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 (14/20)

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

2015. 4.

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

한국철도시설공단 KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

서현기술단 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 (14/20)

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

제10장 파전제3교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

10.1 상부공
10.2 교대공
10.3 교각공
10.4 내진해석
10.5 가시설공

10.3.4 P6

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) **상부형식** : **P.S.C-BEAM** + **RPF**

평면선형 R = ∞ 설계지간(좌) L = **24.000** m

평면선형 R = ∞ 설계지간(우) L = **44.000** m

2) **교각형식** : π 형교각 (H = **15.000** M)

3) **기초형식** : **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) **고정하중**

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) **활 하 중** : **KRL2012** (복 선)

① KL-2012

충격계수 i (%) ; 모멘트에 관한 충격계수 (좌측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

모멘트에 관한 충격계수 (우측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.044**

3) **풍 하 중**

교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/m²

교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/m²

원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.

4) **종 하 중 (충격은 고려하지 않음)**

① KL-2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 1000

5) **원 심 하 중**

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 레일상면에서 KRL-2012하중은 1.8m, EL하중은 1.5m 높이에서 수평방향으로 곡선 바깥쪽으로 작용하는 것으로 한

6) **차량횡하중**

자갈도상 궤도이므로 미고려 **0** kN 으로 정한다.

7) **지진하중**

가속도계수 K_h = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) **콘크리트**

가) 설계기준강도 f_{ck} = **30** MPa

나) 탄성계수 E_c = **8,500** $\sqrt[3]{f_{cu}}$ $(f_{cu}=f_{ck}+4)$

= **27500** MPa

2) **철근 SD30**

가) 항복응력 : f_y = **400** MPa

나) 탄성계수 : E_s = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) **흙의 단위중량 (γ_t)** = **19.0** kN/m³

2) **흙의 포화단위중량 (γ_{sat})** = **20.0** kN/m³

3) **흙의 수중단위중량 (γ_{sub})** = **10.0** kN/m³

4) **기초저면의 N치** = **50**

5) **기초저면의 내부마찰각** $\Phi = 15+\sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$

다만, N > 5

6) **최대지반반력** 상시 = 1000 kN/m²

지진시 = 1500 kN/m²

7) **기초의 각종 계수들**

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = Q_u / 3	평상시 = B / 6	평상시 = 1.5
지진시 = Q_u / 2	지진시 = B / 3	지진시 = 1.2

Φ_b = 2/3 × 42.39 = 28.260 $\tan\Phi_b$ = 0.538	흙과 콘크리트
$\tan\Phi_b$ = 0.600	암과 콘크리트

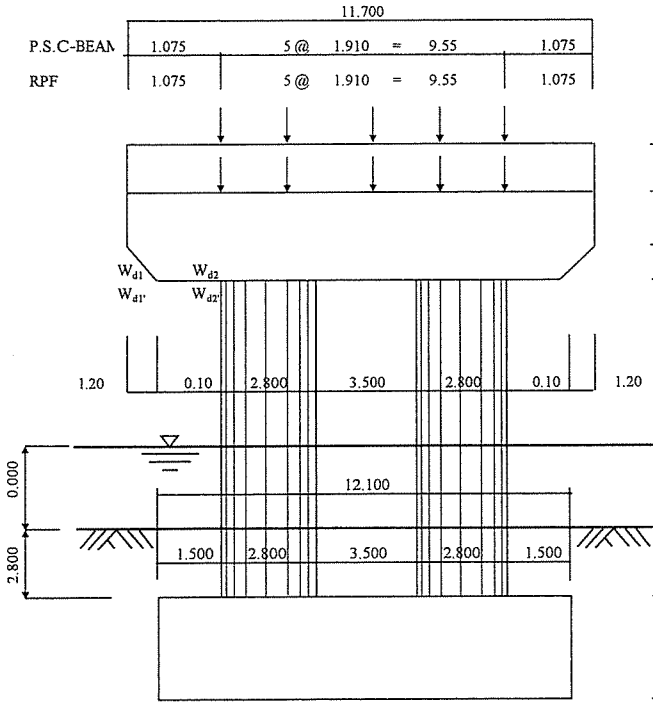
1.5 참고문헌

- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

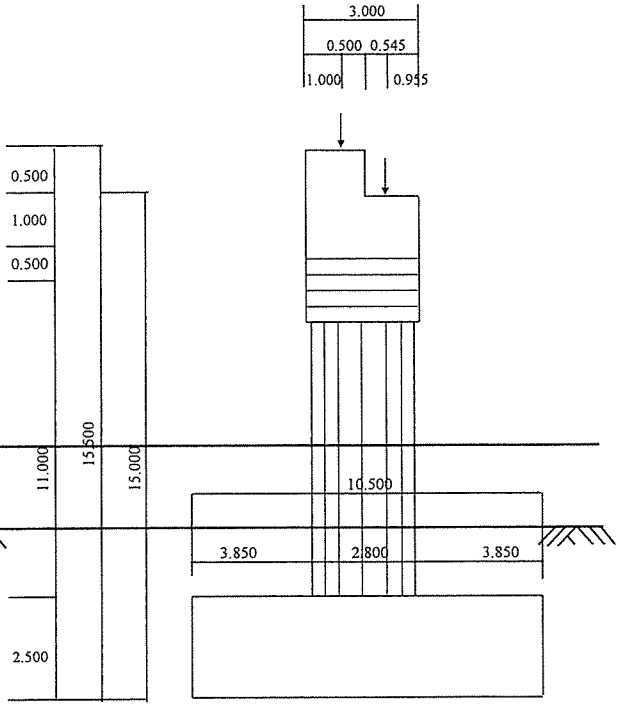
2. 단 면 가 정

2.1 교각 단면 제원

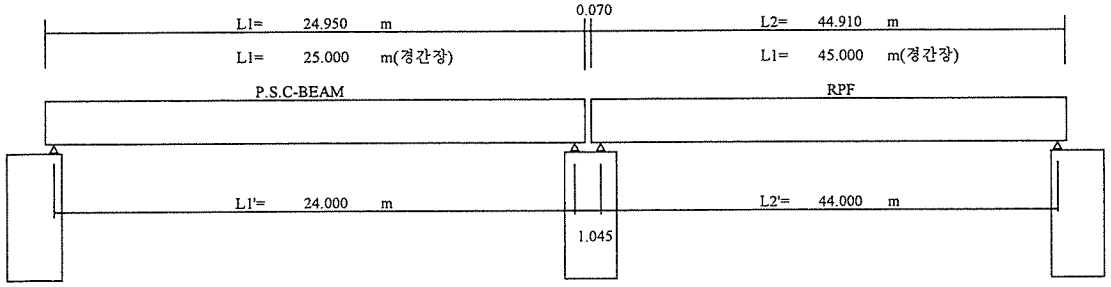
1) 교축직각방향



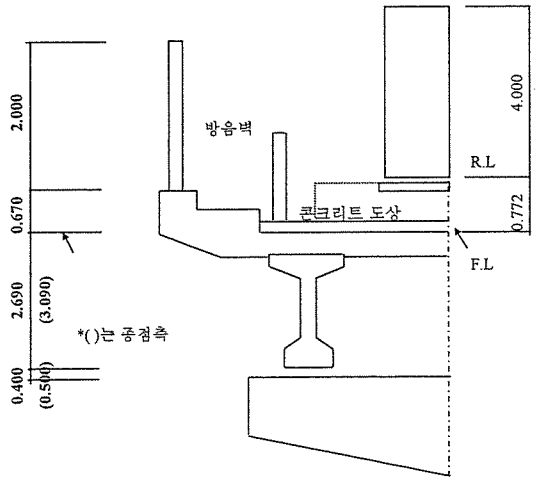
2) 교축 방향



2.2 상부 제원



2.3 하중작용 위치산정



▣ 원심하중 (시점측) (종점측)

= 5.662 m 6.162 m

▣ 차량 횡하중 = 3.862 m 4.362 m

▣ 풍하중(열차비재하) = 3.08 m 3.38 m

풍하중(열차재하) = 4.131 m 4.431 m

▣ 지진하중(고정하중) = 1.745 m 2.045 m

▣ 환산단면

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 정사각형 기둥단면으로 치환

① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.800^2 / 4 = 6.158\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{6.158} = 2.482\ m$

$D - L = 2.800 - 2.482$

$= 0.318\ m$

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
고정하중 반력(KN)	P.S.C-BEAM	1035.00	929.00	919.00	919.00	929.00	1035.00		5766.00
	RPF	1984.40	1932.80	1929.90	1928.00	1927.00	1976.00		11678.10
계		3019.40	2861.80	2848.90	2847.00	2856.00	3011.00		17444.10

▣ 교각자중

▣ 교각자중

- COPING ;

W_{d1} = 1.500 × 1.500 × 24.500 = 55.125 kN/m

$W_{d1'}$ = 1.000 × 1.500 × 24.500 = 36.750 kN/m

W_{d2} = 2.000 × 1.500 × 24.500 = 73.500 kN/m

$W_{d2'}$ = 1.500 × 1.500 × 24.500 = 55.125 kN/m

- 기 둥 ; P_c = π / 4 × 2.800^2 × 24.500

x 11.000 × 2 = 3318.904 kN

- 기 초 ; W_{f1} = 2.500 × 10.500 × 24.500 = 643.125 kN/m

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- P.S.C-BEAM

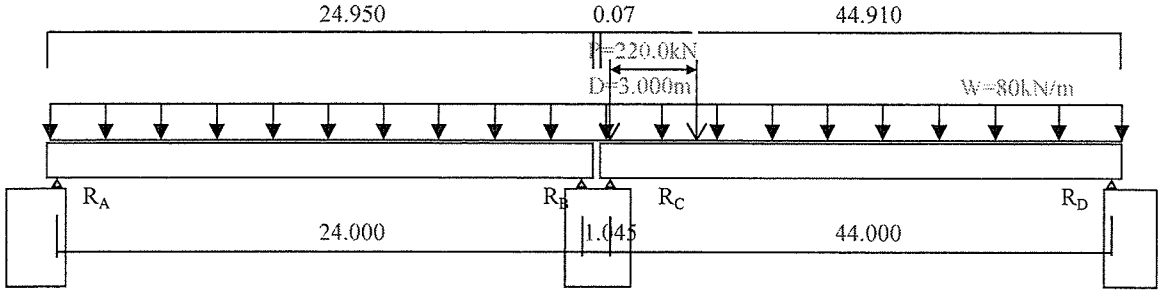
구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
활 하 중 (복선)	0.133	0.242	0.126	0.126	0.242	0.133		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.465	0.176	0.084	0.035	-0.034		1.00
보도 하중 (복선)	0.334	0.097	0.071	0.071	0.097	0.334		1.00
보도 하중 (단선)	0.811	0.206	0.101	0.040	-0.013	-0.144		1.00

- RPF

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
활 하 중 (복선)	0.199	0.186	0.173	0.159	0.145	0.139		1.00
활 하 중 (단선)	0.344	0.272	0.201	0.128	0.055	0		1.00
보도 하중 (복선)	0.170	0.166	0.164	0.164	0.166	0.17		1.00
보도 하중 (단선)	0.170	0.166	0.164	0.164	0.166	0.17		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 998.000 KN , R_C = 2219.767 KN

R_B = 998.000 KN , R_D = 1813.033 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 × 2 = 99.800 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 44.91 × 1/2 × 2 = 179.640 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	332.13	502.39	265.67	265.67	502.39	332.13		2200.39
R_{LC}	944.54	885.39	826.96	764.81	703.37	678.17		4803.25
$\sum R_L$	1276.68	1387.79	1092.63	1030.48	1205.77	1010.31		7003.64

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	354.39	484.63	185.73	87.82	33.63	-48.30		1097.90
R_{LC}	794.14	633.60	475.63	313.59	151.91	30.54		2399.41
$\sum R_L$	1148.53	1118.23	661.36	401.42	185.54	-17.76		3497.31

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	365.70	563.47	297.47	297.47	563.47	365.70		2453.29
R_{LC}	983.27	921.59	860.63	795.75	731.59	705.22		4998.06
$\sum R_L$	1348.98	1485.06	1158.10	1093.22	1295.06	1070.93		7451.35

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	388.97	543.31	207.94	98.42	38.05	-52.59		1224.10
R_{LC}	827.61	660.06	495.19	326.05	157.26	30.54		2496.72
$\sum R_L$	1216.58	1203.37	703.13	424.47	195.31	-22.06		3720.81

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 3.862 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 4.362 = 0.000 kN·m

∑ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- P.S.C-BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	63.842	4.775	0.000	↑
G2			2.865	0.000	↑
G3			0.955	0.000	↑
G4			-0.955	0.000	↓
G5			-2.865	0.000	↓
G6			-4.775	0.000	↓

- RPF

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	41.041	4.775	0.000	↑
G2			2.865	0.000	↑
G3			0.955	0.000	↑
G4			-0.955	0.000	↓
G5			-2.865	0.000	↓
G6			-4.775	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = ∞ L = 24.000 , 44.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.449}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \frac{2.88}{L}\right) = 0.516 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \frac{2.88}{L}\right) = 0.449 \quad \text{..... c 지점}$$

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 2200.39 kN , 지점c 4803.25 kN

Pcb	=	2200.39	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc	=	4803.25	×	0.000	=	0.000 kN
∑ Pc					=	0.000 kN
Mcb	=	0.000	×	5.662	=	0.000 kN·m
Mcc	=	0.000	×	6.162	=	0.000 kN·m
∑ Mc					=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rpb1	=	0.000	×	4.775	/	63.842	= 0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	2.865	/	63.842	= 0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.955	/	63.842	= 0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	-0.955	/	63.842	= 0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-2.865	/	63.842	= 0.000 kN
Rpb6	=	0.000	×	-4.775	/	63.842	= 0.000 kN
Rpb7	=	0.000	×	0.000	/	63.842	= 0.000 kN

- RPF

Rpi = Mc × xi / $\sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m^2

Rpc1 =	0.000	×	4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc2 =	0.000	×	2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc3 =	0.000	×	0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc4 =	0.000	×	-0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc5 =	0.000	×	-2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc6 =	0.000	×	-4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc7 =	0.000	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1097.90 kN , 지점c 2399.41 kN

Pcb =	1097.90	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc =	2399.41	×	0.000	=	0.000 kN
$\sum$ Pc				=	0.000 kN
Mcb =	0.000	×	5.662	=	0.000 kN·m
Mcc =	0.000	×	6.162	=	0.000 kN·m
$\sum$ Mc				=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / $\sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m^2

Rpb1 =	0.000	×	4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb2 =	0.000	×	2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb3 =	0.000	×	0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb4 =	0.000	×	-0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb5 =	0.000	×	-2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb6 =	0.000	×	-4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb7 =	0.000	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- RPF

Rpi = Mc × xi / $\sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m^2

Rpc1 =	0.000	×	4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc1 =	0.000	×	2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc2 =	0.000	×	0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc3 =	0.000	×	-0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc4 =	0.000	×	-2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc5 =	0.000	×	-4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpc7 =	0.000	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

5) 풍 하 중

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

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	1.500	×	3.000	=	13.500	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.360	×	12.475	=	200.598	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.760	×	22.455	=	388.022	kN
	Mn3b	=	200.598	×	3.08			=	617.842	kN·m
	Mn3c	=	388.022	×	3.380			=	1311.516	kN·m
	∑	Mn3						=	1929.358	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnb1	=	617.842	×	4.775	/	63.842	=	46.211 kN
Rnb2	=	617.842	×	2.865	/	63.842	=	27.727 kN
Rnb3	=	617.842	×	0.955	/	63.842	=	9.242 kN
Rnb4	=	617.842	×	-0.955	/	63.842	=	-9.242 kN
Rnb5	=	617.842	×	-2.865	/	63.842	=	-27.727 kN
Rnb6	=	617.842	×	-4.775	/	63.842	=	-46.211 kN
Rnb7	=	617.842	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- RPF

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnc1	=	1311.516	×	4.775	/	63.842	=	98.094 kN
Rnc2	=	1311.516	×	2.865	/	63.842	=	58.856 kN
Rnc3	=	1311.516	×	0.955	/	63.842	=	19.619 kN
Rnc4	=	1311.516	×	-0.955	/	63.842	=	-19.619 kN
Rnc5	=	1311.516	×	-2.865	/	63.842	=	-58.856 kN
Rnc6	=	1311.516	×	-4.775	/	63.842	=	-98.094 kN
Rnc7	=	1311.516	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	1.500	×	3.000	=	6.750	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.800	×	0.600	=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.462	×	12.475	=	139.633	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.462	×	22.455	=	251.339	kN
	Mn3b	=	139.6327	×	4.131			=	576.823	kN·m
	Mn3c	=	251.3388	×	4.431			=	1113.682	kN·m
	∑	Mn3						=	1690.505	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

$Rti = Mt3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

Rnb1	=	576.823	×	4.775	/	63.842	=	43.143 kN
Rnb2	=	576.823	×	2.865	/	63.842	=	25.886 kN
Rnb3	=	576.823	×	0.955	/	63.842	=	8.629 kN
Rnb4	=	576.823	×	-0.955	/	63.842	=	-8.629 kN
Rnb5	=	576.823	×	-2.865	/	63.842	=	-25.886 kN
Rnb6	=	576.823	×	-4.775	/	63.842	=	-43.143 kN
Rnb7	=	576.823	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- RPF

$Rti = Mt3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

Rnc1	=	1113.682	×	4.775	/	63.842	=	83.297 kN
Rnc2	=	1113.682	×	2.865	/	63.842	=	49.978 kN
Rnc3	=	1113.682	×	0.955	/	63.842	=	16.659 kN
Rnc4	=	1113.682	×	-0.955	/	63.842	=	-16.659 kN
Rnc5	=	1113.682	×	-2.865	/	63.842	=	-49.978 kN
Rnc6	=	1113.682	×	-4.775	/	63.842	=	-83.297 kN
Rnc7	=	1113.682	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

6) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비고
$H_{EB(교직)}$	126.05	126.87	127.16	127.16	126.87	126.05	0.00	760.18	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	356.15	333.84	315.45	315.45	333.83	356.15	0.00	2010.87	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	383.85	384.92	382.43	382.43	384.92	383.85	0.00	2302.42	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 760.179 × 1.745 = 1326.512 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 2302.420 × 1.745 = 4017.722 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{Eb1} = 1326.512 \times 4.775 / 63.842 = 99.215$ kN

$R_{Eb2} = 1326.512 \times 2.865 / 63.842 = 59.529$ kN

$R_{Eb3} = 1326.512 \times 0.955 / 63.842 = 19.843$ kN

$R_{Eb4} = 1326.512 \times -0.955 / 63.842 = -19.843$ kN

$R_{Eb5} = 1326.512 \times -2.865 / 63.842 = -59.529$ kN

$R_{Eb6} = 1326.512 \times -4.775 / 63.842 = -99.215$ kN

$R_{Eb7} = 1326.512 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

- RPF

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{EC1} = 4017.722 \times 4.775 / 63.842 = 300.502$ kN

$R_{EC2} = 4017.722 \times 2.865 / 63.842 = 180.301$ kN

$R_{EC3} = 4017.722 \times 0.955 / 63.842 = 60.100$ kN

$R_{EC4} = 4017.722 \times -0.955 / 63.842 = -60.100$ kN

$R_{EC5} = 4017.722 \times -2.865 / 63.842 = -180.301$ kN

$R_{EC6} = 4017.722 \times -4.775 / 63.842 = -300.502$ kN

$R_{EC7} = 4017.722 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분(100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥	1571.03	9158.36	1.0교 직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비 고
$H_{EB(교직)}$	309.60	311.62	312.33	312.33	311.62	309.60		1867.11	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	874.76	819.95	774.79	774.79	819.94	874.75		4938.98	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	942.80	945.42	939.31	939.31	945.42	942.80		5655.07	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 1867.106 × 1.745 = 3258.100 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 5655.066 × 1.745 = 9868.090 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{Eb1} = 3258.100 \times 4.775 / 63.842 = 243.686$ kN

$R_{Eb2} = 3258.100 \times 2.865 / 63.842 = 146.212$ kN

$R_{Eb3} = 3258.100 \times 0.955 / 63.842 = 48.737$ kN

$R_{Eb4} = 3258.100 \times -0.955 / 63.842 = -48.737$ kN

$R_{Eb5} = 3258.100 \times -2.865 / 63.842 = -146.212$ kN

$R_{Eb6} = 3258.100 \times -4.775 / 63.842 = -243.686$ kN

$R_{Eb7} = 3258.100 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

- RPF

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{EC1} = 9868.090 \times 4.775 / 63.842 = 738.074$ kN

$R_{EC2} = 9868.090 \times 2.865 / 63.842 = 442.844$ kN

$R_{EC3} = 9868.090 \times 0.955 / 63.842 = 147.615$ kN

$R_{EC4} = 9868.090 \times -0.955 / 63.842 = -147.615$ kN

$R_{EC5} = 9868.090 \times -2.865 / 63.842 = -442.844$ kN

$R_{EC6} = 9868.090 \times -4.775 / 63.842 = -738.074$ kN

$R_{EC7} = 9868.090 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

$P_E = 1867.11 + 5655.066 = 7522.172$ kN

$Mc = 7522.172 \times 1.745 = 13126.190$ kN·m

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥	3858.68	22494.22	1.0교 직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	5766.000	kN	11678.100	kN
편 심	0.500	m	-0.545	m

Md = 5766.000 × 0.500 + 11678.100 × -0.545 = -3481.565 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1097.900	kN	2399.407	kN
	복선재하시	2200.390	kN	4803.253	kN
편 심		0.500	m	-0.545	m

$M_{L단선}$ = 1097.90 × 0.500 + 2399.41 × -0.545 = -758.727 kN·m

$M_{L복선}$ = 2200.39 × 0.500 + 4803.25 × -0.545 = -1517.578 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1224.096	kN	2496.715	kN
	복선재하시	2453.288	kN	4998.064	kN
편 심		0.500	m	-0.545	m

$M_{L단선}$ = 1224.10 × 0.500 + 2496.72 × -0.545 = -748.662 kN·m

$M_{L복선}$ = 2453.29 × 0.500 + 4998.06 × -0.545 = -1497.301 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.000 × 11.700 = 35.100 kN

3.000 × 0.500 × 10.500 = 15.750 kN

(35.100 + 15.750) / 11.700 = 4.346 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 2.800 × 0.6 = 5.040 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.000 × 11.700 = 17.550 kN

1.500 × 0.500 × 10.500 = 7.875 kN

(17.550 + 7.875) / 11.700 = 2.173 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 2.800 × 0.6 = 2.520 kN/m

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$Tf = T - ½\cdot\mu m\cdot Rm \geq T/2$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$Tm = \mu m\cdot Rm \leq T/2$

① KRL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 25.000 = 500.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 45.000 = 900.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 45.000 = 1485.000 kN

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5766.00 + 998.000 = 6764.000 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.00 - 507.300 (제동하중)

= 825.00 - 507.300 (시동하중)

= -7.30 < T/2 = 250.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 317.70 < T/2 = 412.50 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.00 kN(제동하중), 412.50 kN(시동하중)

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 11678.10 + 2219.77 = 13897.867 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 2084.680 > T/2 = 450.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 2084.680 > T/2 = 742.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 450.000 kN(제동하중), 742.500 kN(시동하중)

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf = 412.500 + 742.500 = 1155.000 kN

T (복 선) = Tf = 662.500 + 1192.500 = 1855.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN 299.400 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.40 - 432.450

= -133.05 < T/2 = 149.70

∴ Tf = 149.70 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 44.910 = 538.920 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1751.715 > T/2 = 269.460

∴ Tm = 269.46 kN

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 11678.10 × 0.150 = 1751.715 kN

나) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ δ= Δt ×α×L 여기서 Δt : 온도변화

α1: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

α2: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ δ= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

δ= $[P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

P = $[3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 815.752 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 6.034 m^4

L : 13.000 m [평균높이]

∴ ∑Tu = 1751.715 kN > P = 815.752 kN

∴ 온도변화에의한 등가수평력적용

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

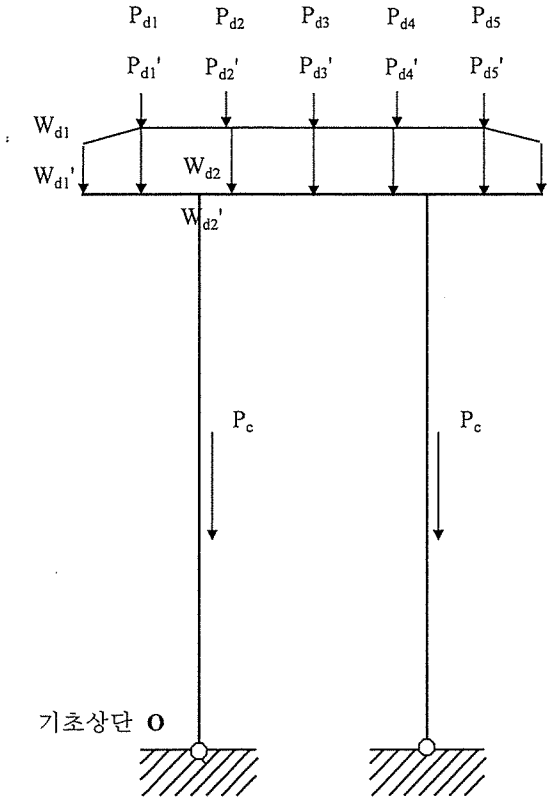
구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥	1147.26	13549.72	0.3교직+1.0교축

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥	2817.84	33280.01	0.3교직+1.0교축

4.2 하중재하 및 단면력 산출 (KL2012)

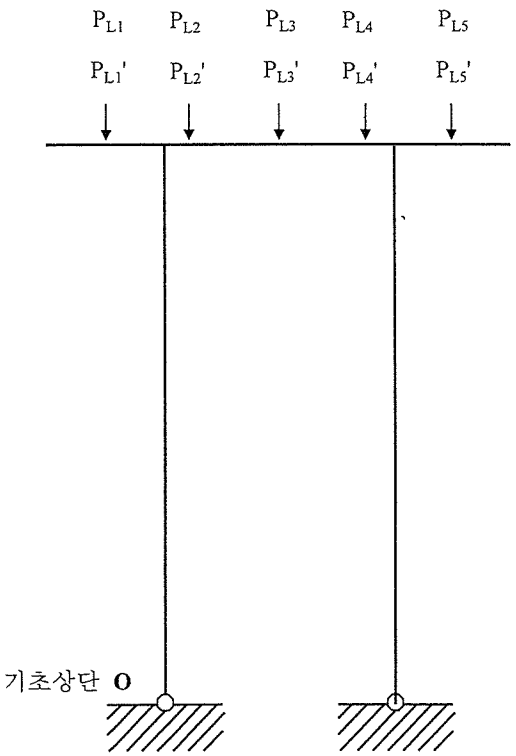
4.2.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



P_{d1}	=	1035.00	kN
P_{d2}	=	929.00	kN
P_{d3}	=	919.00	kN
P_{d4}	=	919.00	kN
P_{d5}	=	929.00	kN
P_{d6}	=	1035.00	kN
P_{d7}	=	0.00	kN
P_{d1}'	=	1984.40	kN
P_{d2}'	=	1932.80	kN
P_{d3}'	=	1929.90	kN
P_{d4}'	=	1928.00	kN
P_{d5}'	=	1927.00	kN
P_{d6}'	=	1976.00	kN
P_{d7}'	=	0.00	kN
W_{d1}	=	55.125	kN/m
W_{d2}	=	73.500	kN/m
W_{d1}'	=	36.750	kN/m
W_{d2}'	=	55.125	kN/m
P_c	=	1659.452	kN/m

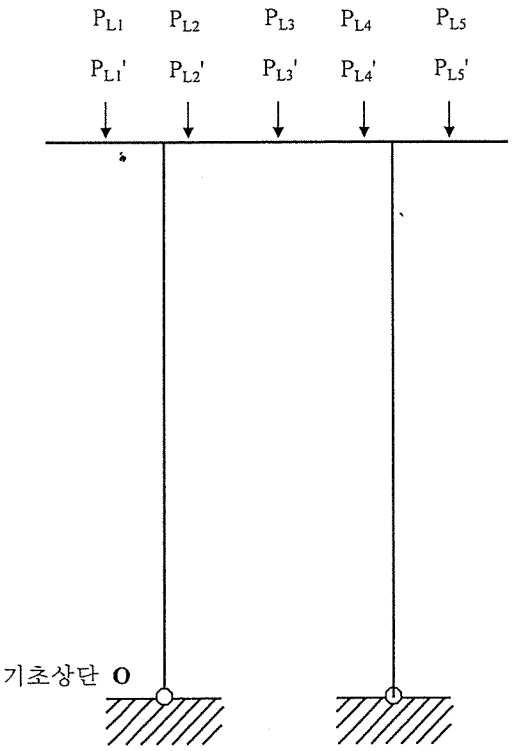
2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	332.134	kN
P_{L2}	=	502.393	kN
P_{L3}	=	265.668	kN
P_{L4}	=	265.668	kN
P_{L5}	=	502.393	kN
P_{L6}	=	332.134	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	944.545	kN
P_{L2}'	=	885.394	kN
P_{L3}'	=	826.961	kN
P_{L4}'	=	764.808	kN
P_{L5}'	=	703.373	kN
P_{L6}'	=	678.173	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	365.703	kN
P_{L2}	=	563.472	kN
P_{L3}	=	297.469	kN
P_{L4}	=	297.469	kN
P_{L5}	=	563.472	kN
P_{L6}	=	365.703	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	983.273	kN
P_{L2}'	=	921.592	kN
P_{L3}'	=	860.630	kN
P_{L4}'	=	795.752	kN
P_{L5}'	=	731.592	kN
P_{L6}'	=	705.224	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

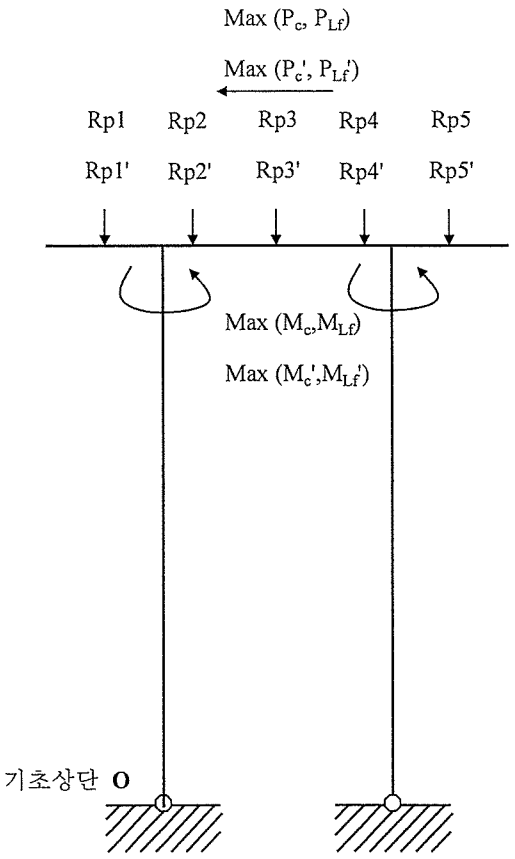
2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	354.390	kN
P_{L2}	=	484.629	kN
P_{L3}	=	185.728	kN
P_{L4}	=	87.824	kN
P_{L5}	=	33.633	kN
P_{L6}	=	-48.303	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	794.139	kN
P_{L2}'	=	633.597	kN
P_{L3}'	=	475.634	kN
P_{L4}'	=	313.591	kN
P_{L5}'	=	151.907	kN
P_{L6}'	=	30.539	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	388.968	kN
P_{L2}	=	543.310	kN
P_{L3}	=	207.938	kN
P_{L4}	=	98.425	kN
P_{L5}	=	38.049	kN
P_{L6}	=	-52.594	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	827.613	kN
P_{L2}'	=	660.065	kN
P_{L3}'	=	495.193	kN
P_{L4}'	=	326.047	kN
P_{L5}'	=	157.259	kN
P_{L6}'	=	30.539	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

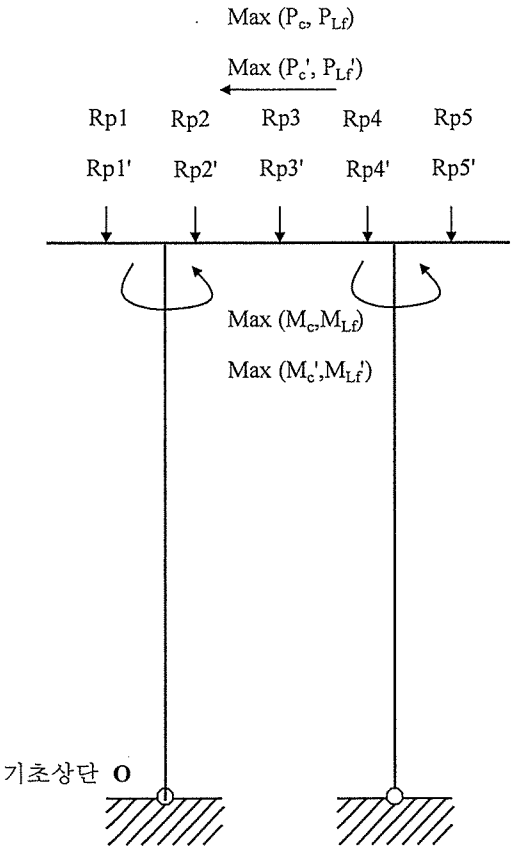
원심하중 (복선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

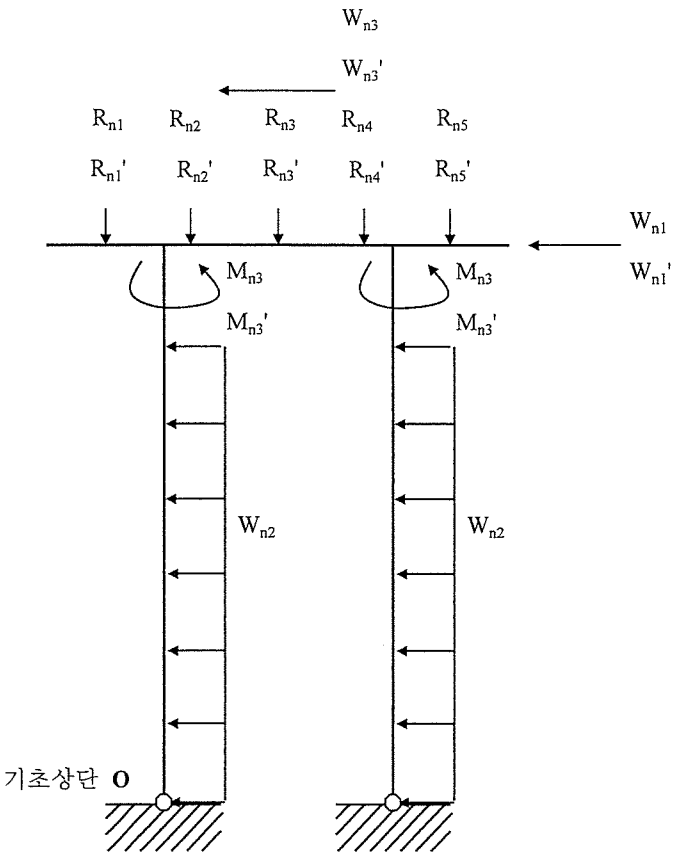
원심하중 (단선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

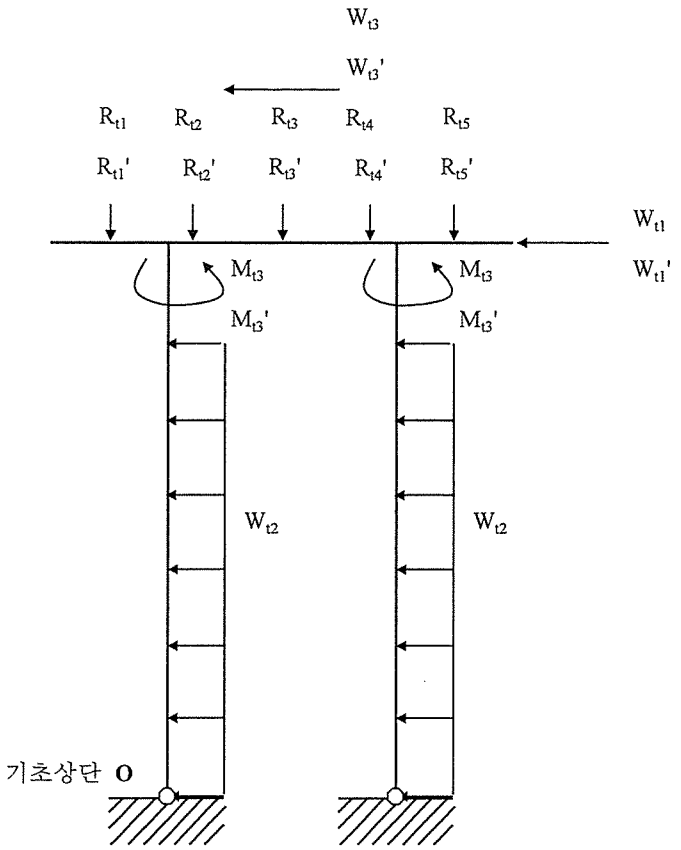
4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)



W_{n1}	=	13.500	kN
W_{n2}	=	5.040	kN/m
W_{n3}	=	200.598	kN
W_{n3}'	=	200.598	kN
M_{n3}	=	1929.358	kN·m
M_{n3}'	=	1929.358	kN·m

R_{n1}	=	46.211	kN
R_{n2}	=	27.727	kN
R_{n3}	=	9.242	kN
R_{n4}	=	-9.242	kN
R_{n5}	=	-27.727	kN
R_{n6}	=	-46.211	kN
R_{n7}	=	0.000	kN
R_{n1}'	=	98.094	kN
R_{n2}'	=	58.856	kN
R_{n3}'	=	19.619	kN
R_{n4}'	=	-19.619	kN
R_{n5}'	=	-58.856	kN
R_{n6}'	=	-98.094	kN
R_{n7}'	=	0.000	kN

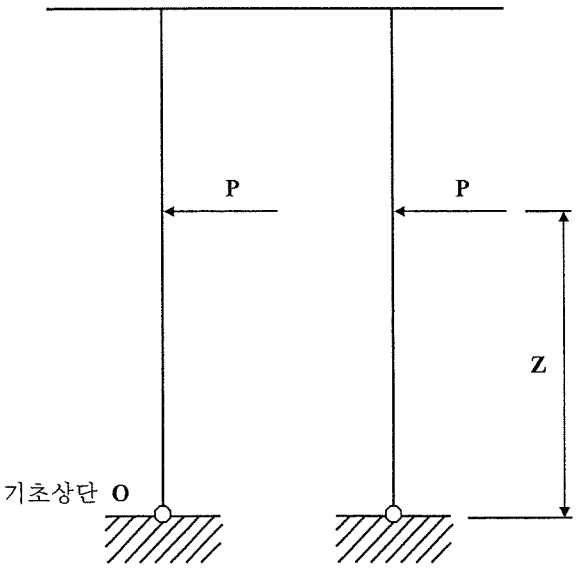
5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)



W_{t1}	=	6.750	kN
W_{t2}	=	2.520	kN/m
W_{t3}	=	139.633	kN
W_{t3}'	=	139.633	kN
M_{t3}	=	576.823	kN·m
M_{t3}'	=	576.823	kN·m

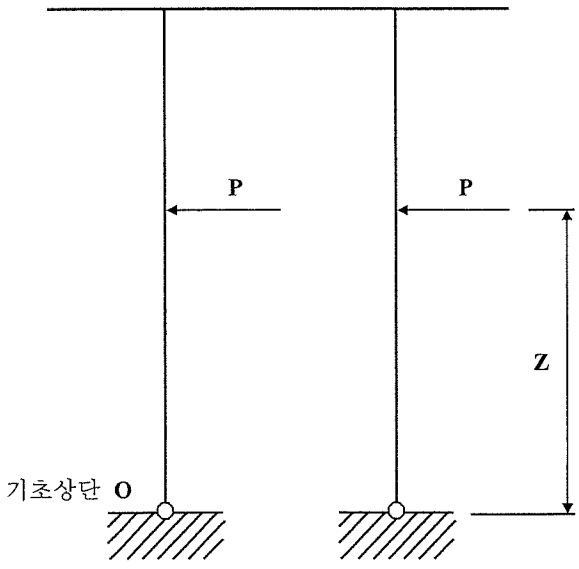
R_{t1}	=	43.143	kN
R_{t2}	=	25.886	kN
R_{t3}	=	8.629	kN
R_{t4}	=	-8.629	kN
R_{t5}	=	-25.886	kN
R_{t6}	=	-43.143	kN
R_{t7}	=	0.000	kN
R_{t1}'	=	83.297	kN
R_{t2}'	=	49.978	kN
R_{t3}'	=	16.659	kN
R_{t4}'	=	-16.659	kN
R_{t5}'	=	-49.978	kN
R_{t6}'	=	-83.297	kN
R_{t7}'	=	0.000	kN

6) 유수압 (L.C 6)



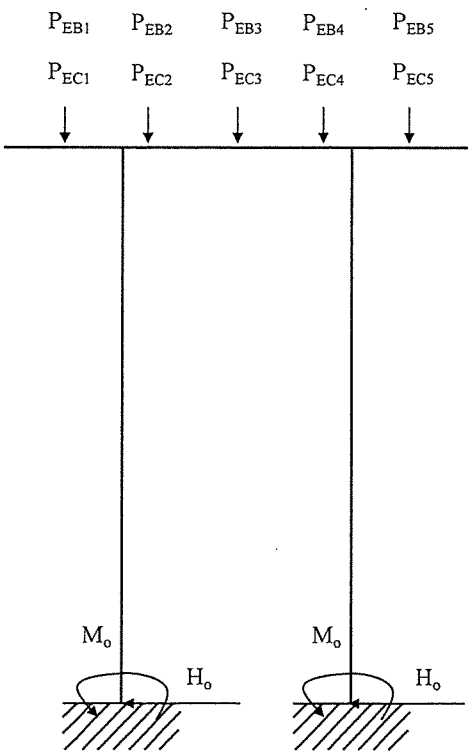
P	=	0	kN
Z	=	2.800	m

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	0	kN
Z	=	4.600	m

6) 지진하중 (L.C 6)



P_{EB1}	=	243.686	kN
P_{EB2}	=	146.212	kN
P_{EB3}	=	48.737	kN
P_{EB4}	=	-48.737	kN
P_{EB5}	=	-146.212	kN
P_{EB6}	=	-243.686	kN
P_{EB7}	=	0.000	kN
P_{EC1}	=	738.074	kN
P_{EC2}	=	442.844	kN
P_{EC3}	=	147.615	kN
P_{EC4}	=	-147.615	kN
P_{EC5}	=	-442.844	kN
P_{EC6}	=	-738.074	kN
P_{EC7}	=	0.000	kN

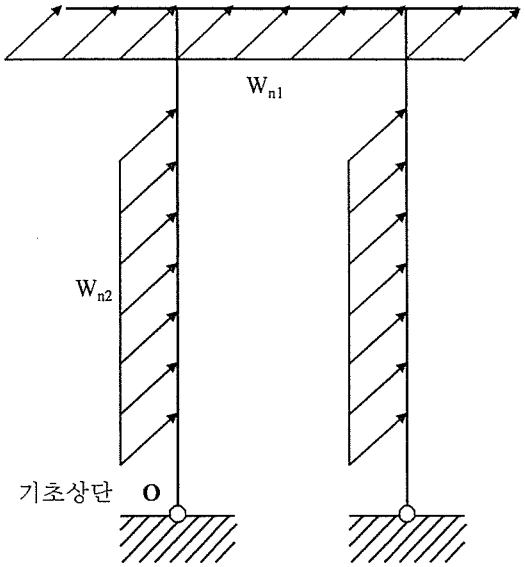
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **22494.218** kN·m

H_o= **3858.679** kN

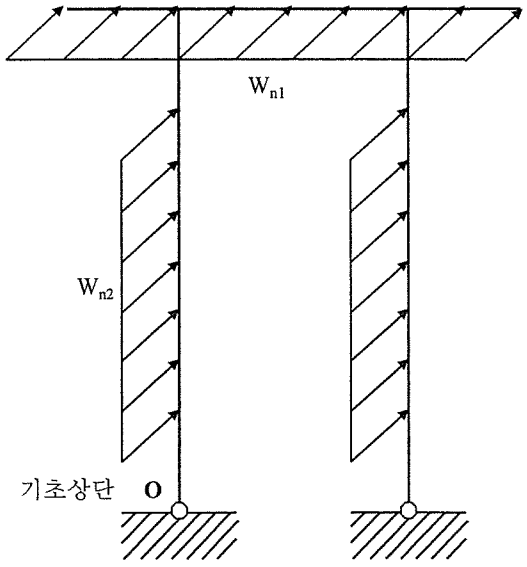
4.2.2 교축 방향

1) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 7)



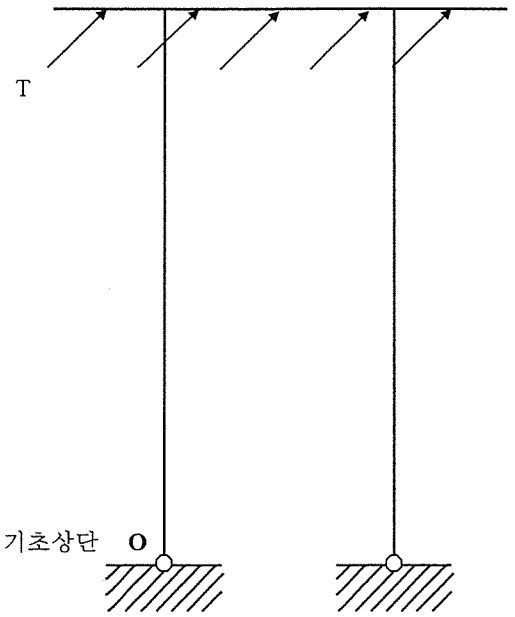
W_{n1}	=	4.346	kN/m
W_{n2}	=	5.040	kN/m

2) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 8)



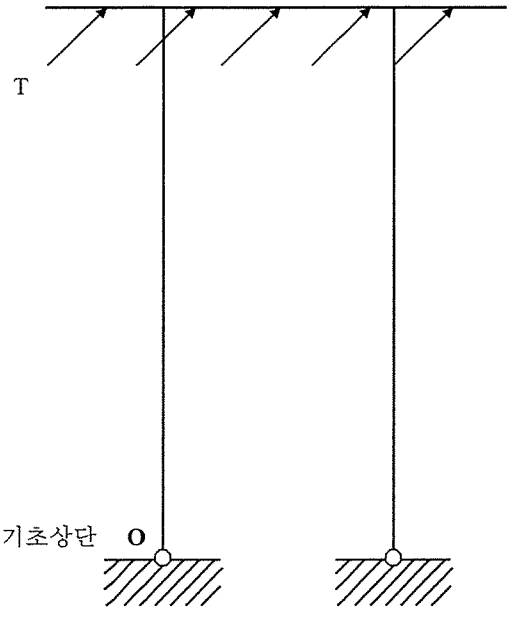
W_{n1}	=	2.173	kN/m
W_{n2}	=	2.520	kN/m

3) 시동 및 제동하중 (L.C 9)



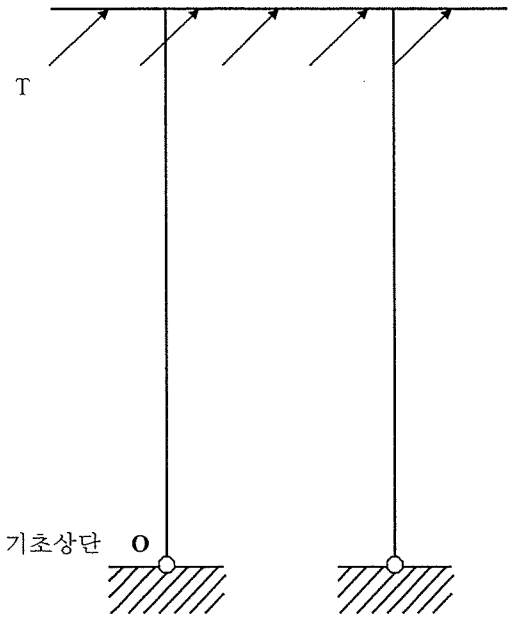
T (단선)	=	1155.000	kN
T (복선)	=	1855.000	kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 10)



T	=	299.400	kN

5) 교좌장치마찰에의한 수평력적용 (L.C 11)



T	=	815.752	kN

7) 지진 하중 (L.C 13)

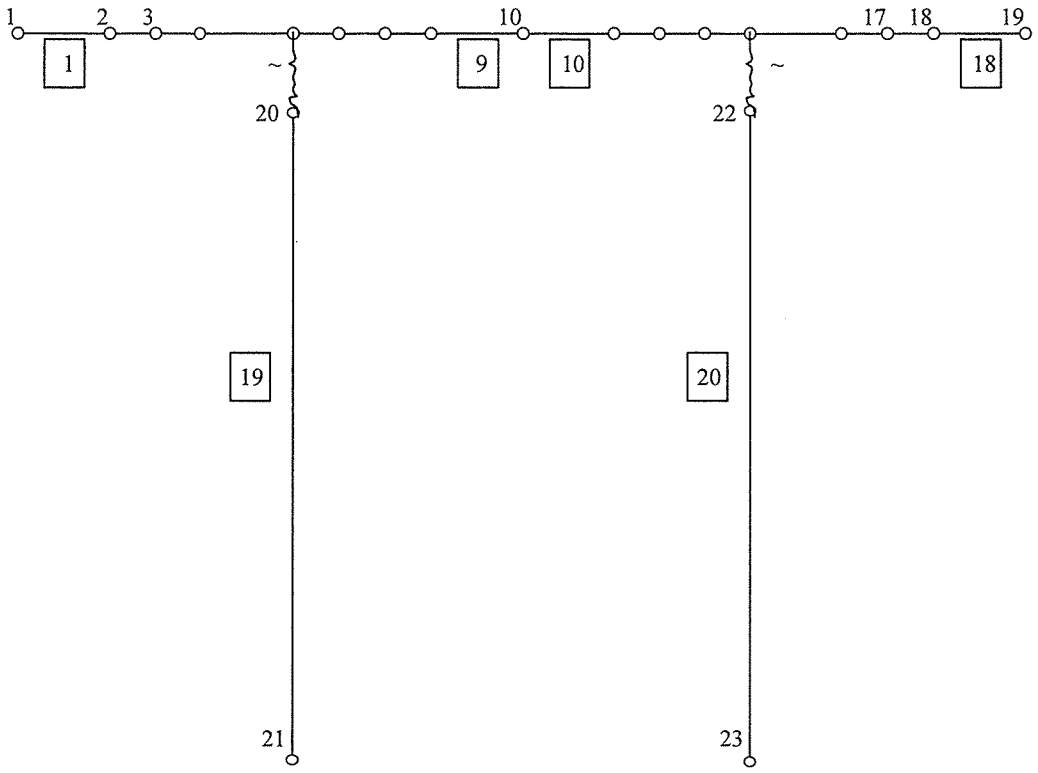
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **33280.007** kN·m

H_o= **2817.839** kN

5. Modeling

5.1 해석 모델링



5.2 절점 좌표 1.4

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.00	0.00	12.50	14	7.76	0.00	12.50
2	1.08	0.00	12.50	15	8.72	0.00	12.50
3	1.20	0.00	12.50	16	9.00	0.00	12.50
4	1.30	0.00	12.50	17	10.24	0.00	12.50
5	1.46	0.00	12.50	18	10.40	0.00	12.50
6	2.70	0.00	12.50	19	10.50	0.00	12.50
7	2.99	0.00	12.50	20	10.63	0.00	12.50
8	3.94	0.00	12.50	21	11.70	0.00	12.50
9	4.10	0.00	12.50	22	2.70	0.00	11.00
10	4.90	0.00	12.50	23	2.70	0.00	0.00
11	5.85	0.00	12.50	24	9.00	0.00	11.00
12	6.81	0.00	12.50	25	9.00	0.00	0.00
13	7.60	0.00	12.50				

5.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	Element
①	3.000	1.000	3.000	2.250000	0.250000	1, 2, 17, 18
②	3.000	1.500	4.500	3.375000	0.843750	3 ~ 16
③	2.800	0.000	6.158	3.017186	3.017186	19
④	2.800	0.000	6.158	3.017186	3.017186	20
⑤						

6. 하중조합

6.1 COPING

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	지진하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때				
comb 1	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	
comb 2	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	
comb 3	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	
comb 4	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	
comb 5	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	
comb 6	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	
comb 7	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	
comb 8	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	
comb 9	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	
comb 10	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 11	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 12	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	
comb 13	1.00	-	0.89	-	-	-	-	-	-	1.00	지진시

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때			
comb 21	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-
comb 22	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-
comb 23	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 24	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-
comb 25	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-
comb 26	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 27	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 28	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 29	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-

6.2 기둥 및 기초상면

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	교좌장치마찰에의한수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 41	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 42	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 43	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 44	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 45	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 46	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 47	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 48	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 49	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 50	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 51	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 52	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 53	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 54	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 55	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 56	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 57	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

2) 하중조합에 의한 단면력 (최소축하중, 최대편심)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	교좌장치마찰에의한수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 61	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 62	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 63	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 64	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 65	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 66	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 67	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 68	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 69	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 70	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 71	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 72	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 73	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 74	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 75	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 76	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 77	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

3) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	교좌장치마찰에의한수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 81	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 82	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 83	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 84	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 85	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 86	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 87	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 88	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 89	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 90	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 91	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 92	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 93	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

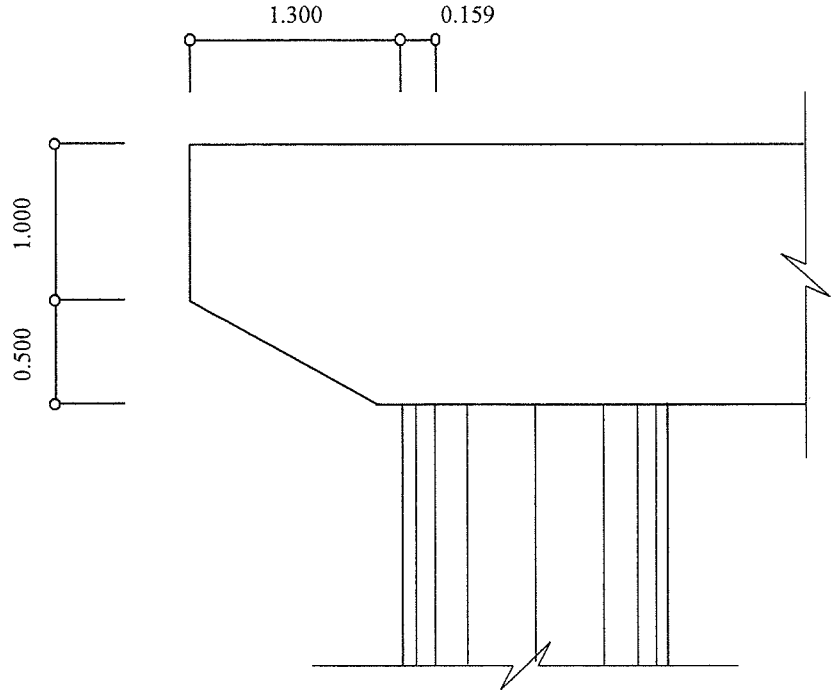
4) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 미고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	교좌장치마찰에의한수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 101	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 102	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 103	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 104	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 105	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 106	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 107	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 108	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 109	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 110	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 111	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 112	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 113	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

7. 단면력 집계

7.1 COPING

; 원형기둥을 포함하는 경우는 정사각형 기둥단면으로 치환한 위치에서 검토한다.



