	-	-	-
		②	1.6	592.704	0.900	533.434	948.326	853.494	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	3130.422	1.000	3130.422	5008.675	5008.675	-	-	-	-	-
		활하중	1.6	1700.248	1.000	1700.248	2720.396	2720.396	-	-	-	-	-
		충격	1.6	166.624	1.000	166.624	266.599	266.599	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	34.284	0.000	0.000	54.854	0.000	156.801	3.868	606.507	250.882	970.411
		벽체	1.6	28.025	0.000	0.000	44.840	0.000	128.175	1.200	153.810	205.081	246.097
	배면토압	흉벽	1.6	23.751	0.000	0.000	38.001	0.000	108.626	3.379	367.012	173.802	587.219
		벽체	1.6	54.700	0.000	0.000	87.519	0.000	250.175	1.084	271.176	400.280	433.882
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6050.83	5610.747	9681.333	8977.195	∑H =	643.778	1398.506	1030.045	2237.609

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
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	2.936	11.394	3.881	11.394
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	2.936	6.240	2.125	6.240
	자 중 ①		1.0	201.410	0.250	50.352	201.410	50.352	18.610	1.468	27.320	18.610	27.320
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	207.953	1.468	305.274	207.953	305.274
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	144.062	1.468	211.483	144.062	211.483
	계			∑V =	320.076	80.019	320.076	80.019	∑H =	376.631	561.711	376.631	561.711
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	4.136	16.051	3.881	16.051
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.136	8.790	2.125	8.790
	자 중	①	1.0	201.410	0.250	50.352	201.410	50.352	18.610	2.668	49.652	18.610	49.652
		②,H/2	1.0	296.352	0.900	266.717	296.352	266.717	27.383	0.600	16.430	27.383	16.430
	상부 하중	고정하중	1.0	3130.422	1.000	3130.422	3130.422	3130.422	0.000	1.650	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	1700.248	1.000	1700.248	1700.248	1700.248	0.000	1.650	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	207.953	2.668	554.818	207.953	554.818
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	84.994	0.600	50.997	84.994	50.997
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	144.062	2.668	384.358	144.062	384.358
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	141.828	0.600	85.097	141.828	85.097
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5447.10	5177.406	5447.098	5177.406	∑H =	630.836	1166.191	630.836	1166.191
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	5.336	20.708	3.881	20.708
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	5.336	11.340	2.125	11.340
	자 중	①	1.0	201.410	0.250	50.352	201.410	50.352	18.610	3.868	71.984	18.610	71.984
		②	1.0	592.704	0.900	533.434	592.704	533.434	54.766	1.200	65.719	54.766	65.719
	상부 하중	고정하중	1.0	3130.422	1.000	3130.422	3130.422	3130.422	0.000	2.850	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	1700.248	1.000	1700.248	1700.248	1700.248	0.000	2.850	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	207.953	3.868	804.361	207.953	804.361
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	169.989	1.200	203.986	169.989	203.986
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	144.062	3.868	557.232	144.062	557.232
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	331.787	1.200	398.144	331.787	398.144
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5743.45	5444.122	5743.450	5444.122	∑H =	933.172	2133.475	933.172	2133.475

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	279.294	164.123	248.631	0.640	178.807	386.018	262.597	382.596	0.741	286.092
2	279.294	164.123	248.631	0.640	178.807	386.018	262.597	382.596	0.741	286.092
3	378.111	265.427	416.512	0.852	321.984	528.791	424.684	647.373	0.974	515.175
4	378.111	265.427	416.512	0.852	321.984	528.791	424.684	647.373	0.974	515.175
5	378.111	265.427	416.512	0.852	321.984	563.291	424.684	655.998	0.915	515.175
6	378.111	265.427	416.512	0.852	321.984	604.977	424.684	666.419	0.852	515.175
7	320.076	376.631	641.730	1.755	561.711	320.076	376.631	641.730	1.755	561.711
Max.		265.427			321.984		424.684			561.711

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	3734.410	293.747	3916.863	0.149	555.894	5057.510	469.996	5402.483	0.168	850.724
2	3734.410	383.747	4065.363	0.189	704.394	5057.510	595.996	5610.383	0.209	1058.624
3	5709.151	1021.457	7063.274	0.337	1925.038	7828.388	1517.330	9866.483	0.360	2820.933
4	5709.151	906.020	6872.803	0.304	1734.567	7828.388	1355.719	9599.824	0.326	2554.275
5	5709.151	436.457	6098.024	0.168	959.788	8702.981	698.330	9363.850	0.176	1531.168
6	5709.151	436.457	6098.024	0.168	959.788	9134.642	698.330	9756.838	0.168	1535.661
7	5447.098	630.836	6343.597	0.265	1441.209	5447.098	630.836	6343.597	0.265	1441.209
Max.		1021.457			1925.038		1517.330			2820.933

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	4067.039	459.664	4631.997	0.239	971.663	5515.628	735.462	6480.019	0.275	1515.954
2	4067.039	549.664	4888.497	0.302	1228.163	5515.628	861.462	6839.119	0.340	1875.054
3	6050.833	1228.778	8676.502	0.534	3230.753	8300.991	1849.045	12240.569	0.575	4769.677
4	6050.833	1113.341	8180.884	0.452	2735.134	8067.717	1687.434	11546.703	0.531	4285.757
5	6050.833	643.778	7009.252	0.258	1563.503	9175.584	1030.045	10755.136	0.272	2497.111
6	6050.833	643.778	7009.252	0.258	1563.503	9681.333	1030.045	11214.804	0.258	2501.604
7	5743.450	933.172	7577.598	0.419	2408.493	5743.450	933.172	7577.598	0.419	2408.493
Max.		1228.778			3230.753		1849.045			4769.677

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	561.711	424.684	321.984	
벽체 중앙	2820.933	1517.330	1925.038	
벽체 하단	4769.677	1849.045	3230.753	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	100.306	75.836	57.497	
벽체 중앙	503.738	270.952	343.757	
벽체 하단	851.728	330.187	576.92	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 2.936 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	100.306	75.836	57.497

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 2.249]

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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- (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 = 706.352 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 = 941.80 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 (= 100.306 kN · m) [사용률 = 2.209] ∴ O.K!!