1) 단면력 집계

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	2834.320	2022.960	7211.490	캔틸레버부
Max(8, 12)	1789.740	1325.730	6769.720	코핑 단부
Max(9~10)	5237.960	3476.740	351.650	코핑 중앙부

다) 적용 하중

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	2834.320	2022.960	7211.490	캔틸레버부
Max(8, 12)	1789.740	1325.730	6769.720	코핑 단부
Max(9~10)	5237.960	3476.740	351.650	코핑 중앙부

◈ a/d < 1.0 보다 작으면 Corbel검토

a = M/V

◈ 캔틸레버구간에서는 Corbel에 대한 전단설계를 병행하여 상호 만족하게 설계함

7.2 기둥부

1) 단면력 집계

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
부재 19	최대축력	COMB43	24029.130	2.100	134.220	13.270	3361.710
	최소축력	COMB65	8326.640	277.720	918.130	30.280	1247.120
	최대모멘트(M_y)	COMB65	9654.200	352.570	2548.480	105.120	1991.820
	최대모멘트(M_z)	COMB51	20920.930	229.030	1838.440	2308.700	31593.290
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	13665.606	3856.137	22813.886	838.640	11741.371
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	13665.606	1155.537	7068.086	2810.540	35037.371
부재 20	최대축력	COMB43	23107.130	2.100	149.550	13.270	3403.780
	최소축력	COMB65	6625.310	282.120	949.840	38.370	1170.960
	최대모멘트(M_y)	COMB45	14550.440	359.080	2574.380	113.360	2891.690
	최대모멘트(M_z)	COMB51	18850.290	231.940	1849.340	2337.050	31638.230
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	13665.606	3856.137	22813.886	838.640	11741.371
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	13665.606	1155.537	7068.086	2810.540	35037.371

다) 적용 하중

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
기둥	최대축력	COMB43	24,029	2	134	13	3,362
	최소축력	COMB65	6,625	282	950	38	1,171
	최대모멘트(M_y)	COMB45	14,550	359	2,574	113	2,892
	최대모멘트(M_z)	COMB51	18,850	232	1,849	2,337	31,638
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	13,666	3,856	22,814	839	11,741
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	13,666	1,156	7,068	2,811	35,037

8. 코핑 단면 검토

8.1 캔틸레버부

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
3000.00	1500.00	1350.00	150.00	2834.320	7211.490	2022.960

▣ 시점측 : L_n = 384.00 mm

L_n / D = 384.00 / 1350.00 = 0.284 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 384.00 mm

L_n / D = 384.00 / 1350.00 = 0.284 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 3.951]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 121.873 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.02478 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u/\Phi = 0$$

→ Req A_s = 5899.331 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714 \ \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 97907.18 \ mm^2$$

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 14175.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 7865.77 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 121.873 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 10816.470 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 2834.320 kN · m) [사용률 = 3.816] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3000.0 × 1350.00 / 1000 = 3142.56 kN

ΦV_c = 3142.56 < Vu = 7211.490 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 15712.791 kN > 7211.490 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : A_v, 간격 : S_v ⇒ $A_{v\,min} = 0.0025 \times b \times S_v$, $S_v \leq (d/5, 300mm)$

수평 전단철근량 : A_h, 간격 : S_h ⇒ $A_{v\,min} = 0.0015 \times b \times S_h$, $S_h \leq (d/5, 300mm)$

$V_u = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 3000 × 200.00 = 1500.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 22 사용, A_h = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 5182.093 kN

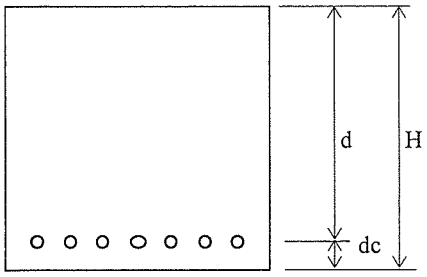
▣ 전단강도검토

V_u = 7211.490 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3142.56 + 5182.093 = 8324.651 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	3000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	2022.960	kN· m,	A_s =	23308.200	mm^2
N =	23		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 332.654 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 70.043 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 73.486 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 852.886 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 853 mm **O.K!!**

8.2 코핑 단부

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
3000.00	1500.00	1350.00	150.00	1789.740	6769.720	1325.730

▣ 시점측 : L_n = 3941.00 mm

L_n / D = 3941.00 / 1350.00 = 2.919 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 3941.00 mm

L_n / D = 3941.00 / 1350.00 = 2.919 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 6.284]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 121.873 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.02478 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ ---------- (1)

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ---------- (2)

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$

→ Req A_s = 3709.237 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 97907.18 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 14175.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 4945.65 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 121.873 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 10816.470 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 1789.740 kN · m) [사용률 = 6.044] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3000.0 × 1350.00 / 1000 = 3142.56 kN

ΦV_c= 3142.56 < V_u = 6769.720 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d =$ 15712.791 kN > 6769.720 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : A_v, 간격 : S_v ⇒ $A_{v\,min} = 0.0025 \times b \times S_v$, $S_v \leq$ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : A_h, 간격 : S_h ⇒ $A_{v\,min} = 0.0015 \times b \times S_h$, $S_h \leq$ (d/5, 300mm)

$V_u = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 3000 × 200.00 = 1500.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 22 사용, A_h = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+\ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-\ln/d)/12\} f_y \times d$ = 4877.934 kN

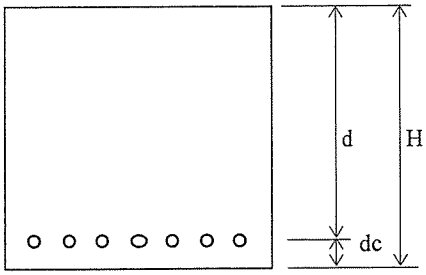
▣ 전단강도검토

V_u = 6769.720 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3142.56 + 4877.934 = 8020.492 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	3000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	1325.730	kN· m,	A_s =	23308.200	mm^2
N =	23		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 332.654 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 45.902 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 48.158 MPa

- 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1308.186 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 1308 mm **O.K!!**

8.3 코핑 중앙부

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
3000.00	1500.00	1400.00	100.00	5237.960	351.650	3476.740

▣ 시점측 : L_n = 3818.00 mm

L_n / D = 3818.00 / 1400.00 = 2.727 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 3818.00 mm

L_n / D = 3818.00 / 1400.00 = 2.727 < 4 ∴**DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	23	EA	=	14775.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 14775.200 mm^2 [사용률 1.394]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 77.256 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.04245 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u/\Phi = 0$$

→ Req A_s = 10602.708 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 101533.37 \ mm^2$$

ρ_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √f_{ck} / f_y = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 14700.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 14136.94 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 77.256 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 7241.236 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 5237.960 kN · m) [사용률 = 1.382] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3000.0 × 1400.00 / 1000 = 3258.95 kN

ΦV_c= 3258.95 > V_u = 351.650 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

$\Phi V_{max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d =$ 16294.746 kN > 351.650 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : A_v, 간격 : S_v ⇒ $A_{v\,min} = 0.0025 \times b \times S_v$, $S_v \leq$ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : A_h, 간격 : S_h ⇒ $A_{v\,min} = 0.0015 \times b \times S_h$, $S_h \leq$ (d/5, 300mm)

$V_u = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 3000 × 200.00 = 1500.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 22 사용, Ah = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 5081.597 kN

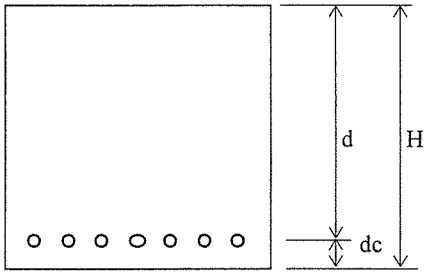
▣ 전단강도검토

V_u = 351.650 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3258.95 + 5081.597 = 8340.546 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	3000.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	d_c =	100.00	mm ,
M_o =	3476.740	kN· m,	A_s =	14775.200	mm^2
N =	23		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 278.126 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 179.998 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 179.998 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 223.756 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 224 mm **O.K!!**

8.4 지점부 (corbel 검토)

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
3000.00	1500.00	1350.00	150.00	2834.320	7211.490	2022.960

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

V_u = 7211.490 kN

M_u = 2834.320 kN·m

나) corbel 판정

$a = M_u / V_u$ = 2834.320 / 7211.490 = 0.393 m

d = 1.500 - 0.150 = 1.350 m

a / d = 0.393 / 1.350 = 0.291 < 1 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

V_u = 7211.490 kN

N_u = 0.2 × V_u = 0.2 × 7211.490 = 1442.298 kN

$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$

= 2834.320 + 1442.298 × (1.500 - 1.350)

= 3050.665 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n\,max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \,,\, 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3000.00 \times 1350.00 = 24300.000$ kN

$\le 5.6 \times 3000.00 \times 1350.00 = 22680.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 0.75 \times 22680.00 = 17010.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 17010.000$ kN $>$ $Vu = 7211.490$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\ \Phi v = 0.75\ ,\ \mu = 1.4\ )$$

$= 7211490.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 17170.214$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 3050.665$ kN·m

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}\ ,\ M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\, d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{39.978}{0.005} = 7645.713 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 1442.298$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times f_y) = 1442.298 / (0.75 \times 400)$

$= 4807.660$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3\ A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$

$\geq$ 7645.713 + 4807.660 = 12453.373 ㎟

$\geq$ 2/3 17170.214 + 4807.660 = 16254.469 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 3000.000 × 1350.000 = 12150.000 ㎟

$\therefore$ A_s = 16254.469 ㎟

Use A_s (1단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 1.434]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (A_s - A_n) = 0.5 × (16254.469 - 4807.660)

= 5723.405 ㎟

Use	**H**	**22**	-	**6**	EA	×	**4**	단	= 9290.400	mm^2

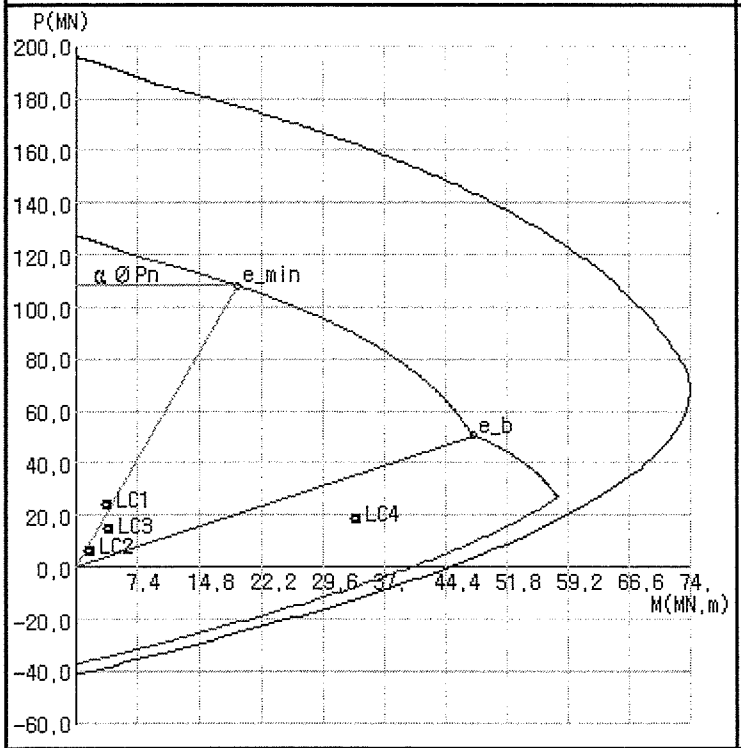
$\therefore$ **O.K!!**

9. 기둥단면 검토

9.1 상시

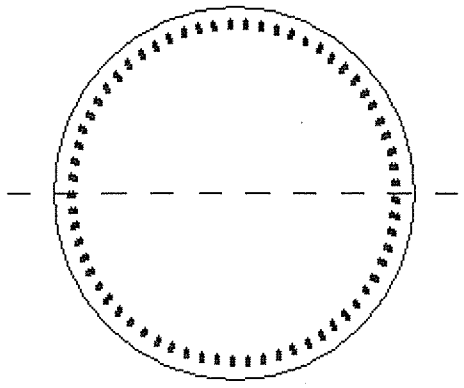
▣ P - M 상관도 (상시)

검토단면 : P6(상시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.017 E+12 mm⁴
Iy	=	3.017 E+12 mm⁴
Ag	=	6.158 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.677 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 178.500 mm

ØPmin = 108114.500 KN

ØMmin = 19298.420 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 943.564 mm

ØPb = 50590.660 KN

ØMb = 47735.550 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 103246.000 mm²

▶ P6(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P6(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 30 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 141.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H32 × 65ea = 51623.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H32 × 65ea = 51623.0 ㎟ (dc = 157.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 103246.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 24029.130 KN

계수모멘트(X) : Mux = 134.220 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 134.220 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 3361.710 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 3361.710 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.4
Y축 세장비 : λy = 37.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.072

X축 확대모멘트 : δMux = 134.220 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 3604.558 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 3607.056 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 87.868 °

최 소 편 심 : e_min = 178.53 mm
작 용 편 심 : e = 150.11 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1594.759 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.939 + 15672.491 + -11953.760 = 77499.670 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.537 + 14319.765 + 12354.084 = 73165.390 KN·m

평 형 편 심 : eb = 944.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65257
평 형 축 하 중 : ØPb = 50574.34 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47745.89 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.677 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 166330.100 KN
Mn = αPn × e_min = 29695.584 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 108114.540 KN ≥ Pu = 24029.130 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 19302.127 KN·m ≥ Mu = 3607.056 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 6625.310 KN

계수모멘트(X) : Mux = 949.840 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 949.840 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 1170.960 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 1170.960 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.4
Y축 세장비 : λy = 37.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.019

X축 확대모멘트 : δMux = 949.840 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 1193.123 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1525.038 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 51.477 °

최 소 편 심 : e_min = 178.50 mm
작 용 편 심 : e = 230.18 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.392 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.344 + 15704.854 + -11943.117 = 77542.080 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.465 + 14320.940 + 12347.499 = 73159.910 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.49 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65243
평 형 축 하 중 : ØPb = 50590.57 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47731.52 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2686.241 mm 로 가정하면...

e' = Mn/Pn = 230.184 mm ≒ e = 230.184 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 134986.067 + 23562.068 + 0.000 = 158548.100 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 23609.790 + 12885.387 + 0.000 = 36495.180 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.100
εt = -0.100 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 103056.284 KN ≥ Pu = 6625.310 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 23721.864 KN·m ≥ Mu = 1525.038 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14550.440 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2574.380 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2574.380 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 2891.690 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 2891.690 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.4
Y축 세장비 : λy = 37.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.043

X축 확대모멘트 : δMux = 2574.380 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 3014.678 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 3964.305 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 49.504 °

최 소 편 심 : e_min = 178.53 mm

작 용 편 심 : e = 272.45 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.393 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.167 + 15673.404 + -11948.607 = 77504.960 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.450 + 14319.547 + 12348.292 = 73159.290 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.93 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6525
평 형 축 하 중 : ØPb = 50572.34 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47736.77 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2580.169 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 272.453 mm ≒ e = 272.453 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00011 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 129796.419 + 22577.788 + -143.905 = 152230.300 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 27766.523 + 13529.546 + 179.472 = 41475.540 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00011
εt = 0.00011 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 98949.693 KN ≥ Pu = 14550.440 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 26959.101 KN·m ≥ Mu = 3964.305 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 18850.290 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1849.340 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 1849.340 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 31638.230 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 31638.230 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.4
Y축 세장비 : λy = 37.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.056

X축 확대모멘트 : δMux = 1849.340 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 33403.687 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 33454.841 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 86.831 °

최 소 편 심 : e_min = 178.50 mm
작 용 편 심 : e = 1774.77 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.066 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.417 + 15703.705 + -11945.128 = 77538.990 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.503 + 14321.139 + 12350.388 = 73163.030 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.56 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65245
평 형 축 하 중 : ØPb = 50590.67 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47735.55 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1116.212 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1774.765 mm ≒ e = 1774.765 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 45822.136 + 12254.953 + -19710.012 = 38367.080 KN

Mn = Mc + Ms + Mt = 39096.331 + 12730.451 + 16265.775 = 68092.550 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 $\varepsilon t = 0.00419$

$\varepsilon y = 0.002 < \varepsilon t = 0.00419 < 0.005$ -------> 변화구간단면

$\varepsilon y < \varepsilon t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.832

설계축하중강도 : ØPn = 31931.258 KN ≥ Pu = 18850.290 KN ∴ O.K

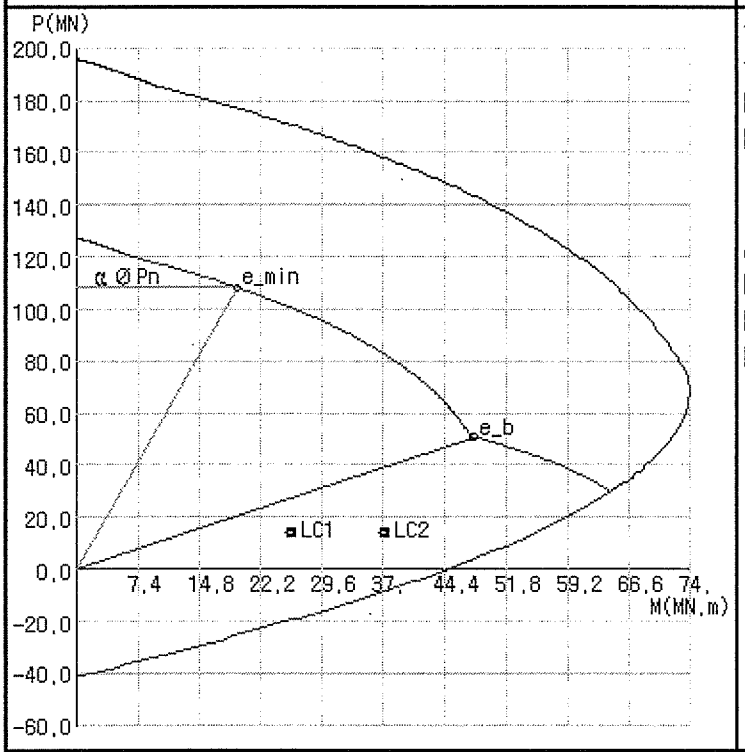
설 계 휨 강 도 : ØMn = 56670.489 KN·m ≥ Mu = 33454.841 KN·m ∴ O.K

9. 기둥단면 검토

9.2 지진시

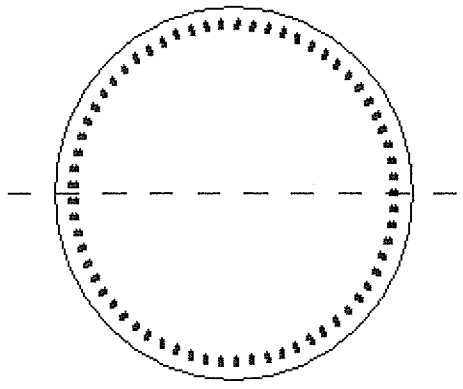
▣ P - M 상관도 (지진시)

검토단면 : P6(지진시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.017 E+12 mm⁴
Iy	=	3.017 E+12 mm⁴
Ag	=	6.158 E+06 mm²
Lu	=	12500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.677 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 178.504 mm

ØPmin = 108114.500 KN

ØMmin = 19298.840 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 943.499 mm

ØPb = 50668.280 KN

ØMb = 47805.440 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 103246.000 mm²

▶ P6(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P6(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 30 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 141.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 12500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H32 × 65ea = 51623.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H32 × 65ea = 51623.0 ㎟ (dc = 157.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 103246.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13665.606 KN

계수모멘트(X) : Mux = 22813.886 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 22813.886 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 11741.371 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 11741.371 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.4
Y축 세장비 : λy = 37.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.040

X축 확대모멘트 : δMux = 22813.886 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12209.171 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 25875.418 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 28.154 °

최 소 편 심 : e_min = 178.53 mm
작 용 편 심 : e = 1893.47 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.397 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.170 + 15672.751 + -11948.365 = 77504.550 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.397 + 14319.248 + 12348.228 = 73158.880 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.93 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6535
평 형 축 하 중 : ØPb = 50649.35 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47809.44 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1077.401 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1893.47 mm ≒ e = 1893.47 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004448 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 43629.949 + 11964.426 + -20262.140 = 35332.230 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 38037.588 + 12540.679 + 16322.267 = 66900.540 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00445
εy = 0.002 < εt = 0.00445 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.936
설계축하중강도 : ØPn = 33058.323 KN ≥ Pu = 13665.606 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 62594.950 KN·m ≥ Mu = 25875.418 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13665.606 KN

계수모멘트(X) : Mux = 7068.086 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 7068.086 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 35037.371 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 35037.371 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.4
Y축 세장비 : λy = 37.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.040

X축 확대모멘트 : δMux = 7068.086 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 36433.330 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 37112.604 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 79.021 °

최 소 편 심 : e_min = 178.50 mm
작 용 편 심 : e = 2715.77 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.338 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73780.236 + 15706.663 + -11944.640 = 77542.260 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46491.489 + 14321.356 + 12348.155 = 73161.000 KN·m

평 형 편 심 : eb = 943.50 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65343

평 형 축 하 중 : ØPb = 50668.28 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 47805.44 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 906.975 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2715.767 mm ≒ e = 2715.767 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.677 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.005847 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 34349.091 + 10595.951 + -22670.493 = 22274.550 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 32748.428 + 11550.726 + 16193.334 = 60492.480 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00585
0.005 ≤ εt = 0.00585 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 22274.549 KN ≥ Pu = 13665.606 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 60492.488 KN·m ≥ Mu = 37112.604 KN·m ∴ O.K

9.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 3946.278 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 32\right) = 870.9 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{2800}{2} + 870.896 = 2270.9 \text{ mm}$$

$Vn = Vmax / \Phi = 3946.278 / 1 = 3946.278$ KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 2800.0 \times 2270.896 / 1000$

$= 5804.500$ KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d =$ 5804.500 KN > Vn = 3946.278 KN

$1/2 \times Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d \times 1/2 =$ 2902.250 KN < Vn = 3946.278 KN

∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 735.00 ㎟ (최소전단철근 필요시)
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 22 × 2 ea = 774.200 ㎟

774.200 ㎟ > 735.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거등이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 700.000

축방향 철근지름의 6배 = 192.000

⎫ 중 작은값이므로 192.000 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 2800.000

· 기둥 순높이의 1/6 = 1833.333

· 45 cm 이상 = 450.000

⎫ 중 큰값이므로 2800.000 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1400.000

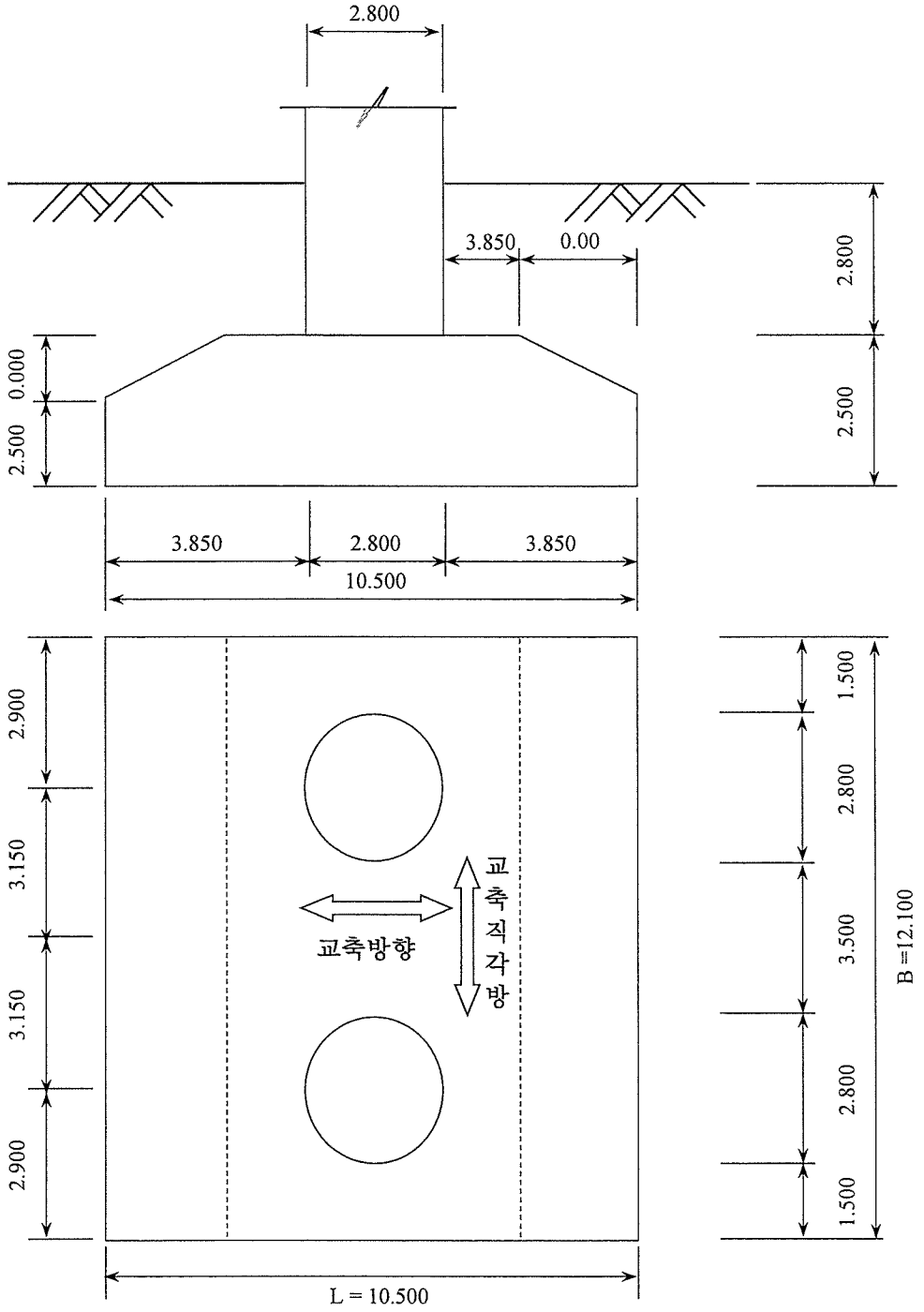
· 38 cm 이상 = 380.000

⎫ 중 큰값이므로 1400.000 mm 이상 설치한다.

10. PILE의 단면력 산정

10.1 사용하중산정 (충격 미포함)

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

(10.5 × 2.5 × 12.1 - 0.0 × 0.0 × 12.1) × 24.5 = 7781.813 kN

나) 흙의 자중

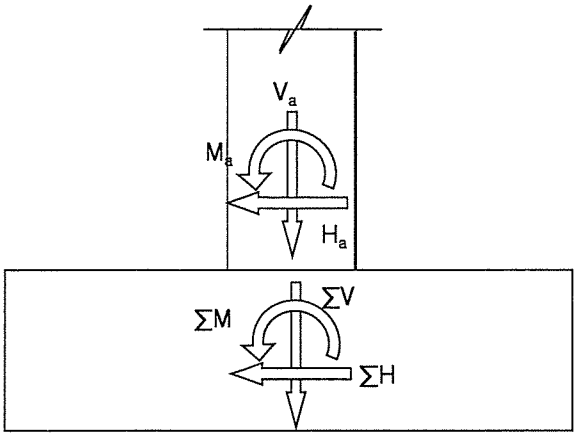
{(10.5 × 12.1 - 2 × π × 2.8^2 / 4) ×
2.8 + 0.0 × 0.0 × 12.1 } × 19.0 = 6103.900 kN

다) 기초+흙의 자중

$\sum V_2$ = 7781.813 + 6103.900 = 13885.713 kN

2) 기초저면 중심에서의 작용하중 산정

가) 교축방향



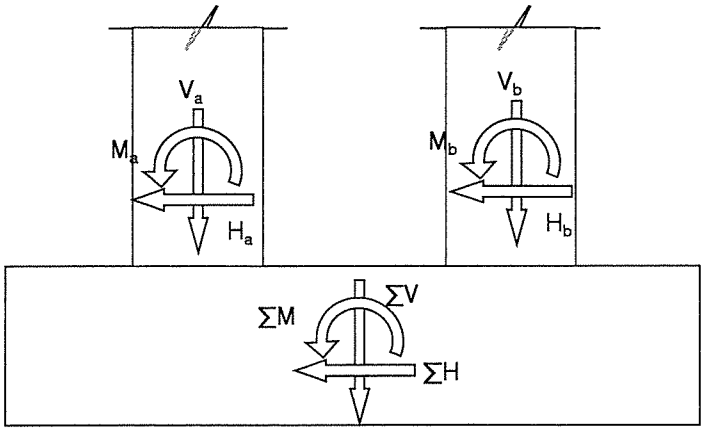
$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_1$ (평상시) $\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$

나) 교축직각방향



$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_a + H_b$ (평상시) $\Sigma H = H_a + H_b + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$

$\Sigma M = M_a + M_b + \Sigma V \times e + \Sigma H \times h$

3) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	168.734	2.228	170.962	
		수직력(F_z)	15261.383	14229.851	29491.234	
		모멘트(M_y)	1354.850	93.194	1448.044	
	최대모멘트	수평력(F_x)	259.720	265.856	525.576	
		수직력(F_z)	11637.988	10370.848	22008.836	
		모멘트(M_y)	1883.564	1906.374	3789.938	
	지진시	수평력(F_x)	3856.137	3856.137	7712.274	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1257.170	7.955	1265.125	
		수직력(F_z)	15261.383	14229.851	29491.234	
		모멘트(M_x)	17751.033	2141.351	19892.384	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1665.046	1685.370	3350.416	
		수직력(F_z)	15261.383	13751.073	29012.456	
		모멘트(M_x)	22849.483	22881.702	45731.185	
	지진시	수평력(F_y)	2810.540	2810.540	5621.081	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	168.734	2.228	170.962	
		수직력(F_z)	15261.383	14229.851	29491.234	
		모멘트(M_y)	1354.850	93.194	1448.044	
	최대모멘트	수평력(F_x)	259.720	265.856	525.576	
		수직력(F_z)	11637.988	10370.848	22008.836	
		모멘트(M_y)	1883.564	1906.374	3789.938	
	지진시	수평력(F_x)	3856.137	3856.137	7712.274	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1257.170	7.955	1265.125	
		수직력(F_z)	15261.383	14229.851	29491.234	
		모멘트(M_x)	17751.033	2141.351	19892.384	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1665.046	1685.370	3350.416	
		수직력(F_z)	15261.383	13751.073	29012.456	
		모멘트(M_x)	22849.483	22881.702	45731.185	
	지진시	수평력(F_y)	2810.540	2810.540	5621.081	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	170.962	43376.947	5128.720	0.075	
	모멘트최대	525.576	35894.549	9088.173	0.111	
	지진시	7712.274	41216.925	54780.493	0.000	
교축방향	축력최대	1265.125	43376.947	23055.197		
	모멘트최대	3350.416	42898.169	54107.225		
	지진시	5621.081	41216.925	57876.310		

10.2 기초단면검토용 사용하중 산정 (충격 포함)

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	169.650	1.312	170.962	
		수직력(F_z)	15496.986	14441.958	29938.944	
		모멘트(M_y)	1361.809	93.466	1455.275	
	최대모멘트	수평력(F_x)	259.720	265.856	525.576	
		수직력(F_z)	11637.988	10370.848	22008.836	
		모멘트(M_y)	1883.564	1906.374	3789.938	
	지진시	수평력(F_x)	3856.137	3856.137	7712.274	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1256.832	8.293	1265.125	
		수직력(F_z)	15496.986	14441.958	29938.944	
		모멘트(M_x)	17735.975	2127.364	19863.339	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1664.708	1685.708	3350.416	
		수직력(F_z)	15496.986	13963.181	29460.166	
		모멘트(M_x)	22834.425	22867.715	45702.140	
	지진시	수평력(F_y)	2810.540	2810.540	5621.081	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	169.650	1.312	170.962	
		수직력(F_z)	15496.986	14441.958	29938.944	
		모멘트(M_y)	1361.809	93.466	1455.275	
	최대모멘트	수평력(F_x)	259.720	265.856	525.576	
		수직력(F_z)	11637.988	10370.848	22008.836	
		모멘트(M_y)	1883.564	1906.374	3789.938	
	지진시	수평력(F_x)	3856.137	3856.137	7712.274	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1256.832	8.293	1265.125	
		수직력(F_z)	15496.986	14441.958	29938.944	
		모멘트(M_x)	17735.975	2127.364	19863.339	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1664.708	1685.708	3350.416	
		수직력(F_z)	15496.986	13963.181	29460.166	
		모멘트(M_x)	22834.425	22867.715	45702.140	
	지진시	수평력(F_y)	2810.540	2810.540	5621.081	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	170.962	43824.657	5213.354	0.076	
	모멘트최대	525.576	35894.549	9088.173	0.111	
	지진시	7712.274	41216.925	54780.493	0.000	
교축방향	축력최대	1265.125	43824.657	23026.152		
	모멘트최대	3350.416	43345.879	54078.180		
	지진시	5621.081	41216.925	57876.310		

10.3 계수하중산정

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	2.099	2.099	4.199	
		수직력(F_z)	24029.133	23107.133	47136.266	
		모멘트(M_y)	134.219	149.546	283.765	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	352.568	359.082	711.650	
		수직력(F_z)	9654.198	14550.443	24204.641	
		모멘트(M_y)	2548.481	2574.381	5122.862	
	지진시	수평력(F_x)	3856.137	3856.137	7712.274	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	13.269	13.269	26.538	
		수직력(F_z)	24029.133	23107.133	47136.266	
		모멘트(M_x)	3361.713	3403.783	6765.496	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	2308.701	2337.051	4645.752	
		수직력(F_z)	20920.931	18850.294	39771.225	
		모멘트(M_x)	31593.286	31638.228	63231.514	
	지진시	수평력(F_y)	2810.540	2810.540	5621.081	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	2.099	2.099	4.199	
		수직력(F_z)	24029.133	23107.133	47136.266	
		모멘트(M_y)	134.219	149.546	283.765	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	352.568	359.082	711.650	
		수직력(F_z)	9654.198	14550.443	24204.641	
		모멘트(M_y)	2548.481	2574.381	5122.862	
	지진시	수평력(F_x)	3856.137	3856.137	7712.274	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	13.269	13.269	26.538	
		수직력(F_z)	24029.133	23107.133	47136.266	
		모멘트(M_x)	3361.713	3403.783	6765.496	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	2308.701	2337.051	4645.752	
		수직력(F_z)	20920.931	18850.294	39771.225	
		모멘트(M_x)	31593.286	31638.228	63231.514	
	지진시	수평력(F_y)	2810.540	2810.540	5621.081	
		수직력(F_z)	13665.606	13665.606	27331.212	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.6 인경우, 평상시)

∑= 13885.713 × 1.6 = 22217.141 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.35 인경우, 평상시)

∑= 13885.713 × 1.35 = 18745.713 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.0 인경우, 지진시)

∑= 13885.713 × 1.0 = 13885.713 kN

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	4.199	69353.407	3207.104	0.042	
	모멘트최대	711.650	42950.353	22321.163	0.359	
	지진시	7712.274	49548.353	54780.493	0.000	
교축방향	축력최대	26.538	69353.407	6831.841		
	모멘트최대	4645.752	61988.366	74845.893		
	지진시	5621.081	49548.353	57876.310		

11. 기초의 안전성 검토

11.1 기초의 작용하중 정리

1) 교축직각방향

기초저면_(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
축력최대	170.962	43376.947	5128.720	0.118	
모멘트최대	525.576	35894.549	9088.173	0.253	
지진시	7712.274	41216.925	54780.493	1.329	

2) 교축방향

기초저면_(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
축력최대	1265.125	43376.947	23055.197	0.532	
모멘트최대	3350.416	42898.169	54107.225	1.261	
지진시	5621.081	41216.925	57876.310	1.404	

11.2 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α= 1.0 + 0.3 L/B = 1.0 + 0.3 × 12.100 / 10.500 = 1.346 m (∵ L < B)

β= 0.5 - 0.1 L/B = 0.5 - 0.1 × 12.100 / 10.500 = 0.385 m (∵ L < B)

q = γ2 × Df = 19.0 × 2.500 = 47.500 kN/m²

Φ= 15+√15N = 15 + √15 × 50 = 42.386 ° ≒ 42 °

C = 0

지지력계수 Nc = 95.70 Nq = 81.30 Nr = 100.40

1) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 12.100 - 2 × 0.253 = 11.594 m

L'= L - 2el = 10.500 - 2 × 1.261 = 7.977 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 11.594 × 7.977 = 92.485 m²

지반의 극한지지력

Qu = 92.485 × [0.385 × 19.0 × 11.594 × 100.4 +
47.500 × 81.3] = 1144170.701 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 1144170.701 / 3 = 381,390 kN

Qa = 381,390 kN > Vmax = 43376.947 kN - O.K -

2) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 12.100 -2 × 1.329 = 9.442 m

L'= L - 2el = 10.500 -2 × 1.404 = 7.692 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 9.442 × 7.692 = 72.628 m²

지반의 극한지지력

Qu = 72.628 × [0.385 × 19.0 × 9.442 × 100.4 +

47.500 × 81.3] = 783794.972 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 783794.972 / 2 = 391897.486 kN

Qa = 391897.486 kN > Vmax = 57876.310 kN - O.K -

11.3 최대지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 - 1000.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 - 1500.00 kN/m²

1) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 43376.947 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 0.118) / 12.100 }

qmax = 361.433 kN/m²

qmin = 321.399 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 35894.549 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 0.253) / 12.100 }

qmax = 317.994 kN/m²

qmin = 247.052 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 41216.925 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 1.329) / 12.100 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 82433.851 / (12.100 × 11.763) = 579.176 kN/m²

qmax = 538.220 kN/m²

qmin = 110.610 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

2) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = $\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}$

= 43376.947 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 0.532) / 10.500 }

qmax = 445.111 kN/m²

qmin = 237.722 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = $\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}$

= 42898.169 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 1.261) / 10.500 }

qmax = 581.004 kN/m²

qmin = 94.292 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

q = $\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}$

= 41216.925 / (10.500 × 12.100) × {1 ± (6 × 1.404) / 10.500 }

qmax = $2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

= 82433.851 / (12.100 × 11.537) = 590.488 kN/m²

qmax = 584.723 kN/m²

qmin = 64.107 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

11.4 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.253 m

B/6 = 12.100 / 6 = 2.017 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.329 m

B/3 = 12.100 / 3 = 4.033 m - O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.261 m

B/6 = 10.500 / 6 = 1.750 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.404 m

B/3 = 10.500 / 3 = 3.500 m - O.K -

11.5 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5 , 지진시 1.2 이상으로 한다.

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력
A' : 유효재하면적
V : 연직하중(부력을 뺀값)
Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	35894.549	×	0.538	=	19311.268	kN		
Hu / H =	19311.3	/	525.576	=	36.743	>	1.5	- O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	41216.925	×	0.538	=	22174.706	kN		
Hu / H =	22174.7	/	7712.27	=	2.875	>	1.2	- O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	42898.17	×	0.538	=	23079.215	kN		
Hu / H =	23079.2	/	3350.42	=	6.888	>	1.5	- O.K -

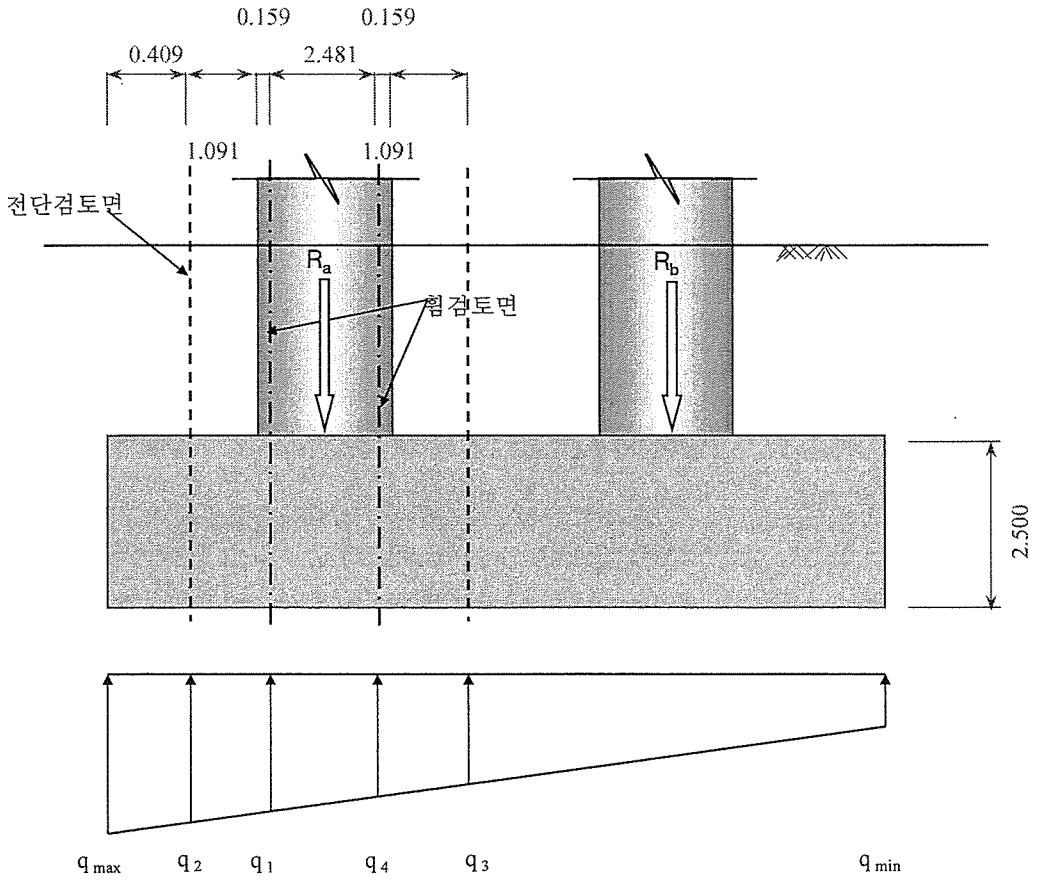
축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	41216.93	×	0.538	=	22174.706	kN		
Hu / H =	22174.7	/	5621.08	=	3.945	>	1.2	- O.K -

12. 기초 단면 검토

12.1 교축직각방향 기초 단면력

(B = 12.10 m , L = 10.50 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

∑= 7781.813 × 1.6 / (12.10 × 10.50) = 98.000 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 7781.813 × 1.35 / (12.10 × 10.50) = 82.688 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 7781.813 × 1.0 / (12.10 × 10.50) = 61.250 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	4.199	69353.407	3207.104	0.046	2758.118	3846.97
모멘트최대	711.650	42950.353	22321.163	0.520	1382.117	2708.397
지진시	7712.274	49548.353	54780.493	1.106	3882.804	836.087

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	558.392	533.358	554.960	557.546	631.990	188.127
모멘트최대	425.177	250.941	401.288	419.288	460.355	138.874
지진시	603.796	176.186	545.167	589.342	719.726	218.945

▣ 중앙부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	558.392	533.358	547.240	549.827	499.554	306.658
모멘트최대	425.177	250.941	347.563	365.562	1050.255	254.731
지진시	603.796	176.186	413.315	457.490	-585.046	1471.827

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	170.962	43824.657	5213.354	0.119	1795.127	2378.653
모멘트최대	525.576	35894.549	9088.173	0.253	1105.506	2313.022

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	365.288	324.593	359.708	363.912	415.840	124.070
모멘트최대	317.994	247.052	308.267	315.596	348.854	104.518

▣ 중앙부 단면력

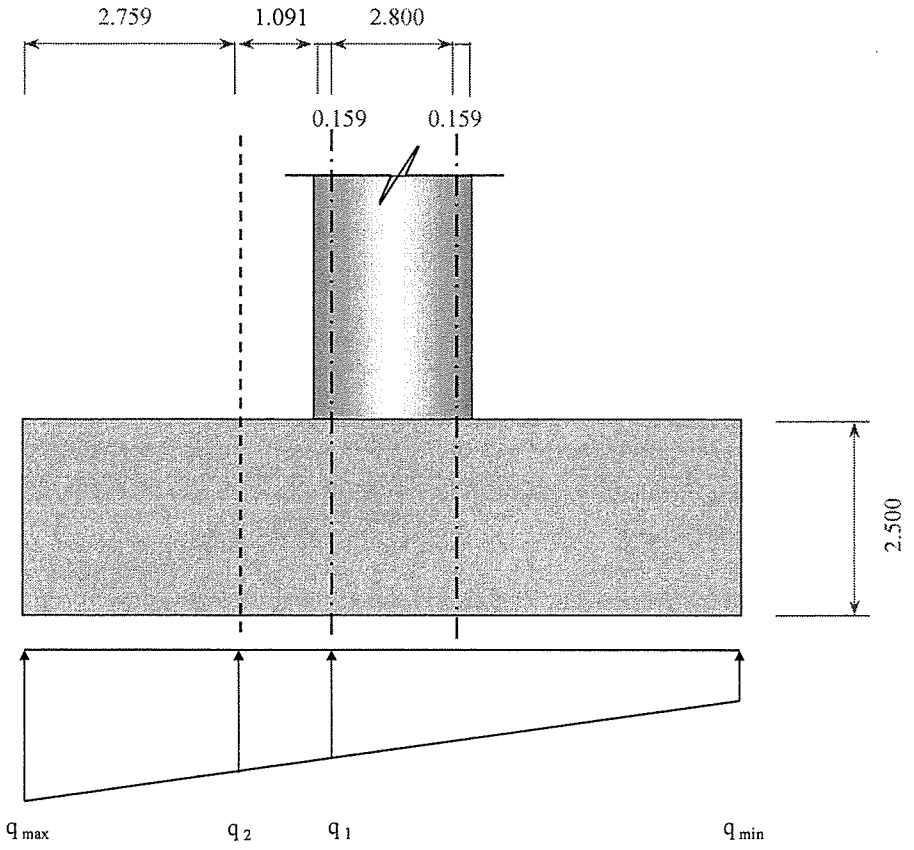
구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	365.288	324.593	347.160	351.364	338.915	205.217
모멘트최대	317.994	247.052	286.393	293.721	759.527	193.178

3) 기초 단면력 정리 (유효폭 : 전폭인 10.500 m)

구분	계수하중		사용하중	비고
	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)	
지점부 (NODE:1~4, 16~21)	719.726	218.945	415.840	
중앙부 (NODE:8~12)	1050.255	1471.827	759.527	

12.2 교축방향

(B = 10.50 m , L = 12.10 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

∑= 7781.813 × 1.6 / (10.50 × 12.10) = 98.000 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 7781.813 × 1.35 / (10.50 × 12.10) = 82.688 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 7781.813 × 1.0 / (10.50 × 12.10) = 61.250 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비고
축력최대	26.538	69353.407	6831.841	0.099	
모멘트최대	4645.752	61988.366	74845.893	1.207	
지진시	5621.081	49548.353	57876.310	1.168	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	576.602	515.148	553.138	560.454	3783.213	1298.187
모멘트최대	824.537	151.273	567.478	647.629	5272.955	1802.718
지진시	650.299	129.683	451.523	513.501	4201.164	1436.473

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	비고
축력최대	1265.125	43824.657	23026.152	0.525	
모멘트최대	3350.416	43345.879	54078.180	1.248	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	448.504	241.376	448.504	448.504	3111.989	1068.434
모멘트최대	584.397	97.946	584.397	584.397	4204.030	1443.363

3) 유효폭 산정

교축직각방향 B = 12.100 m 교축방향 B = 10.500 m

β = 1.152 Asm = 2 / (β + 1) Ass = 0.929 Ass

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

4) 기초 단면력 정리 (유효폭 고려)

구분	V (kN)	Mu (kN·m)	Mo (kN·m)	비고
기초 전폭	1802.718	5674.703952	4524.337048	

12.3 기초단면 검토

1) 교직방향 - 지점부

f_{ck} = 30 MPa　　f_y = 400 MPa　　k_1 = 0.836　　Φ_f = 0.90　　Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2500.00	2350.00	150.00	719.726	218.945	415.840

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 5.373]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.07897 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req A_s = 853.169 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242$$

⇒ MAX A_s = 56810.34 mm^2

ρ_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √f_{ck} / f_y = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 8225.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 1137.56 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 3817.739 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 719.726 kN · m) [사용률 = 5.304] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

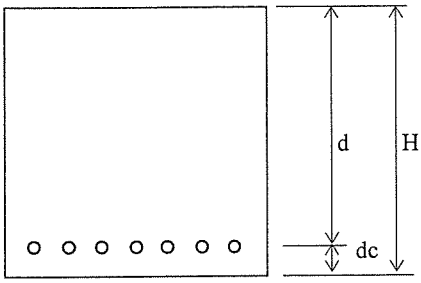
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2350.00 / 1000

= 1823.46 kN

ΦV_c= 1823.46 > V_u = 218.945 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	415.840	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 357.583 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 40.665 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 41.685 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1511.320 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 1511 mm **O.K!!**

2) 교직방향 - 중앙부

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2500.00	2350.00	150.00	1050.255	1471.827	759.527

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 3.677]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.07897 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ ---------- (1)

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ---------- (2)

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$

→ Req A_s = 1246.623 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 56810.34 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 8225.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 1662.16 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 3817.739 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 1050.255 kN · m) [사용률 = 3.635] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

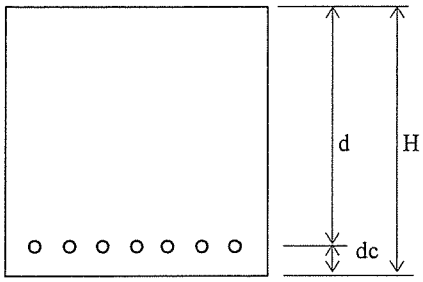
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2350.00 / 1000

= 1823.46 kN

ΦV_c= 1823.46 > V_u = 1471.827 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	759.527	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 357.583 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 74.274 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 76.138 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 808.057 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 808 mm **O.K!!**

3) 교축방향

f_{ck} = 30 MPa　　f_y = 400 MPa　　k_1 = 0.836　　Φ_f = 0.90　　Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2500.00	2350.00	150.00	5674.704	1802.718	4524.337

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 10278.400 mm^2 [사용률 1.497]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 161.230 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03356 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ ---------- (1)

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ---------- (2)

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$

→ Req A_s = 6864.978 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times k1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 56810.34 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 8225.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 9153.30 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 163.930 mm

$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 8392.238 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 5674.704 kN · m) [사용률 = 1.479] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

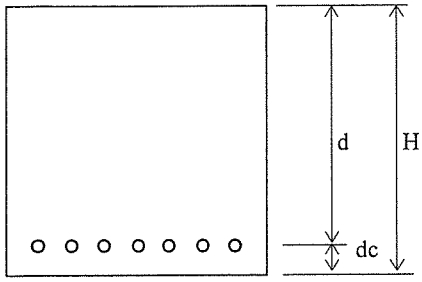
$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{\ } 30 \times 1000.0 \times 2350.00 / 1000$

$= 1823.46$ kN

$\Phi V_c = 1823.46 > V_u = 1802.718$ kN $\quad \therefore$ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	4524.337	kN· m,	A_s =	10278.400	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 514.000 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 202.041 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 207.543 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

$C_c = 100 - 29 / 2$ = 85.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 165.690 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 166 mm **O.K!!**

12.4 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 24029.130 kN

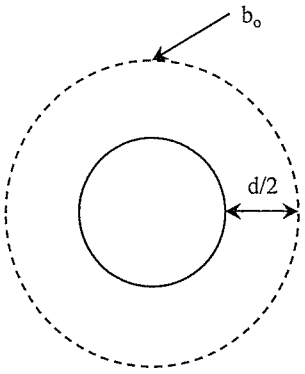
▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