나) 전단검토

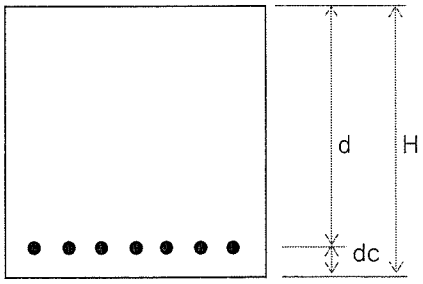
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 310.38 > Vu = 75.836 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 =	57.497	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)) = 97.270 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 97.270 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 579.60 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 580 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 = 1.2 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	503.738	270.952	343.757

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 3.110]

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

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.10278 > 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 = 826.251 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 = 1101.67 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) = 1553.640 kN · mm

ΦMn > Mu (= 503.738 kN · m) [사용률 = 3.084] ∴ O.K!!

나) 전단검토

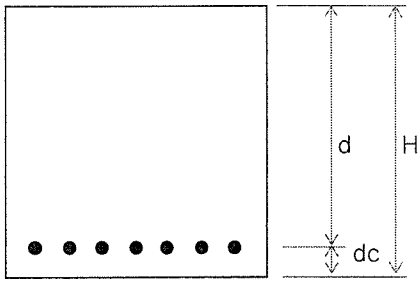
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 270.952 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 =	343.757	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)) = 229.96 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 82.409 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 82.409 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 741.85 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 742 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 × 2569.600 = 513.920 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 2.4 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	851.728	330.187	576.920

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 1.834]

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

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.10278 > 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 = 1400.765 mm^2

☞ 철근비 검토

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

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 = 1867.69 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) = 1553.640 kN · mm

ΦMn > Mu (= 851.728 kN · m) [사용률 = 1.824] ∴ O.K!!

나) 전단검토

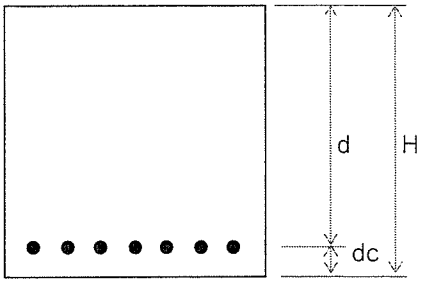
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 1319.10 > Vu = 330.187 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 =	576.920	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)) = 229.96 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 138.305 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 138.305 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 355.64 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 356 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 × 2569.600 = 513.920 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/㎡

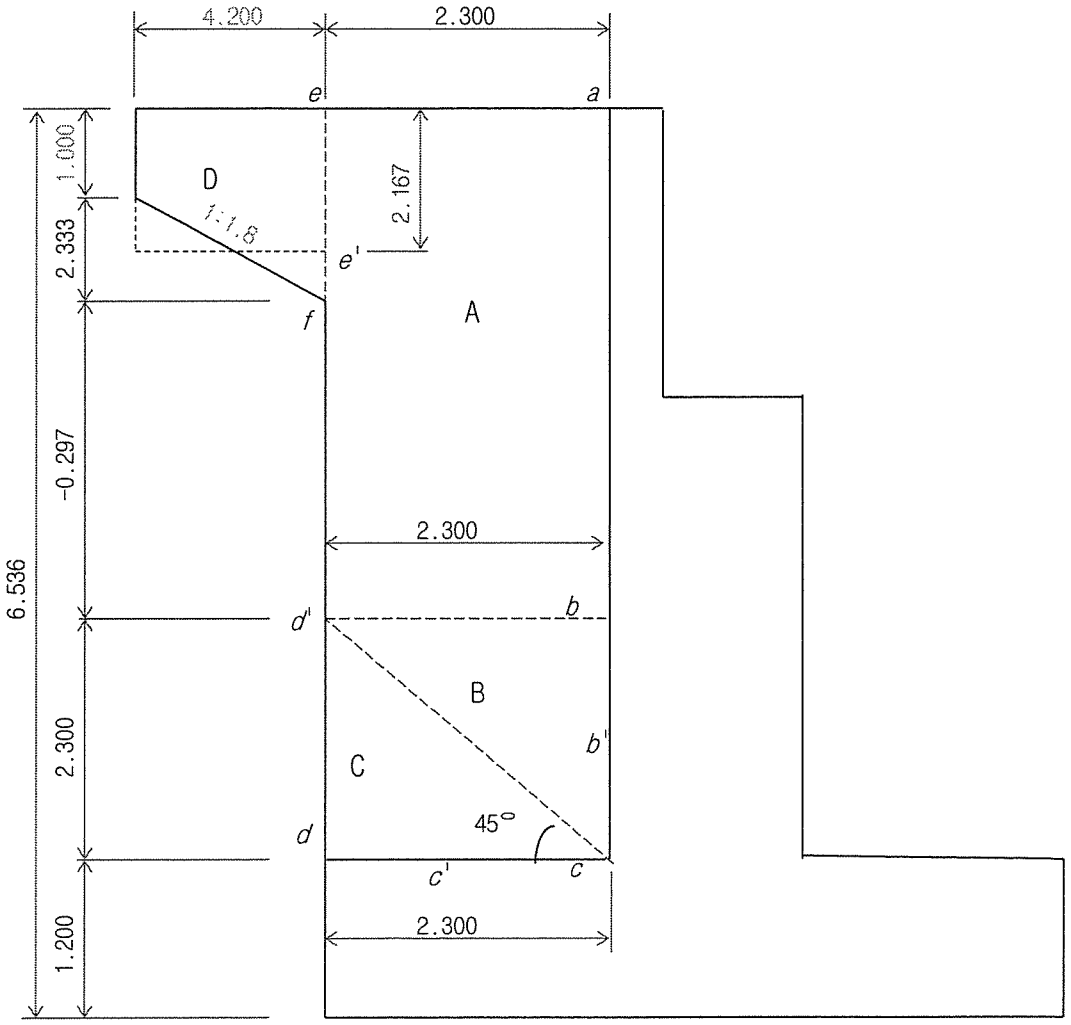
(2) 정지토압계수

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	×	2.167	+ Pe	=	37.167 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.167	×	4.200		=	259.735 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.200				=	545.444 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000				=	31.855 kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.167	+ Pe	=	59.467 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.167	×	4.200		=	415.576 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.200				=	872.710 kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=									=	19.909 kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	3.036	+ Pe	=	44.087 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	3.036	×	2.300		=	223.44 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	483.17 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.300	+ Vd	×	2.300 + Md	=	1399.79 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=									=	31.855 kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	3.036	+ Pe	=	70.539 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	3.036	×	2.300		=	357.50 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	773.07 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.300	+ Vd	×	2.300 + Md	=	2239.66 kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=									=	44.087 kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.3						=	101.400 kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.300^{2}				=	116.610 kN · m/m