$b_o = 2 \times \pi \times (r + d/2)$

$= 2\pi \times (1.400 + 1.175)$

$= 16.179$ m



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (짧은변에 대한 긴 변의 비) , a_s = 40

▣ 공칭전단강도 V_c

$V_{c1} = 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

$= 1/6 \times (1 + 2) \times 5477.226 \times 16.179 \times 2.350$

$= 104123.846$ kN

$V_{c2} = 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

$= 1/6 \times (1 + 2.905) \times 5477.226 \times 16.179 \times 2.350$

$= 135534.540$ kN

$V_{c2} = 1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

$= 1/3 \times 5477.226 \times 16.179 \times 2.350$

$= 69415.898$ kN

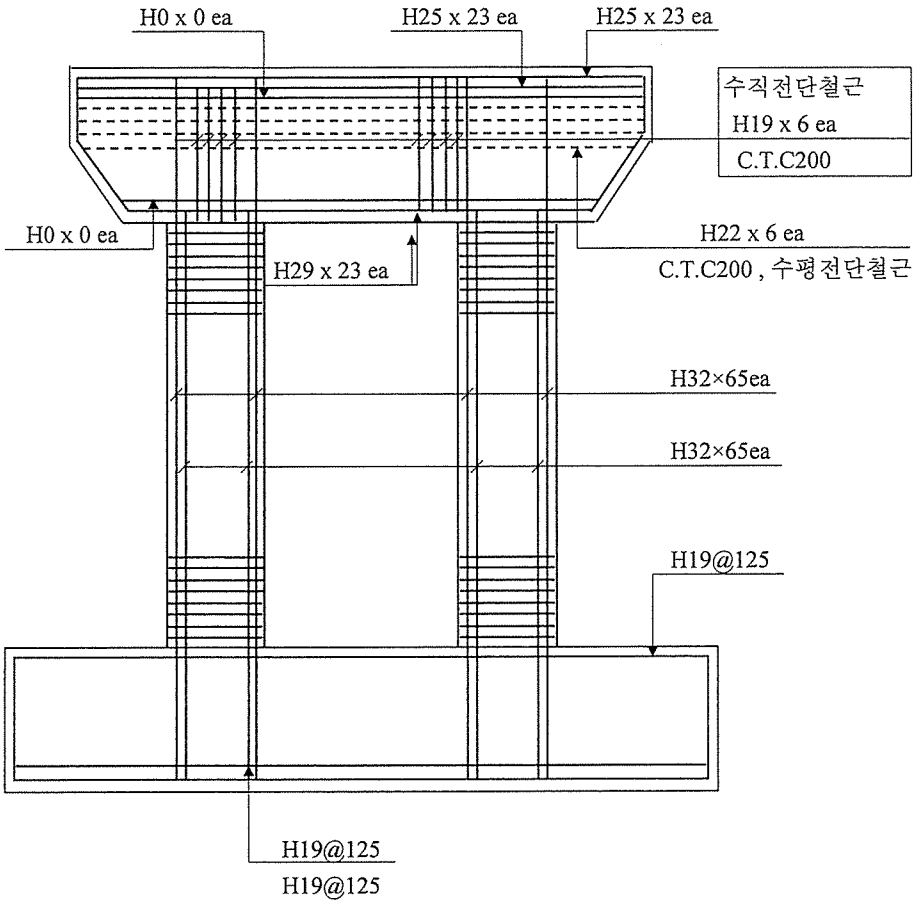
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 69415.898 kN

$\therefore \Phi V_c = 0.80 \times 69415.898$

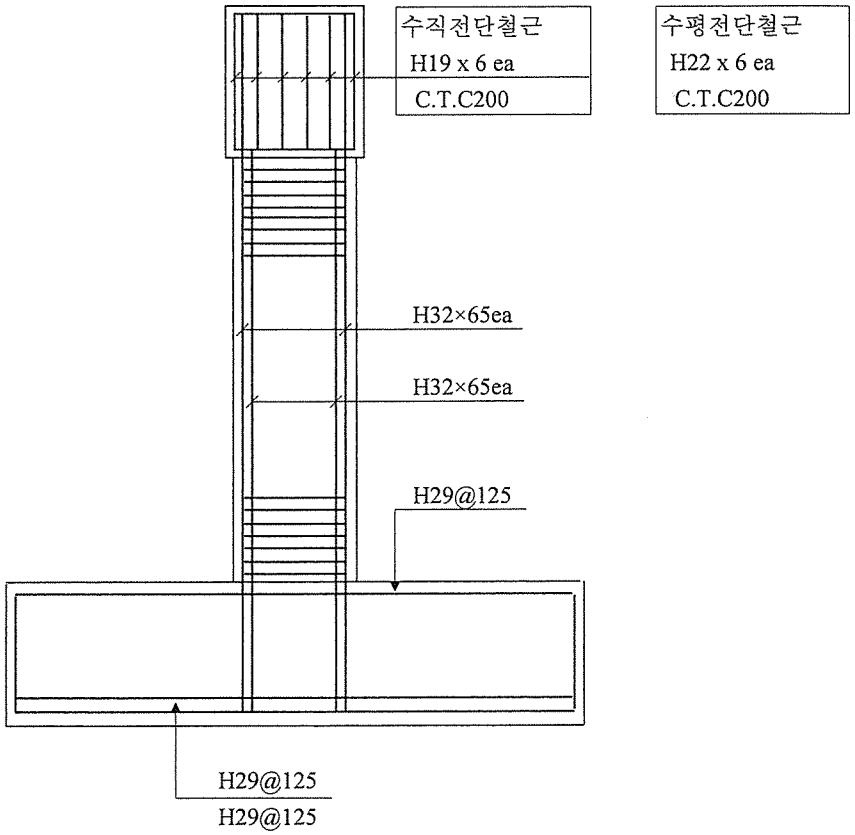
$= 55532.718$ kN $\geq V_u = 24029.130$ kN ---- **O.K**

13. 주철근 조립도

13.1 교축직각방향



13.2 교축방향



14. 교좌받침 검토

14.1. 교좌면의 설계-시점측 (고정단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 2453.288 kN

R_{L1} = 787.000 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 200.598 / 6 shoe

= 33.433 kN

P_w = 8.629 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 312.329 kN

R_E = 243.686 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 2453.288 kN

= 787.000 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1855.000 / 6 shoe

= 309.167 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 299.400 / 6 shoe

= 49.900 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 874.757 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

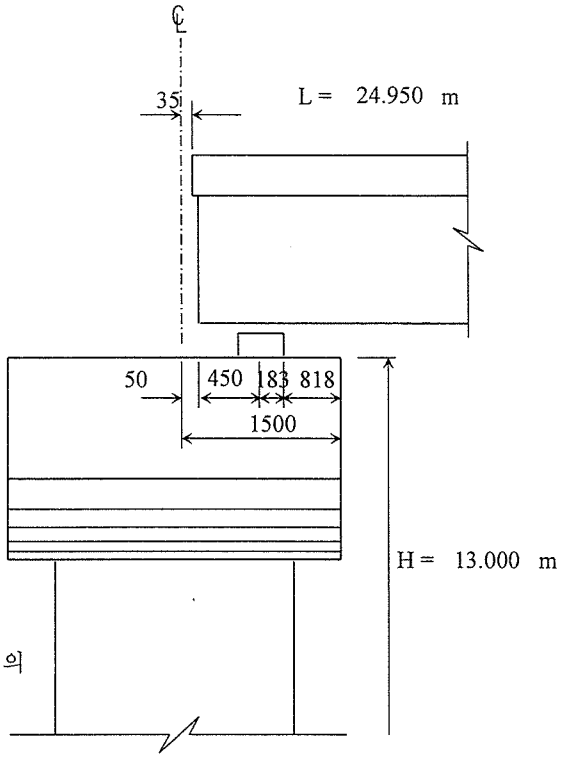
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1724.629	33.433	1.00
	지진시	1172.686	312.329	
교축 방향	상시	1716.000	359.067	1.00
	지진시	1661.000	874.757	

⑤ 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	1724.629	33.433	1277.503	24.765	1.35
	지진시	1172.686	312.329	837.633	223.092	1.40
교축 방향	상시	1716.000	359.067	1372.800	287.253	1.25
	지진시	1661.000	874.757	1186.429	624.826	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 365 × 519 mm
▣ 높 이 : 183 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ℓ< 30m]

< 817.5 mm **- O.K -**

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 13.00) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 328.25$

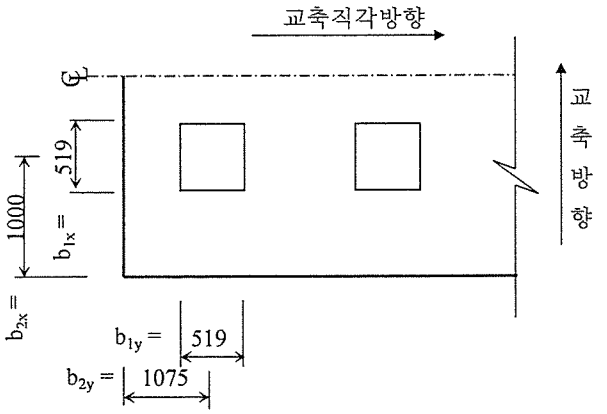
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 450 mm
$S_2 =$ 182.5 / 2 = 91.25 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 450 + 91.25 + 324.75 = 866.00 mm

∴ Max (N, ∑S) = 866.00 mm < 1450.00 **- O.K -**

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1x} = 2595.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1075 = 2150.0 < 5 \times b_{1y} = 2595.0$ mm

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 2000) \times 1372800 / 180$

$= 1411.9$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 2000) \times 1186428.571 / 180$

$= 1220.2$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 2150) \times 1277502.649 / 180$

$= 1346.0$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 519 / 2150) \times 837633.145 / 180$

$= 882.5$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

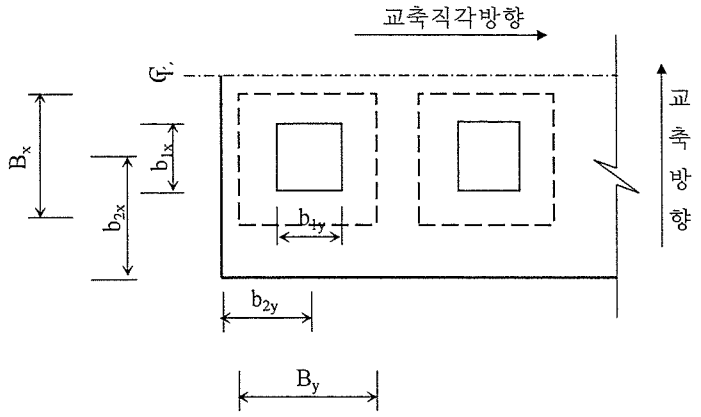
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 287253 / 180 = 1595.9$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 624826 / 180 = 3471.3$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 24765 / 180 = 137.6$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 223092 / 180 = 1239.4$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 519 + 1075 = 1594.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 1000.0 mm 가 $B_x/2$ = 797.0 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 519 + 1000 = 1519.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1346.000 + 137.584 = 1483.584 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 882.500 + 1239.401 = 2121.901 ㎟

B_x = 1594.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 2121.901 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

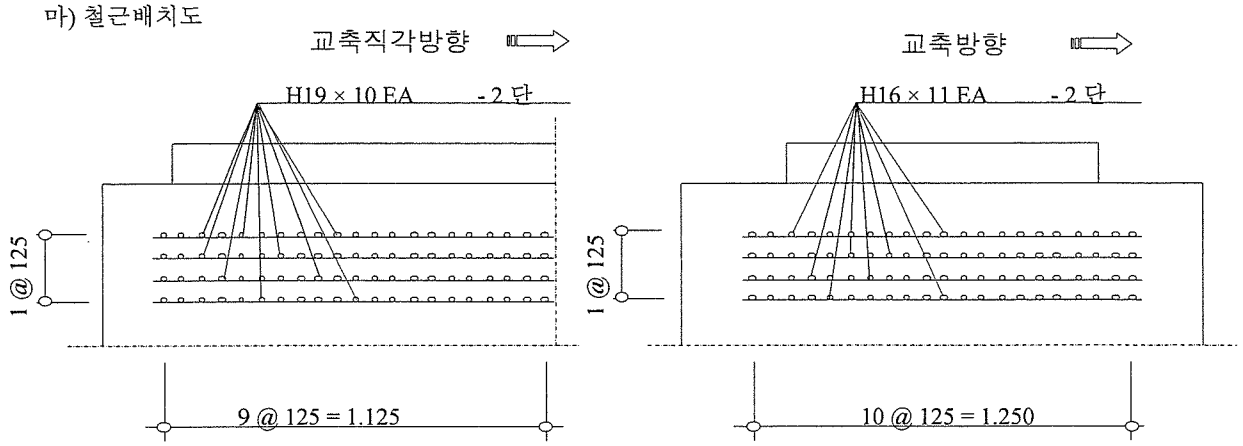
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1411.900 + 1595.852 = 3007.752 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1220.200 + 3471.258 = 4691.458 ㎟

B_y = 1519.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 10 EA × 2 단 = 5730.000 ㎟ > 4691.458 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{223092.1}{180} = 1239.401 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 12 EA × 1 ea = 2383.200 ㎟ > 1239.401 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

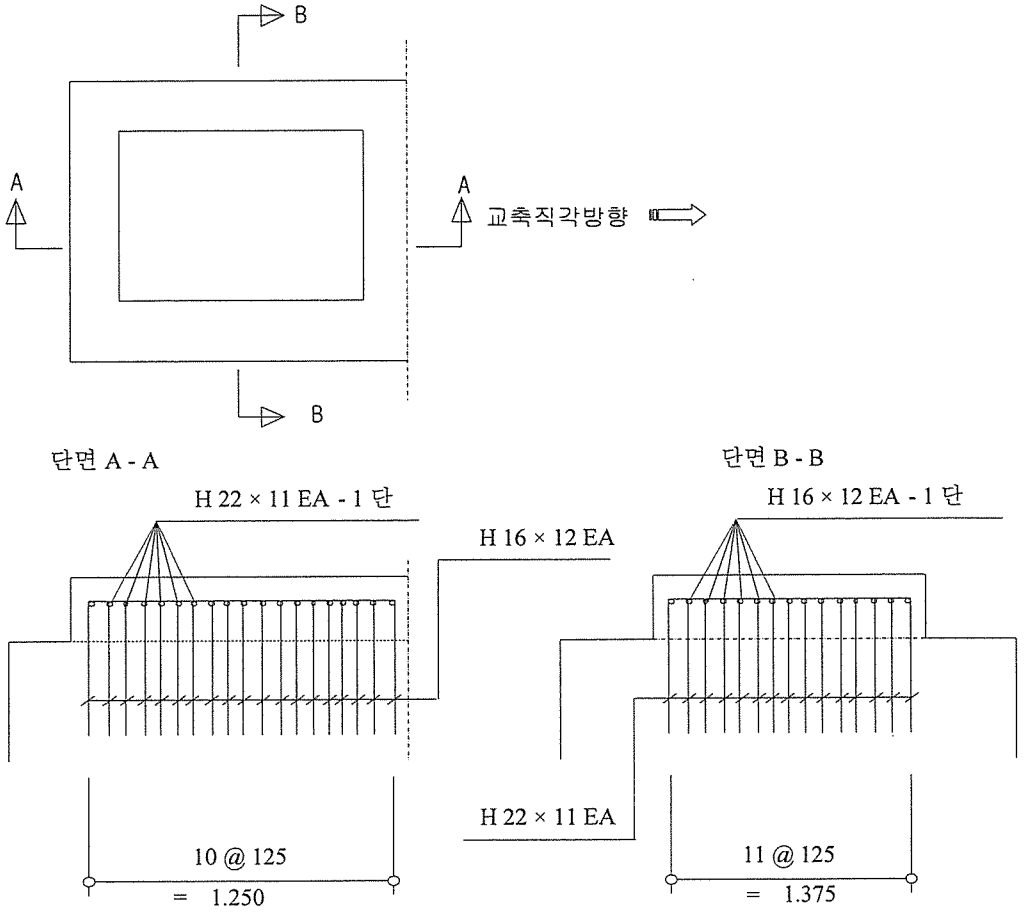
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{624826.4}{180} = 3471.258 \text{ ㎟}$$

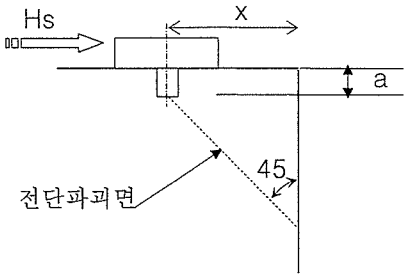
Use A_{sx} = H 22 - 11 EA × 1 ea = 4258.100 ㎟ > 3471.258 ㎟ **- O.K -**

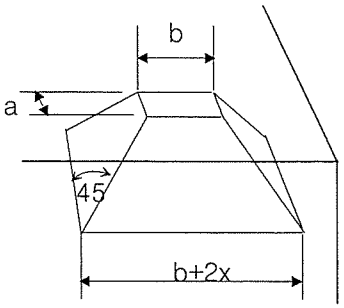
(CTC 125)

다) 철근배치도



7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{223092}{4057626} = 0.055 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4057626 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 223092 N

X : 1075 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{624826}{3562404} = 0.18 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 3562404 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 624826 N

X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

14.2. 교좌면의 설계-종점측 (가동단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 11678.100 kN

R_{d1} = 1984.400 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 4998.064 kN

R_{L1} = 985.800 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 200.598 / 5 shoe

= 40.120 kN

P_w = 8.629 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 945.424 kN

R_E = 738.074 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 11678.100 kN

R_{d1} = 1984.400 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 4998.064 kN

= 985.800 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1855.000 / 5 shoe

= 371.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 299.400 / 5 shoe

= 59.880 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 0.000 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

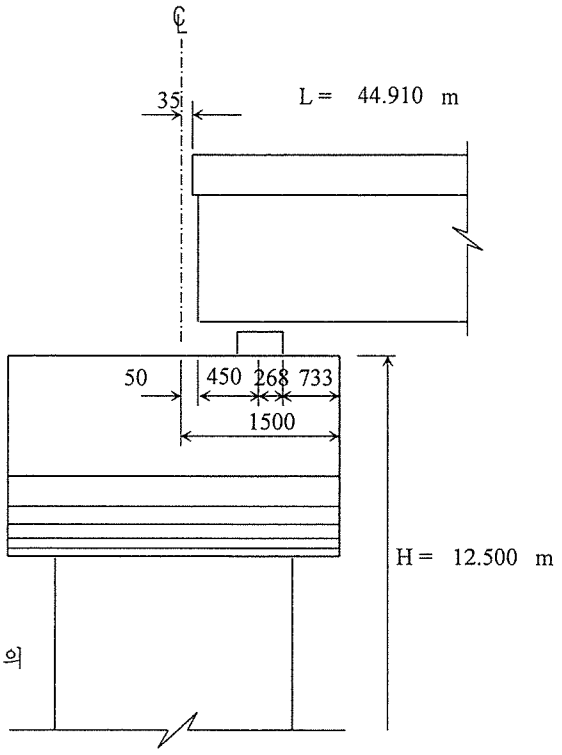
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2978.829	40.120	1.00
	지진시	2722.474	945.424	
교축 방향	상시	2970.200	0.000	1.00
	지진시	2844.900	0.000	

⑤ 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	2978.829	40.120	2206.540	29.718	1.35
	지진시	2722.474	945.424	1944.624	675.303	1.40
교축 방향	상시	2970.200	0.000	2376.160	0.000	1.25
	지진시	2844.900	0.000	2032.071	0.000	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 535 × 609 mm
▣ 높 이 : 202 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 400 mm [ℓ< 40m]

< 732.5 mm **- O.K -**

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 44.91 + 6.66 \times 12.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 358.25$

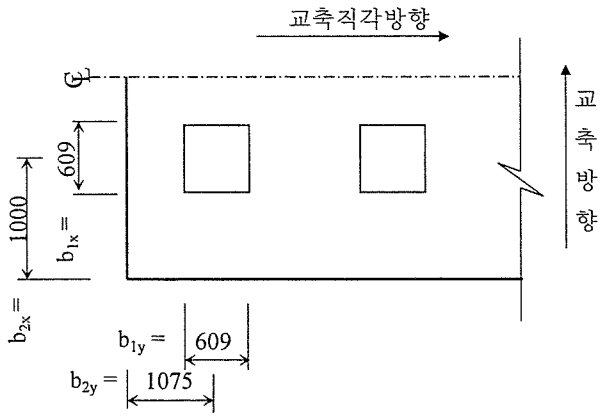
나) 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm
S_2 = 267.5 / 2 = 133.75 mm
S_3 = 20 + 0.5L = 424.55 mm
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 133.75 + 424.55 = 1008.30 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1008.30 mm < 1450.00 **- O.K -**

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1x} = 3045.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1075 = 2150.0 < 5 \times b_{1y} = 3045.0$ mm

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

$= ¼ \times (1 - 609 / 2000) \times 2376160 / 180$

$= 2295.3$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 609 / 2000) \times 2032071.429 / 180$

$= 1962.9$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 609 / 2150) \times 2206539.686 / 180$

$= 2196.6$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 609 / 2150) \times 1944624.4 / 180$

$= 1935.8$ ㎟

나) 수평하중에 대한 보강

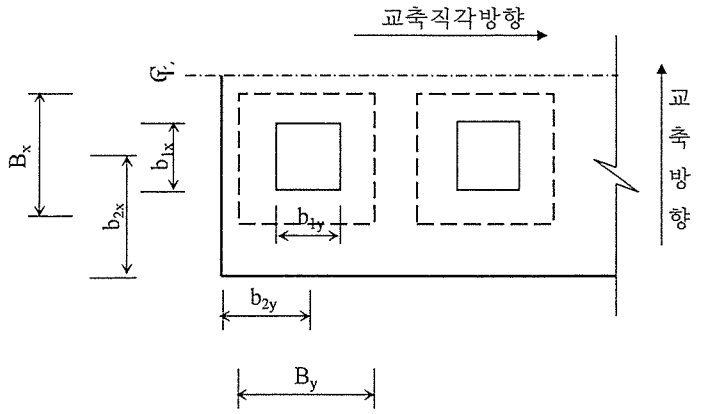
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

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

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 29718 / 180 = 165.1$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 675303 / 180 = 3751.7$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 609 + 1075 = 1684.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 1000.0 mm 가 $B_x/2$ = 842.0 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 609 + 1000 = 1609.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 2196.600 + 165.101 = 2361.701 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1935.800 + 3751.683 = 5687.483 ㎟

B_x = 1684.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 19 - 11 EA × 2 단 = 6303.000 ㎟ > 5687.483 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

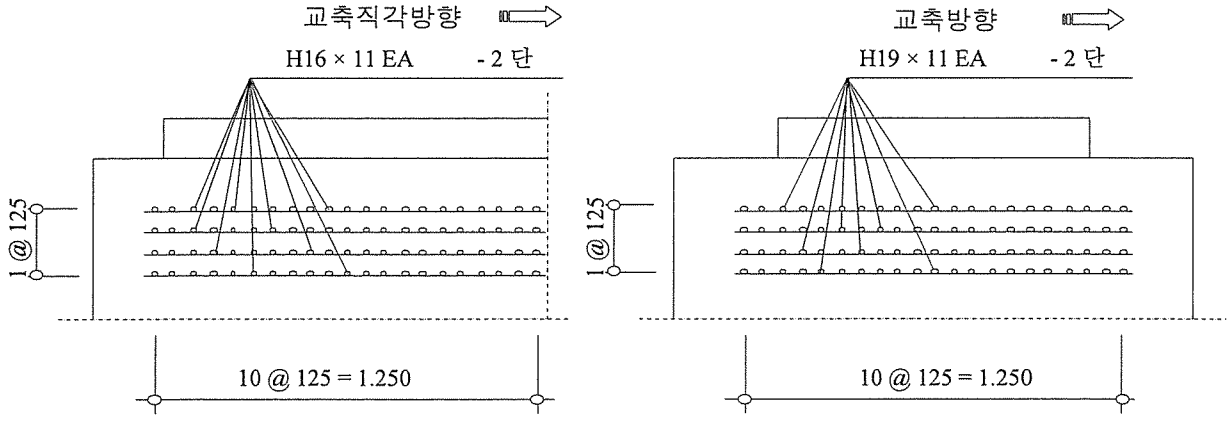
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 2295.300 + 0.000 = 2295.300 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1962.900 + 0.000 = 1962.900 ㎟

B_y = 1609.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 2295.300 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{675302.9}{180} = 3751.683 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 22 - 12 EA × 1 ea = 4645.200 ㎟ > 3751.683 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

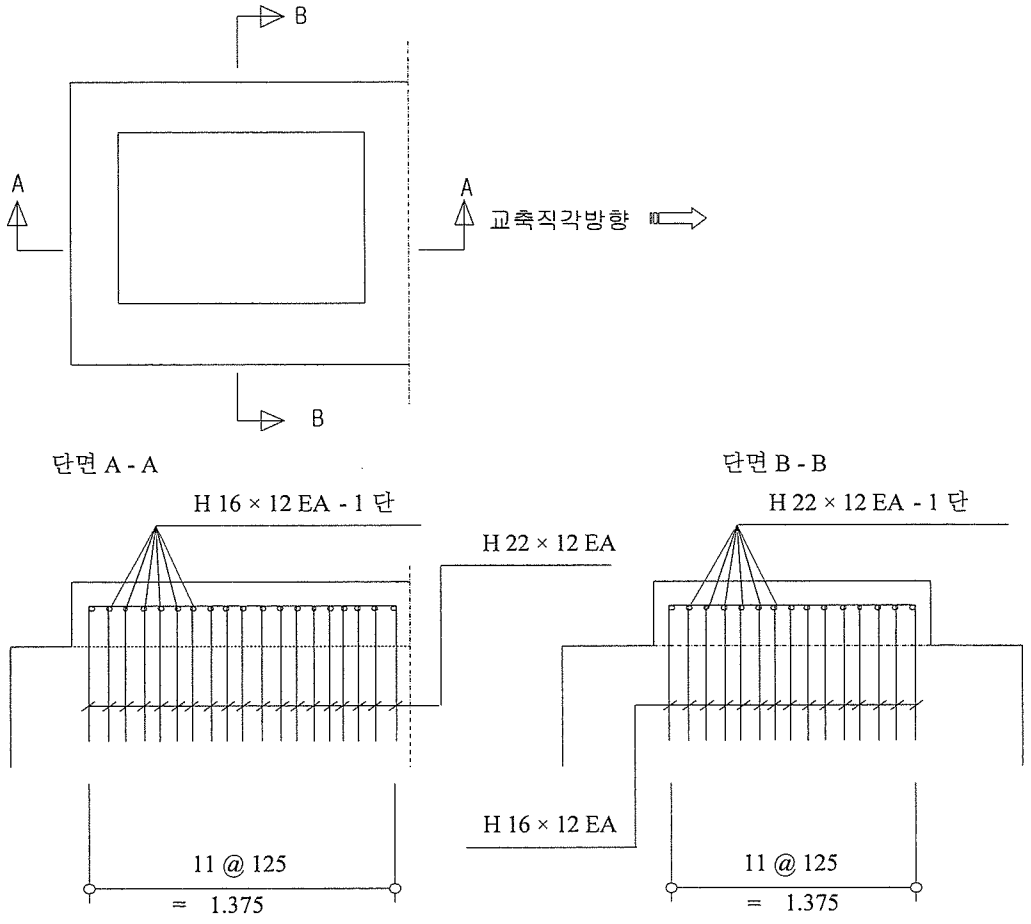
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.000 \text{ ㎟}$$

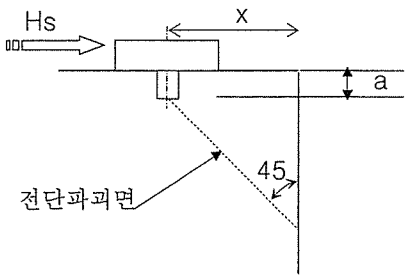
Use A_{sx} = H 16 - 12 EA × 1 ea = 2383.200 ㎟ > 0.000 ㎟ **- O.K -**

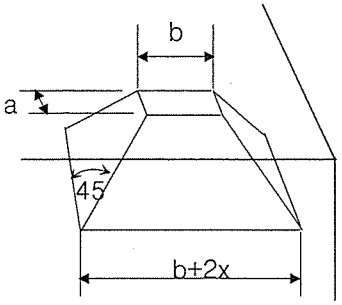
(CTC 125)

다) 철근배치도



7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{675303}{4194451} = 0.161 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 4194451 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 675303 N

X : 1075 mm

a : 0 mm

b : 609 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{3689683} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 3689683 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 : 1000 mm

a : 0 mm

b : 609 mm

10.3.5 P7(P4)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 : **P.S.C-BEAM** + **P.S.C-BEAM**

평면선형 R = ∞ 설계지간(좌) L = **24.000** m

평면선형 R = ∞ 설계지간(우) L = **24.000** m

2) 교각형식 : π 형교각 (H = **15.500** M)

3) 기초형식 : **직접기초** **(L= 0.000 m)**

1.2 설계하중

1) **고정하중**

철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³

2) **활 하 중** : **KRL2012** (복 선)

① KL-2012

충격계수 i (%) ; 모멘트에 관한 충격계수 (좌측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

모멘트에 관한 충격계수 (우측구간) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

3) **풍 하 중**

교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/m²

교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/m²

원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.

4) **종 하 중 (충격은 고려하지 않음)**

① KL-2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 1000

5) **원 심 하 중**

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 레일상면에서 KRL-2012하중은 1.8m, EL하중은 1.5m 높이에서 수평방향으로 곡선 바깥쪽으로 작용하는 것으로 한

6) **차량횡하중**

자갈도상 궤도이므로 미고려 **0** kN 으로 정한다.

7) **지진하중**

가속도계수 K_h = **0.154** (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = **1.2**

1.3 사용재료 및 강도

1) **콘크리트**

가) 설계기준강도 f_{ck} = **30** MPa

나) 탄성계수 E_c = **8,500** $\sqrt[3]{f_{cu}}$ $(f_{cu}=f_{ck}+4)$

= **27500** MPa

2) **철근 SD30**

가) 항복응력 : f_y = **400** MPa

나) 탄성계수 : E_s = **200000** MPa

1.4 흙의 성질

1) **흙의 단위중량 (γ_t)** = **19.0** kN/m³

2) **흙의 포화단위중량 (γ_{sat})** = **20.0** kN/m³

3) **흙의 수중단위중량 (γ_{sub})** = **10.0** kN/m³

4) **기초저면의 N치** = **50**

5) **기초저면의 내부마찰각** $\Phi = 15+\sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$

다만, N > 5

6) **최대지반반력** 상시 = 700 kN/m²

지진시 = 1050 kN/m²

7) **기초의 각종 계수들**

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = Q_u / 3	평상시 = B / 6	평상시 = 1.5
지진시 = Q_u / 2	지진시 = B / 3	지진시 = 1.2

Φ_b = 2/3 × 42.39 = 28.260 $\tan\Phi_b$ = 0.538	흙과 콘크리트
$\tan\Phi_b$ = 0.600	암과 콘크리트

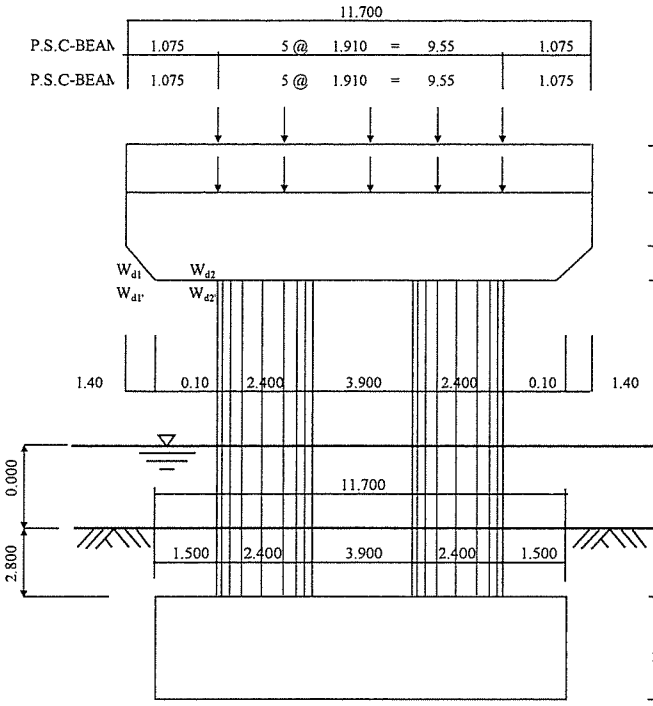
1.5 참고문헌

- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

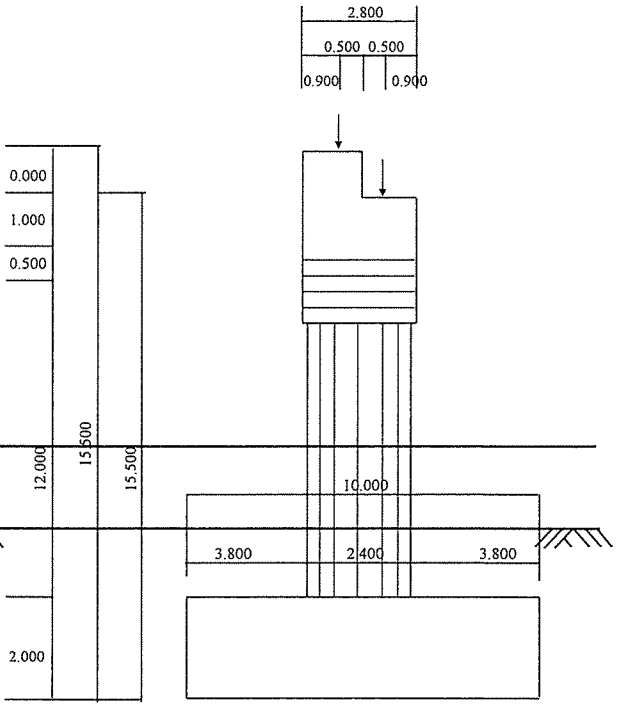
2. 단 면 가 정

2.1 교각 단면 제원

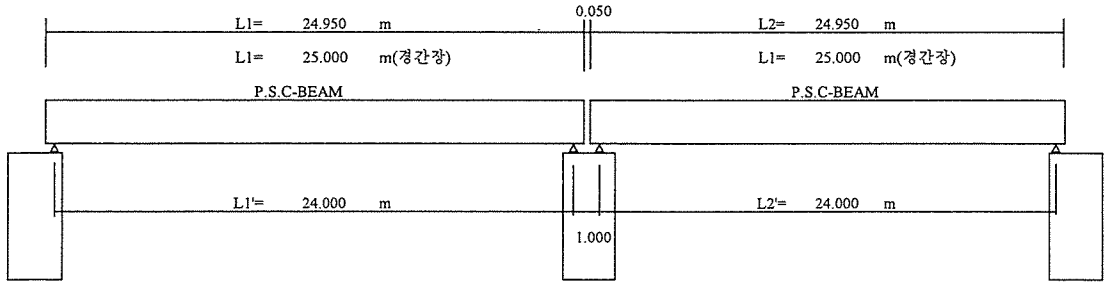
1) 교축직각방향



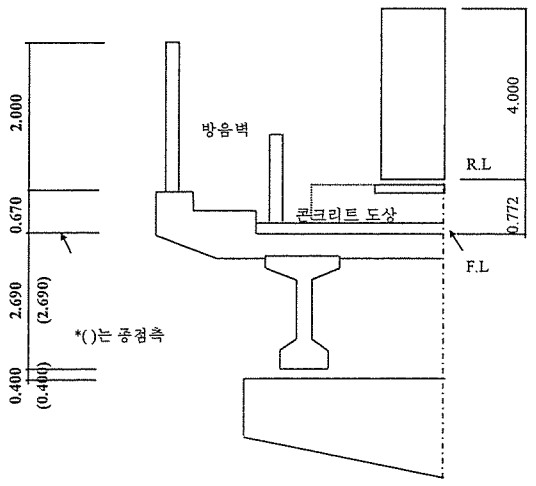
2) 교축 방향



2.2 상부 제원



2.3 하중작용 위치산정



▣ 원심하중 (시점측) (종점측)

= 5.662 m 5.662 m

▣ 차량 횡하중 = 3.862 m 3.862 m

▣ 풍하중(열차비재하) = 3.08 m 3.08 m

풍하중(열차재하) = 4.131 m 4.131 m

▣ 지진하중(고정하중) = 1.745 m 1.745 m

▣ 환산단면

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 정사각형 기둥단면으로 치환

① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.400^2 / 4 = 4.524\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.524} = 2.127$ m

$\therefore D - L = 2.400 - 2.127$

$= 0.273$ m

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
고정하중 반력(KN)	.S.C-BEAM	1035.00	929.00	919.00	919.00	929.00	1035.00		5766.00
	.S.C-BEAM	1035.00	929.00	919.00	919.00	929.00	1035.00		5766.00
계		2070.00	1858.00	1838.00	1838.00	1858.00	2070.00		11532.00

▣ 교각자중

▣ 교각자중

- COPING ;

W_{d1} = 1.000 × 1.400 × 24.500 = 34.300 kN/m

$W_{d1'}$ = 1.000 × 1.400 × 24.500 = 34.300 kN/m

W_{d2} = 1.500 × 1.400 × 24.500 = 51.450 kN/m

$W_{d2'}$ = 1.500 × 1.400 × 24.500 = 51.450 kN/m

- 기 둥 ; P_c = π / 4 × 2.400 ² × 24.500

x 12.000 × 2 = 2660.049 kN

- 기 초 ; W_{f1} = 2.000 × 10.000 × 24.500 = 490.000 kN/m

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- P.S.C-BEAM

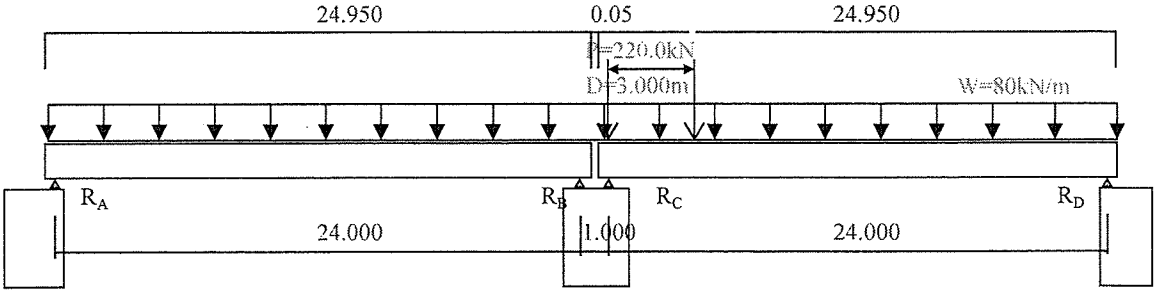
구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
활 하 중 (복선)	0.133	0.242	0.126	0.126	0.242	0.133		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.465	0.176	0.084	0.035	-0.034		1.00
보도 하중 (복선)	0.334	0.097	0.071	0.071	0.097	0.334		1.00
보도 하중 (단선)	0.811	0.206	0.101	0.040	-0.013	-0.144		1.00

- P.S.C-BEAM

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6		Σ
활 하 중 (복선)	0.133	0.242	0.126	0.126	0.242	0.133		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.465	0.176	0.084	0.035	-0.034		1.00
보도 하중 (복선)	0.334	0.097	0.071	0.071	0.097	0.334		1.00
보도 하중 (단선)	0.811	0.206	0.101	0.040	-0.013	-0.144		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 998.000 KN , R_C = 1410.500 KN

R_B = 998.000 KN , R_D = 1025.500 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.80 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 × 2 = 99.800 KN

W_c = 0.80 × 5.00 × 24.95 × 1/2 × 2 = 99.800 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	332.13	502.39	265.67	265.67	502.39	332.13		2200.39
R_{LC}	441.86	702.04	369.62	369.62	702.04	441.86		3027.04
$\sum R_L$	773.99	1204.44	635.29	635.29	1204.44	773.99		5227.43

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	354.39	484.63	185.73	87.82	33.63	-48.30		1097.90
R_{LC}	467.41	676.44	258.33	122.47	48.07	-62.33		1510.40
$\sum R_L$	821.80	1161.07	444.06	210.30	81.70	-110.63		2608.30

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	365.70	563.47	297.47	297.47	563.47	365.70		2453.29
R_{LC}	489.30	788.37	414.56	414.56	788.37	489.30		3384.47
$\sum R_L$	855.01	1351.84	712.03	712.03	1351.84	855.01		5837.76

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5	G6		∑
R_{LB}	388.97	543.31	207.94	98.42	38.05	-52.59		1224.10
R_{LC}	516.28	759.38	289.72	137.46	54.31	-68.39		1688.76
$\sum R_L$	905.25	1302.69	497.66	235.88	92.36	-120.99		2912.85

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

∑ PLf = 0.000 kN

MLfb = 0.000 × 3.862 = 0.000 kN·m

MLfc = 0.000 × 3.862 = 0.000 kN·m

∑ MLf = 0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- P.S.C-BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	63.842	4.775	0.000	↑
G2			2.865	0.000	↑
G3			0.955	0.000	↑
G4			-0.955	0.000	↓
G5			-2.865	0.000	↓
G6			-4.775	0.000	↓

- P.S.C-BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

구 분	MLf	$\sum Xi^2$	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	41.041	4.775	0.000	↑
G2			2.865	0.000	↑
G3			0.955	0.000	↑
G4			-0.955	0.000	↓
G5			-2.865	0.000	↓
G6			-4.775	0.000	↓

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = ∞ L = 24.000 , 24.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\ R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \frac{2.88}{L}\right) = 0.516 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \frac{2.88}{L}\right) = 0.516 \quad \text{..... c 지점}$$

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 2200.39 kN , 지점c 3027.04 kN

Pcb	=	2200.39	×	0.000	=	0.000	kN
Pcc	=	3027.04	×	0.000	=	0.000	kN
∑	Pc				=	0.000	kN
Mcb	=	0.000	×	5.662	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.662	=	0.000	kN·m
∑	Mc				=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / $\sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m^2

Rpb1	=	0.000	×	4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	-0.955	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-2.865	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb6	=	0.000	×	-4.775	/	63.842	=	0.000 kN
Rpb7	=	0.000	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / $\sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m^2

Rpc1	=	0.000	×	4.775	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	2.865	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	0.955	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-0.955	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-2.865	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc6	=	0.000	×	-4.775	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc7	=	0.000	×	0.000	/ 63.842	=	0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1097.90 kN , 지점c 1510.40 kN

Pcb	=	1097.90	×	0.000		=	0.000 kN
Pcc	=	1510.40	×	0.000		=	0.000 kN
$\sum$	Pc					=	0.000 kN
Mcb	=	0.000	×	5.662		=	0.000 kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.662		=	0.000 kN·m
$\sum$	Mc					=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / $\sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m^2

Rpb1	=	0.000	×	4.775	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	2.865	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.955	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	-0.955	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-2.865	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpb6	=	0.000	×	-4.775	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpb7	=	0.000	×	0.000	/ 63.842	=	0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rpi = Mc × xi / $\sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m^2

Rpc1	=	0.000	×	4.775	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc1	=	0.000	×	2.865	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	0.955	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	-0.955	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	-2.865	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-4.775	/ 63.842	=	0.000 kN
Rpc7	=	0.000	×	0.000	/ 63.842	=	0.000 kN

5) 풍 하 중

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

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	1.500	×	2.800	=	12.600	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.400	×	0.6	=	4.320	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.360	×	12.475	=	200.598	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.360	×	12.475	=	200.598	kN
	Mn3b	=	200.598	×	3.08			=	617.842	kN·m
	Mn3c	=	200.598	×	3.080			=	617.842	kN·m
	∑	Mn3						=	1235.684	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnb1	=	617.842	×	4.775	/	63.842	=	46.211 kN
Rnb2	=	617.842	×	2.865	/	63.842	=	27.727 kN
Rnb3	=	617.842	×	0.955	/	63.842	=	9.242 kN
Rnb4	=	617.842	×	-0.955	/	63.842	=	-9.242 kN
Rnb5	=	617.842	×	-2.865	/	63.842	=	-27.727 kN
Rnb6	=	617.842	×	-4.775	/	63.842	=	-46.211 kN
Rnb7	=	617.842	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnc1	=	617.842	×	4.775	/	63.842	=	46.211 kN
Rnc2	=	617.842	×	2.865	/	63.842	=	27.727 kN
Rnc3	=	617.842	×	0.955	/	63.842	=	9.242 kN
Rnc4	=	617.842	×	-0.955	/	63.842	=	-9.242 kN
Rnc5	=	617.842	×	-2.865	/	63.842	=	-27.727 kN
Rnc6	=	617.842	×	-4.775	/	63.842	=	-46.211 kN
Rnc7	=	617.842	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	1.500	×	2.800	=	6.300	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.400	×	0.600	=	2.160	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.462	×	12.475	=	139.633	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.462	×	12.475	=	139.633	kN
	Mn3b	=	139.6327	×	4.131			=	576.823	kN·m
	Mn3c	=	139.6327	×	4.131			=	576.823	kN·m
	∑	Mn3						=	1153.645	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnb1	=	576.823	×	4.775	/	63.842	=	43.143 kN
Rnb2	=	576.823	×	2.865	/	63.842	=	25.886 kN
Rnb3	=	576.823	×	0.955	/	63.842	=	8.629 kN
Rnb4	=	576.823	×	-0.955	/	63.842	=	-8.629 kN
Rnb5	=	576.823	×	-2.865	/	63.842	=	-25.886 kN
Rnb6	=	576.823	×	-4.775	/	63.842	=	-43.143 kN
Rnb7	=	576.823	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

- P.S.C-BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑xi²

∑xi² = 4.775² + 2.865² + 0.955² + -0.955² + -2.865² + -4.775² + 0.000² = 63.842 m²

Rnc1	=	576.823	×	4.775	/	63.842	=	43.143 kN
Rnc2	=	576.823	×	2.865	/	63.842	=	25.886 kN
Rnc3	=	576.823	×	0.955	/	63.842	=	8.629 kN
Rnc4	=	576.823	×	-0.955	/	63.842	=	-8.629 kN
Rnc5	=	576.823	×	-2.865	/	63.842	=	-25.886 kN
Rnc6	=	576.823	×	-4.775	/	63.842	=	-43.143 kN
Rnc7	=	576.823	×	0.000	/	63.842	=	0.000 kN

6) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비고
$H_{EB(교직)}$	124.35	125.14	125.40	125.40	125.14	124.35	0.00	749.78	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	259.20	247.40	234.98	234.98	247.40	259.21	0.00	1483.17	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	138.67	139.55	139.85	139.85	139.55	138.67	0.00	836.14	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 749.776 × 1.745 = 1308.358 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 836.141 × 1.745 = 1459.066 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{Eb1} = 1308.358 \times 4.775 / 63.842 = 97.857$ kN

$R_{Eb2} = 1308.358 \times 2.865 / 63.842 = 58.714$ kN

$R_{Eb3} = 1308.358 \times 0.955 / 63.842 = 19.571$ kN

$R_{Eb4} = 1308.358 \times -0.955 / 63.842 = -19.571$ kN

$R_{Eb5} = 1308.358 \times -2.865 / 63.842 = -58.714$ kN

$R_{Eb6} = 1308.358 \times -4.775 / 63.842 = -97.857$ kN

$R_{Eb7} = 1308.358 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

- P.S.C-BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842\ m^2$

$R_{EC1} = 1459.066 \times 4.775 / 63.842 = 109.129$ kN

$R_{EC2} = 1459.066 \times 2.865 / 63.842 = 65.478$ kN

$R_{EC3} = 1459.066 \times 0.955 / 63.842 = 21.826$ kN

$R_{EC4} = 1459.066 \times -0.955 / 63.842 = -21.826$ kN

$R_{EC5} = 1459.066 \times -2.865 / 63.842 = -65.478$ kN

$R_{EC6} = 1459.066 \times -4.775 / 63.842 = -109.129$ kN

$R_{EC7} = 1459.066 \times 0.000 / 63.842 = 0.000$ kN

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분(100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥	936.48	5794.15	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	∑	비 고
$H_{EB(교직)}$	305.42	307.36	308.00	308.00	307.36	305.42		1841.55	1.0교직+0.3교축
$H_{EB(교축)}$	636.64	607.64	577.15	577.15	607.64	636.65		3642.88	0.3교직+1.0교축
$H_{EC(교직)}$	340.59	342.76	343.50	343.50	342.76	340.58		2053.68	1.0교직+0.3교축
$H_{EC(교축)}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 1841.554 × 1.745 = 3213.512 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 2053.679 × 1.745 = 3583.670 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- P.S.C-BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m²

R_{Eb1} = 3213.512 × 4.775 / 63.842 = 240.351 kN

R_{Eb2} = 3213.512 × 2.865 / 63.842 = 144.211 kN

R_{Eb3} = 3213.512 × 0.955 / 63.842 = 48.070 kN

R_{Eb4} = 3213.512 × -0.955 / 63.842 = -48.070 kN

R_{Eb5} = 3213.512 × -2.865 / 63.842 = -144.211 kN

R_{Eb6} = 3213.512 × -4.775 / 63.842 = -240.351 kN

R_{Eb7} = 3213.512 × 0.000 / 63.842 = 0.000 kN

- P.S.C-BEAM

$R_{Ei(교직)} = M_E \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2$ = 4.775^2 + 2.865^2 + 0.955^2 + -0.955^2 + -2.865^2 + -4.775^2 + 0.000^2 = 63.842 m²

R_{EC1} = 3583.670 × 4.775 / 63.842 = 268.037 kN

R_{EC2} = 3583.670 × 2.865 / 63.842 = 160.822 kN

R_{EC3} = 3583.670 × 0.955 / 63.842 = 53.607 kN

R_{EC4} = 3583.670 × -0.955 / 63.842 = -53.607 kN

R_{EC5} = 3583.670 × -2.865 / 63.842 = -160.822 kN

R_{EC6} = 3583.670 × -4.775 / 63.842 = -268.037 kN

R_{EC7} = 3583.670 × 0.000 / 63.842 = 0.000 kN

P_E = 1841.55 + 2053.679 = 3895.233 kN

Mc = 3895.233 × 1.745 = 6797.182 kN·m

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥	2300.13	14231.25	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	5766.000	kN	5766.000	kN
편 심	0.500	m	-0.500	m

Md = 5766.000 × 0.500 + 5766.000 × -0.500 = 0.000 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1097.900	kN	1510.400	kN
	복선재하시	2200.390	kN	3027.040	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1097.90 × 0.500 + 1510.40 × -0.500 = -206.250 kN·m

$M_{L복선}$ = 2200.39 × 0.500 + 3027.04 × -0.500 = -413.325 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1224.096	kN	1688.757	kN
	복선재하시	2453.288	kN	3384.468	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1224.10 × 0.500 + 1688.76 × -0.500 = -232.330 kN·m

$M_{L복선}$ = 2453.29 × 0.500 + 3384.47 × -0.500 = -465.590 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.000 × 11.700 = 35.100 kN

3.000 × 0.500 × 10.300 = 15.450 kN

(35.100 + 15.450) / 11.700 = 4.321 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 2.400 × 0.6 = 4.320 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.000 × 11.700 = 17.550 kN

1.500 × 0.500 × 10.300 = 7.725 kN

(17.550 + 7.725) / 11.700 = 2.160 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 2.400 × 0.6 = 2.160 kN/m

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$Tf = T - ½\cdot\mu m\cdot Rm \geq T/2$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$Tm = \mu m\cdot Rm \leq T/2$

① KRL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 25.000 = 500.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 25.000 = 500.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5766.00 + 998.000 = 6764.000 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.00 - 507.300 (제동하중)

= 825.00 - 507.300 (시동하중)

= -7.30 < T/2 = 250.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 317.70 < T/2 = 412.50 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.00 kN(제동하중), 412.50 kN(시동하중)

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

Rm = 5766.00 + 1410.50 = 7176.500 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1076.475 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 1076.475 > T/2 = 412.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.000 kN(제동하중), 412.500 kN(시동하중)

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf = 412.500 + 412.500 = 825.000 kN

T (복 선) = Tf = 662.500 + 662.500 = 1325.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN 299.400 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.40 - 432.450

= -133.05 < T/2 = 149.70

∴ Tf = 149.70 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 4 × 3 × 24.950 = 299.400 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 864.900 > T/2 = 149.700

∴ Tm = 149.70 kN

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 5766.00 × 0.150 = 864.900 kN

나) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ δ= Δt ×α×L 여기서 Δt : 온도변화

α1: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

α2: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ δ= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

δ= $[P \cdot L^3]/[3 \cdot E \cdot I]$

P = $[3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 393.188 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.257 m^4

L : 13.500 m [평균높이]

∴ ∑Tu = 864.900 kN > P = 393.188 kN

∴ 온도변화에의한 등가수평력적용

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

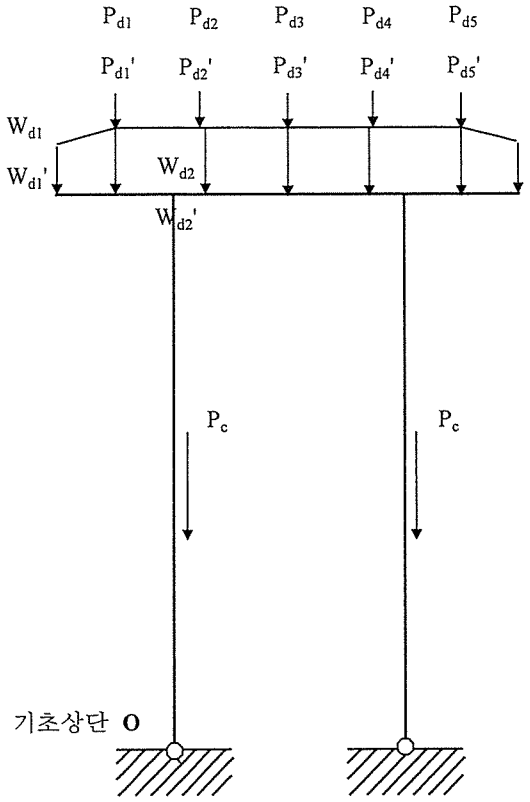
구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥	829.27	10684.47	0.3교직+1.0교축

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥	2036.80	26242.56	0.3교직+1.0교축

4.2 하중재하 및 단면력 산출 (KL2012)