나. 설계하중 상태

$$Pb = = 70.539\ kN/m^2$$
$$Vb = Pb \times 2.3 = 162.240\ kN/m$$
$$Mb = 1/2 \times Pb \times 2.300^2 = 186.576\ kN \cdot m/m$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$Pd' = = 44.087\ kN/m^2$$
$$Pd = 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.3 + Pd' = 62.404\ kN/m^2$$
$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 2.300 = 122.464\ kN/m$$
$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 2.300^2 = 132.759\ kN \cdot m/m$$

나. 설계하중 상태

$$Pd' = = 70.539\ kN/m^2$$
$$Pd = 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.3 + Pd' = 99.846\ kN/m^2$$
$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 2.300 = 195.943\ kN/m$$
$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 2.300^2 = 212.41\ kN \cdot m/m$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	402.727	737.700	186.576	212.415
설계 하중(S)	191.775	254.636	162.240	195.943
사용 하중(M)	251.704	461.063	116.610	132.759

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.333m]

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	402.727	191.775	251.704

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 1.613]

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 = 1256.749 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 = 1675.67 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 (= 402.727 kN · m) [사용률 = 1.601] ∴ O.K!!

나) 전단검토

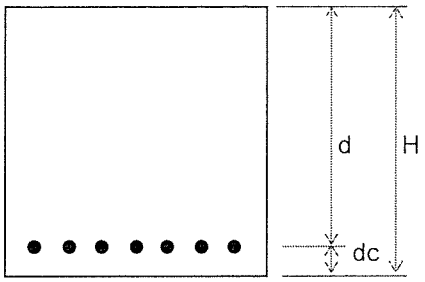
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 191.775 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 =	251.704	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)) = 145.889 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 145.889 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 321.04 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 321 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.036m]

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	737.700	254.636	461.063

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 1.744]

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 = 2323.916 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 = 3098.56 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 (= 737.700 kN · m) [사용률 = 1.716] ∴ O.K!!

나) 전단검토

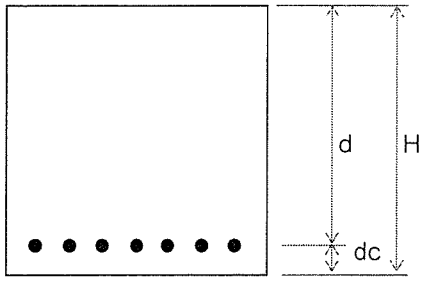
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 254.636 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 =	461.063	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)) = 136.457 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 136.457 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 358.36 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 358 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 5.336m]

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	186.576	162.240	116.610

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	4	EA	=	1146.000	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) = 1146.000 mm^2 [사용률 1.980]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 17.976 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.12256 > 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 = 578.772 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 = 771.70 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 18.278 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 367.534 kN · mm

ΦMn > Mu (= 186.576 kN · m) [사용률 = 1.970] ∴ O.K!!

나) 전단검토

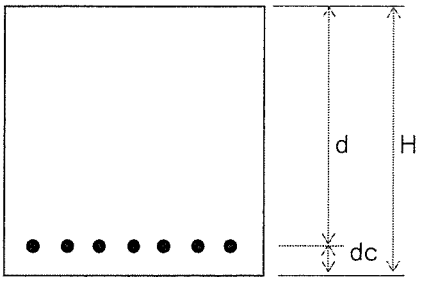
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 162.240 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 =	116.610	kN· m,	As =	1146.000	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 112.41 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 117.972 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 117.972 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 441.28 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 441 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 5.336m]

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	212.415	195.943	132.759

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	4	EA	=	1146.000	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) = 1146.000 mm^2 [사용률 1.738]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 17.976 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.12256 > 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 = 659.390 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 = 879.19 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 18.278 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 367.534 kN · mm

ΦMn > Mu (= 212.415 kN · m) [사용률 = 1.730] ∴ O.K!!

나) 전단검토

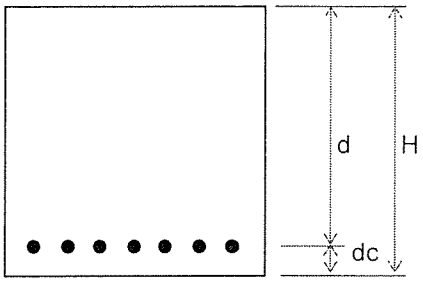
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

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

ΦVc= 698.35 > Vu = 195.943 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 =	132.759	kN· m,	As =	1146.000	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 112.41 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 134.309 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 134.309 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 360.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 360 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	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	235.200	4.000	940.800	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	136.478	3.268	446.011
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		6619.905		17762.720	731.160		1741.625

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (17762.720 - 1741.625) / 6619.905 - 5.400 / 2

= -0.280 m

Mo = 6619.905 x 0.2799 = 1852.648 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	2272.279	-	5775.863	-	-	-
	배 면 토	2121.003	-	8058.983	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4226.070	2.100	8874.746	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	317.520	4.000	1270.080	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	218.365	3.268	713.618
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	951.491	-	2072.981
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8936.872		23979.672	1169.856		2786.599

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23979.672 - 2786.599) / 8936.872 - 5.400 / 2

= -0.329 m

Mo = 8936.872 x 0.3286 = 2936.481 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	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
상 부	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	235.200	4.000	940.800	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	136.478	3.268	446.011
토 압	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	90.000	4.050	364.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		6619.905		17762.720	821.160		2106.125

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (17762.720 - 2106.125) / 6619.905 - 5.400 / 2

= -0.335 m

Mo = 6619.905 x 0.3349 = 2217.148 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	2272.279	-	5775.863	-	-	-
	배 면 토	2121.003	-	8058.983	-	-	-
상 부	고정하중	4226.070	2.100	8874.746	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	317.520	4.000	1270.080	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	218.365	3.268	713.618
토 압	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	951.491	-	2072.981
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	126.000	4.050	510.300
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8936.872		23979.672	1295.856		3296.899

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23979.672 - 3296.899) / 8936.872 - 5.400 / 2