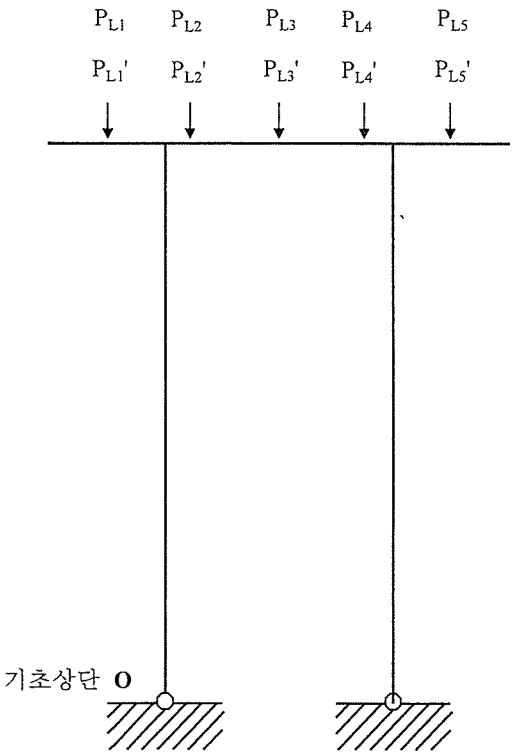
4.2.1 교축직각방향

1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



P_{d1}	=	1035.00	kN
P_{d2}	=	929.00	kN
P_{d3}	=	919.00	kN
P_{d4}	=	919.00	kN
P_{d5}	=	929.00	kN
P_{d6}	=	1035.00	kN
P_{d7}	=	0.00	kN
P_{d1}'	=	1035.00	kN
P_{d2}'	=	929.00	kN
P_{d3}'	=	919.00	kN
P_{d4}'	=	919.00	kN
P_{d5}'	=	929.00	kN
P_{d6}'	=	1035.00	kN
P_{d7}'	=	0.00	kN
W_{d1}	=	34.300	kN/m
W_{d2}	=	51.450	kN/m
W_{d1}'	=	34.300	kN/m
W_{d2}'	=	51.450	kN/m
P_c	=	1330.025	kN/m

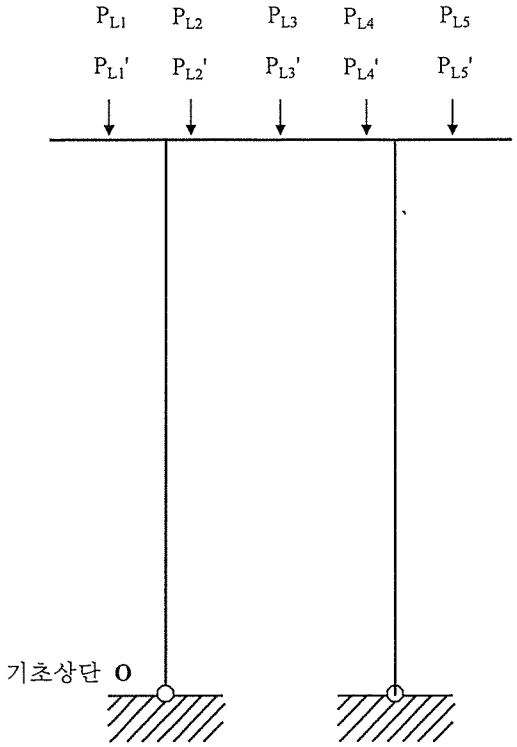
2-1) 활 하 중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	332.134	kN
P_{L2}	=	502.393	kN
P_{L3}	=	265.668	kN
P_{L4}	=	265.668	kN
P_{L5}	=	502.393	kN
P_{L6}	=	332.134	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	441.859	kN
P_{L2}'	=	702.043	kN
P_{L3}'	=	369.618	kN
P_{L4}'	=	369.618	kN
P_{L5}'	=	702.043	kN
P_{L6}'	=	441.859	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	365.703	kN
P_{L2}	=	563.472	kN
P_{L3}	=	297.469	kN
P_{L4}	=	297.469	kN
P_{L5}	=	563.472	kN
P_{L6}	=	365.703	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	489.302	kN
P_{L2}'	=	788.368	kN
P_{L3}'	=	414.564	kN
P_{L4}'	=	414.564	kN
P_{L5}'	=	788.368	kN
P_{L6}'	=	489.302	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

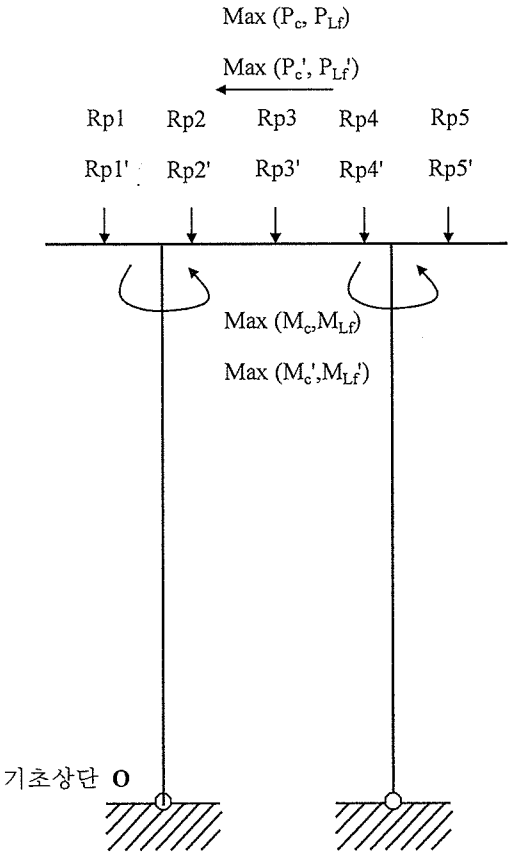
2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시			
P_{L1}	=	354.390	kN
P_{L2}	=	484.629	kN
P_{L3}	=	185.728	kN
P_{L4}	=	87.824	kN
P_{L5}	=	33.633	kN
P_{L6}	=	-48.303	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	467.415	kN
P_{L2}'	=	676.441	kN
P_{L3}'	=	258.328	kN
P_{L4}'	=	122.474	kN
P_{L5}'	=	48.070	kN
P_{L6}'	=	-62.328	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

충격고려시			
P_{L1}	=	388.968	kN
P_{L2}	=	543.310	kN
P_{L3}	=	207.938	kN
P_{L4}	=	98.425	kN
P_{L5}	=	38.049	kN
P_{L6}	=	-52.594	kN
P_{L7}	=	0.000	kN
P_{L1}'	=	516.285	kN
P_{L2}'	=	759.377	kN
P_{L3}'	=	289.719	kN
P_{L4}'	=	137.456	kN
P_{L5}'	=	54.313	kN
P_{L6}'	=	-68.392	kN
P_{L7}'	=	0.000	kN

3-1) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-1) : 복선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

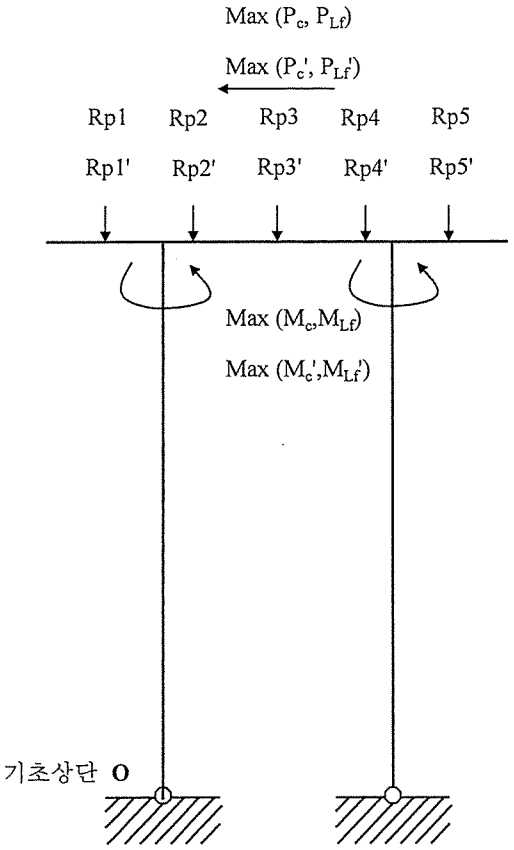
원심하중 (복선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

P_{Lf}	=	0.000	kN
M_{Lf}	=	0.000	kN·m
P_{Lf}'	=	0.000	kN
M_{Lf}'	=	0.000	kN·m

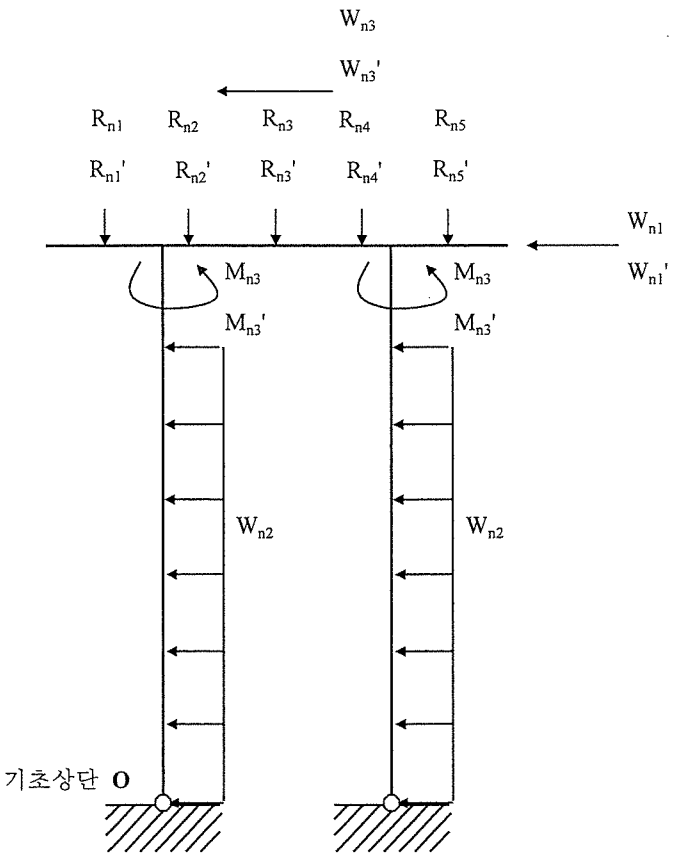
원심하중 (단선)

P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m
P_c'	=	0.000	kN
M_c'	=	0.000	kN·m

Max (P_{Lf},P_c)	=	0.000	kN
Max (M_{Lf},M_c)	=	0.000	kN·m
Max (P_{Lf}',P_c')	=	0.000	kN
Max (M_{Lf}',M_c')	=	0.000	kN·m

Rp1	=	0.000	kN
Rp2	=	0.000	kN
Rp3	=	0.000	kN
Rp4	=	0.000	kN
Rp5	=	0.000	kN
Rp6	=	0.000	kN
Rp7	=	0.000	kN
Rp1'	=	0.000	kN
Rp2'	=	0.000	kN
Rp3'	=	0.000	kN
Rp4'	=	0.000	kN
Rp5'	=	0.000	kN
Rp6'	=	0.000	kN
Rp7'	=	0.000	kN

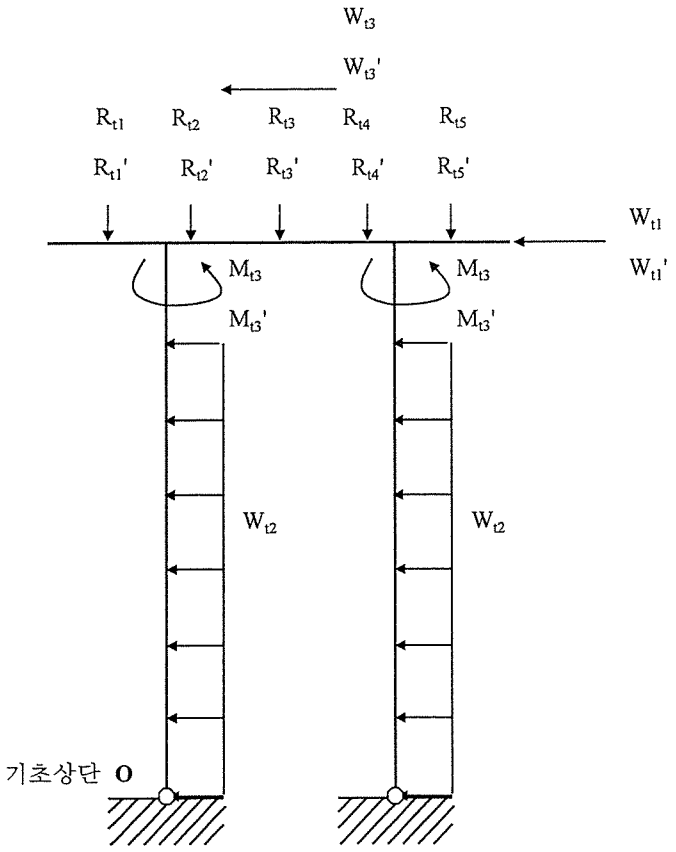
4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)



W_{n1}	=	12.600	kN
W_{n2}	=	4.320	kN/m
W_{n3}	=	200.598	kN
W_{n3}'	=	200.598	kN
M_{n3}	=	1235.684	kN·m
M_{n3}'	=	1235.684	kN·m

R_{n1}	=	46.211	kN
R_{n2}	=	27.727	kN
R_{n3}	=	9.242	kN
R_{n4}	=	-9.242	kN
R_{n5}	=	-27.727	kN
R_{n6}	=	-46.211	kN
R_{n7}	=	0.000	kN
R_{n1}'	=	46.211	kN
R_{n2}'	=	27.727	kN
R_{n3}'	=	9.242	kN
R_{n4}'	=	-9.242	kN
R_{n5}'	=	-27.727	kN
R_{n6}'	=	-46.211	kN
R_{n7}'	=	0.000	kN

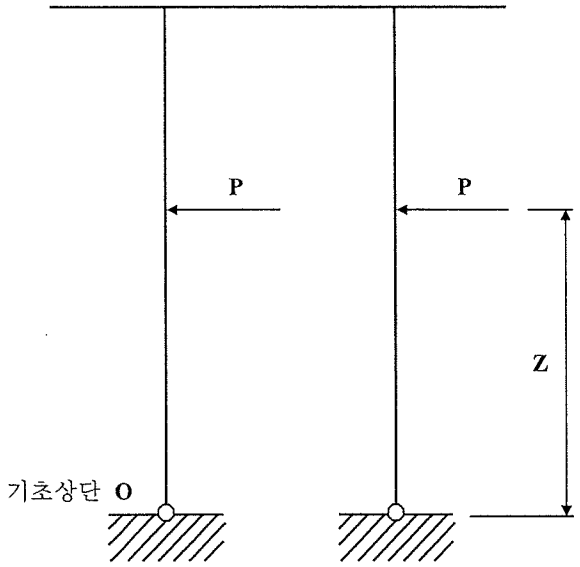
5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)



W_{t1}	=	6.300	kN
W_{t2}	=	2.160	kN/m
W_{t3}	=	139.633	kN
W_{t3}'	=	139.633	kN
M_{t3}	=	576.823	kN·m
M_{t3}'	=	576.823	kN·m

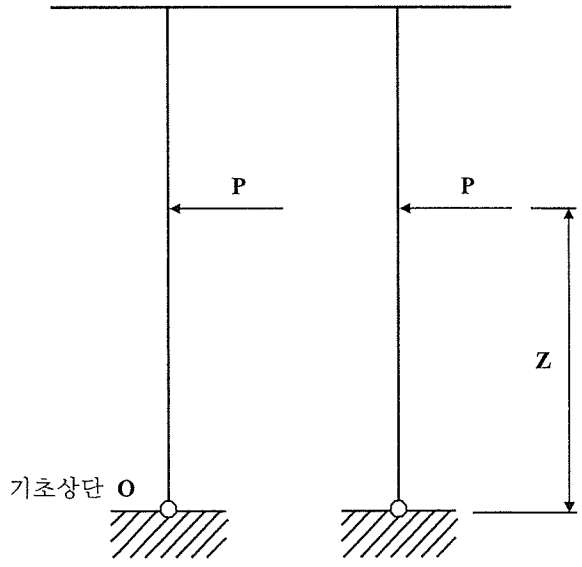
R_{t1}	=	43.143	kN
R_{t2}	=	25.886	kN
R_{t3}	=	8.629	kN
R_{t4}	=	-8.629	kN
R_{t5}	=	-25.886	kN
R_{t6}	=	-43.143	kN
R_{t7}	=	0.000	kN
R_{t1}'	=	43.143	kN
R_{t2}'	=	25.886	kN
R_{t3}'	=	8.629	kN
R_{t4}'	=	-8.629	kN
R_{t5}'	=	-25.886	kN
R_{t6}'	=	-43.143	kN
R_{t7}'	=	0.000	kN

6) 유 수 압 (L.C 6)



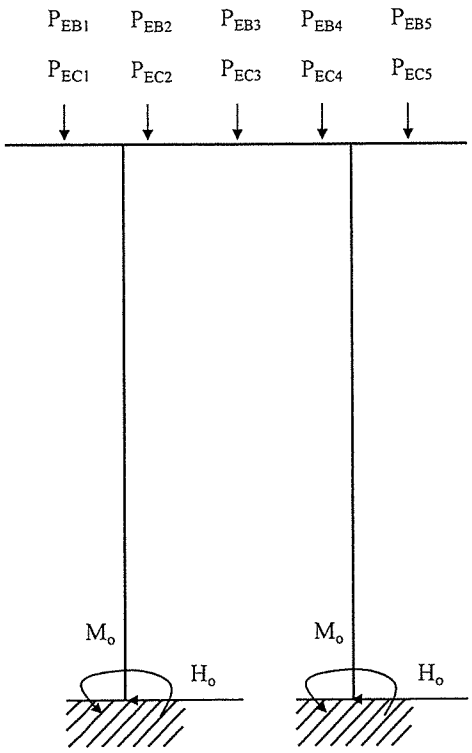
P	=	0	kN
Z	=	2.800	m

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	0	kN
Z	=	4.600	m

6) 지진하중 (L.C 6)



P_{EB1}	=	240.351	kN
P_{EB2}	=	144.211	kN
P_{EB3}	=	48.070	kN
P_{EB4}	=	-48.070	kN
P_{EB5}	=	-144.211	kN
P_{EB6}	=	-240.351	kN
P_{EB7}	=	0.000	kN
P_{EC1}	=	268.037	kN
P_{EC2}	=	160.822	kN
P_{EC3}	=	53.607	kN
P_{EC4}	=	-53.607	kN
P_{EC5}	=	-160.822	kN
P_{EC6}	=	-268.037	kN
P_{EC7}	=	0.000	kN

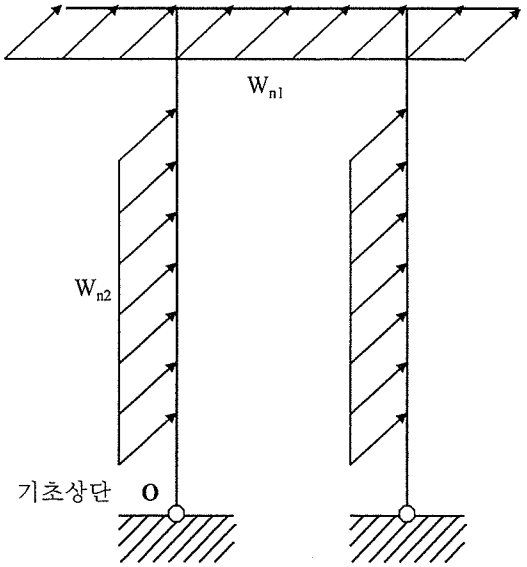
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **14231.251** kN·m

H_o= **2300.127** kN

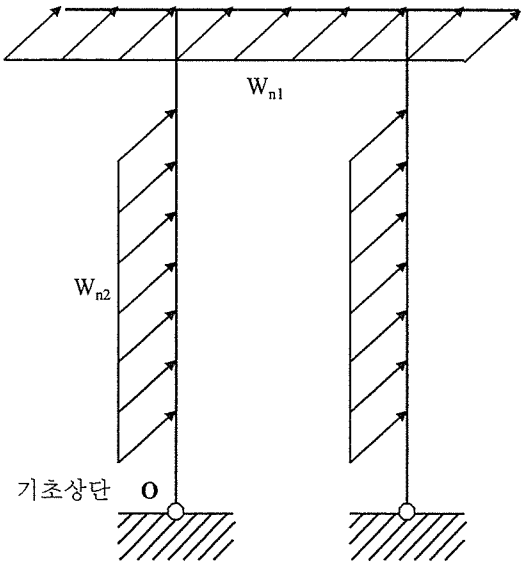
4.2.2 교축 방향

1) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 7)



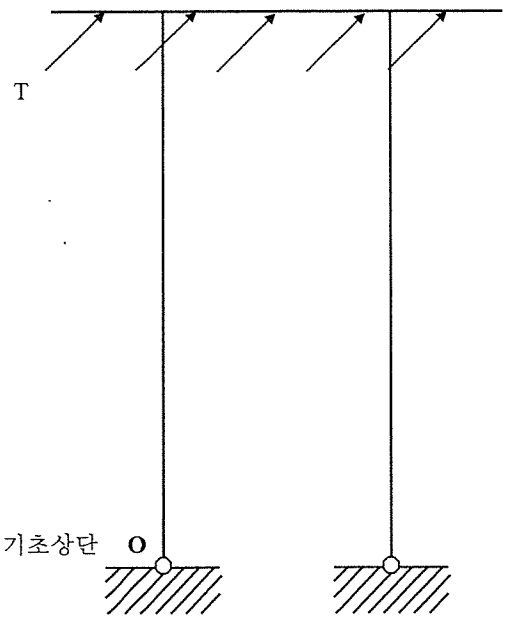
W_{n1}	=	4.321	kN/m
W_{n2}	=	4.320	kN/m

2) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 8)



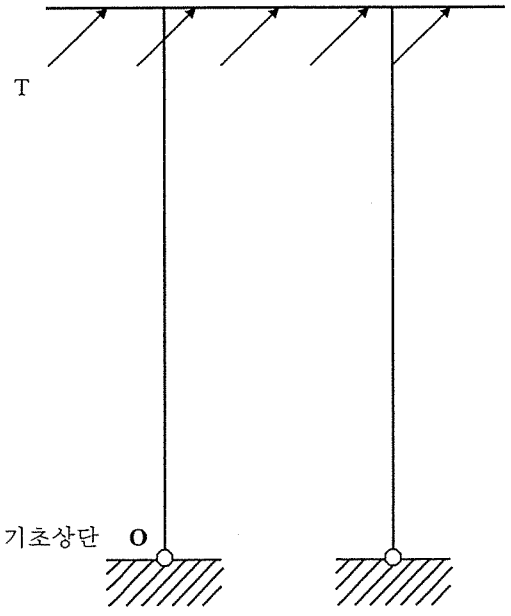
W_{n1}	=	2.160	kN/m
W_{n2}	=	2.160	kN/m

3) 시동 및 제동하중 (L.C 9)



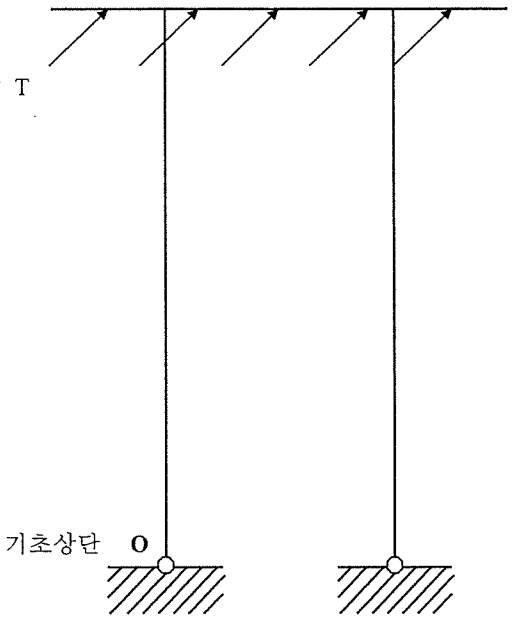
T (단선)	=	825.000	kN
T (복선)	=	1325.000	kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 10)



T	=	299.400	kN

5) 온도변화에의한 등가수평력적용 (L.C 11)



T	=	393.188	kN

7) 지진 하중 (L.C 13)

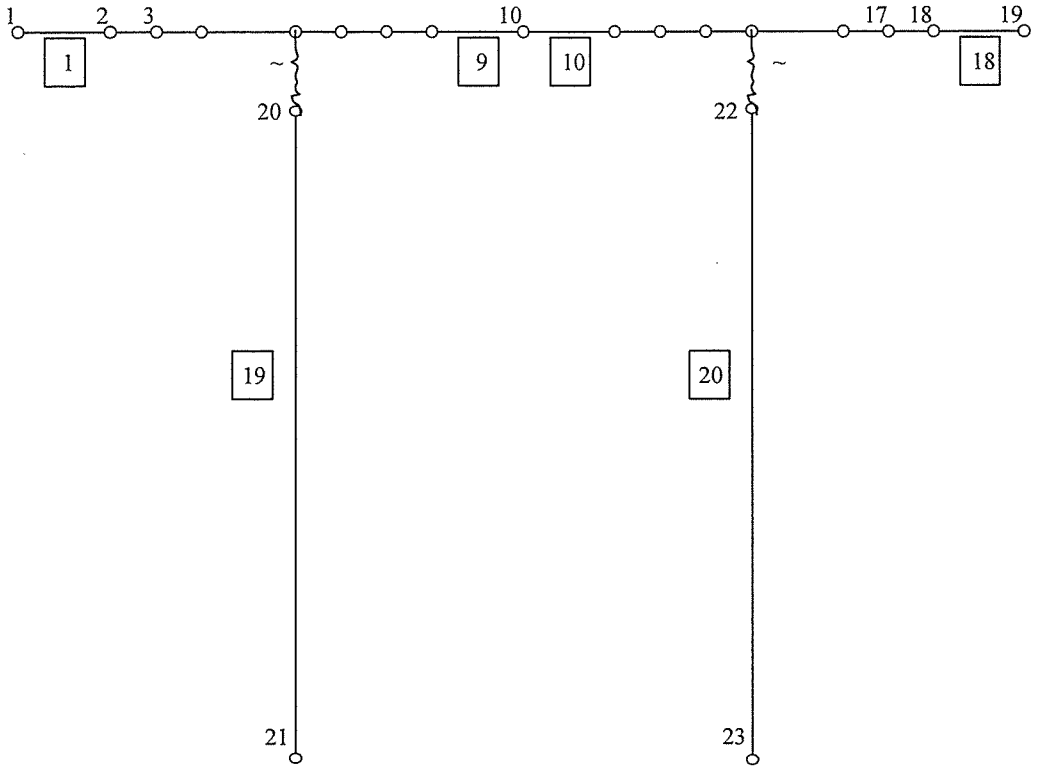
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

M_o= **26242.557** kN·m

H_o= **2036.803** kN

5. Modeling

5.1 해석 모델링



5.2 절점 좌표 1.4

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.00	0.00	13.50	14	7.94	0.00	13.50
2	1.08	0.00	13.50	15	8.72	0.00	13.50
3	1.40	0.00	13.50	16	9.00	0.00	13.50
4	1.50	0.00	13.50	17	10.06	0.00	13.50
5	1.64	0.00	13.50	18	10.20	0.00	13.50
6	2.70	0.00	13.50	19	10.30	0.00	13.50
7	2.99	0.00	13.50	20	10.63	0.00	13.50
8	3.76	0.00	13.50	21	11.70	0.00	13.50
9	3.90	0.00	13.50	22	2.70	0.00	12.00
10	4.90	0.00	13.50	23	2.70	0.00	0.00
11	5.85	0.00	13.50	24	9.00	0.00	12.00
12	6.81	0.00	13.50	25	9.00	0.00	0.00
13	7.80	0.00	13.50				

5.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	Element
①	2.800	1.000	2.800	1.829333	0.233333	1, 2, 17, 18
②	2.800	1.500	4.200	2.744000	0.787500	3 ~ 16
③	2.400	0.000	4.524	1.628602	1.628602	19
④	2.400	0.000	4.524	1.628602	1.628602	20
⑤						

6. 하중조합

6.1 COPING

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	지진하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때				
comb 1	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	
comb 2	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	
comb 3	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	
comb 4	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	
comb 5	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	
comb 6	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	
comb 7	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	
comb 8	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	
comb 9	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	
comb 10	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 11	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	
comb 12	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	
comb 13	1.00	-	0.89	-	-	-	-	-	-	1.00	지진시

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

구분	고정하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한하중	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때			
comb 21	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-
comb 22	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-
comb 23	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 24	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-
comb 25	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-
comb 26	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-
comb 27	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 28	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-
comb 29	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-

6.2 기둥 및 기초상면

1) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 41	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 42	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 43	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 44	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 45	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 46	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 47	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 48	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 49	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 50	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 51	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 52	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 53	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 54	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 55	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 56	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 57	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

2) 하중조합에 의한 단면력 (최소축하중, 최대편심)

하중경우	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
comb 61	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 62	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1
comb 63	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 64	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.2
comb 65	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
comb 66	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 67	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.4
comb 68	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 69	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.5
comb 70	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	1.35	-	-	8.3.6
comb 71	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 72	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	1.40	-	1.40	-	-	-	8.3.7
comb 73	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 74	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	-	8.3.9
comb 75	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	1.20	-	8.3.10
comb 76	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	0.30	8.3.8
comb 77	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-	-	-	-	-	1.00	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

3) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 81	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 82	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 83	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 84	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 85	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 86	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 87	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 88	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 89	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 90	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 91	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 92	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 93	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

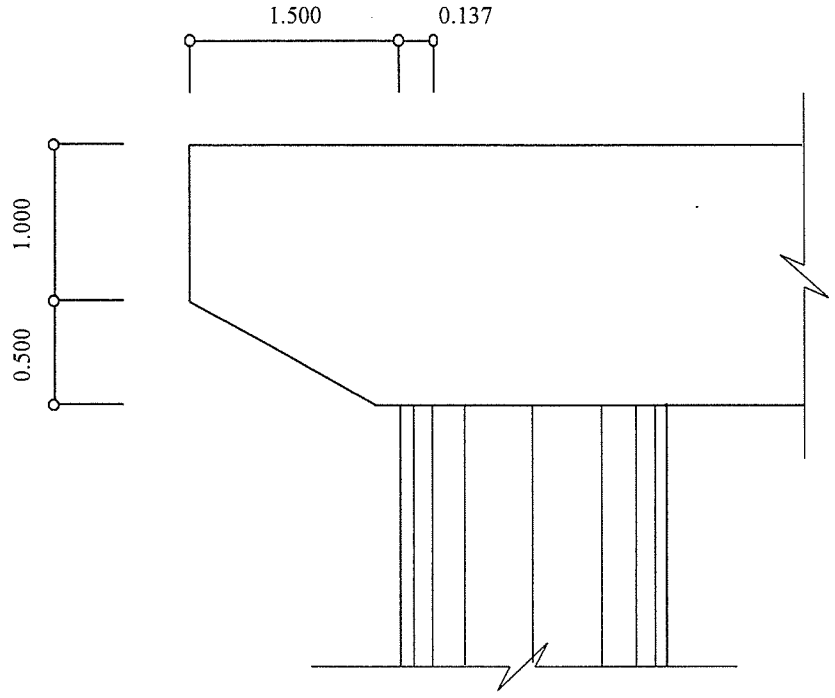
4) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중-충격 미고려)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고 (철.설.기)
	고정하중	활하중 (충격 미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중 (단선)	시동및제동하중 (복선)	장대레일종하중	온도변화에의한등가수평력적용	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때										
combo 101	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 102	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.1~2
combo 103	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3.3
combo 104	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 105	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.4
combo 106	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 107	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.5
combo 108	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	8.3.6
combo 109	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 110	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	8.3.7
combo 111	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 112	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.9
combo 113	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	8.3.10

7. 단면력 집계

7.1 COPING

; 원형기둥을 포함하는 경우는 정사각형 기둥단면으로 치환한 위치에서 검토한다.



1) 단면력 집계

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	2846.810	1967.100	4989.350	캔틸레버부
Max(8, 12)	2330.480	1726.280	4423.570	코핑 단부
Max(9~10)	3360.480	2344.900	464.660	코핑 중앙부

다) 적용 하중

ELEMENT	모멘트		전단력	비고
	극한하중	사용하중		
Max(5, 15)	2846.810	1967.100	4989.350	캔틸레버부
Max(8, 12)	2330.480	1726.280	4423.570	코핑 단부
Max(9~10)	3360.480	2344.900	464.660	코핑 중앙부

◈ a/d < 1.0 보다 작으면 Corbel검토

a = M/V

◈ 캔틸레버구간에서는 Corbel에 대한 전단설계를 병행하여 상호 만족하게 설계함

7.2 기둥부

1) 단면력 집계

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
부재 19	최대축력	COMB43	16946.490	27.610	112.290	0.000	372.470
	최소축력	COMB65	5896.040	266.210	1232.120	34.280	26.790
	최대모멘트(M_y)	COMB65	6960.060	336.190	2382.260	104.260	857.990
	최대모멘트(M_z)	COMB51	14919.350	204.700	1541.710	1664.190	22506.110
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	9870.303	2312.693	14369.812	607.164	7956.275
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	9870.303	702.693	4408.112	2032.364	26325.675
부재 20	최대축력	COMB43	16946.490	27.610	112.290	0.000	372.470
	최소축력	COMB65	4252.220	292.420	1439.790	34.280	26.790
	최대모멘트(M_y)	COMB45	9919.850	372.600	2530.610	104.260	857.990
	최대모멘트(M_z)	COMB51	13677.860	250.800	1729.320	1664.190	22506.110
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	9870.303	2312.693	14369.812	607.164	7956.275
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	9870.303	702.693	4408.112	2032.364	26325.675

다) 적용 하중

구분		하중조합	연직력 (A_x)	교축직각방향		교축방향	
				수평력(S_z)	모멘트(M_y)	수평력(S_y)	모멘트(M_z)
			(kN)	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
기둥	최대축력	COMB43	16,946	28	112	0	372
	최소축력	COMB65	4,252	292	1,440	34	27
	최대모멘트(M_y)	COMB45	9,920	373	2,531	104	858
	최대모멘트(M_z)	COMB51	13,678	251	1,729	1,664	22,506
	지진시(M_y)-탄성	COMB56	9,870	2,313	14,370	607	7,956
	지진시(M_z)-탄성	COMB57	9,870	703	4,408	2,032	26,326

8. 코핑 단면 검토

8.1 캔틸레버부

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	2846.810	4989.350	1967.100

▣ 시점측 : L_n = 561.50 mm

L_n / D = 561.50 / 1350.00 = 0.416 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 561.50 mm

L_n / D = 561.50 / 1350.00 = 0.416 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 2.872]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 95.420 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03248 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ ---------- (1)

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ---------- (2)

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u/\Phi = 0$

→ Req A_s = 5930.613 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 91380.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13230.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 7907.48 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 95.420 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 7985.206 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 2846.810 kN · m) [사용률 = 2.805] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1350.00 / 1000 = 2933.05 kN

ΦV_c= 2933.05 < Vu = 4989.350 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 14665.271 kN > 4989.350 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : A_v, 간격 : S_v ⇒ $A_{v\,min} = 0.0025 \times b \times S_v$, $S_v \leq$ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : A_h, 간격 : S_h ⇒ $A_{v\,min} = 0.0015 \times b \times S_h$, $S_h \leq$ (d/5, 300mm)

$V_u = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_h = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+\ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-\ln/d)/12\} f_y \times d$ = 3945.105 kN

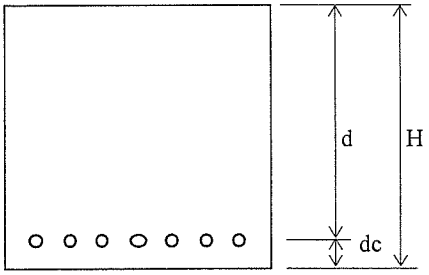
▣ 전단강도검토

V_u = 4989.350 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 2933.05 + 3945.105 = 6878.159 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	1967.100	kN· m,	A_s =	17032.400	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 299.153 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 92.372 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 96.768 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 591.306 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 591 mm **O.K!!**

8.2 코핑 단부

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	2330.480	4423.570	1726.280

▣ 시점측 : L_n = 3763.50 mm

L_n / D = 3763.50 / 1350.00 = 2.788 < 4 ∴ **DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : L_n = 3763.50 mm

L_n / D = 3763.50 / 1350.00 = 2.788 < 4 ∴ **DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 3.516]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 95.420 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.03248 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ ---------- (1)

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ---------- (2)

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u/\Phi = 0$

→ Req A_s = 4843.911 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 91380.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13230.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 6458.55 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 95.420 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 7985.206 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 2330.480 kN · m) [사용률 = 3.426] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1350.00 / 1000 = 2933.05 kN

ΦV_c = 2933.05 < V_u = 4423.570 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

$\Phi V_{max} =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 14665.271 kN > 4423.570 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : A_v, 간격 : S_v ⇒ $A_{v\,min} = 0.0025 \times b \times S_v$, $S_v \leq$ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : A_h, 간격 : S_h ⇒ $A_{v\,min} = 0.0015 \times b \times S_h$, $S_h \leq$ (d/5, 300mm)

$V_u = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (270) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1350.0 / 5 = 270.000 mm

H 19 사용, A_h = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+\ln/d) / 12 + A_h / S_h \times (11-\ln/d)/12\} f_y \times d$ = 3945.105 kN

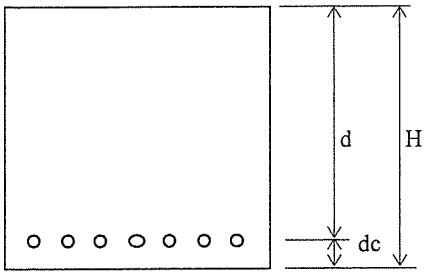
▣ 전단강도검토

V_u = 4423.570 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 2933.05 + 3945.105 = 6878.159 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	1726.280	kN· m,	A_s =	17032.400	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 299.153 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 81.064 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 84.921 MPa

- 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 704.833 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 705 mm **O.K!!**

8.3 코핑 중앙부

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1400.00	100.00	3360.480	464.660	2344.900

▣ 시점측 : L_n = 4173.00 mm

L_n / D = 4173.00 / 1400.00 = 2.981 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

▣ 종점측 : . L_n = 4173.00 mm

L_n / D = 4173.00 / 1400.00 = 2.981 < 4 **∴DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	22	EA	=	14132.800	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 14132.800 mm^2 [사용률 2.091]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 79.175 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.04135 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u/\Phi = 0$$

→ Req A_s = 6759.024 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 94764.48 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 13720.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 9012.03 mm^2

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

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) =$ 79.175 mm

$\Phi M_n =$ $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) =$ 6921.517 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 3360.480 kN · m) [사용률 = 2.060] ∴ **O.K!!**

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1400.00 / 1000 = 3041.69 kN

ΦV_c= 3041.69 > V_u = 464.660 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

$\Phi V_{max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/6) \cdot b_w \cdot d =$ 15208.430 kN > 464.660 kN ∴ **O.K!!**

▣ 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : A_v, 간격 : S_v ⇒ $A_{v\,min} = 0.0025 \times b \times S_v$, $S_v \leq$ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : A_h, 간격 : S_h ⇒ $A_{v\,min} = 0.0015 \times b \times S_h$, $S_h \leq$ (d/5, 300mm)

$V_u = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$

S_v = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 19 사용, A_v = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times S_v$ ∴ **O.K**

$0.0025 \times b \times S_v$ = 0.0025 × 2800 × 200.00 = 1400.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

S_h = 200 mm ≤ d/5, 300mm (280) mm ∴ **O.K**

d /5 = 1400.0 / 5 = 280.000 mm

H 19 사용, Ah = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times S_h$ ∴ **O.K**

$0.0015 \times b \times S_h$ = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi V_s = \Phi \{A_v / S_v \times (1+ln/d)/12 + A_h / S_h \times (11-ln/d)/12\} f_y \times d$ = 4091.220 kN

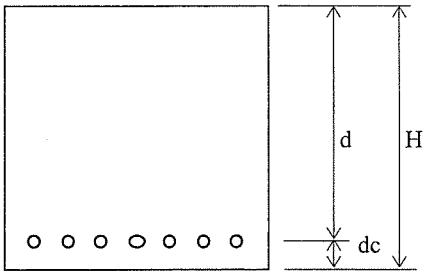
▣ 전단강도검토

V_u = 464.660 kN < $\Phi(V_c + V_s)$ = 3041.69 + 4091.220 = 7132.906 kN

∴ **O.K**

3) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	2800.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	d_c =	100.00	mm ,
M_o =	2344.900	kN· m,	A_s =	14132.800	mm^2
N =	22		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 281.177 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 127.017 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 127.017 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5\, C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 406.246 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 22 = 127.3 mm < 406 mm **O.K!!**

8.4 지점부 (corbel 검토)

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
2800.00	1500.00	1350.00	150.00	2846.810	4989.350	1967.100

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

V_u = 4989.350 kN

M_u = 2846.810 kN·m

나) corbel 판정

$a = M_u / V_u$ = 2846.810 / 4989.350 = 0.571 m

d = 1.500 - 0.150 = 1.350 m

a / d = 0.571 / 1.350 = 0.423 < 1 ∴ **corbel로 검토**

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

V_u = 4989.350 kN

N_u = 0.2 × V_u = 0.2 × 4989.350 = 997.87 kN

$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$

= 2846.810 + 997.870 × (1.500 - 1.350)

= 2996.491 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n\,max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \,,\, 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1350.00 = 22680.000$ kN

$\le 5.6 \times 2800.00 \times 1350.00 = 21168.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 0.75 \times 21168.00 = 15876.000$ kN

$\Phi V_{n\,max} = 15876.000$ kN $>$ $Vu = 4989.350$ kN $\therefore$ **O.K!!**

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 4989350.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 11879.405$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 2996.491$ kN·m

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\,d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{42.106}{0.006} = 7515.954 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 997.87$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times f_y) = 997.87 / (0.75 \times 400)$

$= 3326.233$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3\ A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$

$\geq$ 7515.954 + 3326.233 = 10842.187 ㎟

$\geq$ 2/3 11879.405 + 3326.233 = 11245.836 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 2800.000 × 1350.000 = 11340.000 ㎟

$\therefore$ A_s = 11340.000 ㎟

Use A_s (1단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	22	-	22	EA	=	8516.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 17032.400 mm^2 [사용률 1.502]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

A_h = 0.5 × (A_s - A_n) = 0.5 × (11340.000 - 3326.233)

= 4006.884 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**4**	단	=	6876.000	mm^2

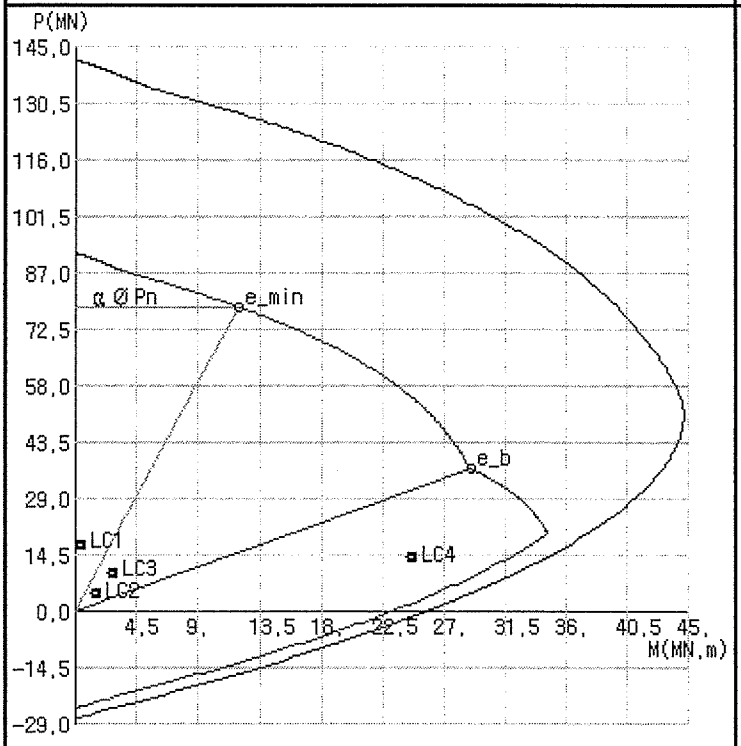
$\therefore$ **O.K!!**

9. 기둥단면 검토

9.1 상시

▣ P-M 상관도 (상시)

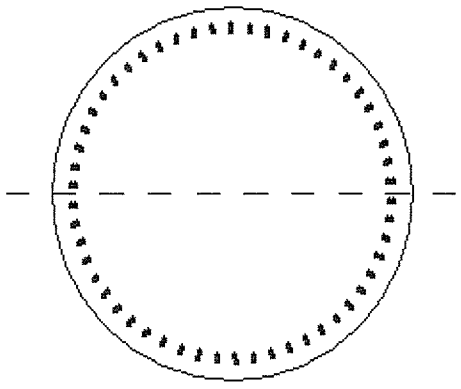
검토단면 : P7(P4)(상시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.629 E+12 mm⁴
Iy	=	1.629 E+12 mm⁴
Ag	=	4.524 E+06 mm²
Lu	=	13500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.534 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 152.514 mm

Ø Pmin = 78091.340 KN

Ø Mmin = 11910.020 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 791.447 mm

Ø Pb = 36550.880 KN

Ø Mb = 28928.070 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 69379.200 mm²

▶ P7(P4)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P7(P4)(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 30 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2400.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 13500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 69379.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 16946.490 KN

계수모멘트(X) : Mux = 112.290 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 112.290 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 372.470 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 372.470 KN·m

X축 세장비 : λx = 27.0
Y축 세장비 : λy = 47.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.035
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.114

X축 확대모멘트 : δMux = 116.185 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 415.089 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 431.043 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 74.363 °

최 소 편 심 : e_min = 152.51 mm
작 용 편 심 : e = 25.44 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.278 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.538 + 10431.444 + -8065.890 = 56000.090 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.335 + 8064.835 + 7008.803 = 44315.970 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65264
평 형 축 하 중 : ØPb = 36548.13 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28922.56 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.534 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 120140.500 KN
Mn = αPn × e_min = 18322.958 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 78091.340 KN ≥ Pu = 16946.490 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 11909.924 KN·m ≥ Mu = 431.043 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 4252.220 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1439.790 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 1439.790 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 26.790 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 26.790 KN·m

X축 세장비 : λx = 27.0
Y축 세장비 : λy = 47.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.008
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.026

X축 확대모멘트 : δMux = 1452.005 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 27.498 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1452.265 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 1.085 °

최 소 편 심 : e_min = 152.51 mm
작 용 편 심 : e = 341.53 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.310 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53633.843 + 10431.148 + -8065.441 = 55999.550 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.075 + 8064.747 + 7008.581 = 44315.410 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.35 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65264
평 형 축 하 중 : ØPb = 36547.27 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28921.79 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1957.432 mm 로 가정하면...

e' = Mn/Pn = 341.531 mm ≒ e = 341.531 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000486 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 83786.958 + 13692.023 + -1050.532 = 96428.450 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 23745.231 + 8138.071 + 1050.008 = 32933.310 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00049
εt = 0.00049 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 62678.489 KN ≥ Pu = 4252.220 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 21406.651 KN·m ≥ Mu = 1452.265 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9919.850 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2530.610 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2530.610 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 857.990 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 857.990 KN·m

X축 세장비 : λx = 27.0
Y축 세장비 : λy = 47.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.020
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.064

X축 확대모멘트 : δMux = 2581.267 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 912.854 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 2737.927 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 19.476 °

최 소 편 심 : e_min = 152.50 mm

작 용 편 심 : e = 276.00 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.303 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53633.880 + 10432.786 + -8066.904 = 55999.760 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.199 + 8065.032 + 7008.704 = 44315.930 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65267
평 형 축 하 중 : ØPb = 36549.09 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28923.46 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2097.639 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 276.005 mm ≒ e = 276.005 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000254 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 90317.886 + 14491.849 + -383.436 = 104426.300 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 20515.408 + 7912.085 + 394.674 = 28822.170 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00025
εt = 0.00025 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 67877.092 KN ≥ Pu = 9919.850 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 18734.408 KN·m ≥ Mu = 2737.927 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13677.860 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1729.320 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 1729.320 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 22506.110 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 22506.110 KN·m

X축 세장비 : λx = 27.0
Y축 세장비 : λy = 47.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.028
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.090

X축 확대모멘트 : δMux = 1777.416 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 24539.718 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 24604.003 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 85.857 °

최 소 편 심 : e_min = 152.51 mm
작 용 편 심 : e = 1798.82 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1355.864 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.139 + 10433.205 + -8069.610 = 55997.730 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.312 + 8065.575 + 7011.331 = 44319.220 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.45 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65272
평 형 축 하 중 : ØPb = 36550.88 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28928.07 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 843.86 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1798.82 mm ≒ e = 1798.82 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 28314.312 + 7427.937 + -14514.596 = 21227.650 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 22229.745 + 6724.056 + 9230.917 = 38184.720 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00509
0.005 ≤ εt = 0.00509 -------> 인장지배단면

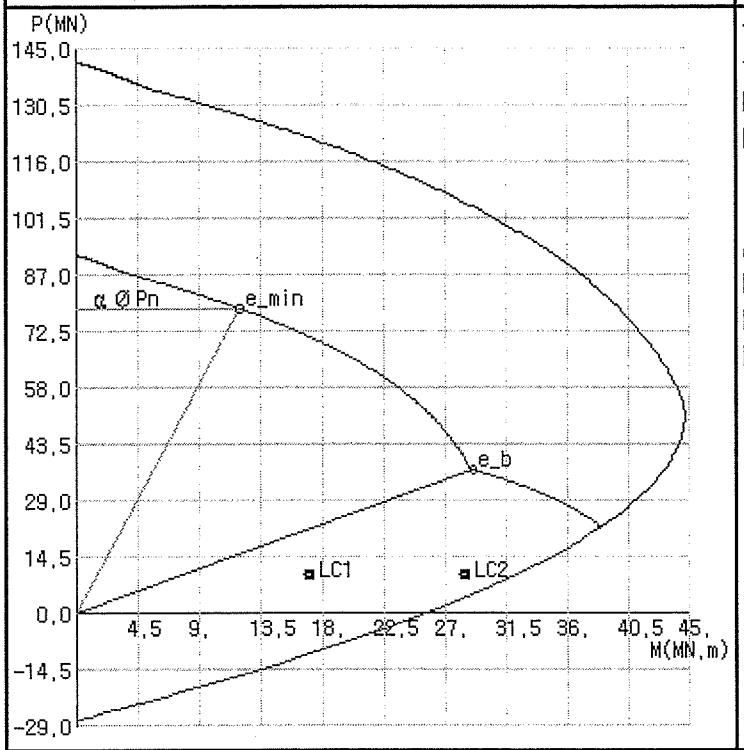
강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 19104.887 KN ≥ Pu = 13677.860 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 34366.246 KN·m ≥ Mu = 24604.003 KN·m ∴ O.K

9. 기둥단면 검토

9.2 지진시

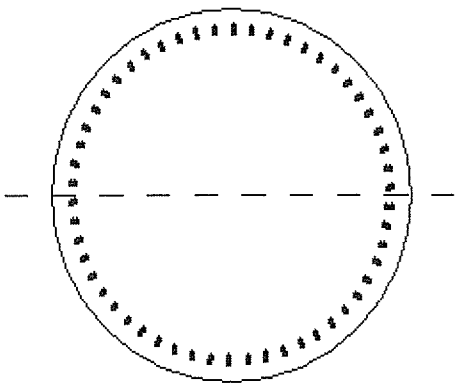
▣ P - M 상관도 (지진시)

검토단면 : P7(P4)(지진시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.629 E+12 mm⁴
Iy	=	1.629 E+12 mm⁴
Ag	=	4.524 E+06 mm²
Lu	=	13500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	2.10
ρ	=	1.534 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 152.511 mm

ØPmin = 78091.340 KN

ØMmin = 11909.810 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 791.370 mm

ØPb = 36608.650 KN

ØMb = 28970.970 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 69379.200 mm²

▶ P7(P4)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P7(P4)(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 30 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2400.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 13500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 54ea = 34689.6 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 69379.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9870.303 KN

계수모멘트(X) : Mux = 14369.812 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 14369.812 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 7956.275 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 7956.275 KN·m

X축 세장비 : λx = 27.0
Y축 세장비 : λy = 47.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.020
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.064

X축 확대모멘트 : δMux = 14656.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8462.333 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 16923.635 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 30.002 °

최 소 편 심 : e_min = 152.48 mm
작 용 편 심 : e = 1714.60 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.306 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.295 + 10433.109 + -8069.652 = 55997.750 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.257 + 8062.538 + 7010.455 = 44315.250 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65327
평 형 축 하 중 : ØPb = 36581.75 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28949.90 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 865.777 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1714.601 mm ≒ e = 1714.601 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004877 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 29319.686 + 7574.286 + -14277.766 = 22616.210 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 22717.447 + 6814.782 + 9245.547 = 38777.780 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00488
εy = 0.002 < εt = 0.00488 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.986
설계축하중강도 : ØPn = 22291.181 KN ≥ Pu = 9870.303 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 38220.490 KN·m ≥ Mu = 16923.635 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9870.303 KN

계수모멘트(X) : Mux = 4408.112 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 4408.112 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 26325.675 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 26325.675 KN·m

X축 세장비 : λx = 27.0
Y축 세장비 : λy = 47.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.020
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.064

X축 확대모멘트 : δMux = 4495.904 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 28000.115 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 28358.766 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 80.878 °

최 소 편 심 : e_min = 152.51 mm
작 용 편 심 : e = 2873.14 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1356.217 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 53634.375 + 10432.271 + -8066.761 = 55999.880 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 29242.327 + 8065.107 + 7009.171 = 44316.610 KN·m

평 형 편 심 : eb = 791.37 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65373

평 형 축 하 중 : ØPb = 36608.65 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 28970.97 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 693.026 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2873.14 mm ≒ e = 2873.14 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.534 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13571.680 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006847 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 21469.670 + 6383.766 + -16228.884 = 11624.550 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 18419.288 + 6016.800 + 8962.879 = 33398.960 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00685
0.005 ≤ εt = 0.00685 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 11624.551 KN ≥ Pu = 9870.303 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 33398.967 KN·m ≥ Mu = 28358.766 KN·m ∴ O.K

9.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 2391.066 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2400}{2} - 29\right) = 745.5 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{2400}{2} + 745.482 = 1945.48 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 2391.066 / 1 = 2391.066 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 1/6 × √ 30.00 × 2400.0 × 1945.482 / 1000
= 4262.340 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d =	4262.340 KN	>	Vn =	2391.066 KN
1/2×Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d × 1/2 =	2131.170 KN	<	Vn =	2391.066 KN

∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 630.00 ㎟ (최소전단철근 필요시)
- Vs s / (φv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 22 × 2 ea = 774.200 ㎟

774.200 ㎟ > 630.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4	=	600.000	중 작은값이므로 174.000 mm 를 초과하지 않아야 한다.
축방향 철근지름의 6배	=	174.000	

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수	=	2400.000	중 큰값이므로 2400.000 mm 이상 설치한다.
· 기둥 순높이의 1/6	=	2000.000	
· 45 cm 이상	=	450.000	

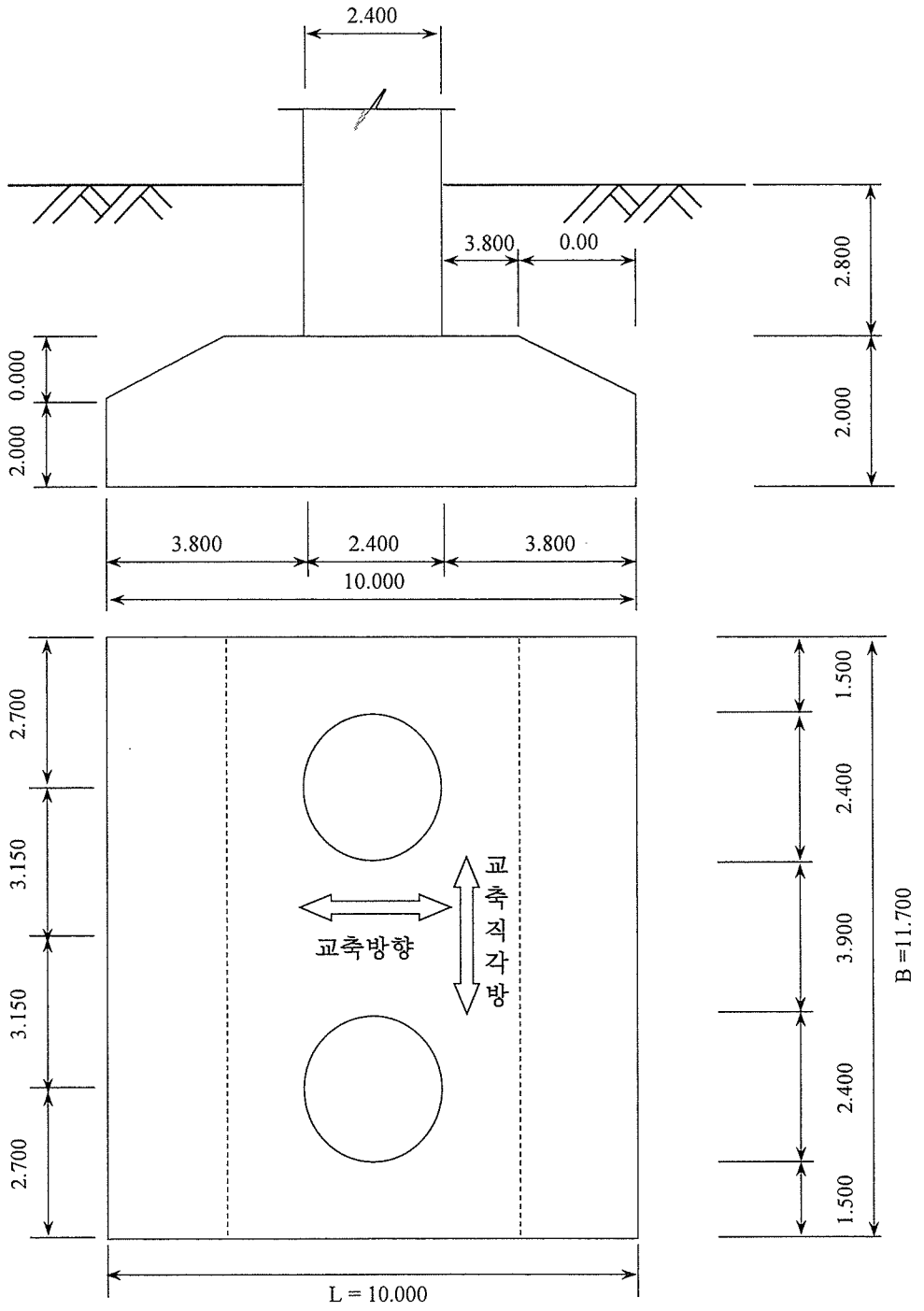
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장	=	1200.000	중 큰값이므로 1200.000 mm 이상 설치한다.
· 38 cm 이상	=	380.000	

10. PILE의 단면력 산정

10.1 사용하중산정 (충격 미포함)

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

(10.0 × 2.0 × 11.7 - 0.0 × 0.0 × 11.7) × 24.5 = 5733.000 kN

나) 흙의 자중

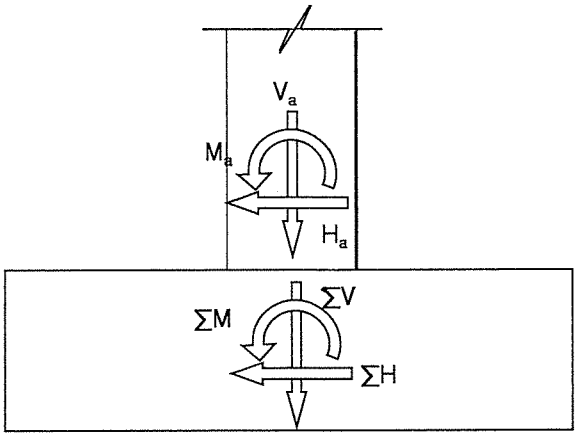
{(10.0 × 11.7 - 2 × π × 2.4^2 / 4) ×
2.8 + 0.0 × 0.0 × 11.7 } × 19.0 = 5743.058 kN

다) 기초+흙의 자중

$\sum V_2$ = 5733.000 + 5743.058 = 11476.058 kN

2) 기초저면 중심에서의 작용하중 산정

가) 교축방향



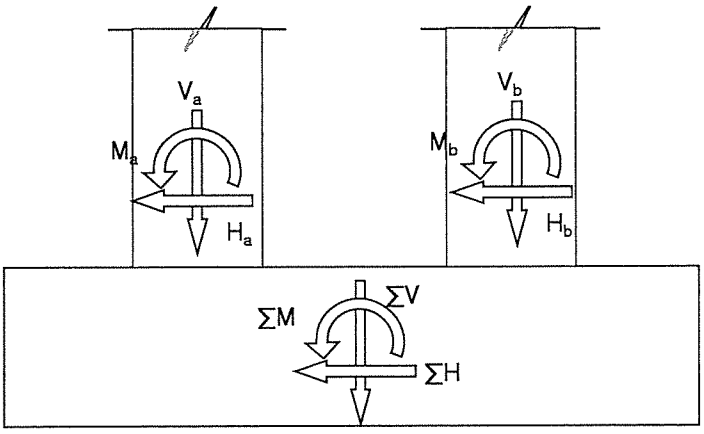
$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_1$ (평상시) $\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$

나) 교축직각방향



$V_1 = V_a + V_b$ V_2 = 기초 및 흙의 자중

$\Sigma H = H_a + H_b$ (평상시) $\Sigma H = H_a + H_b + K_h \times V_2$ (지진시)

$\Sigma V = V_1 + V_2$

$\Sigma M = M_a + M_b + \Sigma V \times e + \Sigma H \times h$

3) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	150.141	18.743	168.884	
		수직력(F_z)	10746.208	10286.397	21032.605	
		모멘트(M_y)	1135.949	76.235	1212.183	
	최대모멘트	수평력(F_x)	242.105	275.371	517.476	
		수직력(F_z)	8281.509	7063.864	15345.373	
		모멘트(M_y)	1736.474	1871.963	3608.436	
	지진시	수평력(F_x)	2312.693	2312.693	4625.387	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1000.515	0.000	1000.515	
		수직력(F_z)	10746.208	10286.397	21032.605	
		모멘트(M_x)	13510.090	206.665	13716.755	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1197.109	1197.109	2394.217	
		수직력(F_z)	10746.208	9826.585	20572.793	
		모멘트(M_x)	16164.109	16164.109	32328.218	
	지진시	수평력(F_y)	2032.364	2032.364	4064.727	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	150.141	18.743	168.884	
		수직력(F_z)	10746.208	10286.397	21032.605	
		모멘트(M_y)	1135.949	76.235	1212.183	
	최대모멘트	수평력(F_x)	242.105	275.371	517.476	
		수직력(F_z)	8281.509	7063.864	15345.373	
		모멘트(M_y)	1736.474	1871.963	3608.436	
	지진시	수평력(F_x)	2312.693	2312.693	4625.387	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1000.515	0.000	1000.515	
		수직력(F_z)	10746.208	10286.397	21032.605	
		모멘트(M_x)	13510.090	206.665	13716.755	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1197.109	1197.109	2394.217	
		수직력(F_z)	10746.208	9826.585	20572.793	
		모멘트(M_x)	16164.109	16164.109	32328.218	
	지진시	수평력(F_y)	2032.364	2032.364	4064.727	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	168.884	32508.663	3012.841	0.045	
	모멘트최대	517.476	26821.431	8478.853	0.143	
	지진시	4625.387	31216.663	44750.580	0.000	
교축방향	축력최대	1000.515	32508.663	15717.784		
	모멘트최대	2394.217	32048.851	37116.652		
	지진시	4064.727	31216.663	51953.063		

10.2 기초단면검토용 사용하중 산정 (충격 포함)

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	151.629	17.255	168.884	
		수직력(F_z)	11051.368	10591.557	21642.925	
		모멘트(M_y)	1142.004	70.180	1212.183	
	최대모멘트	수평력(F_x)	242.105	275.371	517.476	
		수직력(F_z)	8281.509	7063.864	15345.373	
		모멘트(M_y)	1736.474	1871.963	3608.436	
	지진시	수평력(F_x)	2312.693	2312.693	4625.387	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1000.515	0.000	1000.515	
		수직력(F_z)	11051.368	10591.557	21642.925	
		모멘트(M_x)	13536.220	232.795	13769.015	
	최대모멘트	수평력(F_y)	1197.109	1197.109	2394.217	
		수직력(F_z)	11051.368	10131.745	21183.113	
		모멘트(M_x)	16190.239	16190.239	32380.478	
	지진시	수평력(F_y)	2032.364	2032.364	4064.727	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	151.629	17.255	168.884	
		수직력(F_z)	11051.368	10591.557	21642.925	
		모멘트(M_y)	1142.004	70.180	1212.183	
	최대모멘트	수평력(F_x)	242.105	275.371	517.476	
		수직력(F_z)	8281.509	7063.864	15345.373	
		모멘트(M_y)	1736.474	1871.963	3608.436	
	지진시	수평력(F_x)	2312.693	2312.693	4625.387	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	

		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	1000.515	0.000	1000.515	
		수직력(F_z)	11051.368	10591.557	21642.925	
		모멘트(M_x)	13536.220	232.795	13769.015	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1197.109	1197.109	2394.217	
		수직력(F_z)	11051.368	10131.745	21183.113	
		모멘트(M_x)	16190.239	16190.239	32380.478	
	지진시	수평력(F_y)	2032.364	2032.364	4064.727	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직방향	축력최대	168.884	33118.983	3007.186	0.044	
	모멘트최대	517.476	26821.431	8478.853	0.143	
	지진시	4625.387	31216.663	44750.580	0.000	
교축방향	축력최대	1000.515	33118.983	15770.044		
	모멘트최대	2394.217	32659.171	37168.912		
	지진시	4064.727	31216.663	51953.063		

10.3 계수하중산정

1) 반력 집계표

가) 상부반력(기초상단)

▣ KL-2012하중 재하시

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축직각방향	최대축력	수평력(F_x)	27.607	27.607	55.215	
		수직력(F_z)	16946.490	16946.490	33892.981	
		모멘트(M_y)	112.287	112.287	224.575	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	336.190	372.600	708.791	
		수직력(F_z)	6960.060	9919.851	16879.910	
		모멘트(M_y)	2382.261	2530.606	4912.867	
	지진시	수평력(F_x)	2312.693	2312.693	4625.387	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축방향	최대축력	수평력(F_y)	0.000	0.000	0.000	
		수직력(F_z)	16946.490	16946.490	33892.981	
		모멘트(M_x)	372.472	372.472	744.944	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1664.191	1664.191	3328.383	
		수직력(F_z)	14919.347	13677.856	28597.203	
		모멘트(M_x)	22506.105	22506.105	45012.211	
	지진시	수평력(F_y)	2032.364	2032.364	4064.727	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

▣ 적용하중

구분		하중	기둥 a	기둥 b	합계	비고
교축 직각 방향	최대축력	수평력(F_x)	27.607	27.607	55.215	
		수직력(F_z)	16946.490	16946.490	33892.981	
		모멘트(M_y)	112.287	112.287	224.575	
	최대 모멘트	수평력(F_x)	336.190	372.600	708.791	
		수직력(F_z)	6960.060	9919.851	16879.910	
		모멘트(M_y)	2382.261	2530.606	4912.867	
	지진시	수평력(F_x)	2312.693	2312.693	4625.387	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_y)	17749.903	17749.903	35499.807	1.0
교축 방향	최대축력	수평력(F_y)	0.000	0.000	0.000	
		수직력(F_z)	16946.490	16946.490	33892.981	
		모멘트(M_x)	372.472	372.472	744.944	
	최대 모멘트	수평력(F_y)	1664.191	1664.191	3328.383	
		수직력(F_z)	14919.347	13677.856	28597.203	
		모멘트(M_x)	22506.105	22506.105	45012.211	
	지진시	수평력(F_y)	2032.364	2032.364	4064.727	
		수직력(F_z)	9870.303	9870.303	19740.605	
		모멘트(M_x)	21911.812	21911.796	43823.608	1

나) 전체반력(기초 및 흙자중 + 상부반력, 기초하단)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.6 인경우, 평상시)

∑= 11476.058 × 1.6 = 18361.693 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.35 인경우, 평상시)

∑= 11476.058 × 1.35 = 15492.678 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수ㄱ 1.0 인경우, 지진시)

∑= 11476.058 × 1.0 = 11476.058 kN

구분		ΣH	ΣV	ΣM	e	비고
교직 방향	축력최대	55.215	52254.674	335.004	0.000	
	모멘트최대	708.791	32372.589	15653.754	0.288	
	지진시	4625.387	38102.298	44750.580	0.000	
교축 방향	축력최대	0.000	52254.674	744.944		
	모멘트최대	3328.383	46958.896	51668.976		
	지진시	4064.727	38102.298	51953.063		

11. 기초의 안전성 검토

11.1 기초의 작용하중 정리

1) 교축직각방향

기초저면_(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	비 고
축력최대	168.884	32508.663	3012.841	0.093	
모멘트최대	517.476	26821.431	8478.853	0.316	
지진시	4625.387	31216.663	44750.580	1.434	

2) 교축방향

기초저면_(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	e=ΣM/ΣV	비 고
축력최대	1000.515	32508.663	15717.784	0.483	
모멘트최대	2394.217	32048.851	37116.652	1.158	
지진시	4064.727	31216.663	51953.063	1.664	

11.2 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α= 1.0 + 0.3 L/B = 1.0 + 0.3 × 11.700 / 10.000 = 1.351 m (∵ L < B)

β= 0.5 - 0.1 L/B = 0.5 - 0.1 × 11.700 / 10.000 = 0.383 m (∵ L < B)

q = γ2 × Df = 19.0 × 2.000 = 38.000 kN/m²

Φ= 15+√15N = 15 + √15 × 50 = 42.386 ° ≒ 42 °

C = 0

지지력계수 Nc = 95.70 Nq = 81.30 Nr = 100.40

1) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 11.700 - 2 × 0.316 = 11.068 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 1.158 = 7.684 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 11.068 × 7.684 = 85.047 m²

지반의 극한지지력

Qu = 85.047 × [0.383 × 19.0 × 11.068 × 100.4 +
38.000 × 81.3] = 950468.291 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 950468.291 / 3 = 316,823 kN

Qa = 316,823 kN > Vmax = 32508.663 kN - O.K -

2) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 11.700 -2 × 1.434 = 8.833 m

L'= L - 2el = 10.000 -2 × 1.664 = 6.671 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 8.833 × 6.671 = 58.925 m²

지반의 극한지지력

Qu = 58.925 × [0.383 × 19.0 × 8.833 × 100.4 +

38.000 × 81.3] = 562314.510 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 562314.510 / 2 = 281157.255 kN

Qa = 281157.255 kN > Vmax = 51953.063 kN - O.K -

11.3 최대지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 - 700.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 - 1050.00 kN/m²

1) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 32508.663 / (10.000 × 11.700) × {1 ± (6 × 0.093) / 11.700 }

qmax = 291.057 kN/m²

qmin = 264.646 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 26821.431 / (10.000 × 11.700) × {1 ± (6 × 0.316) / 11.700 }

qmax = 266.407 kN/m²

qmin = 192.079 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 31216.663 / (10.000 × 11.700) × {1 ± (6 × 1.434) / 11.700 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 62433.327 / (11.700 × 10.699) = 498.739 kN/m²

qmax = 462.955 kN/m²

qmin = 70.664 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

2) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}$

$= 32508.663 / (10.000 \times 11.700) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.483) / 10.000 \}$

qmax = 358.456 kN/m²

qmin = 197.248 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}$

$= 32048.851 / (10.000 \times 11.700) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.158) / 10.000 \}$

qmax = 464.264 kN/m²

qmin = 83.580 kN/m² qa = 700.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}$

$= 31216.663 / (10.000 \times 11.700) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.664) / 10.000 \}$

$qmax = 2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 62433.327 / (11.700 \times 10.007) = 533.235$ kN/m²

qmax = 533.235 kN/m²

qmin = 0.383 kN/m² qa = 1050.00 kN/m² - O.K -

11.4 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.316 m

B/6 = 11.700 / 6 = 1.950 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.434 m

B/3 = 11.700 / 3 = 3.900 m - O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.158 m

B/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.664 m

B/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

11.5 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5 , 지진시 1.2 이상으로 한다.

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력
A' : 유효재하면적
V : 연직하중(부력을 뺀값)
Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

1) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	26821.431	×	0.538	=	14429.930	kN		
Hu / H =	14429.9	/	517.476	=	27.885	>	1.5	- O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	31216.663	×	0.538	=	16794.565	kN		
Hu / H =	16794.6	/	4625.39	=	3.631	>	1.2	- O.K -

2) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu =	32048.85	×	0.538	=	17242.282	kN		
Hu / H =	17242.3	/	2394.22	=	7.202	>	1.5	- O.K -

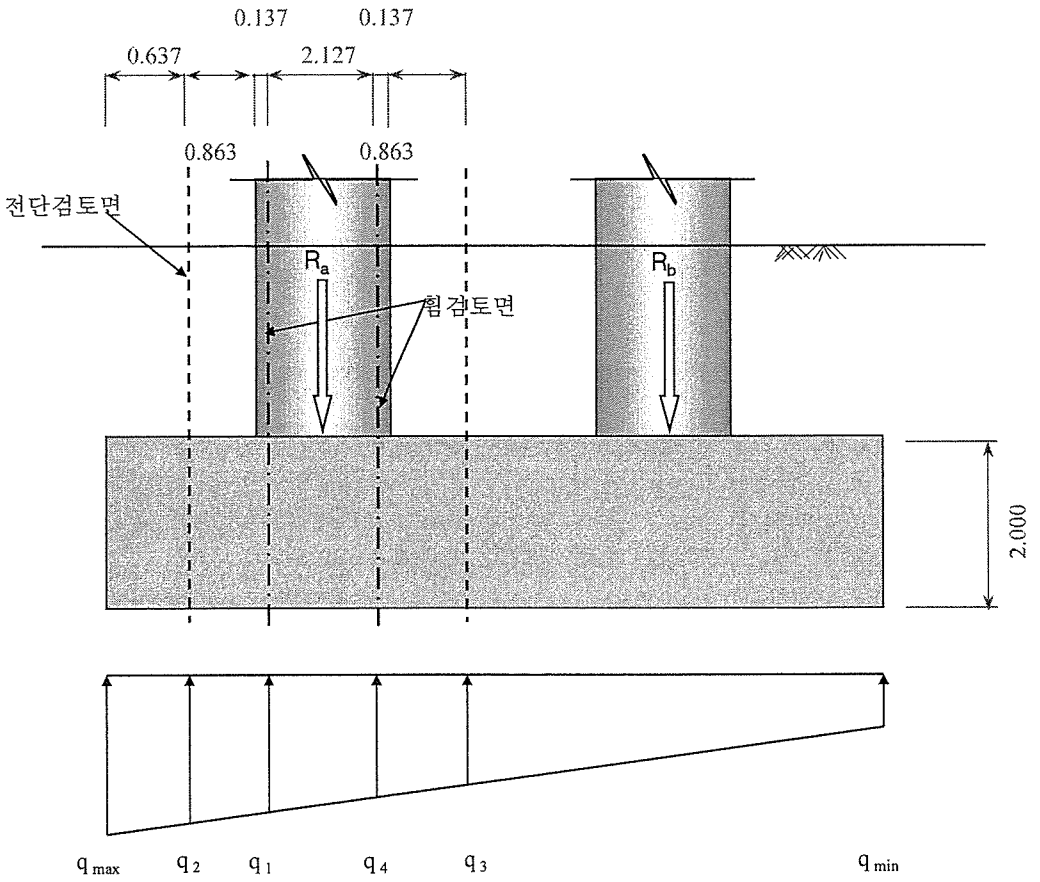
축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu =	31216.66	×	0.538	=	16794.565	kN		
Hu / H =	16794.6	/	4064.73	=	4.132	>	1.2	- O.K -

12. 기초 단면 검토

12.1 교축직각방향 기초 단면력

(B = 11.70 m , L = 10.00 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

∑= 5733.000 × 1.6 / (11.70 × 10.00) = 78.400 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 5733.000 × 1.35 / (11.70 × 10.00) = 66.150 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 5733.000 × 1.0 / (11.70 × 10.00) = 49.000 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	55.215	52254.674	335.004	0.006	2159.41	3066.056
모멘트최대	708.791	32372.589	15653.754	0.484	1093.184	2144.071
지진시	4625.387	38102.298	44750.580	1.174	3086.566	723.662

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	448.089	445.153	447.678	447.929	495.157	235.441
모멘트최대	345.300	208.077	326.101	337.829	365.454	175.439
지진시	521.806	129.515	466.919	500.448	608.991	294.375

▣ 중앙부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	448.089	445.153	446.894	447.144	320.058	401.059
모멘트최대	345.300	208.077	289.426	301.154	710.614	103.594
지진시	521.806	129.515	362.073	395.602	-231.280	1214.602

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	Ra	Rb
축력최대	168.884	33118.983	3007.186	0.091	1417.039	1894.857
모멘트최대	517.476	26821.431	8478.853	0.316	902.38	1779.763

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	296.249	269.887	292.561	294.814	329.638	157.040
모멘트최대	266.407	192.079	256.007	262.360	286.656	137.199

▣ 중앙부 단면력

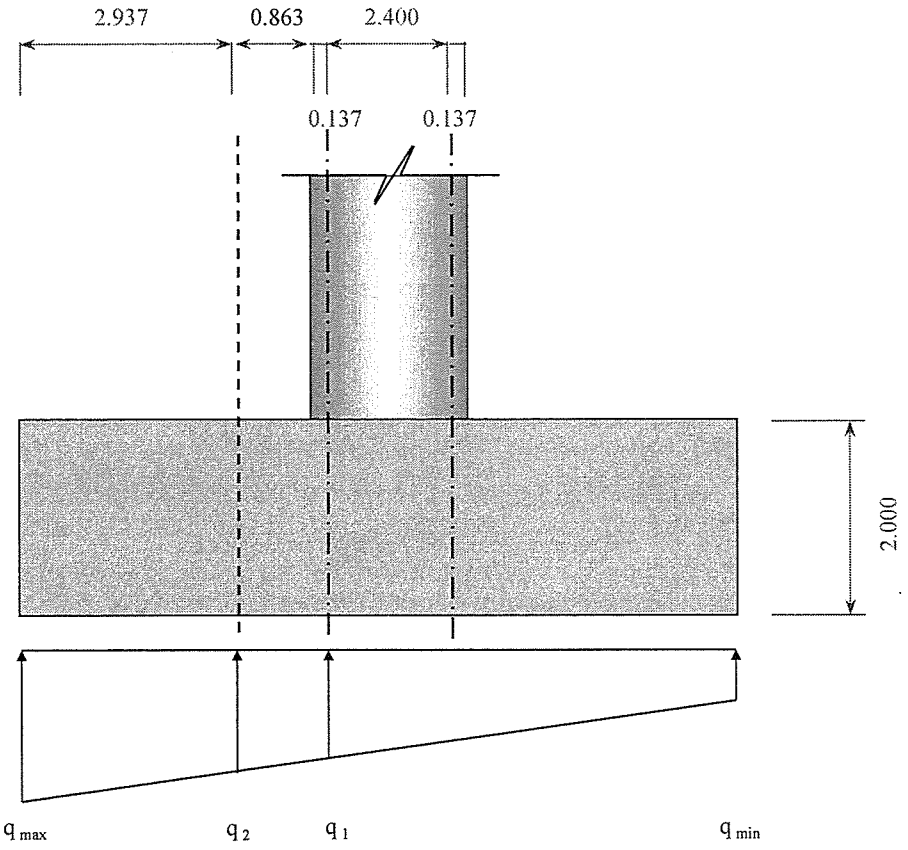
구 분	q_{max}	q_{min}	q_3	q_4	M4	V3
축력최대	296.249	269.887	285.515	287.768	224.428	264.713
모멘트최대	266.407	192.079	236.142	242.495	523.934	61.256

3) 기초 단면력 정리 (유효폭 : 전폭인 10.000 m)

구분	계수하중		사용하중	비고
	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)	
지점부 (NODE:1~4, 16~21)	608.991	294.375	329.638	
중앙부 (NODE:8~12)	710.614	1214.602	523.934	

12.2 교축방향

(B = 10.00 m , L = 11.70 m)



① 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.6 인경우, 평상시)

∑= 5733.000 × 1.6 / (10.00 × 11.70) = 78.400 kN

② 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 5733.000 × 1.35 / (10.00 × 11.70) = 66.150 kN

③ 기초의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 5733.000 × 1.0 / (10.00 × 11.70) = 49.000 kN

1) 계수하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비고
축력최대	0.000	52254.674	744.944	0.014	
모멘트최대	3328.383	46958.896	51668.976	1.100	
지진시	4064.727	38102.298	51953.063	1.364	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	450.441	442.801	447.433	448.197	2875.542	1089.389
모멘트최대	666.327	136.389	457.690	510.684	4112.386	1534.158
지진시	592.087	59.235	382.303	435.588	3666.975	1365.228

2) 사용하중

▣ 하중반력

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비고
축력최대	1000.515	33118.983	15770.044	0.476	
모멘트최대	2394.217	32659.171	37168.912	1.138	

▣ 단부 단면력

구 분	q_{max}	q_{min}	q_1	q_2	M1	V2
축력최대	363.940	202.196	363.940	363.940	2440.780	924.979
모멘트최대	469.748	88.528	469.748	469.748	3260.790	1235.737

3) 유효폭 산정

교축직각방향 B = 11.700 m 교축방향 B = 10.000 m

β = 1.170 Asm = 2 / (β + 1) Ass = 0.922 Ass

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

4) 기초 단면력 정리 (유효폭 고려)

구분	V (kN)	Mu (kN·m)	Mo (kN·m)	비고
기초 전폭	1534.158	4461.93881	3537.95715	

12.3 기초단면 검토

1) 교직방향 - 지점부

f_{ck} = 30 MPa　　f_y = 400 MPa　　k_1 = 0.836　　Φ_f = 0.90　　Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	608.991	294.375	329.638

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 4.994]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.06153 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.9 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req A_s = 917.973 mm^2

▣ 철근비 검토

$$\rho_{max} = 0.714 \ \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 44723.03 \ mm^2$$

ρ_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √f_{ck} / f_y = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 1223.96 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 2992.619 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 608.991 kN · m) [사용률 = 4.914] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

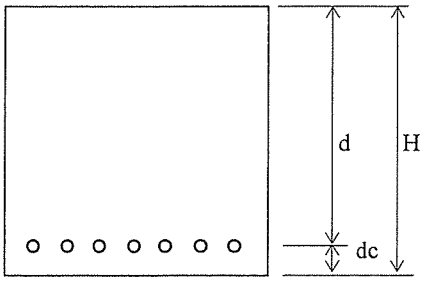
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1850.00 / 1000

= 1435.49 kN

ΦV_c= 1435.49 > V_u = 294.375 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	329.638	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 313.969 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 41.201 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 42.543 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 1480.871 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 1481 mm **O.K!!**

2) 교직방향 - 중앙부

f_{ck} = 30 MPa　　f_y = 400 MPa　　k_1 = 0.836　　Φ_f = 0.90　　Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	710.614	1214.602	523.934

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 4.277]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 71.906 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.06153 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ $\varepsilon t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{---------- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u/\Phi = 0$$

→ Req A_s = 1071.859 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 44723.03 mm^2

ρ_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 $\sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req A_s ⇒ MIN A_s = 1429.14 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 73.110 mm

ΦM_n = $0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 2992.619 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 710.614 kN · m) [사용률 = 4.211] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

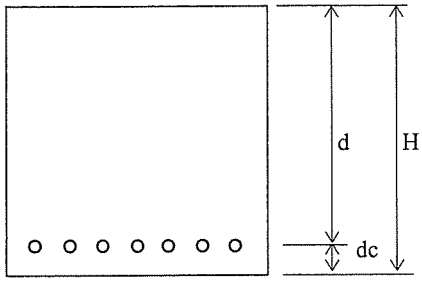
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1850.00 / 1000

= 1435.49 kN

ΦV_c= 1435.49 > V_u = 1214.602 kN ∴ **전단보강 필요 없음!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	523.934	kN· m,	A_s =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 313.969 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 65.486 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 67.618 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 931.704 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 932 mm **O.K!!**

3) 교축방향

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)	M_o (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	4461.939	1534.158	3537.957

가) 휨검토

Use A_s (1단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d_2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3 =	0	mm

→ Use A_s (total) = 10278.400 mm^2 [사용률 1.489]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 161.230 mm

$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1)$ = 0.02578 > 0.004 - O.K -

$\varepsilon_y = f_y / E_y$ = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.85 적용

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ ---------- (1)

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ---------- (2)

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

$\{f_y^2/(2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u/\Phi = 0$

→ Req A_s = 6901.542 mm^2

▣ 철근비 검토

ρ_{max} = 0.714 $\rho_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times k1 \times fck \times 600}{f_y \times (600 + f_y)}$ = 0.0242 ⇒ MAX A_s = 44723.03 mm^2

ρ_{min} = $1.4 / f_y$ = 0.0035

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ ρ_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 6475.00 mm^2

☞ $4 / 3 \cdot$ req A_s ⇒ MIN A_s = 9202.06 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ **O.K!!**

▣ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 163.930 mm

$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$ = 6542.126 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 4461.939 kN · m) [사용률 = 1.466] ∴ **O.K!!**

나) 전단검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$

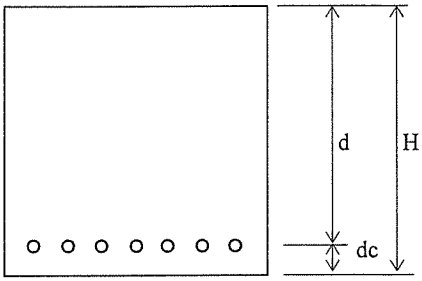
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1850.00 / 1000

= 1435.49 kN

ΦV_c= 1435.49 < V_u = 1534.158 kN ∴ **전단보강 필요함!!**

다) 사용성 검토

▣ 균열 검토



f_{ck} =	30	MPa	f_y =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	d_c =	150.00	mm ,
M_o =	3537.957	kN· m,	A_s =	10278.400	mm^2
N =	8		n =	7	

▣ 응력산정

$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}$ = 449.000 mm

$f_s = M / (A_s (d - x / 3))$ = 202.438 MPa

$f_{st} = f_s (H - D_{c\,min} - x) / (D - x)$ = 209.663 MPa

▣ 철근의 최대 중심간격

C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})]$ = 161.852 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 162 mm **O.K!!**

12.4 기초 2방향전단(펀칭) 검토

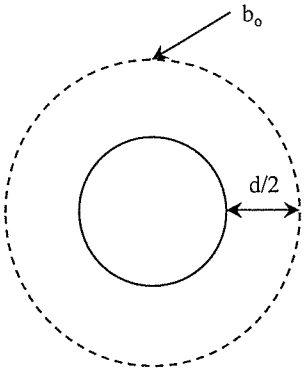
1) 기둥검토

가) 최대반력 산정

▣ 최대 연직하중(V_u) : 16946.490 kN

▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)



b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.200 + 0.925 $)$

= 13.352 m

나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.000 (짧은변에 대한 긴 변의 비) , a_s = 40

▣ 공칭전단강도 V_c

V_{c1} = $1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2 $) \times$ 5477.226 × 13.352 × 1.850

= 67647.027 kN

V_{c2} = $1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2.771 $) \times$ 5477.226 × 13.352 × 1.850

= 85032.313 kN

V_{c2} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 13.352 × 1.850

= 45098.018 kN

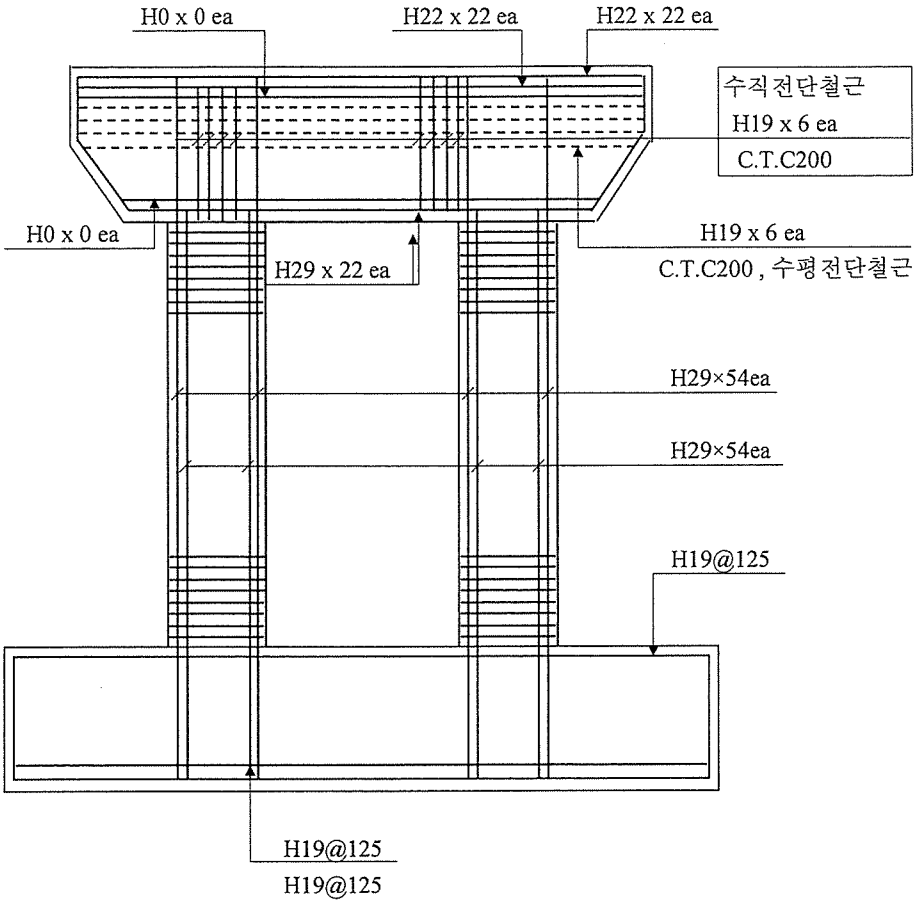
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 45098.018 kN

∴ ΦV_c = 0.80 × 45098.018

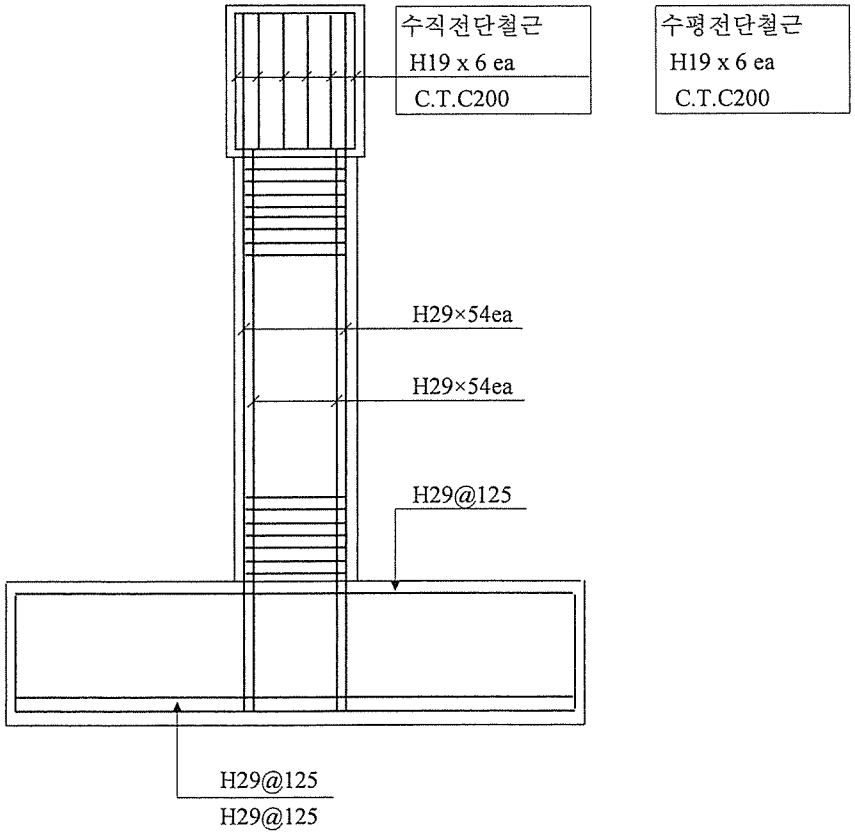
= 36078.414 kN ≥ V_u = 16946.490 kN ---- **O.K**

13. 주철근 조립도

13.1 교축직각방향



13.2 교축방향



14. 교좌받침 검토

14.1. 교좌면의 설계-시점측 (고정단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 2453.288 kN

R_{L1} = 787.000 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 6 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 200.598 / 6 shoe

= 33.433 kN

P_w = 8.629 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 307.998 kN

R_E = 240.351 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 2453.288 kN

= 787.000 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1325.000 / 6 shoe

= 220.833 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 299.400 / 6 shoe

= 49.900 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 636.648 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

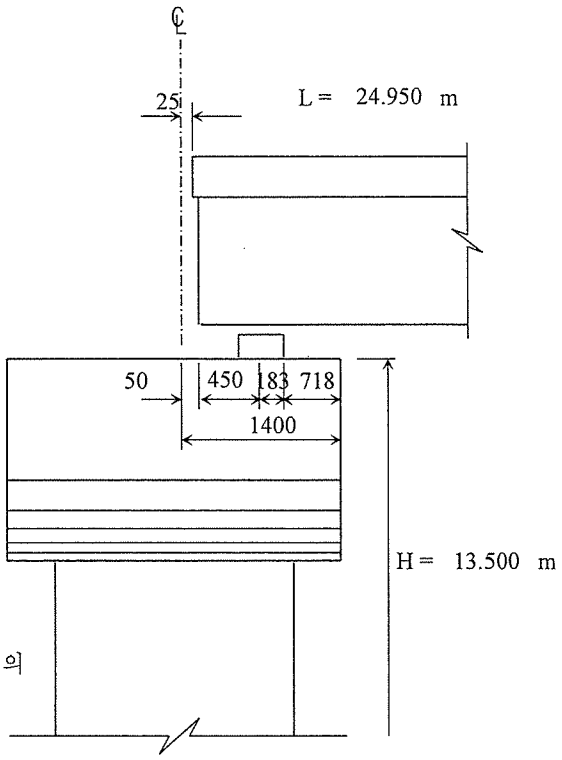
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1724.629	33.433	1.00
	지진시	1169.351	307.998	
교축 방향	상시	1716.000	270.733	1.00
	지진시	1661.000	636.648	

⑤ 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	1724.629	33.433	1277.503	24.765	1.35
	지진시	1169.351	307.998	835.251	219.999	1.40
교축 방향	상시	1716.000	270.733	1372.800	216.587	1.25
	지진시	1661.000	636.648	1186.429	454.749	1.40

2) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 365 × 495 mm
▣ 높 이 : 165 mm
▣ 사각 : 90 °



3) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ℓ< 30m]

< 717.5 mm **- O.K -**

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 13.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 331.58$

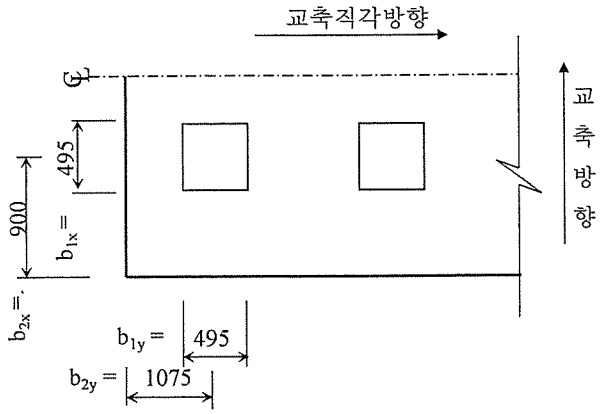
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 450 mm
$S_2 =$ 182.5 / 2 = 91.25 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 450 + 91.25 + 324.75 = 866.00 mm

∴ Max (N, ∑S) = 866.00 mm < 1350.00 **- O.K -**

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b_{1x} = 2475.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1075 = 2150.0 < 5 \times b_{1y} = 2475.0$ mm

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

$= ¼ \times (1 - 495 / 1800) \times 1372800 / 180$

$= 1382.3$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 495 / 1800) \times 1186428.571 / 180$

$= 1194.7$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 495 / 2150) \times 1277502.649 / 180$

$= 1365.8$ ㎟

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

$= ¼ \times (1 - 495 / 2150) \times 835251.05 / 180$

$= 893.0$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

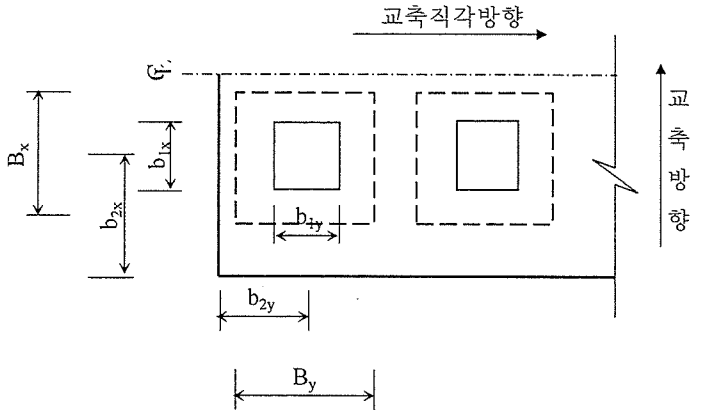
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 216587 / 180 = 1203.3$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 454749 / 180 = 2526.4$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 24765 / 180 = 137.6$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 219999 / 180 = 1222.2$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 495 + 1075 = 1570.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 900.0 mm 가 $B_x/2$ = 785.0 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 495 + 900 = 1395.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1365.800 + 137.584 = 1503.384 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 893.000 + 1222.214 = 2115.214 ㎟

B_x = 1570.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 2115.214 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

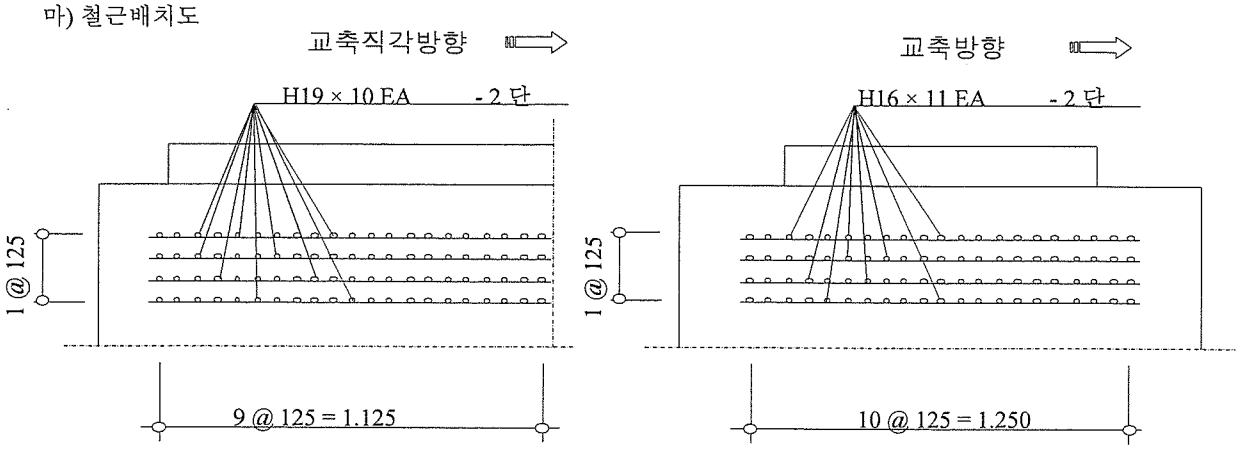
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1382.300 + 1203.259 = 2585.559 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1194.700 + 2526.381 = 3721.081 ㎟

B_y = 1395.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 10 EA × 2 단 = 5730.000 ㎟ > 3721.081 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{219998.6}{180} = 1222.214 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1222.214 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

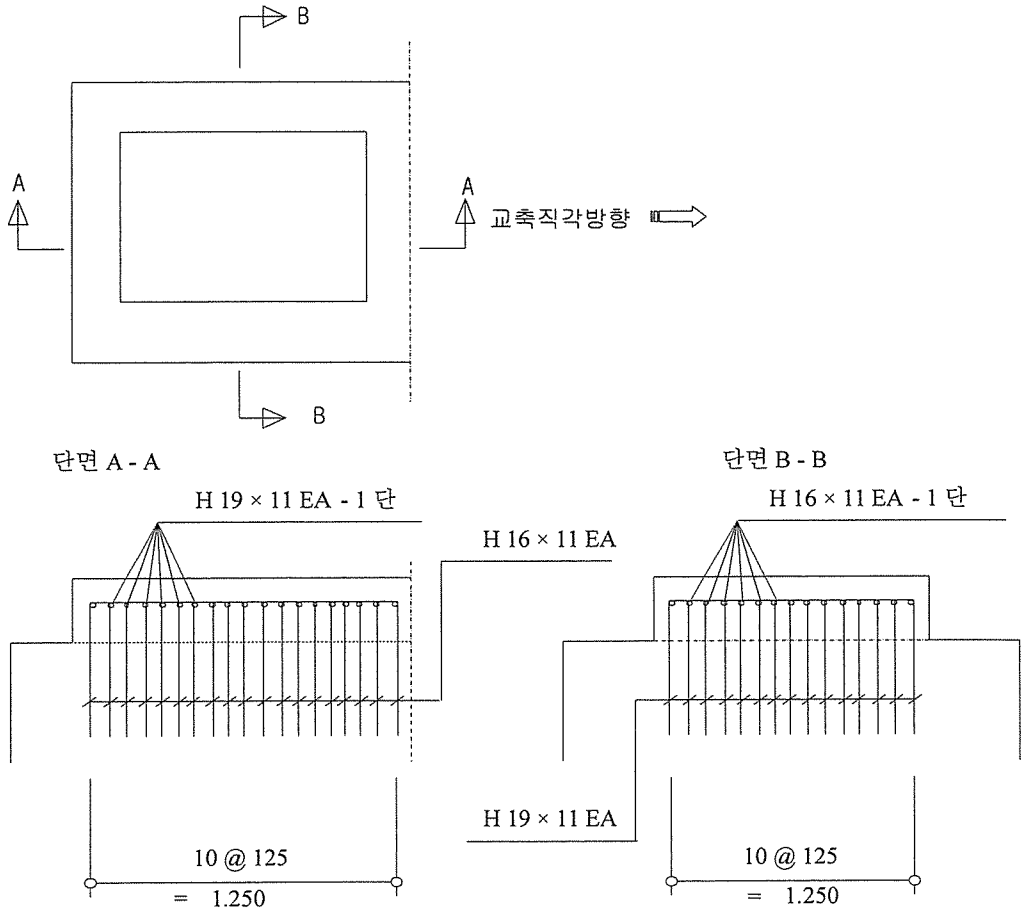
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{454748.6}{180} = 2526.381 \text{ ㎟}$$

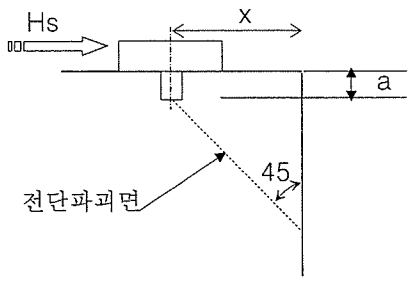
Use A_{sx} = H 19 - 11 EA × 1 ea = 3151.500 ㎟ > 2526.381 ㎟ **- O.K -**

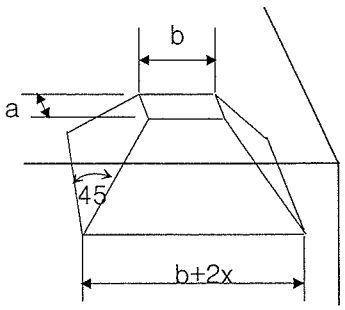
(CTC 125)

다) 철근배치도



7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{219999}{4021139} = 0.055 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4021139 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 219999 N

X : 1075 mm

a : 0 mm

b : 495 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{454749}{2921058} = 0.16 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2921058 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 454749 N

X : 900 mm

a : 0 mm

b : 495 mm

14.2. 교좌면의 설계-종점측 (가동단)

1) 작용력 산정

① 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 $\sum R_L$ = 3384.468 kN

R_{L1} = 788.368 kN

다) 차량횡하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

라) 원심하중 H_{Lf} = 0.000 / 5 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중 H_w = 200.598 / 5 shoe

= 40.120 kN

P_w = 8.629 kN

바) 지진하중 (내진계산서 참조) H_E = 343.497 kN

R_E = 268.037 kN

② 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중 $\sum R_d$ = 5766.000 kN

R_{d1} = 929.000 kN

나) 활하중 : 상 시 R_L = 3384.468 kN

= 788.368 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 1325.000 / 5 shoe

= 265.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 299.400 / 5 shoe

= 59.880 kN

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

H_E = 0.000 kN

③ 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 횡하중 + 원심하중 + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

④ 받침부 작용력 산정

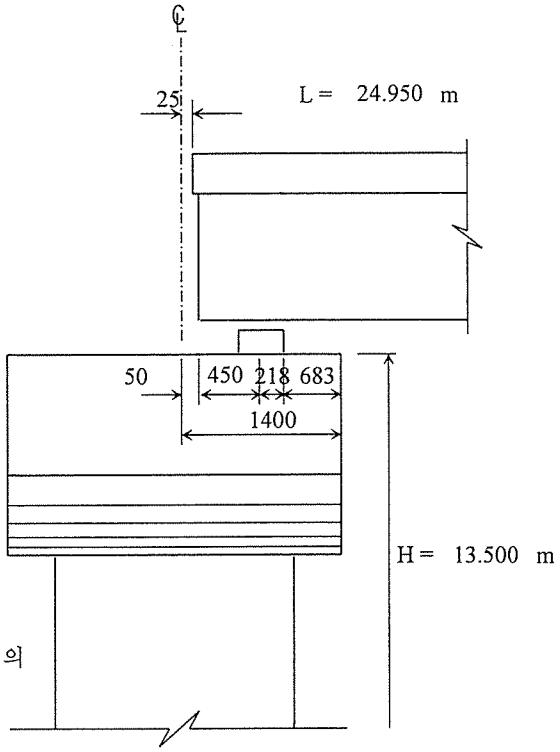
구 분		작용력		R (교각)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	1725.997	40.120	1.00
	지진시	1197.037	343.497	
교축 방향	상시	1717.368	0.000	1.00
	지진시	1688.377	0.000	

⑤ 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	1725.997	40.120	1278.516	29.718	1.35
	지진시	1197.037	343.497	855.026	245.355	1.40
교축 방향	상시	1717.368	0.000	1373.894	0.000	1.25
	지진시	1688.377	0.000	1205.984	0.000	1.40

2) 교좌장치 제원

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



3) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ℓ< 30m]

< 682.5 mm **- O.K -**

4) 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.95 + 6.66 \times 13.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 331.58$

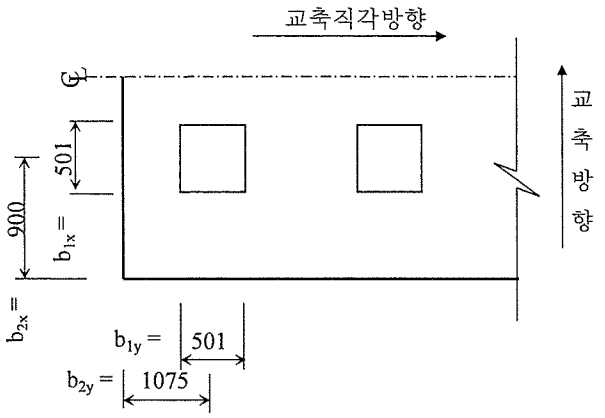
나) 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm
S_2 = 217.5 / 2 = 108.75 mm
S_3 = 20 + 0.5L = 324.75 mm
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 108.75 + 324.75 = 883.50 mm

∴ Max (N, ∑S) = 883.50 mm < 1350.00 **- O.K -**

5) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b_{1x} = 2505.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1075 = 2150.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1373894.408 / 180$

$= 1377.1$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1205983.804 / 180$

$= 1208.8$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2150) \times 1278515.99 / 180$

$= 1361.9$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2150) \times 855026.489 / 180$