= -0.386 m

Mo = 8936.872 x 0.3857 = 3446.781 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	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
상 부	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
하 중	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	-	-	-
상 재	고정하중	235.200	4.000	940.800	-	-	-
하 중	활 하 중	429.333	4.000	1717.333	-	-	-
상 재	PD		-	-	136.478	3.268	446.011
토 압	PL	-	-	9.000	249.127	3.268	814.148
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	90.000	4.050	364.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	495.000	4.050	2004.750
합 계		8749.486		23059.574	1565.287		4925.022

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (23059.574 - 4925.022) / 8749.486 - 5.400 / 2
= -0.627 m
Mo = 8749.486 x 0.6274 = 5489.061 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	2272.279	-	5775.863	-	-	-
	배 면 토	2121.003	-	8058.983	-	-	-
상 부	고정하중	4226.070	2.100	8874.746	-	-	-
하 중	활 하 중	2613.621	2.100	5488.604	-	-	-
상 재	고정하중	317.520	4.000	1270.080	-	-	-
하 중	활 하 중	601.067	4.000	2404.267	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	218.365	3.268	713.618
토 압	PL	-	-	-	398.604	3.268	1302.636
토 압		-	-	-	951.491	-	2072.981
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	126.000	4.050	510.300
시동 또는 제동 하중		-	-	-	693.000	4.050	2806.650
합 계		12151.559		31872.543	2387.460		7406.186

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (31872.543 - 7406.186) / 12151.559 - 5.400 / 2
= -0.687 m
Mo = 12151.559 x 0.6866 = 8342.853 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	235.200	4.000	940.800	-	-	-
	활 하 중	429.333	4.000	1717.333	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	136.478	3.268	446.011
	P_L	-	-	-	249.127	3.268	814.148
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	469.563	4.050	1901.731
합 계		8749.486		23050.574	1449.851		4457.504

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (23050.574 - 4457.504) / 8749.486 - 5.400 / 2
= -0.575 m

M_o = 8749.486 × 0.575 = 5030.543 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2272.279	-	5775.863	-	-	-
	배 면 토	2121.003	-	8058.983	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4226.070	2.100	8874.746	-	-	-
	활 하 중	2613.621	2.100	5488.604	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	317.520	4.000	1270.080	-	-	-
	활 하 중	601.067	4.000	2404.267	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	218.365	3.268	713.618
	P_L	-	-	-	398.604	3.268	1302.636
토 압		-	-	-	951.491	-	2072.981
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	657.389	4.050	2662.424
합 계		12151.559		31872.543	2225.848		6751.660

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (31872.543 - 6751.660) / 12151.559 - 5.400 / 2
= -0.633 m

M_o = 12151.559 × 0.633 = 7688.327 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	235.200	4.000	940.800	-	-	-
	활 하 중	429.333	4.000	1717.333	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	136.478	3.268	446.011
	PL	-	-	-	249.127	3.268	814.148
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8749.486		23050.574	980.287		2555.772

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23050.574 - 2555.772) / 8749.486 - 5.400 / 2

= -0.358 m

Mo = 8749.486 x 0.3576 = 3128.811 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2272.279	-	5775.863	-	-	-
	배 면 토	2121.003	-	8058.983	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4226.070	2.100	8874.746	-	-	-
	활 하 중	3145.458	2.100	6605.462	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	317.520	4.000	1270.080	-	-	-
	활 하 중	794.267	4.000	3177.067	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	218.365	3.268	713.618
	PL	-	-	-	398.604	3.268	1302.636
토 압		-	-	-	951.491	-	2072.981
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12876.597		33762.202	1568.460		4089.236

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (33762.202 - 4089.236) / 12876.597 - 5.400 / 2

= -0.396 m

Mo = 12876.597 x 0.3956 = 5093.846 kN · m

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

① 사용하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	1683.170	-	4278.417	-	-	-
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	-	-	-
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	235.200	4.000	940.800	-	-	-
	활 하 중	429.333	4.000	1717.333	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	136.478	3.268	446.011
	PL	-	-	-	249.127	3.268	814.148
토 압		-	-	-	594.682	-	1295.613
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8749.486		23050.574	980.287		2555.772

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23050.574 - 2555.772) / 8749.486 - 5.400 / 2

= -0.358 m

Mo = 8749.486 x 0.3576 = 3128.811 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2693.071	-	6845.468	-	-	-
	배 면 토	2513.782	-	9551.387	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5008.675	2.100	10518.218	-	-	-
	활 하 중	2720.396	2.100	5712.832	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	376.320	4.000	1505.280	-	-	-
	활 하 중	686.933	4.000	2747.733	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	218.365	3.268	713.618
	PL	-	-	-	398.604	3.268	1302.636
토 압		-	-	-	951.491	-	2202.543
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13999.178		36880.918	1568.460		4218.797

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (36880.918 - 4218.797) / 13999.178 - 5.400 / 2

= -0.367 m

Mo = 13999.178 x 0.3669 = 5135.659 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	1683.170	-	4278.417	155.525	-	275.044
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	145.171	-	491.270
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	0.000	4.050	0.000
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	0.000	4.050	0.000
상 재 하 중	고정하중	235.200	4.000	940.800	21.732	6.536	142.043
	활 하 중	429.333	4.000	1717.333	11.901	6.536	77.786
상 재 토 압	PD	-	-	-	163.848	3.268	535.455
	PL	-	-	-	299.087	3.268	977.418
토 압		-	-	-	713.940	3.268	2333.156
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8749.486		23050.574	1511.205		4832.172

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23050.574 - 4832.172) / 8749.486 - 5.400 / 2

= -0.618 m

Mo = 8749.486 x 0.6178 = 5405.211 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	1683.170	-	4278.417	155.525	-	275.044
	배 면 토	1571.114	-	5969.617	145.171	-	491.270
상 부 하 중	고정하중	3130.422	2.100	6573.886	0.000	4.050	0.000
	활 하 중	1700.248	2.100	3570.520	0.000	4.050	0.000
상 재 하 중	고정하중	235.200	4.000	940.800	21.732	-	142.043
	활 하 중	429.333	4.000	1717.333	11.901	6.536	77.786
상 재 토 압	PD	-	-	-	163.848	3.268	535.455
	PL	-	-	-	299.087	3.268	977.418
토 압		-	-	-	713.940	3.268	2333.156
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8749.486		23050.574	1511.205		4832.172

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23050.574 - 4832.172) / 8749.486 - 5.400 / 2

= -0.618 m

Mo = 8749.486 x 0.6178 = 5405.211 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

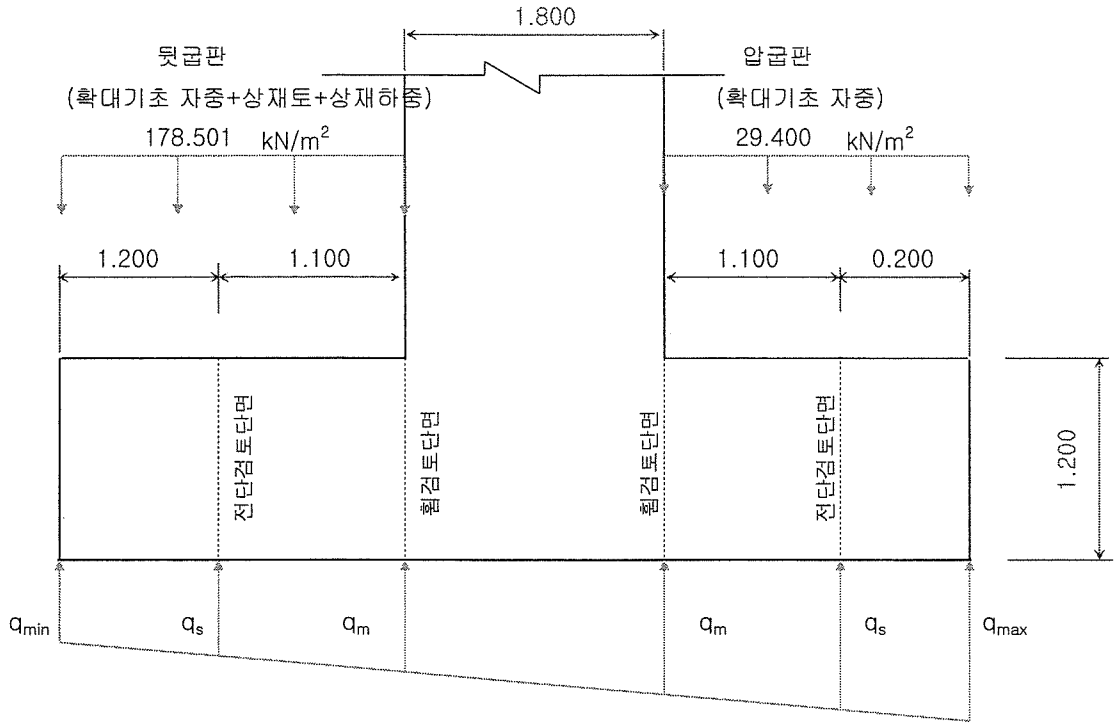
구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	6619.905	731.160	1852.648	-0.280	
LOAD CASE2	6619.905	821.160	2217.148	-0.335	
LOAD CASE3	8749.486	1565.287	5489.061	-0.627	
LOAD CASE4	8749.486	1449.851	5030.543	-0.575	
LOAD CASE5	8749.486	980.287	3128.811	-0.358	
LOAD CASE6	8749.486	980.287	3128.811	-0.358	
LOAD CASE7	8749.486	1511.205	5405.211	-0.618	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	8936.872	1169.856	2936.481	-0.329	
LOAD CASE2	8936.872	1295.856	3446.781	-0.386	
LOAD CASE3	12151.559	2387.460	8342.853	-0.687	
LOAD CASE4	12151.559	2225.848	7688.327	-0.633	
LOAD CASE5	12876.597	1568.460	5093.846	-0.396	
LOAD CASE6	13999.178	1568.460	5135.659	-0.367	
LOAD CASE7	8749.486	1511.205	5405.211	-0.618	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	8749.486	1565.287	5489.061	12151.559	2387.460	8342.853
축 력 최대시	8749.486	1449.851	5030.543	13999.178	1568.460	5135.659
지 진 시	8749.486	1511.205	5405.211	8749.486	1511.205	5405.211

6.5 기초 단면검토



가. 기초 하중 집계

- 사용하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	8749.486	1565.287	5489.061	0.627	
축 력 최대시	8749.486	1449.851	5030.543	0.575	
지 진 시	8749.486	1511.205	5405.211	0.618	

- 극한하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	12151.559	2387.460	8342.853	0.687	
축 력 최대시	13999.178	1568.460	5135.659	0.367	
지 진 시	8749.486	1511.205	5405.211	0.618	

나. 지반 반력

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

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

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

- 사용하중 재하시

조합경우	Σ V	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	8749.486	5.400	5.600	0.627	491.020	87.650	
축 력 최대시	8749.486	5.400	5.600	0.575	474.173	104.497	
지 진 시	8749.486	5.400	5.600	0.618	487.939	90.731	

- 극한하중 재하시

조합경우	Σ V	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	12151.559	5.400	5.600	0.687	708.380	95.295	
축 력 최대시	13999.178	5.400	5.600	0.367	651.636	274.236	
지 진 시	8749.486	5.400	5.600	0.618	487.939	90.731	

다. 앞굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	491.020	87.650	393.912	476.080	362.717	90.830	1.00
축 력 최대시	474.173	104.497	385.177	460.481	350.766	87.585	1.00
Max.					362.717	90.830	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	708.380	95.295	560.785	685.673	523.470	131.467	1.35
축 력 최대시	651.636	274.236	560.780	637.658	485.292	119.521	1.60
지 진 시	487.939	90.731	392.315	473.228	360.531	90.237	1.00
Max.					523.470	131.467	

라. 뒷굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	491.020	87.650	259.456	177.288	88.826	55.239	1.0
축 력 최대시	474.173	104.497	261.952	186.647	56.918	39.514	1.0
Max.					88.826	55.239	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	708.380	95.295	356.424	231.536	155.099	93.073	1.35
축 력 최대시	651.636	274.236	434.980	358.102	-111.661	-36.681	1.60
지 진 시	487.939	90.731	259.912	178.999	-47.041	52.363	1.00
Max.					155.099	93.073	

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	1200.00	1100.00	100.00	155.099	93.073	88.826

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 4.045]

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

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.10770 > 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 = 392.763 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 = 44026.61 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3850.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 523.68 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) = 621.918 kN · mm

ΦMn > Mu (= 155.099 kN · m) [사용률 = 4.010] ∴ O.K!!