$= 910.8$ ㎟

나) 수평하중에 대한 보강

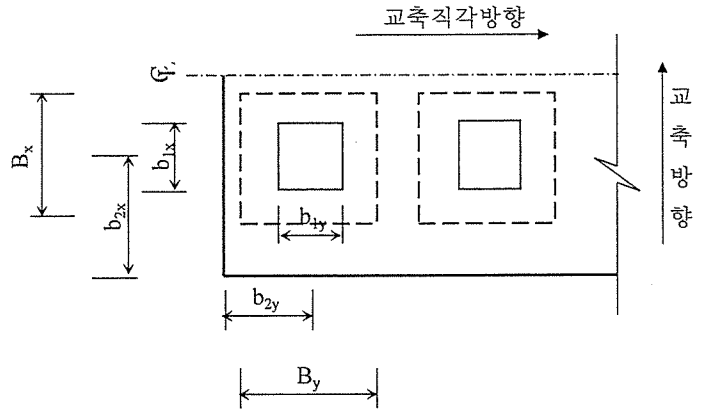
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

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

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 29718 / 180 = 165.1$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 245355 / 180 = 1363.1$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 501 + 1075 = 1576.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 900.0 mm 가 $B_x/2$ = 788.0 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 900 = 1401.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1361.900 + 165.101 = 1527.001 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 910.800 + 1363.083 = 2273.883 ㎟

B_x = 1576.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 2273.883 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

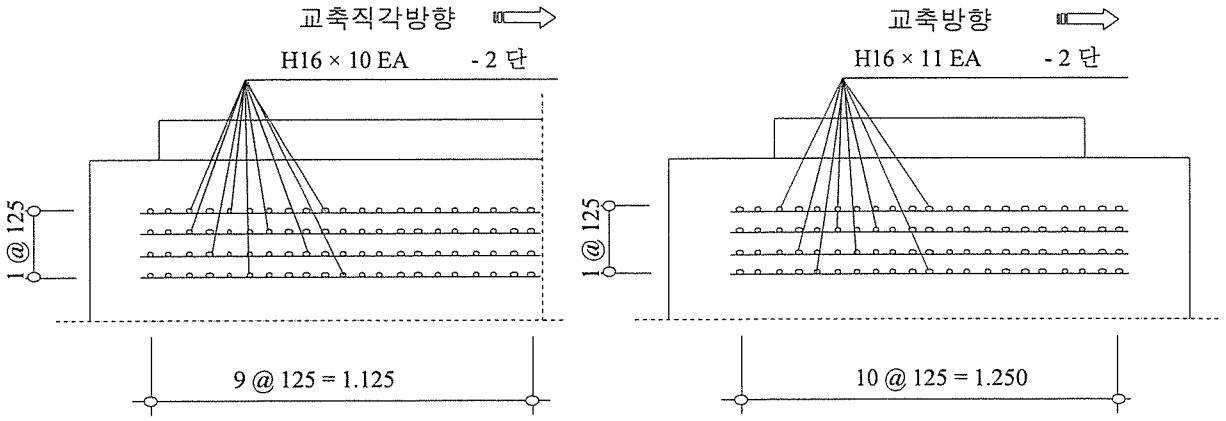
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1377.100 + 0.000 = 1377.100 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1208.800 + 0.000 = 1208.800 ㎟

B_y = 1401.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 1377.100 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



6) 교좌받침 콘크리트 보강철근

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

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{245355.0}{180} = 1363.083 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1363.083 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

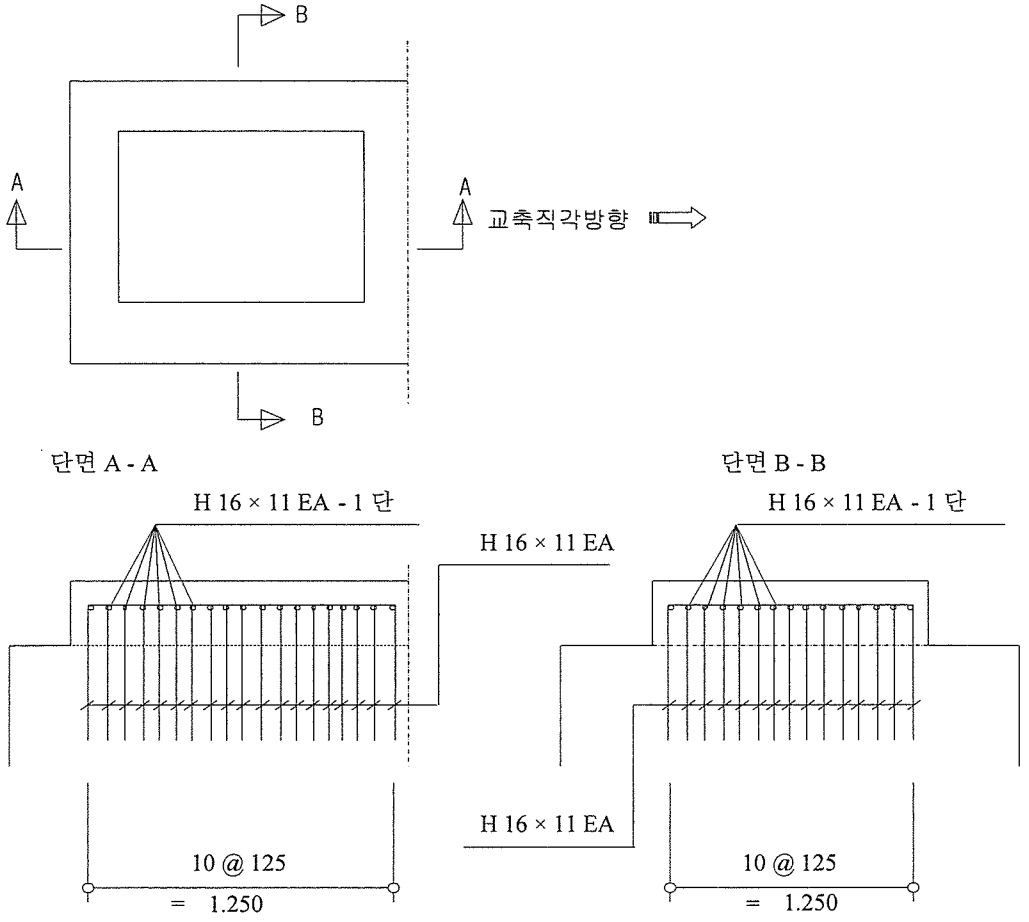
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.000 \text{ ㎟}$$

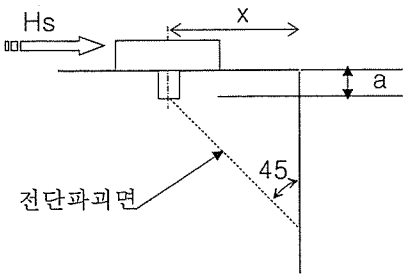
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 0.000 ㎟ **- O.K -**

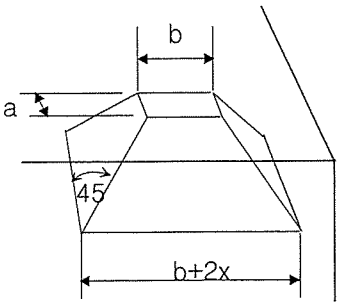
(CTC 125)

다) 철근배치도



7) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{245355}{4030261} = 0.061 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4030261 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 245355 N

X : 1075 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2928695} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2928695 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} =$ 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

X : 900 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

10.4 내진해석

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC BEAM + RPF

1.2 해석 대상 교량 총연장 : 3@25.00 + 2@25.00 + 45.00 + 2@25.00 = 220.000 m

1.3 교 폭 : 12,450 ~ 14.000 m

1.4 교각형식 : π형교각

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

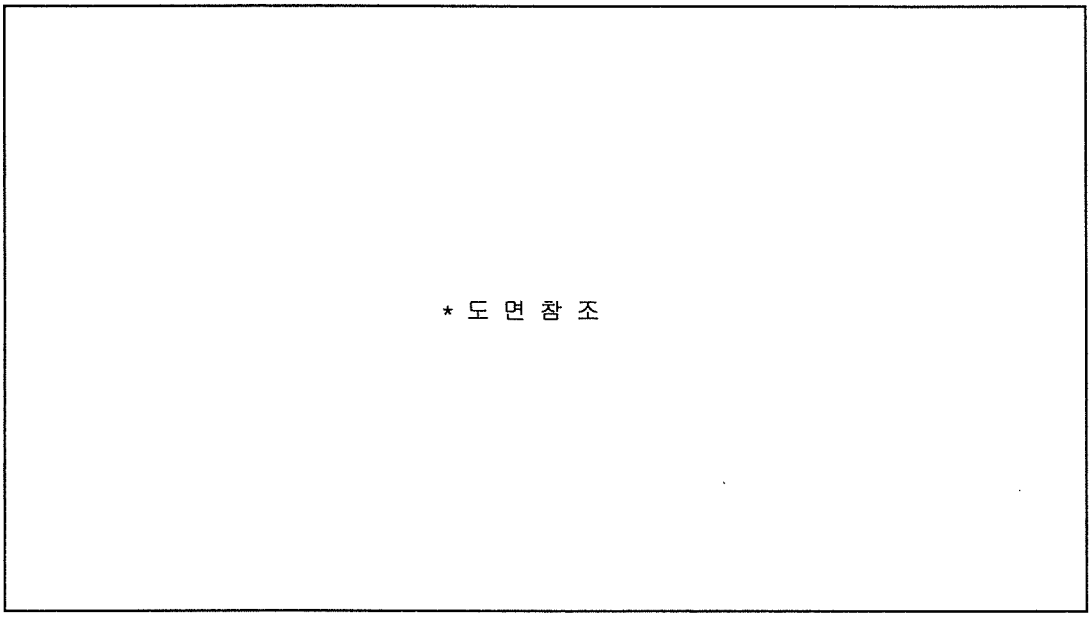
1.8 해석모델

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

2. 단면특성

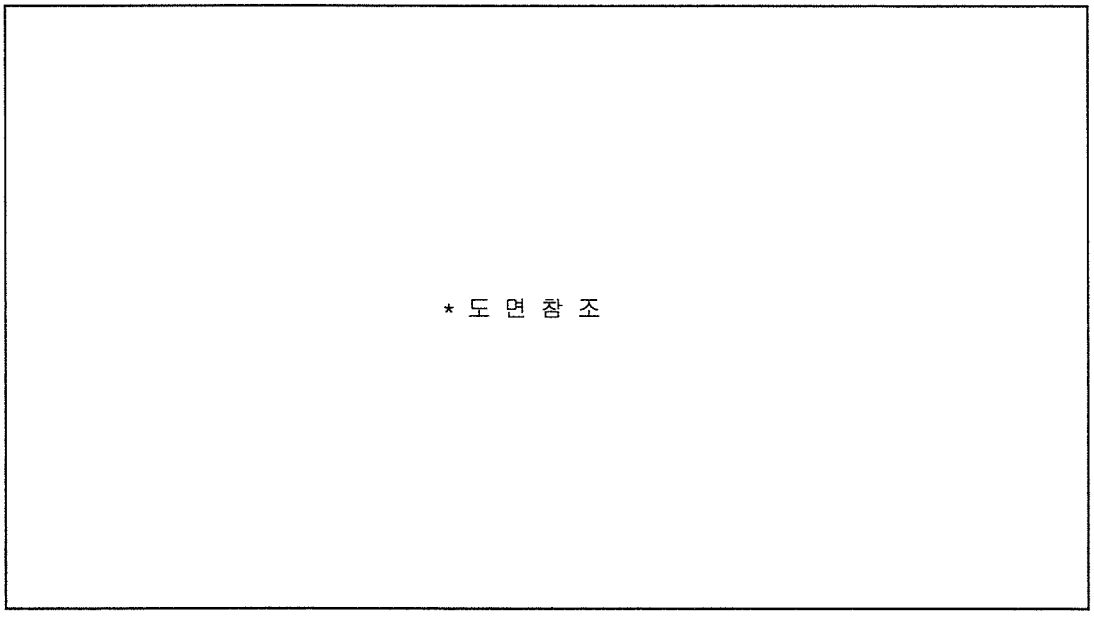
2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC BEAM + RPF로 이루어져 있으며 교폭은 12,450 ~ 14.000 m이다. 상부구조의 일반도는 아래와 같다.



2.2 하부구조

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

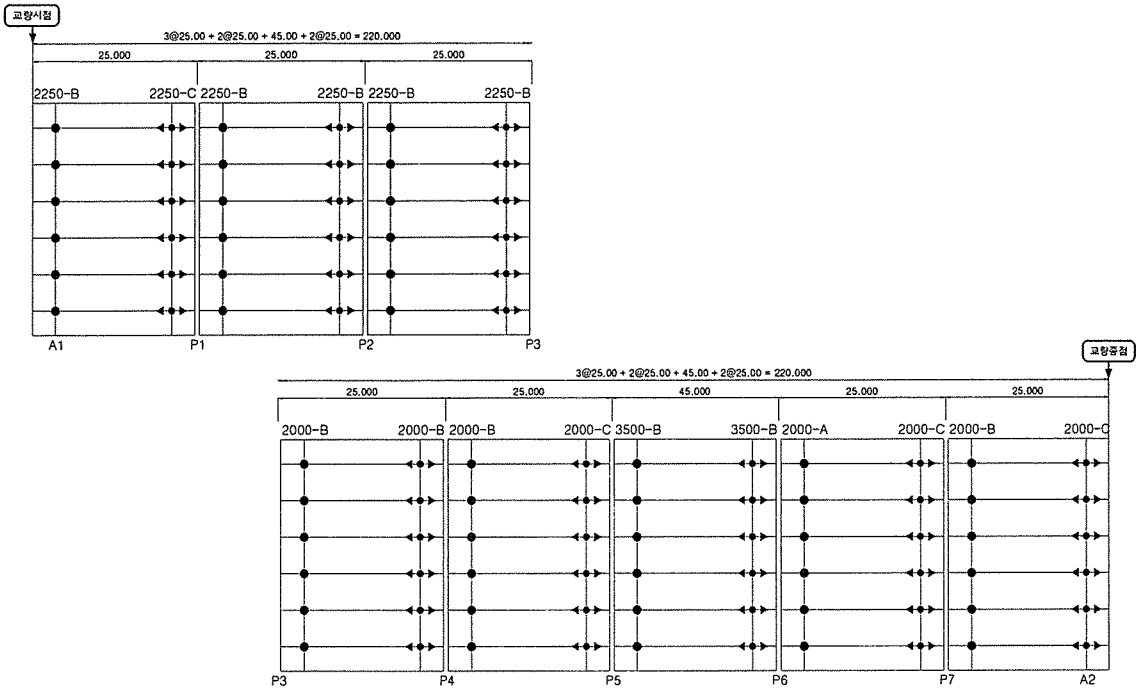


2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

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

2) 받침 배치

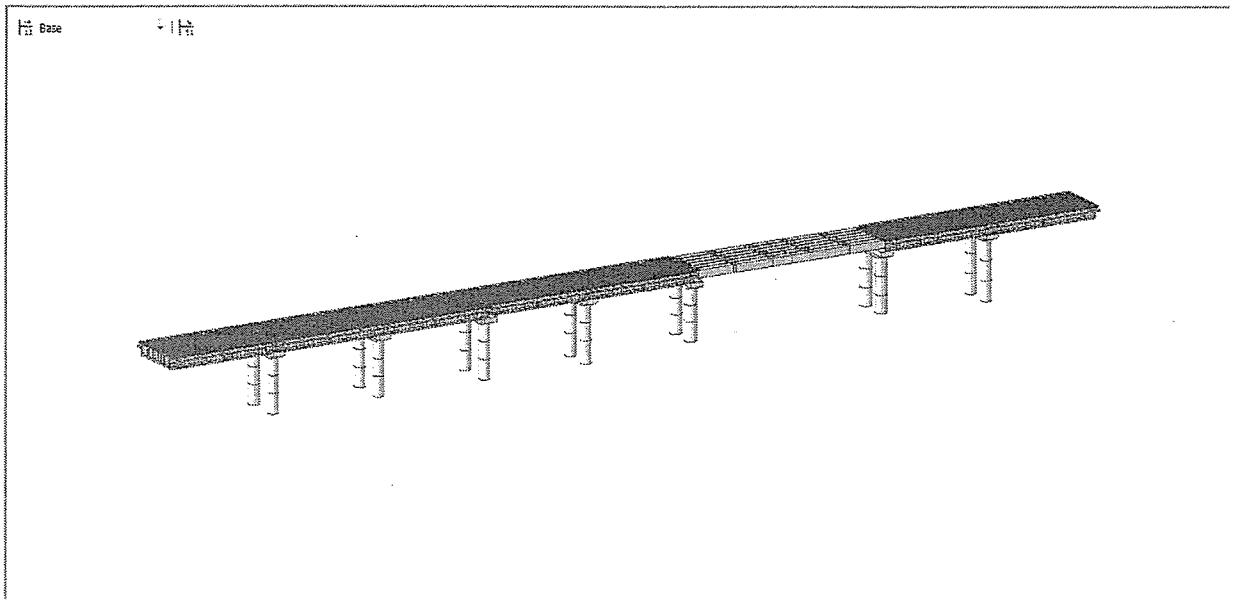


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 PSC BEAM + RPF는 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

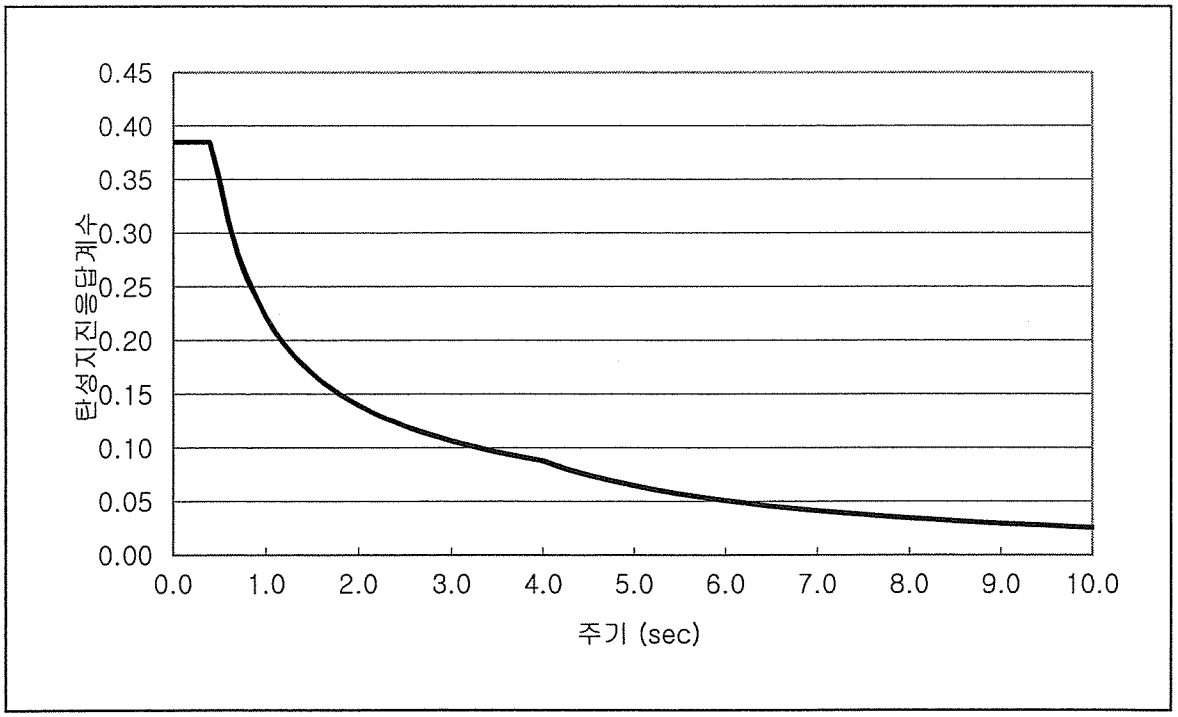
① T ≤ 4.0 sec

Cs = (1.2 x A x S) / T2/3 ≤ 2.5 x A

② T > 4.0 sec

Cs = (3 x A x S) / T4/3

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (㎨)	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

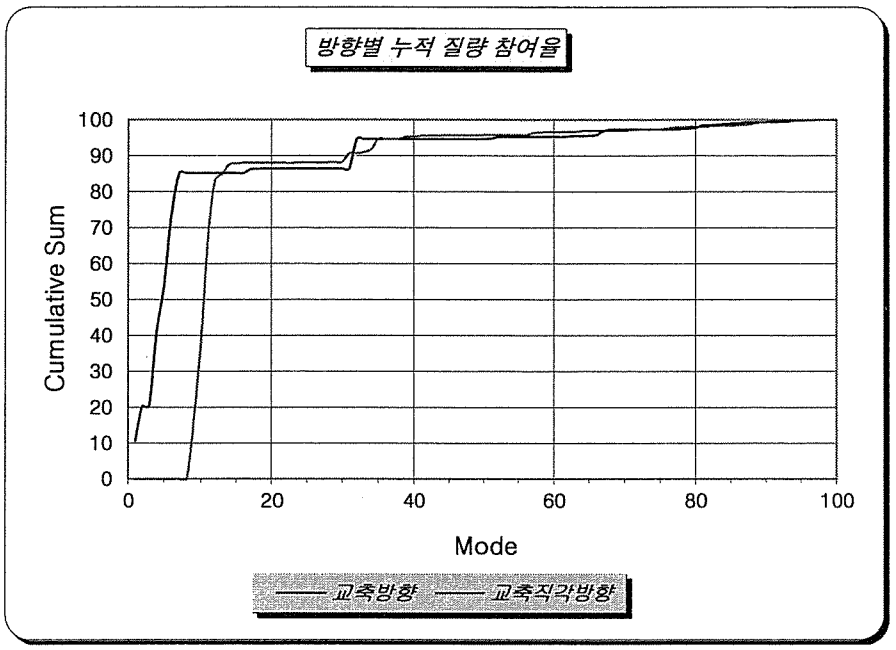
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	8.6614	1.3785	0.7254	
2	9.1624	1.4582	0.6858	
3	9.4453	1.5033	0.6652	
4	9.4733	1.5077	0.6633	
5	9.6639	1.5381	0.6502	
6	9.9337	1.5810	0.6325	
7	12.9060	2.0541	0.4868	
8	15.5889	2.4810	0.4031	
9	17.3620	2.7633	0.3619	
10	17.7983	2.8327	0.3530	
11	20.0870	3.1969	0.3128	
12	20.8394	3.3167	0.3015	
13	21.6576	3.4469	0.2901	
14	24.5519	3.9076	0.2559	
15	27.7726	4.4201	0.2262	
16	30.1101	4.7922	0.2087	
17	31.5452	5.0206	0.1992	
18	32.2270	5.1291	0.1950	
19	32.7006	5.2045	0.1921	
20	33.0891	5.2663	0.1899	
21	33.1379	5.2741	0.1896	
22	33.5831	5.3449	0.1871	
23	33.6846	5.3611	0.1865	
24	36.7384	5.8471	0.1710	
25	37.2215	5.9240	0.1688	
26	37.9047	6.0327	0.1658	
27	38.4630	6.1216	0.1634	
28	38.5271	6.1318	0.1631	
29	39.0702	6.2182	0.1608	
30	39.1330	6.2282	0.1606	
31	41.9022	6.6689	0.1499	
32	46.3183	7.3718	0.1357	
33	54.6666	8.7005	0.1149	
34	61.0018	9.7087	0.1030	
35	62.3890	9.9295	0.1007	
36	63.1505	10.0507	0.0995	
37	65.9544	10.4970	0.0953	
38	68.4201	10.8894	0.0918	
39	71.9794	11.4559	0.0873	
40	81.6267	12.9913	0.0770	
41	91.2736	14.5267	0.0688	
42	95.2480	15.1592	0.0660	
43	96.9268	15.4264	0.0648	
44	108.7515	17.3083	0.0578	
45	111.0052	17.6670	0.0566	
46	113.8377	18.1178	0.0552	
47	115.5048	18.3832	0.0544	
48	116.1637	18.4880	0.0541	
49	117.8568	18.7575	0.0533	
50	119.0069	18.9405	0.0528	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	119.2020	18.9716	0.0527	
52	120.2253	19.1345	0.0523	
53	121.1179	19.2765	0.0519	
54	121.8801	19.3978	0.0516	
55	123.1394	19.5983	0.0510	
56	124.7410	19.8531	0.0504	
57	126.3782	20.1137	0.0497	
58	126.9464	20.2041	0.0495	
59	128.3008	20.4197	0.0490	
60	130.6229	20.7893	0.0481	
61	131.8330	20.9819	0.0477	
62	141.4821	22.5176	0.0444	
63	142.1645	22.6262	0.0442	
64	143.3117	22.8088	0.0438	
65	144.5344	23.0034	0.0435	
66	147.3367	23.4494	0.0426	
67	150.8211	24.0039	0.0417	
68	154.6355	24.6110	0.0406	
69	156.6261	24.9278	0.0401	
70	159.1284	25.3261	0.0395	
71	161.0736	25.6357	0.0390	
72	171.4881	27.2932	0.0366	
73	184.1008	29.3006	0.0341	
74	185.6722	29.5507	0.0338	
75	192.2308	30.5945	0.0327	
76	197.4948	31.4323	0.0318	
77	207.5550	33.0334	0.0303	
78	211.7336	33.6985	0.0297	
79	220.3529	35.0703	0.0285	
80	228.6142	36.3851	0.0275	
81	236.7357	37.6777	0.0265	
82	250.7355	39.9058	0.0251	
83	257.1793	40.9314	0.0244	
84	263.8828	41.9983	0.0238	
85	291.0352	46.3197	0.0216	
86	305.3520	48.5983	0.0206	
87	314.4315	50.0433	0.0200	
88	334.0053	53.1586	0.0188	
89	370.5781	58.9793	0.0170	
90	395.0745	62.8781	0.0159	
91	424.0375	67.4877	0.0148	
92	471.9370	75.1111	0.0133	
93	526.2394	83.7536	0.0119	
94	551.6579	87.7991	0.0114	
95	628.8508	100.0847	0.0100	
96	651.0927	103.6246	0.0097	
97	744.7060	118.5236	0.0084	
98	860.2200	136.9083	0.0073	
99	1144.716	182.1872	0.0055	
100	1254.917	199.7262	0.0050	

4.2 질량 참여율

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



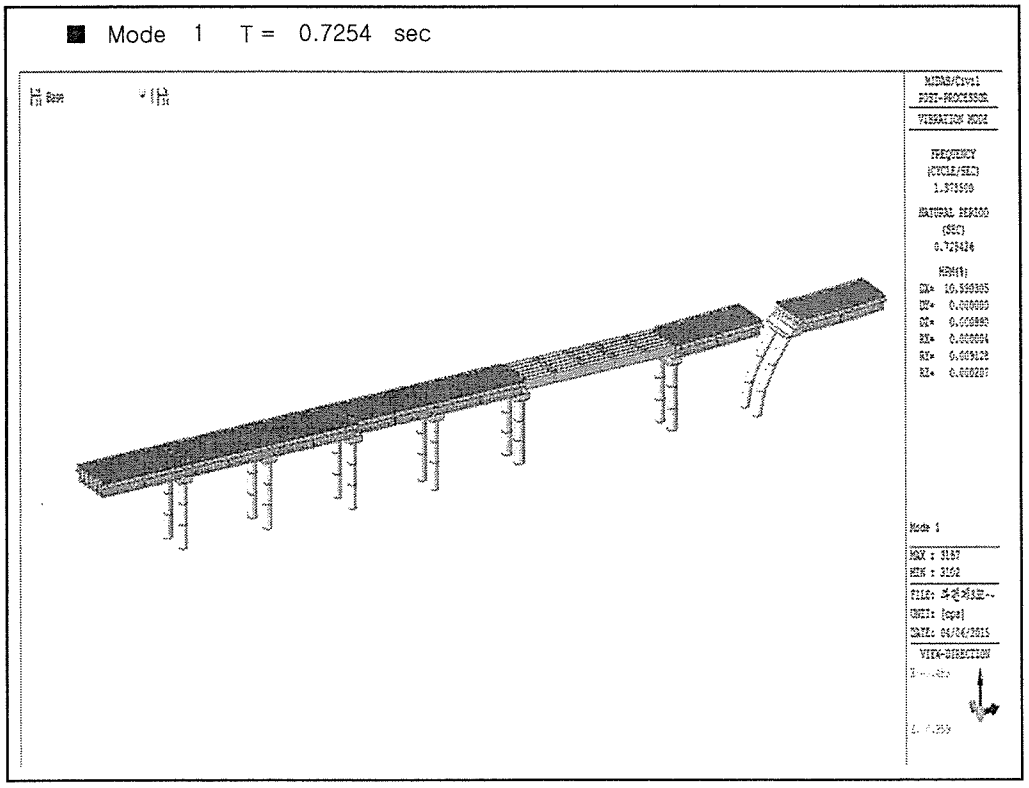
< 질량참여율 >

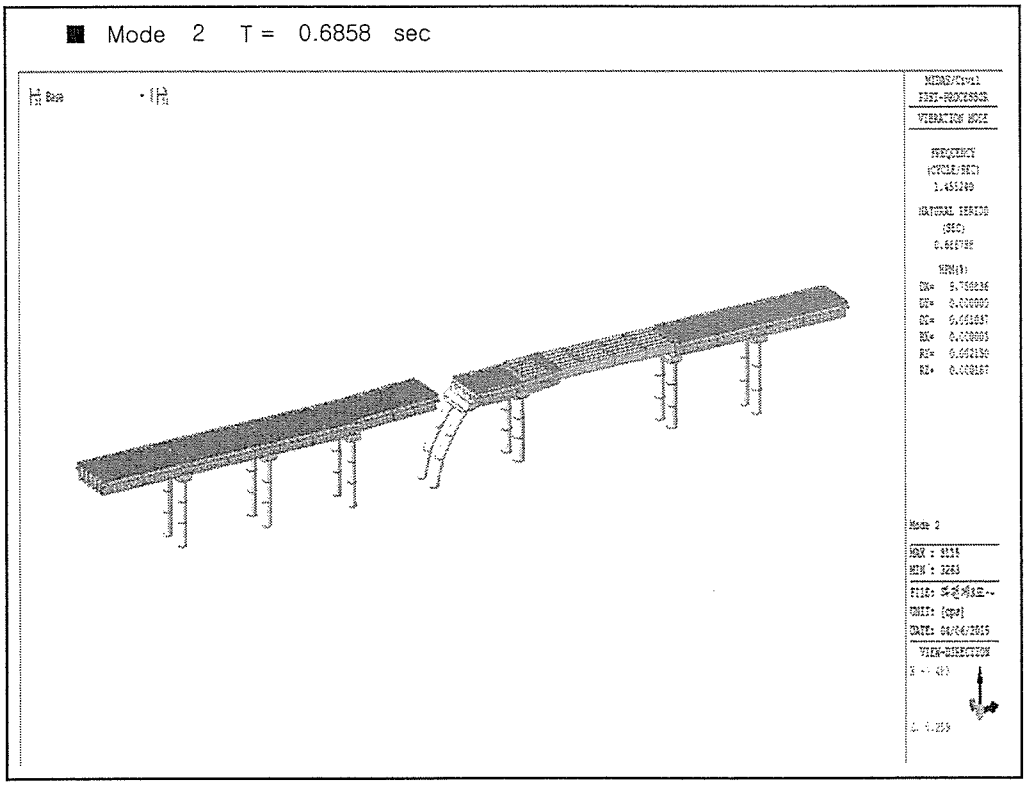
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.7254	10.590	0.000	0.000	10.590	0.000	0.000
2	0.6858	9.750	0.000	0.000	20.340	0.000	0.000
3	0.6652	0.010	0.000	0.000	20.350	0.000	0.000
4	0.6633	20.540	0.000	0.000	40.890	0.000	0.010
5	0.6502	12.970	0.000	0.000	53.860	0.000	0.010
6	0.6325	19.810	0.000	0.140	73.670	0.000	0.140
7	0.4868	11.480	0.000	0.060	85.150	0.000	0.200
8	0.4031	0.020	0.000	13.840	85.170	0.000	14.050
9	0.3619	0.000	15.660	0.000	85.170	15.660	14.050
10	0.3530	0.000	22.180	0.000	85.170	37.840	14.050
11	0.3128	0.000	29.500	0.000	85.170	67.340	14.050
12	0.3015	0.000	15.700	0.000	85.170	83.040	14.050
13	0.2901	0.000	1.810	0.000	85.170	84.840	14.050
14	0.2559	0.000	2.670	0.000	85.170	87.520	14.050
15	0.2262	0.000	0.340	0.000	85.170	87.850	14.050
16	0.2087	0.000	0.140	0.000	85.170	87.990	14.050
17	0.1992	1.060	0.000	11.850	86.240	87.990	25.900
18	0.1950	0.130	0.000	14.490	86.370	87.990	40.390

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.1921	0.040	0.000	0.830	86.400	87.990	41.230
20	0.1899	0.010	0.000	8.570	86.410	87.990	49.800
21	0.1896	0.040	0.000	14.820	86.450	87.990	64.610
22	0.1871	0.000	0.000	0.150	86.450	87.990	64.760
23	0.1865	0.000	0.000	0.100	86.450	87.990	64.860
24	0.1710	0.000	0.100	0.000	86.450	88.100	64.870
25	0.1688	0.000	0.000	0.000	86.450	88.100	64.870
26	0.1658	0.000	0.020	0.000	86.450	88.120	64.870
27	0.1634	0.000	0.040	0.000	86.450	88.160	64.870
28	0.1631	0.000	0.000	0.000	86.450	88.170	64.870
29	0.1608	0.000	0.090	0.000	86.450	88.260	64.870
30	0.1606	0.000	0.070	0.000	86.450	88.330	64.870
31	0.1499	0.000	2.350	0.000	86.450	90.670	64.870
32	0.1357	8.170	0.000	0.770	94.620	90.670	65.640
33	0.1149	0.000	0.360	0.000	94.620	91.040	65.640
34	0.1030	0.000	0.830	0.000	94.620	91.870	65.640
35	0.1007	0.000	2.780	0.000	94.620	94.650	65.640
36	0.0995	0.030	0.000	0.000	94.650	94.650	65.640
37	0.0953	0.000	0.020	0.000	94.650	94.670	65.640
38	0.0918	0.000	0.030	0.000	94.650	94.700	65.640
39	0.0873	0.000	0.620	0.000	94.650	95.320	65.640
40	0.0770	0.000	0.040	0.000	94.650	95.360	65.640
41	0.0688	0.000	0.130	0.000	94.650	95.490	65.640
42	0.0660	0.000	0.090	0.000	94.650	95.580	65.640
43	0.0648	0.000	0.080	0.000	94.650	95.660	65.640
44	0.0578	0.000	0.010	0.000	94.650	95.670	65.640
45	0.0566	0.000	0.000	0.000	94.650	95.670	65.640
46	0.0552	0.000	0.000	0.000	94.650	95.670	65.640
47	0.0544	0.020	0.000	0.000	94.670	95.670	65.640
48	0.0541	0.010	0.000	0.030	94.670	95.670	65.670
49	0.0533	0.000	0.000	0.000	94.680	95.670	65.670
50	0.0528	0.000	0.110	0.000	94.680	95.780	65.670
51	0.0527	0.090	0.000	0.040	94.770	95.780	65.710
52	0.0523	0.480	0.000	0.000	95.250	95.780	65.710
53	0.0519	0.010	0.000	0.050	95.260	95.790	65.760
54	0.0516	0.000	0.020	0.040	95.260	95.800	65.790
55	0.0510	0.000	0.010	0.110	95.260	95.810	65.900
56	0.0504	0.000	0.000	1.710	95.260	95.810	67.610
57	0.0497	0.000	0.560	0.000	95.260	96.370	67.610
58	0.0495	0.000	0.170	0.010	95.260	96.540	67.620

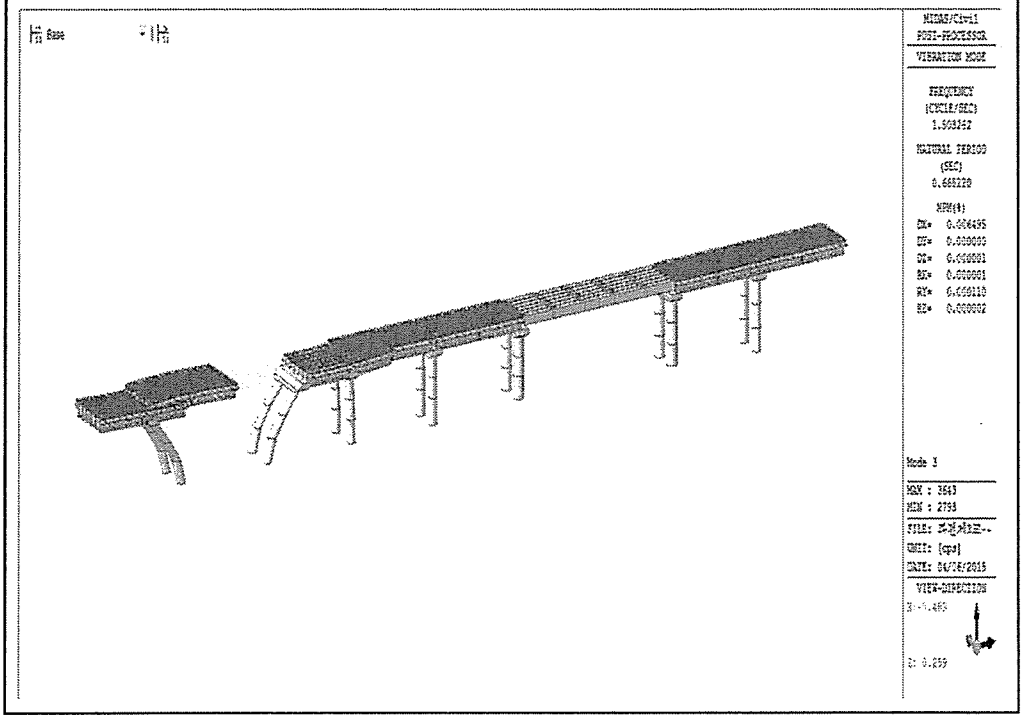
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0490	0.000	0.070	0.000	95.260	96.610	67.620
60	0.0481	0.000	0.030	0.000	95.260	96.640	67.630
61	0.0477	0.000	0.050	0.000	95.260	96.690	67.630
62	0.0444	0.200	0.000	0.020	95.460	96.690	67.640
63	0.0442	0.060	0.000	0.260	95.520	96.690	67.900
64	0.0438	0.000	0.240	0.000	95.520	96.930	67.900
65	0.0435	0.070	0.020	0.000	95.600	96.950	67.910
66	0.0426	0.200	0.010	0.000	95.790	96.960	67.910
67	0.0417	1.070	0.000	0.250	96.860	96.960	68.160
68	0.0406	0.420	0.000	0.010	97.290	96.960	68.170
69	0.0401	0.020	0.010	0.000	97.300	96.960	68.170
70	0.0395	0.000	0.020	0.200	97.310	96.990	68.370
71	0.0390	0.000	0.220	0.030	97.310	97.200	68.400
72	0.0366	0.000	0.070	0.030	97.310	97.270	68.430
73	0.0341	0.040	0.000	0.060	97.340	97.280	68.480
74	0.0338	0.000	0.060	1.190	97.340	97.340	69.670
75	0.0327	0.000	0.020	7.230	97.350	97.360	76.900
76	0.0318	0.000	0.260	0.350	97.350	97.610	77.250
77	0.0303	0.000	0.340	0.170	97.350	97.950	77.420
78	0.0297	0.180	0.000	0.000	97.520	97.960	77.420
79	0.0285	0.010	0.060	0.120	97.540	98.010	77.540
80	0.0275	0.260	0.010	0.110	97.800	98.020	77.650
81	0.0265	0.640	0.000	0.020	98.440	98.020	77.670
82	0.0251	0.030	0.240	0.020	98.470	98.260	77.700
83	0.0244	0.160	0.110	0.000	98.630	98.370	77.700
84	0.0238	0.180	0.030	0.100	98.810	98.400	77.800
85	0.0216	0.230	0.010	0.960	99.040	98.410	78.760
86	0.0206	0.060	0.130	0.000	99.100	98.530	78.760
87	0.0200	0.180	0.040	0.980	99.280	98.570	79.740
88	0.0188	0.000	0.310	0.130	99.290	98.880	79.880
89	0.0170	0.000	0.360	0.050	99.290	99.240	79.930
90	0.0159	0.050	0.020	0.010	99.340	99.260	79.940
91	0.0148	0.000	0.450	0.010	99.340	99.710	79.950
92	0.0133	0.100	0.010	0.020	99.440	99.710	79.970
93	0.0119	0.100	0.040	0.030	99.540	99.750	80.010
94	0.0114	0.270	0.010	0.000	99.810	99.770	80.010
95	0.0100	0.150	0.030	0.020	99.960	99.800	80.020
96	0.0097	0.030	0.120	0.000	99.990	99.920	80.030
97	0.0084	0.000	0.080	0.010	99.990	100.000	80.030
98	0.0073	0.010	0.000	0.000	100.000	100.000	80.040
99	0.0055	0.000	0.000	0.010	100.000	100.000	80.050
100	0.0050	0.000	0.000	0.010	100.000	100.000	80.060

4.3 모드형상(Mode Shape)

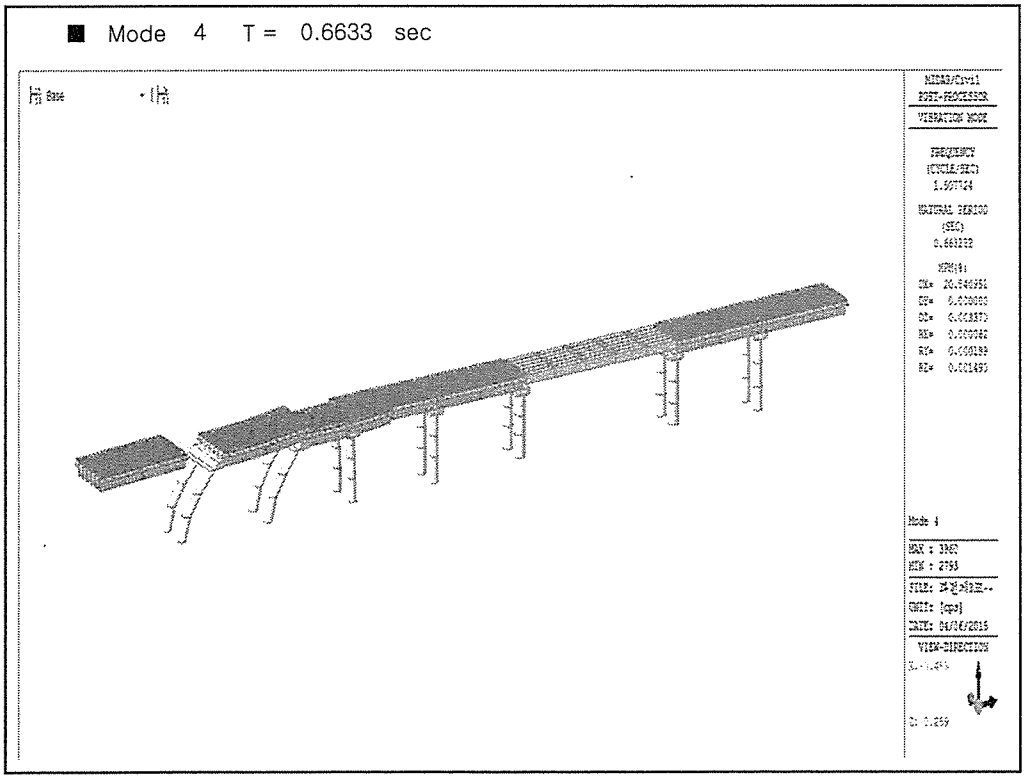




■ Mode 3 T = 0.6652 sec



■ Mode 4 T = 0.6633 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	L	2171.160	7.360	262.880	2083.880
	R	2171.860	7.360	262.840	2083.880
P2	L	2168.960	8.610	134.910	3051.490
	R	2181.850	8.610	134.760	3051.490
P3	L	2218.950	43.930	161.750	3037.620
	R	2066.020	43.930	177.580	3037.620
P4	L	2008.280	48.390	256.000	2510.900
	R	2017.980	48.390	255.170	2510.900
P5	L	3959.330	8.680	425.350	3690.620
	R	3959.700	8.680	425.360	3690.620
P6	L	2667.200	6.030	502.130	3856.870
	R	2667.200	6.030	502.150	3856.870
P7	L	1957.540	7.690	264.210	2297.820
	R	1957.530	7.690	264.220	2297.820

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	L	26523.590	39.210	1428.980	11698.240
	R	26527.430	39.210	1428.950	11698.240
P2	L	26485.310	44.610	730.250	17170.640
	R	26556.070	44.610	729.670	17170.640
P3	L	26522.110	248.110	831.030	17098.550
	R	25678.270	248.110	1009.930	17098.550
P4	L	25465.780	292.070	1452.350	14964.860
	R	25521.460	292.070	1447.830	14964.860
P5	L	46848.700	32.020	2221.630	20581.160
	R	46850.620	32.020	2221.650	20581.160
P6	L	32458.400	23.160	2738.690	22487.270
	R	32458.330	23.160	2738.710	22487.270
P7	L	25775.250	15.870	1557.690	14226.490
	R	25775.250	15.870	1557.700	14226.490

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	L	2250.024	914.228	632.524	2086.088
	R	2250.712	914.398	632.524	2086.088
P2	L	2209.433	785.598	924.057	3054.073
	R	2222.278	789.315	924.057	3054.073
P3	L	2267.475	827.435	955.216	3050.799
	R	2119.294	797.386	955.216	3050.799
P4	L	2085.080	858.484	801.660	2525.417
	R	2094.531	860.564	801.660	2525.417
P5	L	4086.935	1613.149	1115.866	3693.224
	R	4087.308	1613.270	1115.866	3693.224
P6	L	2817.839	1302.290	1163.091	3858.679
	R	2817.845	1302.310	1163.091	3858.679
P7	L	2036.803	851.472	697.036	2300.127
	R	2036.796	851.479	697.036	2300.127

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호		교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	L	26952.284	9386.057	3548.682	11710.003
	R	26956.115	9387.179	3548.682	11710.003
P2	L	26704.385	8675.843	5195.802	17184.023
	R	26774.971	8696.491	5195.802	17184.023
P3	L	26771.419	8787.663	5377.675	17172.983
	R	25981.249	8713.411	5377.675	17172.983
P4	L	25901.485	9092.084	4781.528	15052.481
	R	25955.809	9104.268	4781.528	15052.481
P5	L	47515.189	16276.240	6206.368	20590.766
	R	47517.115	16276.836	6206.368	20590.766
P6	L	33280.007	12476.210	6769.341	22494.218
	R	33279.943	12476.209	6769.341	22494.218
P7	L	26242.557	9290.265	4283.817	14231.251
	R	26242.560	9290.275	4283.817	14231.251

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호		전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
		교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	L	2250.024	2086.088	26952.284	11710.003
	R	2250.712	2086.088	26956.115	11710.003
P2	L	2209.433	3054.073	26704.385	17184.023
	R	2222.278	3054.073	26774.971	17184.023
P3	L	2267.475	3050.799	26771.419	17172.983
	R	2119.294	3050.799	25981.249	17172.983
P4	L	2085.080	2525.417	25901.485	15052.481
	R	2094.531	2525.417	25955.809	15052.481
P5	L	4086.935	3693.224	47515.189	20590.766
	R	4087.308	3693.224	47517.115	20590.766
P6	L	2817.839	3858.679	33280.007	22494.218
	R	2817.845	3858.679	33279.943	22494.218
P7	L	2036.803	2300.127	26242.557	14231.251
	R	2036.796	2300.127	26242.560	14231.251

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	L	2102.100	7.070	247.980	1961.640
	R	2102.790	7.070	247.980	1961.640
P2	L	2099.850	7.980	126.040	2894.010
	R	2112.600	7.980	125.990	2894.010
P3	L	2147.690	43.200	151.990	2885.240
	R	1995.650	43.200	165.290	2885.240
P4	L	1934.800	47.600	239.960	2359.540
	R	1944.390	47.600	239.220	2359.540
P5	L	3872.690	7.320	414.790	3587.650
	R	3873.050	7.320	414.790	3587.650
P6	L	2555.120	5.600	482.330	3736.620
	R	2555.110	5.600	482.340	3736.620
P7	L	1887.280	8.930	244.380	2136.170
	R	1887.280	8.930	244.380	2136.170

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	L	2969.580	35.430	1392.590	10662.590
	R	2965.900	35.430	1392.570	10662.590
P2	L	2947.650	39.900	708.130	15675.410
	R	2877.310	39.900	707.880	15675.410
P3	L	2441.010	229.960	899.800	15618.030
	R	3281.670	229.960	884.880	15618.030
P4	L	2722.110	259.810	1411.140	13200.130
	R	2667.440	259.810	1406.650	13200.130
P5	L	5652.780	27.900	2196.930	17716.740
	R	5650.860	27.900	2196.940	17716.740
P6	L	3649.910	20.620	2690.170	19374.120
	R	3650.000	20.620	2690.160	19374.120
P7	L	2653.100	18.880	1504.100	12524.260
	R	2653.100	18.880	1504.110	12524.260

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	L	2176.494	878.610	595.562	1963.761
	R	2177.184	878.817	595.562	1963.761
P2	L	2137.662	755.995	876.183	2896.404
	R	2150.397	759.770	876.183	2896.404
P3	L	2193.287	796.297	908.772	2898.200
	R	2045.237	763.985	908.772	2898.200
P4	L	2006.788	820.400	755.462	2373.820
	R	2016.156	822.537	755.462	2373.820
P5	L	3997.127	1576.597	1083.615	3589.846
	R	3997.487	1576.705	1083.615	3589.846
P6	L	2699.819	1248.866	1126.586	3738.300
	R	2699.812	1248.873	1126.586	3738.300
P7	L	1960.594	810.564	649.781	2138.849
	R	1960.594	810.564	649.781	2138.849

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호		교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	L	3387.357	2283.464	3234.207	10673.219
	R	3383.671	2282.340	3234.207	10673.219
P2	L	3160.089	1592.425	4742.523	15687.380
	R	3089.674	1571.073	4742.523	15687.380
P3	L	2710.950	1632.103	4915.369	15687.018
	R	3547.134	1869.381	4915.369	15687.018
P4	L	3145.452	2227.773	4219.849	13278.073
	R	3089.435	2206.882	4219.849	13278.073
P5	L	6311.859	3892.764	5342.922	17725.110
	R	6309.942	3892.198	5342.922	17725.110
P6	L	4456.961	3785.143	5832.856	19380.306
	R	4457.048	3785.160	5832.856	19380.306
P7	L	3104.330	2300.030	3776.158	12529.924
	R	3104.333	2300.040	3776.158	12529.924

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호		전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
		교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	L	2176.494	1963.761	3387.357	10673.219
	R	2177.184	1963.761	3383.671	10673.219
P2	L	2137.662	2896.404	3160.089	15687.380
	R	2150.397	2896.404	3089.674	15687.380
P3	L	2193.287	2898.200	2710.950	15687.018
	R	2045.237	2898.200	3547.134	15687.018
P4	L	2006.788	2373.820	3145.452	13278.073
	R	2016.156	2373.820	3089.435	13278.073
P5	L	3997.127	3589.846	6311.859	17725.110
	R	3997.487	3589.846	6309.942	17725.110
P6	L	2699.819	3738.300	4456.961	19380.306
	R	2699.812	3738.300	4457.048	19380.306
P7	L	1960.594	2138.849	3104.330	12529.924
	R	1960.594	2138.849	3104.333	12529.924

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	722.250	1.160	618.470	247.170
	B2	718.830	1.160	361.320	248.110
	B3	717.830	1.160	118.940	248.430
	B4	717.810	1.160	118.940	248.430
	B5	718.800	1.160	361.320	248.110
	B6	722.190	1.160	618.470	247.170
P1-L	B1	0.000	1.540	0.000	216.650
	B2	0.000	1.550	0.000	218.150
	B3	0.000	1.550	0.000	218.590
	B4	0.000	1.550	0.000	218.590
	B5	0.000	1.550	0.000	218.150
	B6	0.000	1.540	0.000	216.650
P1-R	B1	632.250	1.560	176.030	390.220
	B2	626.880	1.560	94.230	393.100
	B3	625.410	1.560	30.060	393.980
	B4	625.510	1.550	30.050	393.980
	B5	627.190	1.550	94.230	393.100
	B6	632.790	1.540	176.030	390.220
P2-L	B1	0.000	1.820	0.000	407.610
	B2	0.000	1.830	0.000	410.600
	B3	0.000	1.830	0.000	411.500
	B4	0.000	1.830	0.000	411.500
	B5	0.000	1.830	0.000	410.600
	B6	0.000	1.820	0.000	407.610
P2-R	B1	628.740	2.410	88.660	458.370
	B2	625.360	2.400	48.740	461.730
	B3	625.710	2.360	17.030	462.750
	B4	627.580	2.320	17.050	462.750
	B5	631.100	2.280	48.760	461.730
	B6	638.700	2.240	88.660	458.370
P3-L	B1	0.000	2.580	0.000	446.740
	B2	0.000	2.600	0.000	450.040
	B3	0.000	2.590	0.000	451.060
	B4	0.000	2.590	0.000	451.060
	B5	0.000	2.580	0.000	450.040
	B6	0.000	2.560	0.000	446.740
P3-R	B1	478.660	13.830	135.480	415.100
	B2	532.380	13.890	75.470	417.810
	B3	586.160	13.860	24.550	418.730
	B4	640.580	13.790	26.120	418.730
	B5	697.420	13.680	77.080	417.810
	B6	761.220	13.550	137.100	415.100
P4-L	B1	0.000	14.140	0.000	399.700
	B2	0.000	14.250	0.000	402.310
	B3	0.000	14.310	0.000	403.210
	B4	0.000	14.340	0.000	403.210
	B5	0.000	14.320	0.000	402.310
	B6	0.000	14.230	0.000	399.700