나) 전단검토

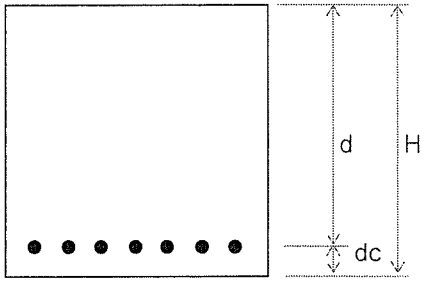
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1100.00 / 1000 = 853.53 kN

ΦVc= 853.53 > Vu = 93.073 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1200.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1100.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	88.826	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)) = 145.69 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 53.173 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 53.173 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1184.82 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1185 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1200 = 2400.00 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	1200.00	1100.00	100.00	523.470	131.467	362.717

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	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) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.717]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.07373 > 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 = 1334.594 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 = 44026.61 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3850.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1779.46 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 892.551 kN · mm

ΦMn > Mu (= 523.470 kN · m) [사용률 = 1.705] ∴ O.K!!

나) 전단검토

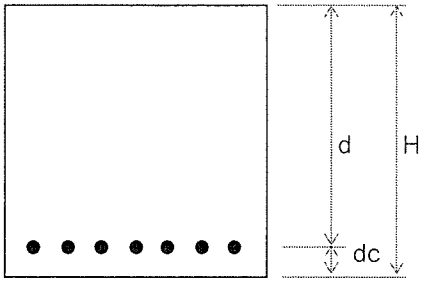
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1100.00 / 1000 = 853.53 kN

ΦVc= 853.53 > Vu = 131.467 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1200.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1100.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	362.717	kN· m,	As =	2292.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 172.51 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 151.803 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 151.803 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 292.52 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 293 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1200 = 2400.00 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

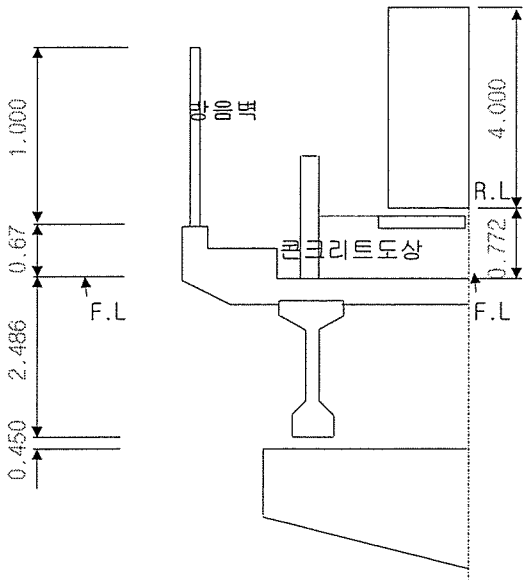
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.508 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.708 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 2.528 M

풍하중(열차재하) = 4.079 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 3130.422 kN

R_{d1} = 1086.247 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

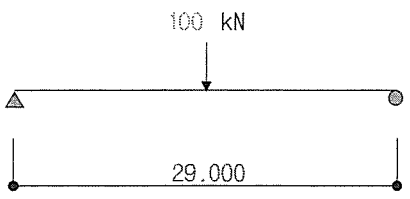
$\sum R_L$ = 1866.872 kN

R_{L1} = 764.235 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 × 3.708 = 185.400 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	185.400	5.780	1.700	54.529	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	54.529	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 3 shoe

= 16.667 kN

P_{Lf} = 54.529 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = 3.500 L = 40.000 V = 200 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times 3,500} = 0.059 \right.$$

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

상부반력 (P_L) 764.235 kN (충격 제외)

P_c = 764.24 × 0.059 = 45.090 kN

M_c = 45.090 × 5.508 = 248.356 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	248.356	5.780	1.700	73.046	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	73.046	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 45.090 / 3 shoe

= 15.030 kN

P_{Lf} = 73.046 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 × 4.156 × 14.975 = 186.708 kN

M_n = 186.708 × 2.528 = 471.998 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	471.998	5.780	1.700	138.823	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	138.823	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.258 × 14.975 = 163.033 kN

M_t = 163.033 × 4.079 = 665.012 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	665.012	5.780	1.700	195.592	↑
G2			1.700	195.592	↓

③ 적용하중

H_w = 163.033 / 3 shoe

= 54.344 kN

P_w = 195.592 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.45

P_E = 1167.199 kN

M_c = 1167.199 × 0.450 = 525.240 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	525.240	5.780	1.700	154.482	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	154.482	↓

H_E = 400.644 kN

R_E = 154.482 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 3130.422 kN

R_{d1} = 1086.247 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 1866.872 kN

R_{L1} = 764.235 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	2119.120	71.011	0.80
	지진시	2004.964	400.644	
교축 방향	상시	1850.482	0.000	0.80
	지진시	1850.482	0.000	

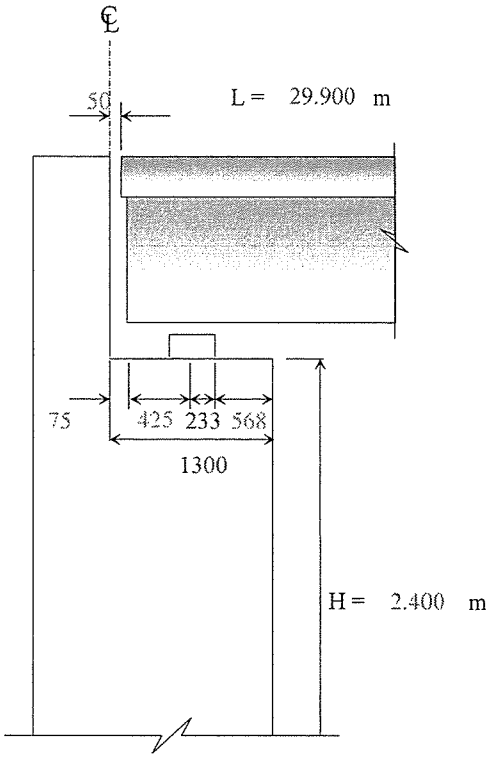
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2119.120	71.011	1569.718	52.601	1.35
	지진시	2004.964	400.644	1432.117	286.174	1.40
교축 방향	상시	1850.482	0.000	1480.386	0.000	1.25
	지진시	1850.482	0.000	1321.773	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 465 × 535 mm
▣ 높 이 : 175 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 568 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 29.90 + 6.66 \times 2.40) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 265.92$