P4-R	B1	583.250	2.280	195.520	310.820
	B2	579.510	2.300	122.330	312.820
	B3	579.030	2.330	41.880	313.480
	B4	579.950	2.350	41.680	313.480
	B5	582.260	2.370	122.130	312.820
	B6	587.780	2.370	195.330	310.820
P5-L	B1	0.000	1.940	0.000	269.780
	B2	0.000	1.960	0.000	271.550
	B3	0.000	1.970	0.000	272.170
	B4	0.000	1.970	0.000	272.170
	B5	0.000	1.970	0.000	271.550
	B6	0.000	1.960	0.000	269.780
P5-R	B1	1222.110	1.320	234.340	935.380
	B2	1216.540	1.340	102.370	937.880
	B3	1214.920	1.340	28.250	931.760
	B4	1214.920	1.340	28.250	931.760
	B5	1216.560	1.340	102.370	937.880
	B6	1222.120	1.330	234.340	935.380
P6-L	B1	0.000	1.860	0.000	942.240
	B2	0.000	1.880	0.000	944.860
	B3	0.000	1.870	0.000	938.750
	B4	0.000	1.870	0.000	938.750
	B5	0.000	1.880	0.000	944.860
	B6	0.000	1.860	0.000	942.240
P6-R	B1	761.840	0.940	376.390	309.320
	B2	755.790	0.940	213.870	311.340
	B3	753.950	0.930	69.470	312.050
	B4	753.950	0.930	69.470	312.050
	B5	755.780	0.940	213.870	311.340
	B6	761.830	0.940	376.390	309.320
P7-L	B1	0.000	0.690	0.000	340.380
	B2	0.000	0.690	0.000	342.550
	B3	0.000	0.690	0.000	343.290
	B4	0.000	0.690	0.000	343.290
	B5	0.000	0.690	0.000	342.550
	B6	0.000	0.680	0.000	340.380
P7-R	B1	567.590	0.860	230.170	305.160
	B2	563.110	0.870	148.440	307.100
	B3	561.760	0.860	51.310	307.740
	B4	561.760	0.860	51.300	307.740
	B5	563.110	0.870	148.440	307.100
	B6	567.600	0.860	230.160	305.160
A2	B1	0.000	0.360	0.000	240.490
	B2	0.000	0.360	0.000	241.310
	B3	0.000	0.360	0.000	241.600
	B4	0.000	0.360	0.000	241.600
	B5	0.000	0.360	0.000	241.310
	B6	0.000	0.360	0.000	240.490

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	907.791	835.145	75.311	247.518
	B2	827.226	576.969	75.593	248.458
	B3	753.512	334.289	75.689	248.778
	B4	753.492	334.283	75.689	248.778
	B5	827.196	576.960	75.593	248.458
	B6	907.731	835.127	75.311	247.518
P1-L	B1	0.000	0.000	66.535	217.112
	B2	0.000	0.000	66.995	218.615
	B3	0.000	0.000	67.127	219.055
	B4	0.000	0.000	67.127	219.055
	B5	0.000	0.000	66.995	218.615
	B6	0.000	0.000	66.535	217.112
P1-R	B1	685.059	365.705	118.626	390.688
	B2	655.149	282.294	119.490	393.568
	B3	634.428	217.683	119.754	394.448
	B4	634.525	217.703	119.744	394.445
	B5	655.459	282.387	119.480	393.565
	B6	685.599	365.867	118.606	390.682
P2-L	B1	0.000	0.000	124.103	408.156
	B2	0.000	0.000	125.010	411.149
	B3	0.000	0.000	125.280	412.049
	B4	0.000	0.000	125.280	412.049
	B5	0.000	0.000	125.010	411.149
	B6	0.000	0.000	124.103	408.156
P2-R	B1	655.338	277.282	139.921	459.093
	B2	639.982	236.348	140.919	462.450
	B3	630.819	204.743	141.185	463.458
	B4	632.695	205.324	141.145	463.446
	B5	645.728	238.090	140.799	462.414
	B6	665.298	280.270	139.751	459.042
P3-L	B1	0.000	0.000	136.602	447.514
	B2	0.000	0.000	137.612	450.820
	B3	0.000	0.000	137.908	451.837
	B4	0.000	0.000	137.908	451.837
	B5	0.000	0.000	137.592	450.814
	B6	0.000	0.000	136.582	447.508
P3-R	B1	519.304	279.078	138.360	419.249
	B2	555.021	235.184	139.233	421.977
	B3	593.525	200.398	139.479	422.888
	B4	648.416	218.294	139.409	422.867
	B5	720.544	286.306	139.023	421.914
	B6	802.350	365.466	138.080	419.165
P4-L	B1	0.000	0.000	134.050	403.942
	B2	0.000	0.000	134.943	406.585
	B3	0.000	0.000	135.273	407.503
	B4	0.000	0.000	135.303	407.512
	B5	0.000	0.000	135.013	406.606
	B6	0.000	0.000	134.140	403.969

P4-R	B1	641.906	370.495	95.526	311.504
	B2	616.209	296.183	96.146	313.510
	B3	591.594	215.589	96.374	314.179
	B4	592.454	215.665	96.394	314.185
	B5	618.899	296.808	96.216	313.531
	B6	646.379	371.664	95.616	311.531
P5-L	B1	0.000	0.000	82.874	270.362
	B2	0.000	0.000	83.425	272.138
	B3	0.000	0.000	83.621	272.761
	B4	0.000	0.000	83.621	272.761
	B5	0.000	0.000	83.435	272.141
	B6	0.000	0.000	82.894	270.368
P5-R	B1	1292.412	600.973	281.934	935.776
	B2	1247.251	467.332	282.704	938.282
	B3	1223.395	392.726	280.868	932.162
	B4	1223.395	392.726	280.868	932.162
	B5	1247.271	467.338	282.704	938.282
	B6	1292.422	600.976	281.944	935.779
P6-L	B1	0.000	0.000	284.532	942.798
	B2	0.000	0.000	285.338	945.424
	B3	0.000	0.000	283.495	939.311
	B4	0.000	0.000	283.495	939.311
	B5	0.000	0.000	285.338	945.424
	B6	0.000	0.000	284.532	942.798
P6-R	B1	874.757	604.942	93.736	309.602
	B2	819.951	440.607	94.342	311.622
	B3	774.791	295.655	94.545	312.329
	B4	774.791	295.655	94.545	312.329
	B5	819.941	440.604	94.342	311.622
	B6	874.747	604.939	93.736	309.602
P7-L	B1	0.000	0.000	102.804	340.587
	B2	0.000	0.000	103.455	342.757
	B3	0.000	0.000	103.677	343.497
	B4	0.000	0.000	103.677	343.497
	B5	0.000	0.000	103.455	342.757
	B6	0.000	0.000	102.794	340.584
P7-R	B1	636.641	400.447	92.408	305.418
	B2	607.642	317.373	93.000	307.361
	B3	577.153	219.838	93.182	307.998
	B4	577.150	219.828	93.182	307.998
	B5	607.642	317.373	93.000	307.361
	B6	636.648	400.440	92.408	305.418
A2	B1	0.000	0.000	72.507	240.598
	B2	0.000	0.000	72.753	241.418
	B3	0.000	0.000	72.840	241.708
	B4	0.000	0.000	72.840	241.708
	B5	0.000	0.000	72.753	241.418
	B6	0.000	0.000	72.507	240.598

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	907.791	1134.739	247.518	309.398
	B2	0.8	827.226	1034.033	248.458	310.573
	B3	0.8	753.512	941.890	248.778	310.973
	B4	0.8	753.492	941.865	248.778	310.973
	B5	0.8	827.196	1033.995	248.458	310.573
	B6	0.8	907.731	1134.664	247.518	309.398
P1-L	B1	1.0	0.000	0.000	217.112	217.112
	B2	1.0	0.000	0.000	218.615	218.615
	B3	1.0	0.000	0.000	219.055	219.055
	B4	1.0	0.000	0.000	219.055	219.055
	B5	1.0	0.000	0.000	218.615	218.615
	B6	1.0	0.000	0.000	217.112	217.112
P1-R	B1	1.0	685.059	685.059	390.688	390.688
	B2	1.0	655.149	655.149	393.568	393.568
	B3	1.0	634.428	634.428	394.448	394.448
	B4	1.0	634.525	634.525	394.445	394.445
	B5	1.0	655.459	655.459	393.565	393.565
	B6	1.0	685.599	685.599	390.682	390.682
P2-L	B1	1.0	0.000	0.000	408.156	408.156
	B2	1.0	0.000	0.000	411.149	411.149
	B3	1.0	0.000	0.000	412.049	412.049
	B4	1.0	0.000	0.000	412.049	412.049
	B5	1.0	0.000	0.000	411.149	411.149
	B6	1.0	0.000	0.000	408.156	408.156
P2-R	B1	1.0	655.338	655.338	459.093	459.093
	B2	1.0	639.982	639.982	462.450	462.450
	B3	1.0	630.819	630.819	463.458	463.458
	B4	1.0	632.695	632.695	463.446	463.446
	B5	1.0	645.728	645.728	462.414	462.414
	B6	1.0	665.298	665.298	459.042	459.042
P3-L	B1	1.0	0.000	0.000	447.514	447.514
	B2	1.0	0.000	0.000	450.820	450.820
	B3	1.0	0.000	0.000	451.837	451.837
	B4	1.0	0.000	0.000	451.837	451.837
	B5	1.0	0.000	0.000	450.814	450.814
	B6	1.0	0.000	0.000	447.508	447.508
P3-R	B1	1.0	519.304	519.304	419.249	419.249
	B2	1.0	555.021	555.021	421.977	421.977
	B3	1.0	593.525	593.525	422.888	422.888
	B4	1.0	648.416	648.416	422.867	422.867
	B5	1.0	720.544	720.544	421.914	421.914
	B6	1.0	802.350	802.350	419.165	419.165
P4-L	B1	1.0	0.000	0.000	403.942	403.942
	B2	1.0	0.000	0.000	406.585	406.585
	B3	1.0	0.000	0.000	407.503	407.503
	B4	1.0	0.000	0.000	407.512	407.512
	B5	1.0	0.000	0.000	406.606	406.606
	B6	1.0	0.000	0.000	403.969	403.969

P4-R	B1	1.0	641.906	641.906	311.504	311.504
	B2	1.0	616.209	616.209	313.510	313.510
	B3	1.0	591.594	591.594	314.179	314.179
	B4	1.0	592.454	592.454	314.185	314.185
	B5	1.0	618.899	618.899	313.531	313.531
	B6	1.0	646.379	646.379	311.531	311.531
P5-L	B1	1.0	0.000	0.000	270.362	270.362
	B2	1.0	0.000	0.000	272.138	272.138
	B3	1.0	0.000	0.000	272.761	272.761
	B4	1.0	0.000	0.000	272.761	272.761
	B5	1.0	0.000	0.000	272.141	272.141
	B6	1.0	0.000	0.000	270.368	270.368
P5-R	B1	1.0	1292.412	1292.412	935.776	935.776
	B2	1.0	1247.251	1247.251	938.282	938.282
	B3	1.0	1223.395	1223.395	932.162	932.162
	B4	1.0	1223.395	1223.395	932.162	932.162
	B5	1.0	1247.271	1247.271	938.282	938.282
	B6	1.0	1292.422	1292.422	935.779	935.779
P6-L	B1	1.0	0.000	0.000	942.798	942.798
	B2	1.0	0.000	0.000	945.424	945.424
	B3	1.0	0.000	0.000	939.311	939.311
	B4	1.0	0.000	0.000	939.311	939.311
	B5	1.0	0.000	0.000	945.424	945.424
	B6	1.0	0.000	0.000	942.798	942.798
P6-R	B1	1.0	874.757	874.757	309.602	309.602
	B2	1.0	819.951	819.951	311.622	311.622
	B3	1.0	774.791	774.791	312.329	312.329
	B4	1.0	774.791	774.791	312.329	312.329
	B5	1.0	819.941	819.941	311.622	311.622
	B6	1.0	874.747	874.747	309.602	309.602
P7-L	B1	1.0	0.000	0.000	340.587	340.587
	B2	1.0	0.000	0.000	342.757	342.757
	B3	1.0	0.000	0.000	343.497	343.497
	B4	1.0	0.000	0.000	343.497	343.497
	B5	1.0	0.000	0.000	342.757	342.757
	B6	1.0	0.000	0.000	340.584	340.584
P7-R	B1	1.0	636.641	636.641	305.418	305.418
	B2	1.0	607.642	607.642	307.361	307.361
	B3	1.0	577.153	577.153	307.998	307.998
	B4	1.0	577.150	577.150	307.998	307.998
	B5	1.0	607.642	607.642	307.361	307.361
	B6	1.0	636.648	636.648	305.418	305.418
A2	B1	0.8	0.000	0.000	240.598	300.748
	B2	0.8	0.000	0.000	241.418	301.773
	B3	0.8	0.000	0.000	241.708	302.135
	B4	0.8	0.000	0.000	241.708	302.135
	B5	0.8	0.000	0.000	241.418	301.773
	B6	0.8	0.000	0.000	240.598	300.748

10.5 가시설공

10.5.1 P4 버팀보

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/cm²)
1	0.000	-0.380	1.80	5	0.000	26.00	FILL	1328.189	0.00
2	-0.380	-4.500	1.80	30	0.500	27.00	SAND	2749.092	0.00
3	-4.500	-6.440	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
4	-6.440	-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	-0.380	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-0.380	-4.500	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-4.500	-6.440	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-6.440	-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. = -3.000 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -4.500 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -5.510 (m)
* 엄지말뚝 근입길이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 4
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.500 -3.500 -5.510 -5.510

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(Ry)	=	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	Ry	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	Ry	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 강축	자유및접착장 약축	설치간격 (m)	Cable 수(ea)	Spring정수 (t/m)	S/Type 한계압력	WALE Type	WALE 설치수
1	-1.000	Strut	0.0	11.14	4.00	2.00	1	8688.4	1	1	1
2	-3.000	Strut	0.0	11.14	4.00	2.00	1	8688.4	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 하하여 실시하며,수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  $Ka = Tan^2 (45-\phi/2)$
  $Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)$
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

NO.	EL. (m)	C(t/㎡) (1)	C(t/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (t/㎡)	토 압(t/㎡) (1)	토 압(t/㎡) (2)	계 (t/㎡) Pa1	계 (t/㎡) Pa2	
										h= 2.00	Rt= 1.80
1	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.978	1.978	1.978	1.978	
										h= 1.50	Rt= 0.80
2	-4.500	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	2.429	0.000	3.929	1.500	
										h= 1.01	Rt= 2.00
3	-5.510	2.9	2.9	0.320	0.320	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500	
										h= 0.93	Rt= 2.00
4	-6.440	2.9	25.0	0.320	0.295	1.500	0.553	0.000	2.053	1.500	
										h= 0.57	Rt= 2.30
5	-7.010	25.0	0.0	0.295	0.000	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500	

* 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	-5.510	0.0	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251	0.000	10.251	
										h= 0.93	Rt= 2.00
2	-6.440	2.9	25.0	3.124	3.392	0.930	16.062	98.398	16.992	99.328	
										h= 0.57	Rt= 2.30
3	-7.010	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	102.845	0.000	104.345	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. -3.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.978 + 3.929) x 0.5 x 1.500 x 0.833 x 0.6 = 2.213 tf-m
2. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 1.010 x 2.005 x 0.6 = 1.823 tf-m
3. (1.500 + 2.053) x 0.5 x 0.930 x 2.999 x 0.6 = 2.973 tf-m
4. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 0.570 x 3.725 x 0.6 = 1.911 tf-m

Total moment (Ma) = 8.920 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (10.251 + 16.992) x 0.5 x 0.930 x 3.013 x 0.6 = 22.904 tf-m
2. (99.328 +104.345) x 0.5 x 0.570 x 3.727 x 0.6 = 129.816 tf-m

Total moment (Mp) = 152.720 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 152.720 / 8.920

= 17.121 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

NO.	EL. (m)	C(t/㎡) (1)	C(t/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (t/㎡)	토 압(t/㎡) (1)	토 압(t/㎡) (2)	계 (t/㎡) Pa1	계 (t/㎡) Pa2	
										h= 0.62 Rt=	1.80
1	-1.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	0.626	0.626	0.626	0.626	
										h= 2.00 Rt=	1.80
2	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.978	1.978	1.978	1.978	
										h= 0.50 Rt=	0.80
3	-3.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.500	2.129	2.129	2.629	2.629	
										h= 1.00 Rt=	0.80
4	-4.500	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	2.429	0.000	3.929	1.500	
										h= 1.94 Rt=	1.00
5	-6.440	2.9	25.0	0.320	0.295	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500	
										h= 0.57 Rt=	1.30
6	-7.010	25.0	0.0	0.295	0.000	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500	

* 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	-3.500	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632	
										h= 1.00 Rt=	0.80
2	-4.500	0.5	2.9	2.663	3.124	1.000	3.762	12.751	4.762	13.751	
										h= 1.94 Rt=	1.00
3	-6.440	2.9	25.0	3.124	3.392	2.940	18.811	101.383	21.751	104.323	
										h= 0.57 Rt=	1.30
4	-7.010	25.0	0.0	3.392	0.000	3.510	103.896	0.000	107.406	0.000	

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.51 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. -1.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (0.626 + 1.978) x 0.5 x 2.000 x 1.173 x 0.6 = 1.833 tf-m
2. (1.978 + 2.629) x 0.5 x 0.500 x 2.262 x 0.6 = 1.563 tf-m
3. (2.629 + 3.929) x 0.5 x 1.000 x 3.033 x 0.6 = 5.967 tf-m
4. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 1.940 x 4.470 x 0.6 = 7.805 tf-m
5. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 0.570 x 5.725 x 0.6 = 2.937 tf-m

Total moment (Ma) = 20.104 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 4.762) x 0.5 x 1.000 x 3.082 x 0.6 = 5.911 tf-m
2. (13.751 + 21.751) x 0.5 x 1.940 x 4.543 x 0.6 = 93.865 tf-m
3. (104.323 +107.406) x 0.5 x 0.570 x 5.726 x 0.6 = 207.327 tf-m

Total moment (Mp) = 307.104 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 307.104 / 20.104

= 15.275 > 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 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	0.000	0.59	0.59	0.59	2.90	2.90
	-0.380	0.85	0.85	0.85	2.90	2.90
2	-0.380	0.21	0.21	0.21	2.79	2.79
	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.79	2.79
3	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.79	2.79
	-1.500	0.96	0.96	0.96	2.79	2.79
4	-1.500	1.40	0.96	0.96	2.79	2.79
	-2.250	0.90	1.47	1.47	2.79	2.79
5	-2.250	0.90	1.47	1.47	2.79	2.79
	-3.000	0.50	1.98	1.98	2.79	2.79
6	-3.000	0.50	1.98	1.98	2.79	2.79
	-3.500	0.94	2.32	2.32	2.79	2.79
7	-3.500	0.94	2.32	2.32	2.79	2.79
	-4.500	1.80	3.18	2.99	2.79	2.99
8	-4.500	0.00	0.00	0.00	2.60	2.60
	-5.005	0.28	0.00	0.11	2.60	2.60
9	-5.005	0.00	0.00	0.11	2.60	2.60
	-5.510	1.47	0.00	0.44	0.31	0.44
10	-5.510	0.00	0.00	0.44	0.00	0.00
	-6.440	0.00	0.00	0.13	0.00	0.00
11	-6.440	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-7.010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	1.80	3.18	2.99	2.90	2.99

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	0.000	1.88	2.09	2.22	0.73	2.22
2	-0.380	1.70	1.97	2.14	0.72	2.14
3	-1.000	1.42	1.78	2.01	0.70	2.01
4	-1.500	1.19	1.62	1.92	0.71	1.92
5	-2.250	0.88	1.39	1.75	0.72	1.75
6	-3.000	0.59	1.13	1.54	0.72	1.54
7	-3.500	0.43	0.93	1.37	0.73	1.37
8	-4.500	0.16	0.53	0.94	0.68	0.94
9	-5.005	0.05	0.33	0.70	0.61	0.70
10	-5.510	-0.05	0.14	0.45	0.52	0.52
11	-6.440	-0.20	-0.19	0.00	0.32	0.32
12	-7.010	-0.29	-0.38	-0.27	0.19	0.00
	MAX.	1.88	2.09	2.22	0.73	2.22

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.380	0.27	0.27	0.27	1.10	1.10
2	-0.380	-0.27	-0.27	-0.27	-1.10	-1.10
	-1.000	0.53	0.53	0.53	2.83	2.83
3	-1.000	-0.53	2.57	1.52	3.29	3.29
	-1.500	0.93	-2.18	-1.12	-1.89	-2.18
4	-1.500	-0.76	2.18	1.12	1.89	2.18
	-2.250	0.76	-1.26	-0.21	0.20	-1.26
5	-2.250	-0.45	1.26	0.21	-0.20	1.26
	-3.000	0.45	0.03	1.09	2.29	2.29
6	-3.000	-0.11	-0.03	2.52	3.99	3.99
	-3.500	0.11	1.11	-1.45	-2.60	-2.60
7	-3.500	0.28	-0.89	1.45	2.60	2.60
	-4.500	-0.28	2.61	1.20	0.19	2.61
8	-4.500	0.64	-0.92	-1.20	-0.19	-1.20
	-5.005	-0.64	0.92	1.23	1.50	1.50
9	-5.005	0.73	-0.44	-1.23	-1.50	-1.50
	-5.510	-0.73	0.44	1.37	2.24	2.24
10	-5.510	0.62	0.00	-0.52	-0.97	-0.97
	-6.440	-0.62	0.00	0.52	0.97	0.97
11	-6.440	0.11	0.04	-0.04	-0.16	-0.16
	-7.010	-0.11	-0.04	0.04	0.19	0.19
	MAX.	0.93	2.61	2.52	3.99	3.99

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.380	0.05	0.05	0.05	0.21	0.21
3	-1.000	0.28	0.28	0.28	1.43	1.43
4	-1.500	0.64	-0.91	-0.38	0.13	-0.91
5	-2.250	1.21	-2.22	-0.90	-0.51	-2.22
6	-3.000	1.55	-2.71	-0.60	0.43	-2.71
7	-3.500	1.61	-2.43	-1.60	-1.22	-2.43
8	-4.500	1.33	-0.66	-1.78	-2.43	-2.43
9	-5.005	1.01	-0.20	-1.16	-2.00	-2.00
10	-5.510	0.64	0.02	-0.51	-1.01	-1.01
11	-6.440	0.06	0.02	-0.02	-0.10	-0.10
12	-7.010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	1.61	2.71	1.78	2.43	2.71

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
3	-1.000	0.00	-3.10	-2.05	-6.12	-6.12
6	-3.000	0.00	0.00	-3.61	-6.28	-6.28
MAX.		0.00	-3.10	-3.61	-6.28	-6.28

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	0.22233	2	-0.380	0.21415
3	-1.000	0.20126	4	-1.500	0.19161
5	-2.250	0.17538	6	-3.000	0.15417
7	-3.500	0.13694	8	-4.500	0.09432
9	-5.005	0.07015	10	-5.510	0.05212
11	-6.440	0.03195			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00880 m'/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 5.5 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 27.66 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 27.66 /2) = 11.57 m
Ht = Hp + Hw = 11.57 m + 5.51 m = 17.08 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 17.08 m x tan (45 - 27.66 /2) = 10.33 m

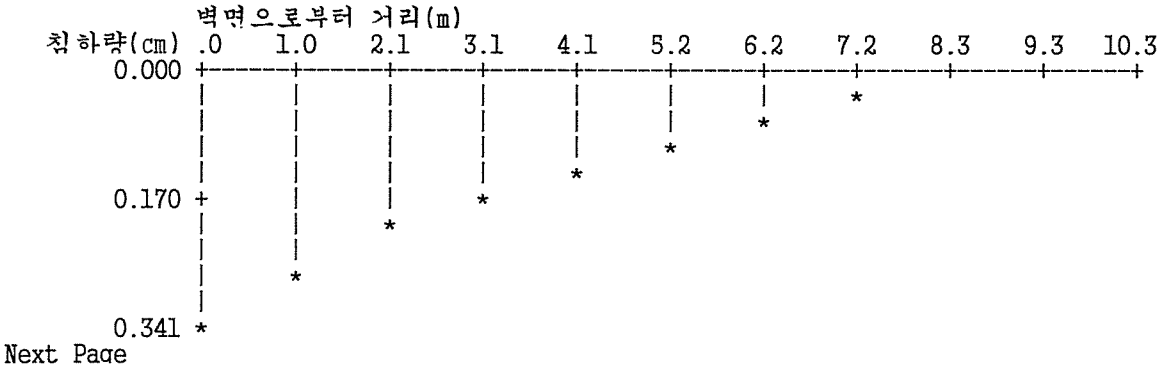
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00880/ 10.33
= 0.003407 m = 0.341 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.341 x ((10.33 - Xi)/ 10.33)**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	0.34072	0.000	1/ 0	2	1.033	0.27598	0.065	1/1596
3	2.067	0.21806	0.058	1/1784	4	3.100	0.16695	0.051	1/2022
5	4.133	0.12266	0.044	1/2333	6	5.166	0.08518	0.037	1/2757
7	6.200	0.05451	0.031	1/3370	8	7.233	0.03066	0.024	1/4332
9	8.266	0.01363	0.017	1/6065	10	9.299	0.00341	0.010	1/9999
11	10.333	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 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	-1.000	0.00	3.10	2.05	6.12	6.12
2	-3.000	0.00	0.00	3.61	6.28	6.28
MAX.		0.00	3.10	3.61	6.28	6.28

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 = 6.117 x 2.000 / COS(0.0) = 12.234 (ton)

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

T = 6.279 x 2.000 / COS(0.0) = 12.559 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 12.559 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 12.559 (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) = 24.559 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 11.140**2/8.0 = 7.756 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 24.559 x 1000 / 92.180 = 266.423 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 7.756 x 100000 / 867.000 = 894.605 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx =1114.000 / 10.800 = 103.148 . L2/Rv = 400.000 / 6.290 = 63.593
L2/B = 400.000 / 25.000 = 16.000

(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)
93 < L/R ;
f(Cax) = 1.00 x 18.000.000 / (6700 + 103.148 x 103.148) = 1038.090 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (103.148 x 103.148) = 1691.802 kg/cm²
0. 응 력 검 토

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

= 266.42/ 1038.09 + 894.61/ 2100.00(1.0- 266.42/ 1691.80)
= 0.26 + 0.51 = 0.76
따 라 서 . F = 0.762 < 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 = 1686.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (63.59- 20)) x 1.00 = 1533.291 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (63.593 x 63.593) = 4450.961 kg/cm²
0. 응 력 검 토

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

= 266.42/ 1533.29 + 894.61/ 1686.00(1.0- 266.42/ 4450.96)
= 0.17 + 0.56 = 0.74
따 라 서 . F = 0.738 < 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	-1.000	H-250X250X9X14@1	12.234	262.894	894.605	0.76	0.74	O.K	O.K
2	-3.000	H-250X250X9X14@1	12.559	266.423	894.605	0.76	0.74	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) =.21000E+07 (kgf/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.200 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 32400.0 (cm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (㎤)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 2.707 x 0.600 = 1.624 (tf-m) [at Nodal point No. 6 : Step 2]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.624 x 100000 /1800.000 = 90.247 (kgf/㎠)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 344.000 / 60.000 = 5.733 . L/Rx = 344.000 / 7.560 = 45.503

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 1.624 x 1.0E+5 / 2700.0
= 60.165 (㎤)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 합증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 60.2 / 0.6 = 100.3

따 라 서 . 100.275 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 3.993 x 0.600 = 2.396 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 2.396 x 1000 / 173.200
= 13.834 (kgf/㎠)

따 라 서 . 13.834 < 1500.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 2 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 12.559 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 12.559 x COS(0.00) / 2.000 = 6.279 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan(S) x L2
= 6.279 x 0.000 - 6.279 x 0.000 x 0.000 = 0.000 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 6.279 x 2.000 x 2.000 / 10.000 = 2.512 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 92.180 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.512 x 100000 / 867.000 = 289.709 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 200.000 / 10.800 = 18.519 . L2/Rv = 200.000 / 6.290 = 31.797
L2/B = 200.000 / 25.000 = 8.000

(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 = 1974.0 (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 / (18.519 x 18.519) = 52488.000 kg/㎠
0. 응 력 검 토

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

= 0.00/ 2100.00 + 289.71/ 1974.00(1.0- 0.00/ 52488.00)
= 0.00 + 0.15 = 0.15
따 라 서 . F = 0.147 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 1974.0 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (31.80- 20)) x 1.00 = 1946.646 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (31.797 x 31.797) = 17803.846 kg/㎠
0. 응 력 검 토

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

= 0.00/ 1946.65 + 289.71/ 1974.00(1.0- 0.00/ 17803.85)
= 0.00 + 0.15 = 0.15
따 라 서 . F = 0.147 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 6.279 x 2.000 x (6.00/ 10.00) = 7.535 (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 = 7.535 x 1000 / 19.980 = 377.143 (kgf/㎠)

따 라 서 . 377.143 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	-1.00	H-250X250X9X14@1	6.12	2.45	0.00	7.34	367.37	0.14	0.14
2	-3.00	H-250X250X9X14@1	6.28	2.51	0.00	7.54	377.14	0.15	0.15

THE END

10.5.2 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	-0.380	1.80	5	0.000	26.00	FILL	1328.189	0.00
2	-0.380	-4.500	1.80	30	0.500	27.00	SAND	2749.092	0.00
3	-4.500	-6.440	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
4	-6.440	-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	-0.380	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-0.380	-4.500	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-4.500	-6.440	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-6.440	-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. = -3.000 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -4.500 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -5.510 (m)
* 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 4
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.500 -3.500 -5.510 -5.510

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(Ry)	=	2.850	(cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N)	=	0.000	(tf)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격	=	0.60	(m)

I-6. 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

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

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (㎠)	단면2차반경(cm) Rx	Ry	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)	자유및점착장 강축	약축	설치간격 (m)	Cable 수(ea)	Spring정수 (t/m')	S/Type 한계압력	WALE Type	WALE 설치수
1	-1.000	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1
2	-3.000	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. 용접감도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토 류 벽 의 근 입 심 도 검 토

토류벽의 근입길이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.
- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한 토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 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= 2.00 Rt= 1.80	
1	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.978	1.978	1.978	1.978
									h= 1.50 Rt= 0.80	
2	-4.500	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	2.429	0.000	3.929	1.500
									h= 1.01 Rt= 2.00	
3	-5.510	2.9	2.9	0.320	0.320	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500
									h= 0.93 Rt= 2.00	
4	-6.440	2.9	25.0	0.320	0.295	1.500	0.553	0.000	2.053	1.500
									h= 0.57 Rt= 2.30	
5	-7.010	25.0	0.0	0.295	0.000	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500

* 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	-5.510	0.0	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251	0.000	10.251
									h= 0.93 Rt= 2.00	
2	-6.440	2.9	25.0	3.124	3.392	0.930	16.062	98.398	16.992	99.328
									h= 0.57 Rt= 2.30	
3	-7.010	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	102.845	0.000	104.345	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. -3.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.978 + 3.929) x 0.5 x 1.500 x 0.833 x 0.6 = 2.213 tf-m
2. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 1.010 x 2.005 x 0.6 = 1.823 tf-m
3. (1.500 + 2.053) x 0.5 x 0.930 x 2.999 x 0.6 = 2.973 tf-m
4. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 0.570 x 3.725 x 0.6 = 1.911 tf-m

Total moment (Ma) = 8.920 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (10.251 + 16.992) x 0.5 x 0.930 x 3.013 x 0.6 = 22.904 tf-m
2. (99.328 +104.345) x 0.5 x 0.570 x 3.727 x 0.6 = 129.816 tf-m

Total moment (Mp) = 152.720 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 152.720 / 8.920

= 17.121 > 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
  $Ka = Tan^2 (45-\phi/2)$
  $Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)$
  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= 0.62 Rt= 1.80
1	-1.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	0.626	0.626	0.626	0.626	
											h= 2.00 Rt= 1.80
2	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.978	1.978	1.978	1.978	
											h= 0.50 Rt= 0.80
3	-3.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.500	2.129	2.129	2.629	2.629	
											h= 1.00 Rt= 0.80
4	-4.500	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	2.429	0.000	3.929	1.500	
											h= 1.94 Rt= 1.00
5	-6.440	2.9	25.0	0.320	0.295	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500	
											h= 0.57 Rt= 1.30
6	-7.010	25.0	0.0	0.295	0.000	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500	

* 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	-3.500	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632	
											h= 1.00 Rt= 0.80
2	-4.500	0.5	2.9	2.663	3.124	1.000	3.762	12.751	4.762	13.751	
											h= 1.94 Rt= 1.00
3	-6.440	2.9	25.0	3.124	3.392	2.940	18.811	101.383	21.751	104.323	
											h= 0.57 Rt= 1.30
4	-7.010	25.0	0.0	3.392	0.000	3.510	103.896	0.000	107.406	0.000	

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.51 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. -1.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (0.626 + 1.978) x 0.5 x 2.000 x 1.173 x 0.6 = 1.833 tf-m
2. (1.978 + 2.629) x 0.5 x 0.500 x 2.262 x 0.6 = 1.563 tf-m
3. (2.629 + 3.929) x 0.5 x 1.000 x 3.033 x 0.6 = 5.967 tf-m
4. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 1.940 x 4.470 x 0.6 = 7.805 tf-m
5. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 0.570 x 5.725 x 0.6 = 2.937 tf-m

Total moment (Ma) = 20.104 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 4.762) x 0.5 x 1.000 x 3.082 x 0.6 = 5.911 tf-m
2. (13.751 + 21.751) x 0.5 x 1.940 x 4.543 x 0.6 = 93.865 tf-m
3. (104.323 +107.406) x 0.5 x 0.570 x 5.726 x 0.6 = 207.327 tf-m

Total moment (Mp) = 307.104 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 307.104 / 20.104

= 15.275 > 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'/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	0.000	0.59	0.59	0.59	2.90	2.90
	-0.380	0.85	0.85	0.85	2.90	2.90
2	-0.380	0.21	0.21	0.21	2.79	2.79
	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.79	2.79
3	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.79	2.79
	-1.500	0.96	0.96	0.96	2.79	2.79
4	-1.500	1.40	0.96	0.96	2.79	2.79
	-2.250	0.90	1.47	1.47	2.79	2.79
5	-2.250	0.90	1.47	1.47	2.79	2.79
	-3.000	0.50	1.98	1.98	2.79	2.79
6	-3.000	0.50	1.98	1.98	2.79	2.79
	-3.500	0.94	2.32	2.32	2.79	2.79
7	-3.500	0.94	2.32	2.32	2.79	2.79
	-4.500	1.80	3.18	2.99	2.79	2.99
8	-4.500	0.00	0.00	0.00	2.60	2.60
	-5.005	0.28	0.00	0.11	2.60	2.60
9	-5.005	0.00	0.00	0.11	2.60	2.60
	-5.510	1.47	0.00	0.44	0.31	0.44
10	-5.510	0.00	0.00	0.44	0.00	0.00
	-6.440	0.00	0.00	0.13	0.00	0.00
11	-6.440	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-7.010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	1.80	3.18	2.99	2.90	2.99

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	0.000	1.88	1.97	2.03	0.50	2.03
2	-0.380	1.70	1.85	1.95	0.49	1.95
3	-1.000	1.42	1.68	1.83	0.49	1.83
4	-1.500	1.19	1.54	1.74	0.50	1.74
5	-2.250	0.88	1.32	1.59	0.52	1.59
6	-3.000	0.59	1.08	1.40	0.54	1.40
7	-3.500	0.43	0.90	1.24	0.56	1.24
8	-4.500	0.16	0.51	0.86	0.56	0.86
9	-5.005	0.05	0.32	0.64	0.52	0.64
10	-5.510	-0.05	0.14	0.41	0.46	0.46
11	-6.440	-0.20	-0.17	0.00	0.31	0.31
12	-7.010	-0.29	-0.36	-0.25	0.21	0.00
	MAX.	1.88	1.97	2.03	0.56	2.03

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.380	0.27	0.27	0.27	1.10	1.10
2	-0.380	-0.27	-0.27	-0.27	-1.10	-1.10
	-1.000	0.53	0.53	0.53	2.83	2.83
3	-1.000	-0.53	2.61	1.34	3.10	3.10
	-1.500	0.93	-2.21	-0.95	-1.71	-2.21
4	-1.500	-0.76	2.21	0.95	1.71	2.21
	-2.250	0.76	-1.29	-0.03	0.38	-1.29
5	-2.250	-0.45	1.29	0.03	-0.38	1.29
	-3.000	0.45	0.00	1.26	2.47	2.47
6	-3.000	-0.11	0.00	2.65	4.14	4.14
	-3.500	0.11	1.07	-1.58	-2.75	-2.75
7	-3.500	0.28	-0.88	1.58	2.75	2.75
	-4.500	-0.28	2.62	1.08	0.04	2.62
8	-4.500	0.64	-0.95	-1.08	-0.04	-1.08
	-5.005	-0.64	0.95	1.11	1.35	1.35
9	-5.005	0.73	-0.49	-1.11	-1.35	-1.35
	-5.510	-0.73	0.49	1.25	2.09	2.09
10	-5.510	0.62	-0.04	-0.50	-0.97	-0.97
	-6.440	-0.62	0.04	0.50	0.97	0.97
11	-6.440	0.11	0.03	-0.04	-0.18	-0.18
	-7.010	-0.11	-0.03	0.04	0.21	0.21
	MAX.	0.93	2.62	2.65	4.14	4.14

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.380	0.05	0.05	0.05	0.21	0.21
3	-1.000	0.28	0.28	0.28	1.43	1.43
4	-1.500	0.64	-0.93	-0.30	0.22	-0.93
5	-2.250	1.21	-2.26	-0.69	-0.27	-2.26
6	-3.000	1.55	-2.77	-0.25	0.79	-2.77
7	-3.500	1.61	-2.51	-1.31	-0.93	-2.51
8	-4.500	1.33	-0.75	-1.62	-2.29	-2.29
9	-5.005	1.01	-0.27	-1.07	-1.94	-1.94
10	-5.510	0.64	-0.02	-0.49	-1.02	-1.02
11	-6.440	0.06	0.02	-0.03	-0.12	-0.12
12	-7.010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	1.61	-2.77	1.62	2.29	-2.77

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
3	-1.000	0.00	-3.14	-1.88	-5.93	-5.93
6	-3.000	0.00	0.00	-3.91	-6.61	-6.61
MAX.		0.00	-3.14	-3.91	-6.61	-6.61

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	0.20260	2	-0.380	0.19499
3	-1.000	0.18303	4	-1.500	0.17414
5	-2.250	0.15927	6	-3.000	0.13994
7	-3.500	0.12437	8	-4.500	0.08580
9	-5.005	0.06388	10	-5.510	0.04604
11	-6.440	0.03100			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.00801 m³/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 5.5 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 27.66 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 27.66 /2) = 11.57 m
Ht = Hp + Hw = 11.57 m + 5.51 m = 17.08 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 17.08 m x tan (45 - 27.66 /2) = 10.33 m

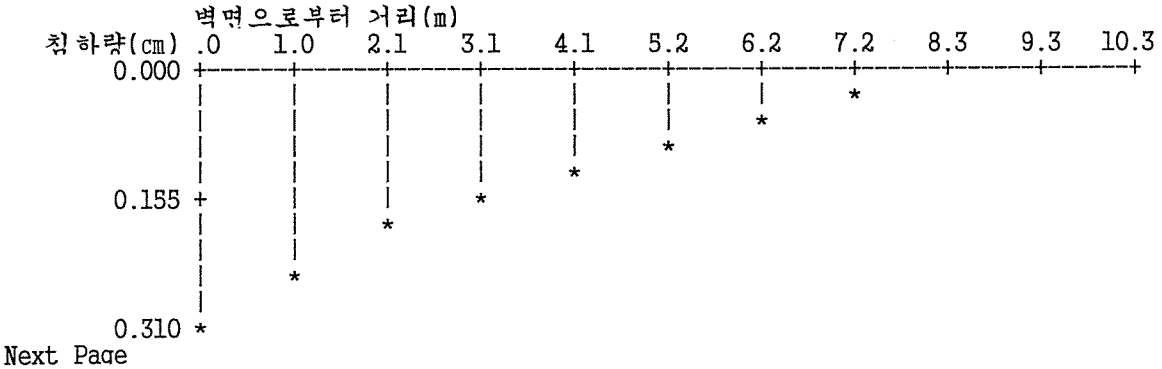
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.00801/ 10.33
= 0.003099 m = 0.310 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.310 x ((10.33 - Xi)/ 10.33)**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	0.30994	0.000	1/ 0	2	1.033	0.25105	0.059	1/1755
3	2.067	0.19836	0.053	1/1961	4	3.100	0.15187	0.046	1/2223
5	4.133	0.11158	0.040	1/2564	6	5.166	0.07748	0.034	1/3031
7	6.200	0.04959	0.028	1/3704	8	7.233	0.02789	0.022	1/4763
9	8.266	0.01240	0.015	1/6668	10	9.299	0.00310	0.009	1/9999
11	10.333	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 -1.50	2 -3.50	3 -5.51	4 -5.51	MAX.
1	-1.000	0.00	3.14	1.88	5.93	5.93
2	-3.000	0.00	0.00	3.91	6.61	6.61
MAX.		0.00	3.14	3.91	6.61	6.61

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 = 5.933 x 1.700 / COS(45.0) = 14.263 (ton)

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

T = 6.614 x 1.700 / COS(45.0) = 15.902 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 15.902 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 15.902 (ton)
. 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
. Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
. 탄 성 계 수 (E) = 0.210E+07 (kg/㎠)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠)
. 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 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) = 27.902 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 6.600**2/8.0 = 2.722 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 27.902 x 1000 / 92.180 = 302.689 (kg/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.722 x 100000 / 867.000 = 314.014 (kg/㎠)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 660.000 / 10.800 = 61.111 . L2/Rv = 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/㎠)
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/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (61.111 x 61.111) = 4819.835 kg/㎠
0. 응 력 검 토

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

= 302.69/ 1565.56 + 314.01/ 2100.00(1.0- 302.69/ 4819.83)
= 0.19 + 0.16 = 0.35
따 라 서 . F = 0.353 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (2100-36x(L/B-4.5))x1.00 = 1549.2 (kg/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (78.70- 20)) x 1.00 = 1336.948 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (78.696 x 78.696) = 2906.454 kg/㎠
0. 응 력 검 토

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

= 302.69/ 1336.95 + 314.01/ 1549.20(1.0- 302.69/ 2906.45)
= 0.23 + 0.23 = 0.45
따 라 서 . F = 0.453 < 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/㎠)	f(b) (kg/㎠)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	CHECK 강축	CHECK 약축
1	-1.000	H-250X250X9X14@1	14.263	284.907	314.014	0.34	0.44	O.K	O.K
2	-3.000	H-250X250X9X14@1	15.902	302.689	314.014	0.35	0.45	O.K	O.K

Next Page

VI. 엄지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 엄지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
* 탄 성 계 수 (E) =.21000E+07 (kgf/㎠)
* 단 면 적 (A) = 173.200 (㎠)
* 단 면 2 차 모 멘 트(IX) = 32400.0 (cm^4)
* 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (㎤)
* 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
* 엄지말뚝의 설 치 간 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 2.771 x 0.600 = 1.663 (tf-m) [at Nodal point No. 6 : Step 2]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.663 x 100000 /1800.000 = 92.368 (kgf/㎠)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 344.000 / 60.000 = 5.733 . L/Rx = 344.000 / 7.560 = 45.503

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 1.663 x 1.0E+5 / 2700.0
= 61.578 (㎤)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 61.6 / 0.6 = 102.6

따 라 서 . 102.631 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 4.144 x 0.600 = 2.486 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 2.486 x 1000 / 173.200
= 14.356 (kgf/㎠)

따 라 서 . 14.356 < 1500.000 O.K

Next Page

VII. 띠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 띠장의 종류 : 연 속 보
. 최대축력 버팀보 NO. = 2 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 15.902 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 15.902 x COS(45.00) / 1.700 = 6.614 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 6.614 x 2.550 - 6.614 x 0.000 x 0.000 = 16.866 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 6.614 x 1.700 x 1.700 / 10.000 = 1.912 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 16.866 x 1000 / 92.180 = 182.973 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 1.912 x 100000 / 867.000 = 220.476 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 170.000 / 10.800 = 15.741 . L2/Rv = 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

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

= 182.97/ 2100.00 + 220.48/ 2017.20(1.0- 182.97/ 72647.75)
= 0.09 + 0.11 = 0.20
따 라 서 . F = 0.197 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2017.2 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (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

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

= 182.97/ 2008.65 + 220.48/ 2017.20(1.0- 182.97/ 24642.00)
= 0.09 + 0.11 = 0.20
따 라 서 . F = 0.201 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 6.614 x 1.700 x (6.00/ 10.00) = 6.747 (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 = 6.747 x 1000 / 19.980 = 337.667 (kgf/㎠)

따 라 서 . 337.667 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	-1.00	H-250X250X9X14@1	5.93	1.71	15.13	6.05	302.86	0.18	0.18
2	-3.00	H-250X250X9X14@1	6.61	1.91	16.87	6.75	337.67	0.20	0.20

THE END

10.5.3 P5 버팀보

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	-2.600	1.90	5	1.500	25.00	SAND	1328.189	0.00
2	-2.600	-7.100	1.80	13	0.500	27.00	SAND	1957.668	0.00
3	-7.100	-8.600	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
4	-8.600	-15.000	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	-2.600	0.406	2.464	0.361	4.079	0.406	3.563	0.577
2	-2.600	-7.100	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-7.100	-8.600	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-8.600	-15.000	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. = -5.600 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -8.600 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -7.960 (m)
* 엄지말뚝 근입길이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 5
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.500 -3.500 -5.500 -7.960 -7.960

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(Ry) = 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	Ry	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	Ry	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)	자유및착장 감축	자유및착장 약축	설치간격 (m)	Cable 수(ea)	Spring정수 (t/m)	S/Type 한계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-1.000	Strut	0.0	11.64	4.00	2.00	1	8315.2	1	1	1
2	-3.000	Strut	0.0	11.64	4.00	2.00	1	8315.2	1	1	1
3	-5.000	Strut	0.0	11.64	4.00	2.00	1	8315.2	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 안전
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안전
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안전

또한.토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 하하여 실시하며.수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 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= 2.00	Rt= 1.80
1	-5.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	3.428	3.428	3.428	3.428	
										h= 0.60	Rt= 1.80
2	-5.600	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	3.833	3.833	3.833	3.833	
										h= 1.50	Rt= 0.80
3	-7.100	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	4.284	0.893	5.784	2.393	
										h= 0.86	Rt= 1.00
4	-7.960	2.9	2.9	0.320	0.320	2.360	1.168	1.168	3.528	3.528	
										h= 0.64	Rt= 1.00
5	-8.600	2.9	25.0	0.320	0.295	3.000	1.373	0.000	4.373	3.000	
										h= 0.86	Rt= 1.30
6	-9.460	25.0	0.0	0.295	0.000	3.000	0.000	0.000	3.000	3.000	

* 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	-7.960	0.0	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251	0.000	10.251	
										h= 0.64	Rt= 1.00
2	-8.600	2.9	25.0	3.124	3.392	0.640	12.251	94.259	12.891	94.899	
										h= 0.86	Rt= 1.30
3	-9.460	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	98.052	0.000	99.552	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. -5.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (3.428 + 3.833) x 0.5 x 0.600 x 0.306 x 0.6 = 0.399 tf-m
2. (3.833 + 5.784) x 0.5 x 1.500 x 1.401 x 0.6 = 6.062 tf-m
3. (2.393 + 3.528) x 0.5 x 0.860 x 2.557 x 0.6 = 3.907 tf-m
4. (3.528 + 4.373) x 0.5 x 0.640 x 3.291 x 0.6 = 4.993 tf-m
5. (3.000 + 3.000) x 0.5 x 0.860 x 4.030 x 0.6 = 6.238 tf-m

Total moment (Ma) = 21.599 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (10.251 + 12.891) x 0.5 x 0.640 x 3.292 x 0.6 = 14.628 tf-m
2. (94.899 + 99.552) x 0.5 x 0.860 x 4.033 x 0.6 = 202.350 tf-m

Total moment (Mp) = 216.978 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 216.978 / 21.599

= 10.046 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

NO.	EL. (m)	C(t/㎡) (1)	C(t/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (t/㎡)	토 압(t/㎡) (1)	토 압(t/㎡) (2)	계 (t/㎡) Pa1	계 (t/㎡) Pa2	
											h= 0.40 Rt= 1.80
1	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	2.076	2.076	2.076	2.076	
											h= 2.00 Rt= 1.80
2	-5.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	3.428	3.428	3.428	3.428	
											h= 0.50 Rt= 1.80
3	-5.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	3.766	3.766	3.766	3.766	
											h= 0.10 Rt= 1.80
4	-5.600	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	3.833	3.833	3.833	3.833	
											h= 1.50 Rt= 0.80
5	-7.100	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	4.284	0.893	5.784	2.393	
											h= 1.50 Rt= 1.00
6	-8.600	2.9	25.0	0.320	0.295	3.000	1.373	0.000	4.373	3.000	
											h= 0.86 Rt= 1.30
7	-9.460	25.0	0.0	0.295	0.000	3.000	0.000	0.000	3.000	3.000	

* 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	-5.500	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632	
											h= 0.10 Rt= 1.80
2	-5.600	0.5	0.5	2.663	2.663	0.000	2.111	2.111	2.111	2.111	
											h= 1.50 Rt= 0.80
3	-7.100	0.5	2.9	2.663	3.124	1.500	5.307	14.563	6.807	16.063	
											h= 1.50 Rt= 1.00
4	-8.600	2.9	25.0	3.124	3.392	3.000	19.249	101.858	22.249	104.858	
											h= 0.86 Rt= 1.30
5	-9.460	25.0	0.0	3.392	0.000	3.860	105.650	0.000	109.510	0.000	

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.96 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. -3.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (2.076 + 3.428) x 0.5 x 2.000 x 1.082 x 0.6 = 3.573 tf-m
2. (3.428 + 3.766) x 0.5 x 0.500 x 2.254 x 0.6 = 2.432 tf-m
3. (3.766 + 3.833) x 0.5 x 0.100 x 2.550 x 0.6 = 0.581 tf-m
4. (3.833 + 5.784) x 0.5 x 1.500 x 3.401 x 0.6 = 14.718 tf-m
5. (2.393 + 4.373) x 0.5 x 1.500 x 4.923 x 0.6 = 14.988 tf-m
6. (3.000 + 3.000) x 0.5 x 0.860 x 6.030 x 0.6 = 9.334 tf-m

Total moment (Ma) = 45.626 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 2.111) x 0.5 x 0.100 x 2.552 x 0.6 = 0.287 tf-m
2. (2.111 + 6.807) x 0.5 x 1.500 x 3.482 x 0.6 = 13.972 tf-m
3. (16.063 + 22.249) x 0.5 x 1.500 x 4.890 x 0.6 = 84.310 tf-m
4. (104.858 +109.510) x 0.5 x 0.860 x 6.033 x 0.6 = 333.672 tf-m

Total moment (Mp) = 432.241 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 432.241 / 45.626

= 9.473 > 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 -1.50	2 -3.50	3 -5.50	4 -7.96	5 -7.96	MAX.
1	0.000	0.22	0.22	0.22	0.29	4.39	4.39
	-1.000	1.11	0.90	0.85	0.78	4.39	4.39
2	-1.000	1.11	0.90	0.85	0.78	4.39	4.39
	-1.500	1.77	1.44	1.28	1.11	4.39	4.39
3	-1.500	2.27	1.94	1.78	1.61	4.39	4.39
	-2.050	2.10	1.65	1.33	1.03	4.39	4.39
4	-2.050	2.10	1.65	1.33	1.03	4.39	4.39
	-2.600	1.52	0.72	0.70	0.70	4.39	4.39
5	-2.600	1.39	1.81	1.81	1.81	3.86	3.86
	-3.000	1.24	2.08	2.08	2.08	3.86	3.86
6	-3.000	1.24	2.08	2.08	2.08	3.86	3.86
	-3.500	1.17	2.41	2.41	2.41	3.86	3.86
7	-3.500	1.17	2.41	2.41	2.41	3.86	3.86
	-4.250	1.28	2.18	2.92	2.92	3.86	3.86
8	-4.250	1.28	2.18	2.92	2.92	3.86	3.86
	-5.000	1.54	1.95	3.43	3.43	3.86	3.86
9	-5.000	1.54	1.95	3.43	3.43	3.86	3.86
	-5.500	1.76	1.80	3.77	3.77	3.86	3.86
10	-5.500	1.76	1.80	3.77	3.77	3.86	3.86
	-5.600	1.80	1.77	3.74	3.83	3.86	3.86
11	-5.600	1.80	1.77	3.74	3.83	3.86	3.86
	-6.350	2.88	2.45	4.38	4.34	3.86	4.34
12	-6.350	2.88	2.45	4.38	4.34	3.86	4.34
	-7.100	0.00	3.07	5.03	4.85	3.86	4.85
13	-7.100	0.00	0.00	1.72	1.37	3.62	3.62
	-7.960	0.00	0.70	2.44	1.92	3.62	3.62
14	-7.960	0.00	0.00	2.44	1.92	0.00	0.00
	-8.600	0.00	0.00	0.00	2.46	0.00	0.00
15	-8.600	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-9.460	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	2.88	3.07	5.03	4.85	4.39	4.85

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.50	4 -7.96	5 -7.96	MAX.
1	0.000	6.18	6.21	5.98	5.93	1.14	6.21
2	-1.000	4.88	5.41	5.58	5.74	1.05	5.74
3	-1.500	4.24	5.02	5.39	5.65	1.03	5.65
4	-2.050	3.55	4.57	5.17	5.54	1.03	5.54
5	-2.600	2.89	4.11	4.93	5.42	1.03	5.42
6	-3.000	2.43	3.76	4.75	5.32	1.04	5.32
7	-3.500	1.91	3.31	4.52	5.21	1.07	5.21
8	-4.250	1.24	2.65	4.12	4.97	1.14	4.97
9	-5.000	0.72	2.01	3.60	4.60	1.20	4.60
10	-5.500	0.45	1.60	3.18	4.25	1.25	4.25
11	-5.600	0.41	1.53	3.09	4.17	1.26	4.17
12	-6.350	0.13	0.99	2.34	3.46	1.28	3.46
13	-7.100	-0.06	0.51	1.52	2.54	1.18	2.54
14	-7.960	-0.20	0.03	0.58	1.35	0.93	1.35
15	-8.600	-0.28	-0.30	-0.10	0.45	0.68	0.68
16	-9.460	-0.38	-0.73	-0.99	-0.75	0.34	0.00
	MAX.	6.18	6.21	5.98	5.93	1.28	6.21