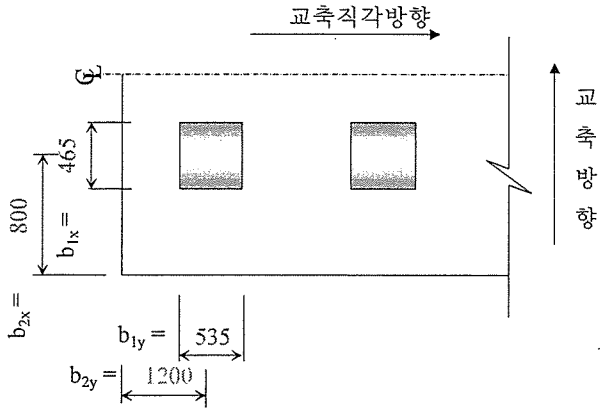
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 = 425$ mm
$S_2 = 232.5 / 2 = 116.25$ mm
$S_3 = 20 + 0.5L = 349.50$ mm
$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 116.25 + 349.50 = 890.75$ mm

∴ Max (N, ∑S) = 890.75 mm < 1225.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2325.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2675.0$ mm

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

$= ¼ \times (1 - 465 / 1600) \times 1480385.6 / 180$

$= 1458.5$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 465 / 1600) \times 1321772.9 / 180$

$= 1302.3$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 535 / 2400) \times 1569718.3 / 180$

$= 1694.2$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 535 / 2400) \times 1432117.3 / 180$

$= 1545.7$ ㎟

나) 수평하중에 대한 보강

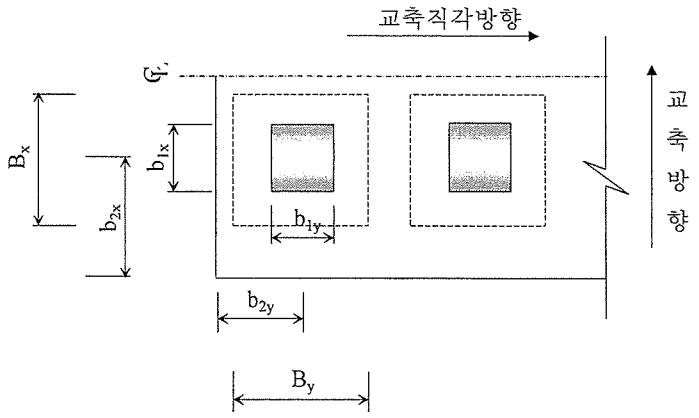
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

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

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 52601 / 180 = 292.2$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 286174 / 180 = 1589.9$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 465 + 1200 = 1665.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2$ = 832.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 800 + (465 + 1200) / 2 = 1632.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 535 + 800 = 1335.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1694.200 + 292.226 = 1986.426 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1545.700 + 1589.857 = 3135.557 ㎟

B_y = 1335.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 3135.557 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

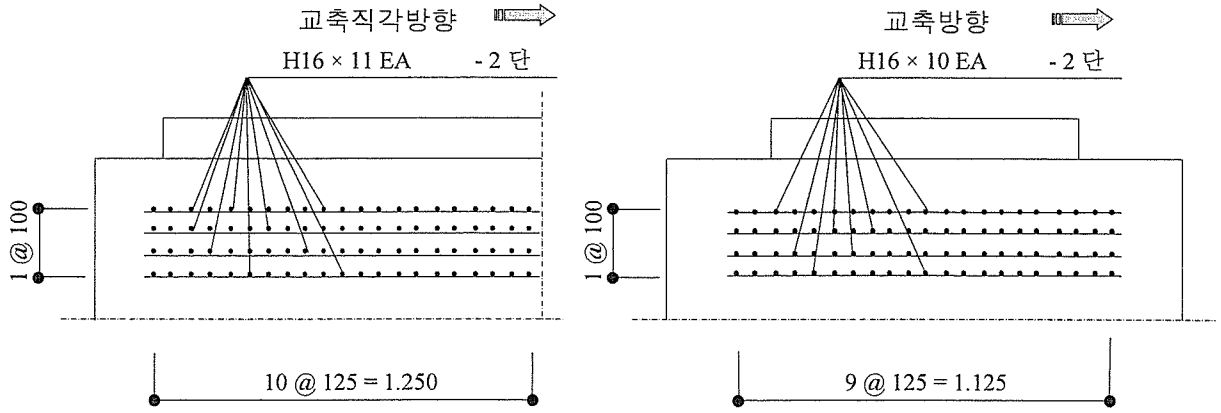
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1458.500 + 0.000 = 1458.500 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1302.300 + 0.000 = 1302.300 ㎟

B_x = 1632.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1458.500 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{286174.3}{180} = 1589.86 \text{ ㎟}$$

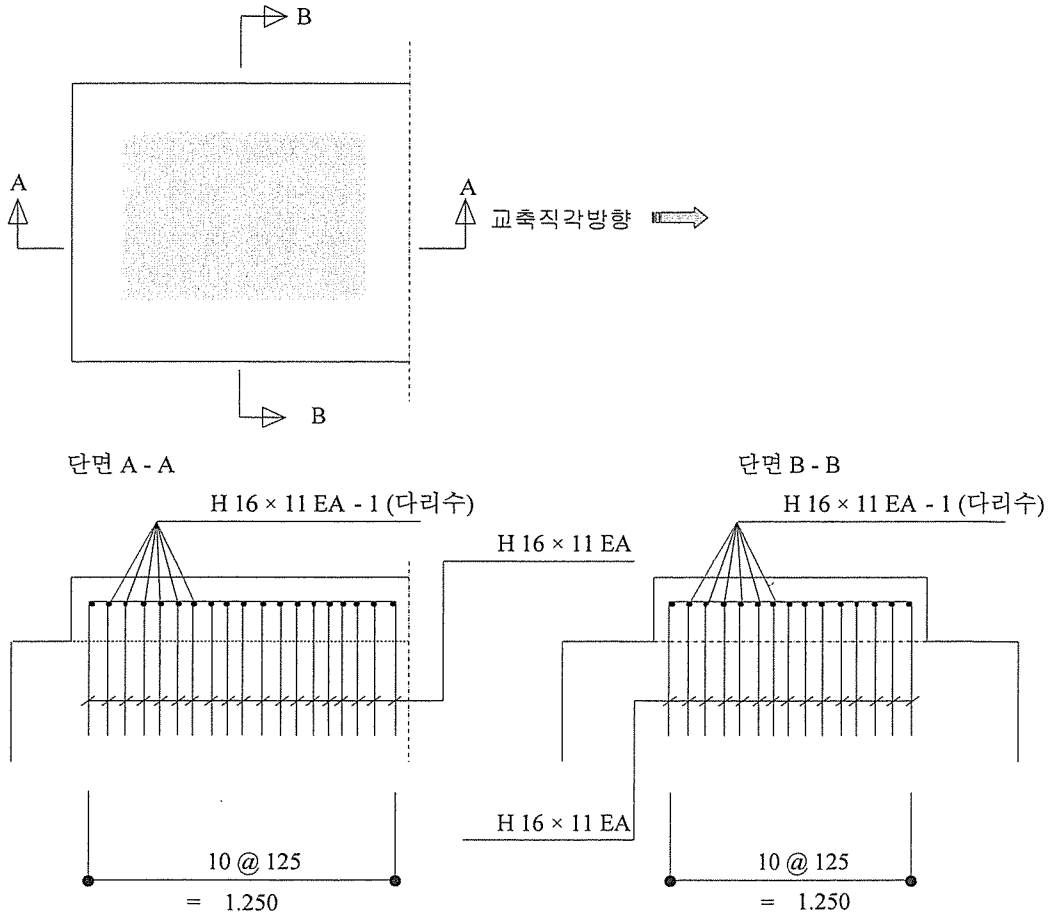
Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1589.857 ㎟ - **O.K** -
(CTC 125)

나) 교축방향

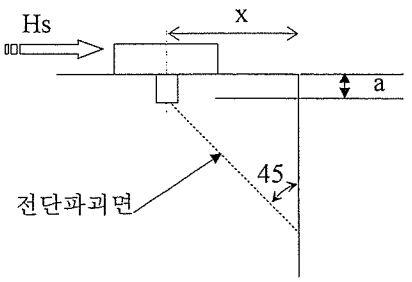
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \text{ ㎟}$$

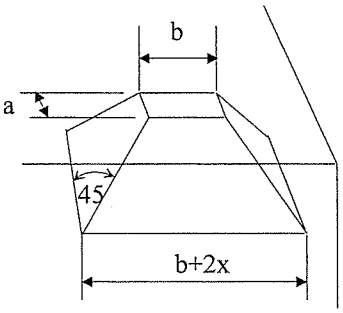
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 0.000 ㎟ - **O.K** -
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{286174}{4980860} = 0.057 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 4980860 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 286174 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 535 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2336281} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2336281 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

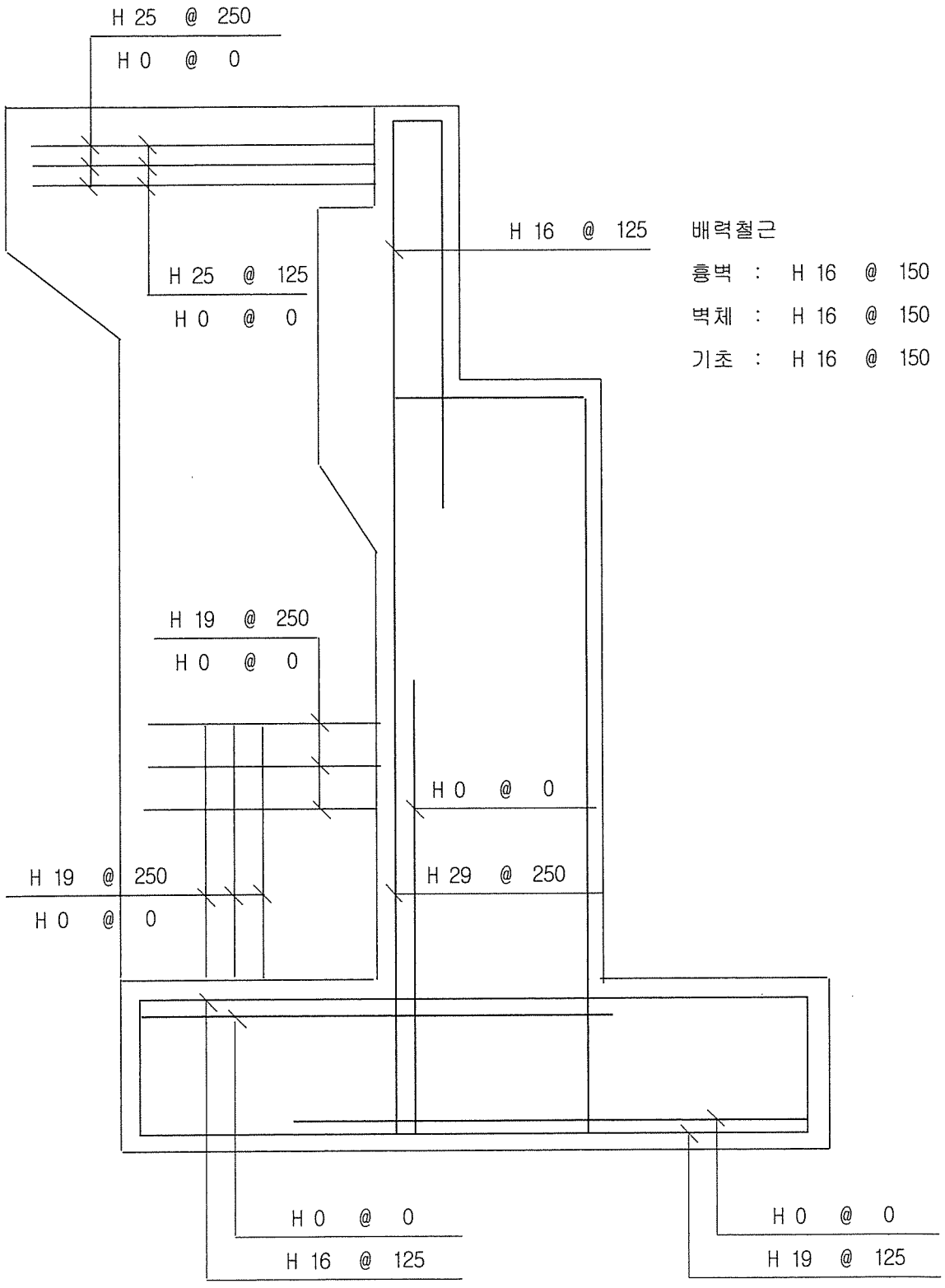
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 465 mm

8.주철근 조립도

순호교 교대 A2



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150