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.50	4 -7.96	5 -7.96	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-1.000	0.67	0.56	0.54	0.54	4.39	4.39
2	-1.000	-0.67	3.85	0.86	0.77	4.33	4.33
	-1.500	1.39	-3.26	-0.33	-0.30	-2.14	-3.26
3	-1.500	-1.23	3.26	0.33	0.30	2.14	3.26
	-2.050	2.25	-2.27	0.53	0.43	0.27	-2.27
4	-2.050	-1.98	2.27	-0.53	-0.43	-0.27	2.27
	-2.600	2.59	-1.62	1.09	0.91	2.68	2.68
5	-2.600	-2.03	1.62	-1.09	-0.91	-2.68	-2.68
	-3.000	2.13	-0.84	1.86	1.68	4.23	4.23
6	-3.000	-1.51	0.84	6.34	3.12	4.42	6.34
	-3.500	1.53	0.28	-5.22	-1.99	-2.49	-5.22
7	-3.500	-0.63	-0.15	5.22	1.99	2.49	5.22
	-4.250	0.63	1.38	-3.22	0.01	0.41	-3.22
8	-4.250	0.33	-1.06	3.22	-0.01	-0.41	3.22
	-5.000	-0.33	1.86	-0.83	2.39	3.31	3.31
9	-5.000	0.92	-1.36	0.83	5.89	6.69	6.69
	-5.500	-0.92	1.68	0.96	-4.10	-4.76	-4.76
10	-5.500	1.13	-1.41	-0.92	4.09	4.75	4.75
	-5.600	-1.13	1.46	1.28	-3.71	-4.36	-4.36
11	-5.600	1.40	-1.06	-1.25	3.72	4.37	4.37
	-6.350	-1.40	1.75	3.68	-0.65	-1.47	3.68
12	-6.350	1.57	-0.99	-3.08	0.65	1.47	-3.08
	-7.100	-1.57	2.16	4.56	2.80	1.42	4.56
13	-7.100	1.44	-0.33	-1.77	-2.80	-1.42	-2.80
	-7.960	-1.44	0.33	1.77	4.21	4.54	4.54
14	-7.960	0.93	0.24	-0.37	-1.52	-2.19	-2.19
	-8.600	-0.93	-0.24	0.37	1.52	2.19	2.19
15	-8.600	0.22	0.20	0.15	-0.13	-0.46	-0.46
	-9.460	-0.22	-0.20	-0.15	0.13	0.50	0.50
	MAX.	2.59	3.85	6.34	5.89	6.69	6.69

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.50	4 -7.96	5 -7.96	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-1.000	0.26	0.22	0.22	0.23	2.19	2.19
3	-1.500	0.76	-1.56	-0.09	-0.05	0.57	-1.56
4	-2.050	1.72	-3.08	-0.03	0.00	0.06	-3.08
5	-2.600	3.01	-4.12	0.43	0.38	0.87	-4.12
6	-3.000	3.84	-4.62	1.02	0.89	2.25	-4.62
7	-3.500	4.61	-4.77	-1.88	-0.39	0.53	-4.77
8	-4.250	5.08	-4.17	-5.06	-1.16	-0.25	5.08
9	-5.000	4.83	-3.04	-6.60	-0.29	1.14	-6.60
10	-5.500	4.37	-2.28	-6.58	-2.80	-1.72	-6.58
11	-5.600	4.25	-2.13	-6.47	-3.19	-2.18	-6.47
12	-6.350	3.20	-1.12	-4.59	-4.85	-4.37	-4.85
13	-7.100	2.03	0.04	-1.63	-4.07	-4.39	-4.39
14	-7.960	0.79	0.33	-0.11	-1.09	-1.82	-1.82
15	-8.600	0.19	0.17	0.13	-0.12	-0.42	-0.42
16	-9.460	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	-5.08	4.77	-6.60	4.85	4.39	-6.60

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.50	4 -7.96	5 -7.96	MAX.
2	-1.000	0.00	-4.41	-1.40	-1.31	-8.72	-8.72
6	-3.000	0.00	0.00	-8.20	-4.80	-8.65	-8.65
9	-5.000	0.00	0.00	0.00	-8.28	-10.00	-10.00
MAX.		0.00	-4.41	-8.20	-8.28	-10.00	-10.00

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	0.62120	2	-1.000	0.57385
3	-1.500	0.56507	4	-2.050	0.55431
5	-2.600	0.54175	6	-3.000	0.53231
7	-3.500	0.52082	8	-4.250	0.49731
9	-5.000	0.45951	10	-5.500	0.42531
11	-5.600	0.41741	12	-6.350	0.34553
13	-7.100	0.25352	14	-7.960	0.13490
15	-8.600	0.06818			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.03746 m²/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 8.0 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 26.78 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 26.78 /2) = 11.37 m
Ht = Hp + Hw = 11.37 m + 7.96 m = 19.33 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 19.33 m x tan (45 - 26.78 /2) = 11.90 m

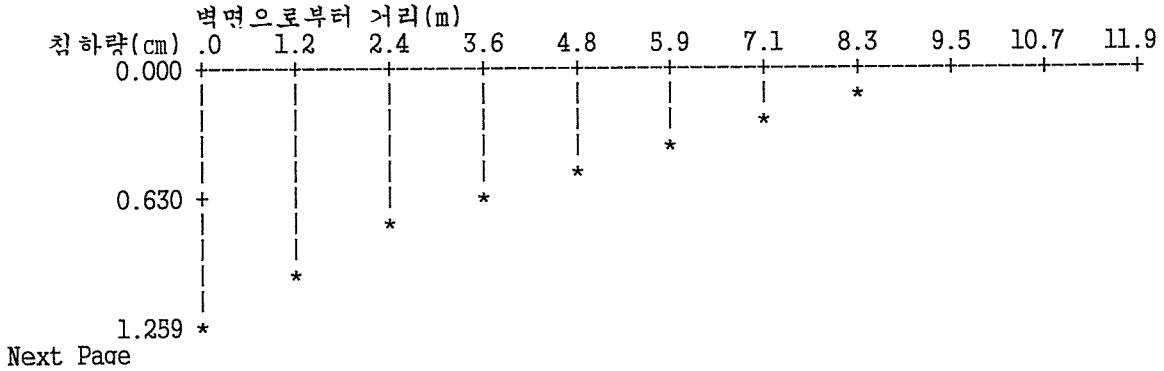
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.03746/ 11.90
= 0.012591 m = 1.259 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 1.259 x ((11.90 - Xi)/ 11.90)**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	1.25913	0.000	1/ 0	2	1.190	1.01989	0.239	1/ 497
3	2.380	0.80584	0.214	1/ 556	4	3.570	0.61697	0.189	1/ 630
5	4.760	0.45329	0.164	1/ 727	6	5.950	0.31478	0.139	1/ 859
7	7.139	0.20146	0.113	1/1050	8	8.329	0.11332	0.088	1/1350
9	9.519	0.05037	0.063	1/1890	10	10.709	0.01259	0.038	1/3150
11	11.899	0.00000	0.013	1/9450					



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 -1.50	2 -3.50	3 -5.50	4 -7.96	5 -7.96	MAX.
1	-1.000	0.00	4.41	1.40	1.31	8.72	8.72
2	-3.000	0.00	0.00	8.20	4.80	8.65	8.65
3	-5.000	0.00	0.00	0.00	8.28	10.00	10.00
MAX.		0.00	4.41	8.20	8.28	10.00	10.00

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 = 8.719 x 2.000 / COS(0.0) = 17.439 (ton)

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

T = 8.647 x 2.000 / COS(0.0) = 17.295 (ton)

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

T = 9.997 x 2.000 / COS(0.0) = 19.994 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 3 : Tmax = 19.994 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 3
Tmax = 19.994 (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) = 31.994 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 11.640**2/8.0 = 8.468 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 31.994 x 1000 / 92.180 = 347.077 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 8.468 x 100000 / 867.000 = 976.713 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx =1164.000 / 10.800 = 107.778 . L2/Rv = 400.000 / 6.290 = 63.593
L2/B = 400.000 / 25.000 = 16.000

(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)
93 < L/R ;
f(Cax) = 1.00 x 18.000.000 / (6700 + 107.778 x 107.778) = 982.745 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (107.778 x 107.778) = 1549.580 kg/cm²
0. 응 력 검 토

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

= 347.08/ 982.74 + 976.71/ 2100.00(1.0- 347.08/ 1549.58)
= 0.35 + 0.60 = 0.95
따 라 서 . F = 0.953 < 1.0 O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ; f(bax) = (2100-36x(L/B-4.5))x1.00 = 1686.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (63.59- 20)) x 1.00 = 1533.291 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (63.593 x 63.593) = 4450.961 kg/cm²
0. 응 력 검 토

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

= 347.08/ 1533.29 + 976.71/ 1686.00(1.0- 347.08/ 4450.96)
= 0.23 + 0.63 = 0.85
따 라 서 . F = 0.855 < 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	-1.000	H-250X250X9X14@1	17.439	319.359	976.713	0.91	0.83	O.K	O.K
2	-3.000	H-250X250X9X14@1	17.295	317.800	976.713	0.91	0.83	O.K	O.K
3	-5.000	H-250X250X9X14@1	19.994	347.077	976.713	0.95	0.85	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 = 6.604 x 0.600 = 3.962 (tf-m) [at Nodal point No. 9 : Step 3]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 3.962 x 100000 /1800.000 = 220.126 (kgf/㎠)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 360.000 / 60.000 = 6.000 . L/Rx = 360.000 / 7.560 = 47.619

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 3.962 x 1.0E+5 / 2700.0
= 146.751 (㎤)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 146.8 / 0.6 = 244.6

따 라 서 . 244.584 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 6.689 x 0.600 = 4.013 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 4.013 x 1000 / 173.200
= 23.172 (kgf/㎠)

따 라 서 . 23.172 < 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) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 19.994 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 19.994 x COS(0.00) / 2.000 = 9.997 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan(S) x L2
= 9.997 x 0.000 - 9.997 x 0.000 x 0.000 = 0.000 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 9.997 x 2.000 x 2.000 / 10.000 = 3.999 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 92.180 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 3.999 x 100000 / 867.000 = 461.213 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 200.000 / 10.800 = 18.519 . L2/Rv = 200.000 / 6.290 = 31.797
L2/B = 200.000 / 25.000 = 8.000

(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 = 1974.0 (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 / (18.519 x 18.519) = 52488.000 kg/㎠
0. 응 력 검 토

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

= 0.00/ 2100.00 + 461.21/ 1974.00(1.0- 0.00/ 52488.00)
= 0.00 + 0.23 = 0.23
따 라 서 . F = 0.234 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 1974.0 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (31.80- 20)) x 1.00 = 1946.646 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (31.797 x 31.797) = 17803.846 kg/㎠
0. 응 력 검 토

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

= 0.00/ 1946.65 + 461.21/ 1974.00(1.0- 0.00/ 17803.85)
= 0.00 + 0.23 = 0.23
따 라 서 . F = 0.234 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 9.997 x 2.000 x (6.00/ 10.00) = 11.996 (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 = 11.996 x 1000 / 19.980 = 600.408 (kgf/㎠)

따 라 서 . 600.408 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	-1.00	H-250X250X9X14@1	8.72	3.49	0.00	10.46	523.68	0.20	0.20
2	-3.00	H-250X250X9X14@1	8.65	3.46	0.00	10.38	519.36	0.20	0.20
3	-5.00	H-250X250X9X14@1	10.00	4.00	0.00	12.00	600.41	0.23	0.23

THE END

10.5.4 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	-4.400	1.90	5	1.500	25.00	SAND	1328.189	0.00
2	-4.400	-8.600	1.80	30	0.500	27.00	SAND	2749.092	0.00
3	-8.600	-10.100	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
4	-10.100	-15.000	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	-4.400	0.406	2.464	0.361	4.079	0.406	3.563	0.577
2	-4.400	-8.600	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
3	-8.600	-10.100	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
4	-10.100	-15.000	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. = -7.100 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -8.600 (m)
* 물의 단위중량 = 1.000 (t/㎥)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

* 최종 굴착바닥 EL. = -9.460 (m)
* 엄지말뚝 근입길이 = 1.500 (m)
* 총 굴착 단계의 수 = 6
* 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -3.000 -5.000 -7.000 -9.460

-9

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(Ry) = 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	Ry	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	Ry	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 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable 수(ea)	Spring정수 (t/m')	S/Type 하제압력	WALE Type	WALE 설치수
1	-0.500	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1
2	-2.500	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1
3	-4.500	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1
4	-6.500	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 하하여 실시하며.수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 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= 2.00 Rt= 1.80	
1	-6.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.509	4.509	4.509	4.509
									h= 0.60 Rt= 1.80	
2	-7.100	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.915	4.915	4.915	4.915
									h= 1.50 Rt= 0.80	
3	-8.600	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	5.366	1.814	6.866	3.314
									h= 0.86 Rt= 2.00	
4	-9.460	2.9	2.9	0.320	0.320	1.500	2.365	2.365	3.865	3.865
									h= 0.64 Rt= 2.00	
5	-10.100	2.9	25.0	0.320	0.295	1.500	2.775	0.000	4.275	1.500
									h= 0.86 Rt= 2.30	
6	-10.960	25.0	0.0	0.295	0.000	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500

* 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	-9.460	0.0	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251	0.000	10.251
									h= 0.64 Rt= 2.00	
2	-10.100	2.9	25.0	3.124	3.392	0.640	14.250	96.430	14.890	97.070
									h= 0.86 Rt= 2.30	
3	-10.960	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	103.140	0.000	104.640	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. -6.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (4.509 + 4.915) x 0.5 x 0.600 x 0.304 x 0.6 = 0.516 tf-m
2. (4.915 + 6.866) x 0.5 x 1.500 x 1.391 x 0.6 = 7.376 tf-m
3. (3.314 + 3.865) x 0.5 x 0.860 x 2.541 x 0.6 = 4.707 tf-m
4. (3.865 + 4.275) x 0.5 x 0.640 x 3.285 x 0.6 = 5.135 tf-m
5. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 0.860 x 4.030 x 0.6 = 3.119 tf-m

Total moment (Ma) = 20.853 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (10.251 + 14.890) x 0.5 x 0.640 x 3.300 x 0.6 = 15.928 tf-m
2. (97.070 +104.640) x 0.5 x 0.860 x 4.035 x 0.6 = 210.006 tf-m

Total moment (Mp) = 225.934 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 225.934 / 20.853

= 10.835 > 1.20 O.K.

Next Page

II-2. 최 종 굴 착 전 단 계 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산
  Ka = Tan² (45-@/2)
  Pa = (q+Rt*h)*Ka - 2*C*SQRT(Ka)
  q : 상재하중 (= 1.5 t/㎡)

NO.	EL. (m)	C(t/㎡) (1)	C(t/㎡) (2)	Ka (1)	Ka (2)	수 압 (t/㎡)	토 압(t/㎡) (1)	토 압(t/㎡) (2)	계 (t/㎡) Pa1	계 (t/㎡) Pa2	
										h= 0.10	Rt= 1.80
1	-4.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	3.157	3.157	3.157	3.157	
										h= 2.00	Rt= 1.80
2	-6.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.509	4.509	4.509	4.509	
										h= 0.50	Rt= 1.80
3	-7.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.847	4.847	4.847	4.847	
										h= 0.10	Rt= 1.80
4	-7.100	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.915	4.915	4.915	4.915	
										h= 1.50	Rt= 0.80
5	-8.600	0.5	2.9	0.376	0.320	1.500	5.366	1.814	6.866	3.314	
										h= 1.50	Rt= 1.00
6	-10.100	2.9	25.0	0.320	0.295	1.500	2.295	0.000	3.795	1.500	
										h= 0.86	Rt= 1.30
7	-10.960	25.0	0.0	0.295	0.000	1.500	0.000	0.000	1.500	1.500	

* 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	-7.000	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632	
										h= 0.10	Rt= 1.80
2	-7.100	0.5	0.5	2.663	2.663	0.000	2.111	2.111	2.111	2.111	
										h= 1.50	Rt= 0.80
3	-8.600	0.5	2.9	2.663	3.124	1.500	5.307	14.563	6.807	16.063	
										h= 1.50	Rt= 1.00
4	-10.100	2.9	25.0	3.124	3.392	3.000	19.249	101.858	22.249	104.858	
										h= 0.86	Rt= 1.30
5	-10.960	25.0	0.0	3.392	0.000	3.860	105.650	0.000	109.510	0.000	

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : d = 3.96 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. -4.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (3.157 + 4.509) x 0.5 x 2.000 x 1.059 x 0.6 = 4.870 tf-m
2. (4.509 + 4.847) x 0.5 x 0.500 x 2.253 x 0.6 = 3.162 tf-m
3. (4.847 + 4.915) x 0.5 x 0.100 x 2.550 x 0.6 = 0.747 tf-m
4. (4.915 + 6.866) x 0.5 x 1.500 x 3.391 x 0.6 = 17.978 tf-m
5. (3.314 + 3.795) x 0.5 x 1.500 x 4.867 x 0.6 = 15.570 tf-m
6. (1.500 + 1.500) x 0.5 x 0.860 x 6.030 x 0.6 = 4.667 tf-m

Total moment (Ma) = 46.995 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 2.111) x 0.5 x 0.100 x 2.552 x 0.6 = 0.287 tf-m
2. (2.111 + 6.807) x 0.5 x 1.500 x 3.482 x 0.6 = 13.972 tf-m
3. (16.063 + 22.249) x 0.5 x 1.500 x 4.890 x 0.6 = 84.310 tf-m
4. (104.858 +109.510) x 0.5 x 0.860 x 6.033 x 0.6 = 333.672 tf-m

Total moment (Mp) = 432.241 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 432.241 / 46.995

= 9.198 > 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 -5.00	4 -7.00	5 -9.46	6 -9.46	MAX.
1	0.000	0.65	0.63	0.63	0.63	0.61	5.14	5.14
	-0.500	0.92	0.87	0.84	0.82	0.75	5.14	5.14
2	-0.500	0.92	0.87	0.84	0.82	0.75	5.14	5.14
	-1.000	1.53	1.40	1.30	1.22	1.17	5.14	5.14
3	-1.000	1.61	1.49	1.39	1.31	1.26	5.14	5.14
	-1.750	1.40	1.25	1.13	1.07	0.96	5.14	5.14
4	-1.750	1.40	1.25	1.13	1.07	0.96	5.14	5.14
	-2.500	1.22	1.01	0.72	0.63	0.63	5.14	5.14
5	-2.500	1.22	1.01	0.72	0.63	0.63	5.14	5.14
	-3.000	1.10	1.01	1.01	1.01	1.01	5.14	5.14
6	-3.000	1.10	1.03	1.01	1.01	1.01	5.14	5.14
	-3.700	1.15	1.03	1.55	1.55	1.55	5.14	5.14
7	-3.700	1.15	1.03	1.55	1.55	1.55	5.14	5.14
	-4.400	0.67	0.55	2.09	2.09	2.09	5.14	5.14
8	-4.400	0.56	1.64	3.09	3.09	3.09	4.52	4.52
	-4.500	0.62	1.61	3.16	3.16	3.16	4.52	4.52
9	-4.500	0.62	1.61	3.16	3.16	3.16	4.52	4.52
	-5.000	1.02	1.45	3.50	3.50	3.50	4.52	4.52
10	-5.000	1.02	1.45	3.50	3.50	3.50	4.52	4.52
	-5.750	1.46	1.22	3.27	4.00	4.00	4.52	4.52
11	-5.750	1.46	1.22	3.27	4.00	4.00	4.52	4.52
	-6.500	1.74	1.41	3.04	4.51	4.51	4.52	4.52
12	-6.500	1.74	1.41	3.04	4.51	4.51	4.52	4.52
	-7.000	0.00	0.84	2.88	4.85	4.85	4.52	4.85
13	-7.000	0.00	0.84	2.88	4.85	4.85	4.52	4.85
	-7.100	0.00	0.81	2.85	4.82	4.92	4.52	4.92
14	-7.100	0.00	0.81	2.85	4.82	4.92	4.52	4.92
	-7.850	0.00	0.00	3.50	5.46	5.42	4.52	5.42
15	-7.850	0.00	0.00	3.50	5.46	5.42	4.52	5.42
	-8.600	0.00	0.00	4.15	6.11	5.93	4.52	5.93
16	-8.600	0.00	0.00	0.00	1.15	2.29	4.25	4.25
	-9.460	0.00	0.00	0.00	1.28	2.85	4.25	4.25
17	-9.460	0.00	0.00	0.00	1.28	2.85	0.00	0.00
	-10.100	0.00	0.00	0.00	1.38	2.63	0.00	0.00
18	-10.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-10.960	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	1.74	1.64	4.15	6.11	5.93	5.14	5.93

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 -5.00	4 -7.00	5 -9.46	6 -9.46	MAX.
1	0.000	4.84	4.97	4.83	4.80	4.83	0.57	4.97
2	-0.500	4.31	4.53	4.53	4.54	4.60	0.62	4.60
3	-1.000	3.78	4.09	4.23	4.29	4.38	0.69	4.38
4	-1.750	3.00	3.43	3.79	3.92	4.06	0.75	4.06
5	-2.500	2.26	2.75	3.38	3.63	3.83	0.79	3.83
6	-3.000	1.81	2.30	3.15	3.52	3.77	0.81	3.77
7	-3.700	1.24	1.71	2.88	3.46	3.81	0.83	3.81
8	-4.400	0.78	1.18	2.61	3.48	3.95	0.84	3.95
9	-4.500	0.72	1.11	2.57	3.48	3.98	0.85	3.98
10	-5.000	0.47	0.79	2.37	3.53	4.13	0.88	4.13
11	-5.750	0.19	0.42	2.03	3.53	4.31	0.95	4.31
12	-6.500	0.02	0.17	1.66	3.35	4.29	1.04	4.29
13	-7.000	-0.05	0.05	1.40	3.09	4.15	1.13	4.15
14	-7.100	-0.06	0.03	1.35	3.03	4.11	1.14	4.11
15	-7.850	-0.11	-0.07	0.95	2.42	3.59	1.22	3.59
16	-8.600	-0.12	-0.11	0.56	1.67	2.78	1.18	2.78
17	-9.460	-0.10	-0.13	0.14	0.76	1.64	0.97	1.64
18	-10.100	-0.09	-0.13	-0.15	0.09	0.74	0.75	0.75
19	-10.960	-0.06	-0.13	-0.54	-0.80	-0.45	0.44	0.00
	MAX.	4.84	4.97	4.83	4.80	4.83	1.22	4.97

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 -5.00	4 -7.00	5 -9.46	6 -9.46	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	0.39	0.37	0.37	0.36	0.34	2.57	2.57
2	-0.500	-0.39	2.34	-0.40	-0.21	0.43	5.05	5.05
	-1.000	1.01	-1.77	0.93	0.72	0.05	-2.49	-2.49
3	-1.000	-0.80	1.77	-0.93	-0.72	-0.05	2.49	2.49
	-1.750	1.62	-0.75	1.88	1.61	0.89	1.37	1.88
4	-1.750	-1.23	0.75	-1.88	-1.61	-0.89	-1.37	-1.88
	-2.500	1.73	0.10	2.57	2.25	1.48	5.22	5.22
5	-2.500	-1.24	-0.10	5.10	0.85	0.90	4.38	5.10
	-3.000	1.42	0.61	-4.67	-0.44	-0.49	-1.81	-4.67
6	-3.000	-0.91	-0.58	4.67	0.44	0.49	1.81	4.67
	-3.700	1.14	1.09	-3.77	0.46	0.40	1.78	-3.77
7	-3.700	-0.60	-1.02	3.77	-0.46	-0.40	-1.78	3.77
	-4.400	0.64	1.10	-2.50	1.73	1.68	5.38	5.38
8	-4.400	-0.10	-0.93	2.50	-1.73	-1.67	-5.37	-5.37
	-4.500	0.10	0.93	-2.19	2.04	1.99	5.83	5.83
9	-4.500	0.25	-0.82	2.20	9.08	4.05	4.51	9.08
	-5.000	-0.25	0.82	-0.53	-7.42	-2.38	-2.25	-7.42
10	-5.000	0.81	-0.57	0.74	7.42	2.38	2.25	7.42
	-5.750	-0.81	0.57	1.29	-4.61	0.43	1.14	-4.61
11	-5.750	1.14	-0.28	-0.77	4.61	-0.43	-1.14	4.61
	-6.500	-1.14	0.28	2.29	-1.41	3.62	4.54	4.54
12	-6.500	1.16	-0.07	-1.49	1.41	7.95	8.18	8.18
	-7.000	-1.16	0.07	2.24	0.93	-5.61	-5.92	-5.92
13	-7.000	1.12	0.01	-1.77	-0.88	5.61	5.93	5.93
	-7.100	-1.12	-0.01	1.90	1.34	-5.13	-5.47	-5.47
14	-7.100	1.04	0.12	-1.23	-1.28	5.13	5.47	5.47
	-7.850	-1.04	-0.12	2.48	4.45	-1.25	-2.07	4.45
15	-7.850	0.81	0.21	-1.23	-3.72	1.25	2.07	-3.72
	-8.600	-0.81	-0.21	2.95	5.53	3.01	1.32	5.53
16	-8.600	0.52	0.23	-0.41	-2.05	-3.01	-1.32	-3.01
	-9.460	-0.52	-0.23	0.41	2.05	5.22	4.97	5.22
17	-9.460	0.26	0.16	0.28	-0.47	-1.86	-2.51	-2.51
	-10.100	-0.26	-0.16	-0.28	0.47	1.86	2.51	2.51
18	-10.100	0.04	0.04	0.23	0.15	-0.20	-0.61	-0.61
	-10.960	-0.04	-0.04	-0.23	-0.15	0.20	0.65	0.65
	MAX.	1.73	2.34	5.10	9.08	7.95	8.18	9.08

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 -5.00	4 -7.00	5 -9.46	6 -9.46	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.09	0.09	0.09	0.09	0.08	0.64	0.64
3	-1.000	0.43	-0.95	0.41	0.31	-0.02	-1.24	-1.24
4	-1.750	1.36	-1.89	1.48	1.20	0.35	-1.66	-1.89
5	-2.500	2.48	-2.12	3.16	2.66	1.25	0.81	3.16
6	-3.000	3.15	-1.94	0.71	2.33	0.90	-0.74	3.15
7	-3.700	3.87	-1.35	-2.27	2.32	0.84	-0.75	3.87
8	-4.400	4.30	-0.60	-4.48	3.06	1.55	1.76	-4.48
9	-4.500	4.31	-0.51	-4.72	3.25	1.73	2.32	-4.72
10	-5.000	4.19	-0.10	-5.41	-0.88	0.12	0.63	-5.41
11	-5.750	3.58	0.33	-5.18	-5.42	-0.64	0.21	-5.42
12	-6.500	2.72	0.54	-4.00	-7.70	0.85	2.34	-7.70
13	-7.000	2.14	0.58	-3.06	-7.83	-2.55	-1.18	-7.83
14	-7.100	2.03	0.58	-2.87	-7.71	-3.08	-1.75	-7.71
15	-7.850	1.25	0.49	-1.52	-5.53	-5.50	-4.58	-5.53
16	-8.600	0.64	0.33	0.03	-1.93	-4.86	-4.86	-4.86
17	-9.460	0.19	0.14	0.38	-0.17	-1.36	-2.16	-2.16
18	-10.100	0.03	0.04	0.20	0.13	-0.17	-0.55	-0.55
19	-10.960	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	4.31	-2.12	-5.41	7.83	-5.50	-4.86	7.83

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 -5.00	4 -7.00	5 -9.46	6 -9.46	MAX.
2	-0.500	0.00	-2.72	-0.03	-0.15	-0.76	-7.62	-7.62
5	-2.500	0.00	0.00	-7.67	-3.10	-2.39	-9.60	-9.60
9	-4.500	0.00	0.00	0.00	-11.13	-6.04	-10.34	-11.13
12	-6.500	0.00	0.00	0.00	0.00	-11.57	-12.71	-12.71
MAX.		0.00	-2.72	-7.67	-11.13	-11.57	-12.71	-12.71

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	0.49682	2	-0.500	0.46032
3	-1.000	0.43789	4	-1.750	0.40594
5	-2.500	0.38271	6	-3.000	0.37739
7	-3.700	0.38134	8	-4.400	0.39507
9	-4.500	0.39782	10	-5.000	0.41341
11	-5.750	0.43107	12	-6.500	0.42940
13	-7.000	0.41516	14	-7.100	0.41074
15	-7.850	0.35914	16	-8.600	0.27773
17	-9.460	0.16355	18	-10.100	0.07511

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.03764 ㎥/m

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

B = 14.0 m . Hw = 9.5 m

Next Page

4) 굴 착 거 리 (Ht)

평균 내부마찰각 $ = 26.43 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 26.43 /2) = 11.30 m
Ht = Hp + Hw = 11.30 m + 9.46 m = 20.76 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 20.76 m x tan (45 - 26.43 /2) = 12.86 m

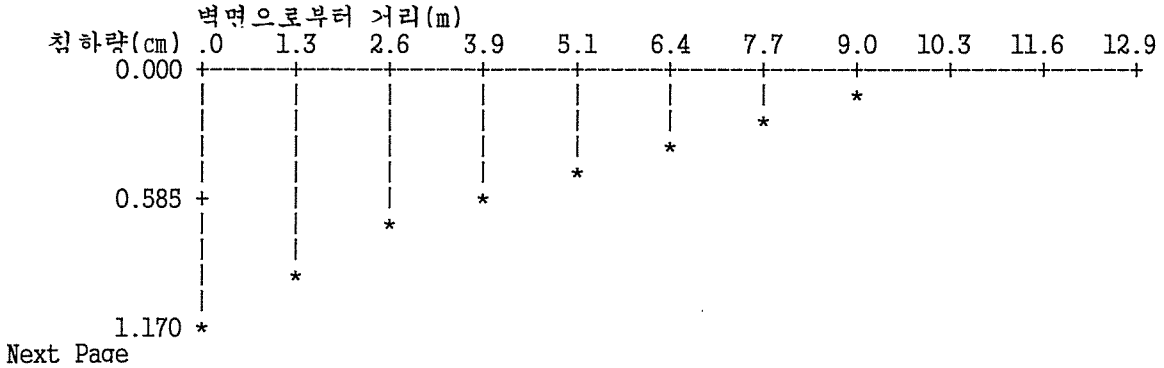
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.03764/ 12.86
= 0.011705 m = 1.170 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 1.170 x ((12.86 - Xi)/ 12.86)**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	1.17046	0.000	1/ 0	2	1.286	0.94808	0.222	1/ 578
3	2.572	0.74910	0.199	1/ 646	4	3.858	0.57353	0.176	1/ 733
5	5.145	0.42137	0.152	1/ 845	6	6.431	0.29262	0.129	1/ 999
7	7.717	0.18727	0.105	1/1221	8	9.003	0.10534	0.082	1/1570
9	10.289	0.04682	0.059	1/2198	10	11.575	0.01170	0.035	1/3663
11	12.862	0.00000	0.012	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 -5.00	4 -7.00	5 -9.46	6 -9.46	MAX.
1	-0.500	0.00	2.72	0.03	0.15	0.76	7.62	7.62
2	-2.500	0.00	0.00	7.67	3.10	2.39	9.60	9.60
3	-4.500	0.00	0.00	0.00	11.13	6.04	10.34	11.13
4	-6.500	0.00	0.00	0.00	0.00	11.57	12.71	12.71
MAX.		0.00	2.72	7.67	11.13	11.57	12.71	12.71

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 = 7.622 x 1.700 / COS(45.0) = 18.325 (ton)

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

T = 9.602 x 1.700 / COS(45.0) = 23.086 (ton)

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

T = 11.126 x 1.700 / COS(45.0) = 26.749 (ton)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 4] . number of Strut or Raker = 1 ea

T = 12.713 x 1.700 / COS(45.0) = 30.565 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 4 : Tmax = 30.565 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 4
Tmax = 30.565 (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) = 42.565 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 6.600**2/8.0 = 2.722 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 42.565 x 1000 / 92.180 = 461.754 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.722 x 100000 / 867.000 = 314.014 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 660.000 / 10.800 = 61.111 . L2/Rv = 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

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

= 461.75/ 1565.56 + 314.01/ 2100.00(1.0- 461.75/ 4819.83)
= 0.29 + 0.17 = 0.46
따 라 서 . F = 0.460 < 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 = 1549.2 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (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

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

= 461.75/ 1336.95 + 314.01/ 1549.20(1.0- 461.75/ 2906.45)
= 0.35 + 0.24 = 0.59
따 라 서 . F = 0.586 < 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	18.325	328.979	314.014	0.37	0.47	O.K	O.K
2	-2.500	H-250X250X9X14@1	23.086	380.621	314.014	0.41	0.52	O.K	O.K
3	-4.500	H-250X250X9X14@1	26.749	420.359	314.014	0.43	0.55	O.K	O.K
4	-6.500	H-250X250X9X14@1	30.565	461.754	314.014	0.46	0.59	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 = 7.826 x 0.600 = 4.696 (tf-m) [at Nodal point No.13 : Step 4]
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 4.696 x 100000 /1800.000 = 260.861 (kgf/cm²)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산
L/B = 360.000 / 60.000 = 6.000 . L/Rx = 360.000 / 7.560 = 47.619

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 4.696 x 1.0E+5 / 2700.0
= 173.907 (cm³)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 173.9 / 0.6 = 289.8

따 라 서 . 289.846 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 9.081 x 0.600 = 5.448 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 5.448 x 1000 / 173.200
= 31.458 (kgf/cm²)

따 라 서 . 31.458 < 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. = 4 . . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
. 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
. 단 면 적 (A) = 92.180 (㎠) . . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (㎤)
. 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
버팀보에 작용하는 최대축력 = 30.565 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 30.565 x COS(45.00) / 1.700 = 12.713 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan($) x L2
= 12.713 x 2.550 - 12.713 x 0.000 x 0.000 = 32.419 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 12.713 x 1.700 x 1.700 / 10.000 = 3.674 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 32.419 x 1000 / 92.180 = 351.688 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 3.674 x 100000 / 867.000 = 423.772 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 170.000 / 10.800 = 15.741 . L2/Rv = 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

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

= 351.69/ 2100.00 + 423.77/ 2017.20(1.0- 351.69/ 72647.75)
= 0.17 + 0.21 = 0.38
따 라 서 . F = 0.379 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2017.2 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (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

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

= 351.69/ 2008.65 + 423.77/ 2017.20(1.0- 351.69/ 24642.00)
= 0.18 + 0.21 = 0.39
따 라 서 . F = 0.388 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 12.713 x 1.700 x (6.00/ 10.00) = 12.967 (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 = 12.967 x 1000 / 19.980 = 649.020 (kgf/㎠)

따 라 서 . 649.020 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	7.62	2.20	19.44	7.77	389.13	0.23	0.23
2	-2.50	H-250X250X9X14@1	9.60	2.78	24.49	9.79	490.21	0.29	0.29
3	-4.50	H-250X250X9X14@1	11.13	3.22	28.37	11.35	567.99	0.33	0.34
4	-6.50	H-250X250X9X14@1	12.71	3.67	32.42	12.97	649.02	0.38	0.39

THE END

10.5.5 P7 버팀보

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질정수

토층 번호	상 단 EL(m)	하 단 EL(m)	단위중량 (t/㎥)	N	점착력 (t/㎡)	전 단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (t/㎥)	마찰저항 (kgf/㎠)
1	0.000	-5.100	1.80	5	0.500	27.00	SAND	1328.189	0.00
2	-5.100	-6.680	2.00	30	2.900	31.00	WEA.ROCK	2749.092	0.00
3	-6.680	-10.000	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	3382.672	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상 단 EL(m)	하 단 EL(m)	RANKINE식 Ka	RANKINE식 Kp	COULOMB식 Ka	COULOMB식 Kp	CAQUOT & KERISEL Ka	CAQUOT & KERISEL Kp	정지토압 Ko
1	0.000	-5.100	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
2	-5.100	-6.680	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
3	-6.680	-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. = -3.000 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -6.680 (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) = -1.500 -3.500 -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(Ry) = 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	Ry	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	Ry	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 강축	자유및정착장 약축	설치간격 (m)	Cable 수(ea)	Spring정수 (t/m)	S/Type 한계압력	WALE Type	WALE 설치수
1	-1.000	Strut	0.0	11.14	4.00	2.00	1	8688.4	1	1	1
2	-3.000	Strut	0.0	11.14	4.00	2.00	1	8688.4	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 4.5<L/B<=30	1.400 x 1.5 = 2.100 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 하하여 실시하며 수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경 우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산

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

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

σ : 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= 2.00 Rt= 1.80	
1	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.978	1.978	1.978	1.978
									h= 2.10 Rt= 0.80	
2	-5.100	0.5	2.9	0.376	0.320	2.100	2.609	0.000	4.709	2.100
									h= 0.63 Rt= 1.00	
3	-5.730	2.9	2.9	0.320	0.320	2.730	0.000	0.000	2.730	2.730
									h= 0.95 Rt= 1.00	
4	-6.680	2.9	25.0	0.320	0.295	3.680	0.000	0.000	3.680	3.680
									h= 0.55 Rt= 1.30	
5	-7.230	25.0	0.0	0.295	0.000	3.680	0.000	0.000	3.680	3.680

* 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	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251	0.000	10.251
									h= 0.95 Rt= 1.00	
2	-6.680	2.9	25.0	3.124	3.392	0.950	13.219	95.311	14.169	96.261
									h= 0.55 Rt= 1.30	
3	-7.230	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	97.736	0.000	99.236	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. -3.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.978 + 4.709) x 0.5 x 2.100 x 1.193 x 0.6 = 5.026 tf-m
2. (2.100 + 2.730) x 0.5 x 0.630 x 2.429 x 0.6 = 2.217 tf-m
3. (2.730 + 3.680) x 0.5 x 0.950 x 3.228 x 0.6 = 5.898 tf-m
4. (3.680 + 3.680) x 0.5 x 0.550 x 3.955 x 0.6 = 4.803 tf-m

Total moment (Ma) = 17.944 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (10.251 + 14.169) x 0.5 x 0.950 x 3.230 x 0.6 = 22.483 tf-m
2. (96.261 + 99.236) x 0.5 x 0.550 x 3.956 x 0.6 = 127.621 tf-m

Total moment (Mp) = 150.105 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 150.105 / 17.944

= 8.365 > 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= 1.00	Rt= 1.80
1	-1.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	0.626	0.626	0.626	0.626	
										h= 2.00	Rt= 1.80
2	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.978	1.978	1.978	1.978	
										h= 0.50	Rt= 0.80
3	-3.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.500	2.129	2.129	2.629	2.629	
										h= 1.60	Rt= 0.80
4	-5.100	0.5	2.9	0.376	0.320	2.100	2.609	0.000	4.709	2.100	
										h= 1.58	Rt= 1.00
5	-6.680	2.9	25.0	0.320	0.295	3.680	0.000	0.000	3.680	3.680	
										h= 0.55	Rt= 1.30
6	-7.230	25.0	0.0	0.295	0.000	3.680	0.000	0.000	3.680	3.680	

* 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	-3.500	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632	
										h= 1.60	Rt= 0.80
2	-5.100	0.5	2.9	2.663	3.124	1.600	5.040	14.250	6.640	15.850	
										h= 1.58	Rt= 1.00
3	-6.680	2.9	25.0	3.124	3.392	3.180	19.186	101.790	22.366	104.970	
										h= 0.55	Rt= 1.30
4	-7.230	25.0	0.0	3.392	0.000	3.730	104.215	0.000	107.945	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. -1.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (0.626 + 1.978) x 0.5 x 2.000 x 1.173 x 0.6 = 1.833 tf-m
2. (1.978 + 2.629) x 0.5 x 0.500 x 2.262 x 0.6 = 1.563 tf-m
3. (2.629 + 4.709) x 0.5 x 1.600 x 3.376 x 0.6 = 11.889 tf-m
4. (2.100 + 3.680) x 0.5 x 1.580 x 4.962 x 0.6 = 13.594 tf-m
5. (3.680 + 3.680) x 0.5 x 0.550 x 5.955 x 0.6 = 7.232 tf-m

Total moment (Ma) = 36.112 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 6.640) x 0.5 x 1.600 x 3.461 x 0.6 = 13.744 tf-m
2. (15.850 + 22.366) x 0.5 x 1.580 x 4.935 x 0.6 = 89.393 tf-m
3. (104.970 +107.945) x 0.5 x 0.550 x 5.956 x 0.6 = 209.250 tf-m

Total moment (Mp) = 312.388 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 312.388 / 36.112

= 8.651 > 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 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	2.88	2.88
	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.88	2.88
2	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.88	2.88
	-1.500	0.96	0.96	0.96	2.88	2.88
3	-1.500	1.01	0.96	0.96	2.88	2.88
	-2.250	0.73	1.47	1.47	2.88	2.88
4	-2.250	0.73	1.47	1.47	2.88	2.88
	-3.000	0.50	1.98	1.98	2.88	2.88
5	-3.000	0.50	1.98	1.98	2.88	2.88
	-3.500	0.94	2.32	2.32	2.88	2.88
6	-3.500	0.94	2.32	2.32	2.88	2.88
	-4.300	1.63	3.01	2.86	2.88	2.88
7	-4.300	1.63	3.01	2.86	2.88	2.88
	-5.100	2.32	3.70	3.40	2.88	3.40
8	-5.100	0.00	0.98	0.14	2.70	2.70
	-5.730	0.65	1.30	0.54	0.31	0.54
9	-5.730	0.00	1.30	0.54	0.00	0.00
	-6.680	0.00	1.92	1.33	0.00	0.00
10	-6.680	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-7.230	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	2.32	3.70	3.40	2.88	3.40

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	1.63	1.67	1.65	0.71	1.67
2	-1.000	1.28	1.70	1.89	0.71	1.89
3	-1.500	1.10	1.72	2.01	0.73	2.01
4	-2.250	0.85	1.72	2.15	0.77	2.15
5	-3.000	0.62	1.63	2.19	0.80	2.19
6	-3.500	0.49	1.52	2.14	0.83	2.14
7	-4.300	0.29	1.24	1.92	0.83	1.92
8	-5.100	0.12	0.87	1.52	0.75	1.52
9	-5.730	0.01	0.55	1.12	0.62	1.12
10	-6.680	-0.15	0.07	0.48	0.39	0.48
11	-7.230	-0.24	-0.21	0.10	0.25	0.00
	MAX.	1.63	1.72	2.19	0.83	2.19

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-1.000	0.31	0.31	0.31	2.88	2.88
2	-1.000	-0.31	3.40	1.32	3.30	3.40
	-1.500	0.71	-3.00	-0.92	-1.86	-3.00
3	-1.500	-0.42	3.00	0.92	1.86	3.00
	-2.250	0.42	-2.09	-0.01	0.31	-2.09
4	-2.250	-0.29	2.09	0.01	-0.31	2.09
	-3.000	0.29	-0.79	1.29	2.47	2.47
5	-3.000	-0.12	0.79	3.52	4.53	4.53
	-3.500	0.12	0.28	-2.44	-3.08	-3.08
6	-3.500	0.05	-0.18	2.44	3.08	3.08
	-4.300	-0.05	2.07	-0.37	-0.78	2.07
7	-4.300	0.24	-1.83	0.37	0.78	-1.83
	-5.100	-0.24	3.68	2.13	1.53	3.68
8	-5.100	0.41	-1.70	-2.13	-1.53	-2.13
	-5.730	-0.41	1.70	2.34	2.48	2.48
9	-5.730	0.43	-0.52	-0.98	-1.12	-1.12
	-6.680	-0.43	0.52	0.98	1.12	1.12
10	-6.680	0.09	-0.01	-0.05	-0.22	-0.22
	-7.230	-0.09	0.01	0.05	0.24	0.24
	MAX.	0.71	3.68	3.52	4.53	4.53

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-1.000	0.10	0.10	0.10	1.44	1.44
3	-1.500	0.35	-1.50	-0.46	0.15	-1.50
4	-2.250	0.67	-3.44	-0.83	-0.43	-3.44
5	-3.000	0.89	-4.54	-0.38	0.61	-4.54
6	-3.500	0.95	-4.68	-1.87	-1.29	-4.68
7	-4.300	0.91	-3.81	-3.03	-2.84	-3.81
8	-5.100	0.72	-1.57	-2.36	-2.53	-2.53
9	-5.730	0.46	-0.49	-0.96	-1.19	-1.19
10	-6.680	0.05	-0.01	-0.03	-0.13	-0.13
11	-7.230	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	-0.95	4.68	-3.03	-2.84	4.68

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
2	-1.000	0.00	-3.71	-1.63	-6.18	-6.18
5	-3.000	0.00	0.00	-4.80	-6.99	-6.99
MAX.		0.00	-3.71	-4.80	-6.99	-6.99

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	0.16682	2	-1.000	0.18920
3	-1.500	0.20123	4	-2.250	0.21494
5	-3.000	0.21871	6	-3.500	0.21436
7	-4.300	0.19236	8	-5.100	0.15200
9	-5.730	0.11214	10	-6.680	0.04769

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.01175 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 $ = 27.44 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 27.44 /2) = 11.52 m
Ht = Hp + Hw = 11.52 m + 5.73 m = 17.25 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 17.25 m x tan (45 - 27.44 /2) = 10.48 m

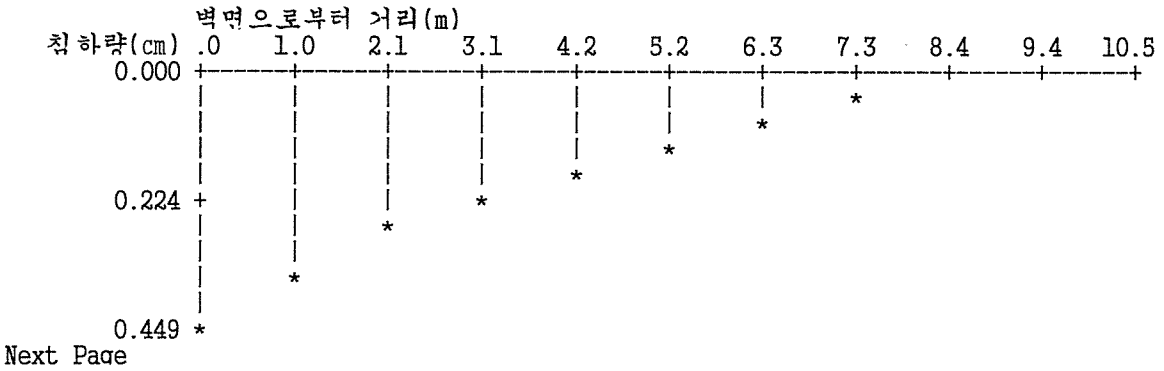
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.01175/ 10.48
= 0.004485 m = 0.449 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.449 x ((10.48 - Xi)/ 10.48)**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	0.44852	0.000	1/ 0	2	1.048	0.36330	0.085	1/1230
3	2.096	0.28705	0.076	1/1375	4	3.144	0.21977	0.067	1/1558
5	4.192	0.16147	0.058	1/1798	6	5.241	0.11213	0.049	1/2124
7	6.289	0.07176	0.040	1/2596	8	7.337	0.04037	0.031	1/3338
9	8.385	0.01794	0.022	1/4674	10	9.433	0.00449	0.013	1/7789
11	10.481	0.00000	0.004	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 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	-1.000	0.00	3.71	1.63	6.18	6.18
2	-3.000	0.00	0.00	4.80	6.99	6.99
MAX.		0.00	3.71	4.80	6.99	6.99

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 = 6.183 x 2.000 / COS(0.0) = 12.366 (ton)

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

T = 6.993 x 2.000 / COS(0.0) = 13.987 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 13.987 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 13.987 (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) = 25.987 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 11.140**2/8.0 = 7.756 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 25.987 x 1000 / 92.180 = 281.912 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 7.756 x 100000 / 867.000 = 894.605 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx =1114.000 / 10.800 = 103.148 . L2/Rv = 400.000 / 6.290 = 63.593
L2/B = 400.000 / 25.000 = 16.000

(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)
93 < L/R ;
f(Cax) = 1.00 x 18.000.000 / (6700 + 103.148 x 103.148) = 1038.090 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (103.148 x 103.148) = 1691.802 kg/cm²
0. 응 력 검 토

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

= 281.91/ 1038.09 + 894.61/ 2100.00(1.0- 281.91/ 1691.80)
= 0.27 + 0.51 = 0.78
따 라 서 . F = 0.783 < 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 = 1686.0 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (63.59- 20)) x 1.00 = 1533.291 kg/cm²
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (63.593 x 63.593) = 4450.961 kg/cm²
0. 응 력 검 토

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

= 281.91/ 1533.29 + 894.61/ 1686.00(1.0- 281.91/ 4450.96)
= 0.18 + 0.57 = 0.75
따 라 서 . F = 0.750 < 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	-1.000	H-250X250X9X14@1	12.366	264.326	894.605	0.76	0.74	O.K	O.K
2	-3.000	H-250X250X9X14@1	13.987	281.912	894.605	0.78	0.75	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 = 4.675 x 0.600 = 2.805 (tf-m) [at Nodal point No. 6 : Step 2]

f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/㎠)

f(b) = M x 100000 / Zx = 2.805 x 100000 /1800.000 = 155.849 (kgf/㎠)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산

L/B = 368.000 / 60.000 = 6.133 . L/Rx = 368.000 / 7.560 = 48.677

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 2.805 x 1.0E+5 / 2700.0
= 103.899 (㎤)

강널말뚝각의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 103.9 / 0.6 = 173.2

따 라 서 . 173.166 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 4.525 x 0.600 = 2.715 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 2.715 x 1000 / 173.200
= 15.677 (kgf/㎠)

따 라 서 . 15.677 < 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 = 13.987 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 13.987 x COS(0.00) / 2.000 = 6.993 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan(S) x L2
= 6.993 x 0.000 - 6.993 x 0.000 x 0.000 = 0.000 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 6.993 x 2.000 x 2.000 / 10.000 = 2.797 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 92.180 = 0.000 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.797 x 100000 / 867.000 = 322.645 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 200.000 / 10.800 = 18.519 . L2/Rv = 200.000 / 6.290 = 31.797
L2/B = 200.000 / 25.000 = 8.000

(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 = 1974.0 (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 / (18.519 x 18.519) = 52488.000 kg/㎠
0. 응 력 검 토

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

= 0.00/ 2100.00 + 322.64/ 1974.00(1.0- 0.00/ 52488.00)
= 0.00 + 0.16 = 0.16
따 라 서 . F = 0.163 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
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 = 1974.0 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cay) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
= (2.100 - 13 (31.80- 20)) x 1.00 = 1946.646 kg/㎠
허용 Euler 좌굴응력 ;
f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (31.797 x 31.797) = 17803.846 kg/㎠
0. 응 력 검 토

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

= 0.00/ 1946.65 + 322.64/ 1974.00(1.0- 0.00/ 17803.85)
= 0.00 + 0.16 = 0.16
따 라 서 . F = 0.163 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 6.993 x 2.000 x (6.00/ 10.00) = 8.392 (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 = 8.392 x 1000 / 19.980 = 420.020 (kgf/㎠)

따 라 서 . 420.020 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	-1.00	H-250X250X9X14@1	6.18	2.47	0.00	7.42	371.34	0.14	0.14
2	-3.00	H-250X250X9X14@1	6.99	2.80	0.00	8.39	420.02	0.16	0.16

THE END

10.5.6 P7 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	-5.100	1.80	5	0.500	27.00	SAND	1328.189	0.00
2	-5.100	-6.680	2.00	30	2.900	31.00	WEA.ROCK	2749.092	0.00
3	-6.680	-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	-5.100	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
2	-5.100	-6.680	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
3	-6.680	-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. = -3.000 (m)
* 지하수위 고려하는 종점 EL. = -6.680 (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) = -1.500 -3.500 -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/cm²)
* 단 면 적 (A)	=	173.2	(cm²)
* 단 면 2 차 모 멘 트(Ix)	=	32400.0	(cm^4)
* 단 면 계 수 (Zx)	=	1800.0	(cm³)
* 단 면 2 차 반 경 강축방향(Rx)	=	7.560	(cm)
약축방향(Rv)	=	2.850	(cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중(N)	=	0.000	(tf)
* 엄 지 말 뚝 설 치 간 격	=	0.60	(m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

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

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (cm²)	단면2차반경(cm) Rx	Rv	단 면 계 수(Z) (cm³)
1	H-250X250X9X14	92.180	10.800	6.290	867.00

Next Page

I-7. 각 단에 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (DO)	자유및점착장 감축	자유및점착장 약축	설치간격 (m)	Cable 수(ea)	Spring정수 (t/m)	S/Type 하계압력	W A L E Type	W A L E 설치수
1	-1.000	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1
2	-3.000	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/R <= 20	1.400 x 1.5 = 2.100
L(Cm):유효 좌굴장	20<L/R<93	2.100 - 13 (L/R - 20)
R(Cm):단면 2차반경	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 하하여 실시하며.수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최 종 굴 착 경우

1) 토 압 계 산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계 산

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

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

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= 2.00 Rt= 1.80	
1	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.978	1.978	1.978	1.978
									h= 2.10 Rt= 0.80	
2	-5.100	0.5	2.9	0.376	0.320	2.100	2.609	0.000	4.709	2.100
									h= 0.63 Rt= 1.00	
3	-5.730	2.9	2.9	0.320	0.320	2.730	0.000	0.000	2.730	2.730
									h= 0.95 Rt= 1.00	
4	-6.680	2.9	25.0	0.320	0.295	3.680	0.000	0.000	3.680	3.680
									h= 0.55 Rt= 1.30	
5	-7.230	25.0	0.0	0.295	0.000	3.680	0.000	0.000	3.680	3.680

* 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	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251	0.000	10.251
									h= 0.95 Rt= 1.00	
2	-6.680	2.9	25.0	3.124	3.392	0.950	13.219	95.311	14.169	96.261
									h= 0.55 Rt= 1.30	
3	-7.230	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	97.736	0.000	99.236	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. -3.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.978 + 4.709) x 0.5 x 2.100 x 1.193 x 0.6 = 5.026 tf-m
2. (2.100 + 2.730) x 0.5 x 0.630 x 2.429 x 0.6 = 2.217 tf-m
3. (2.730 + 3.680) x 0.5 x 0.950 x 3.228 x 0.6 = 5.898 tf-m
4. (3.680 + 3.680) x 0.5 x 0.550 x 3.955 x 0.6 = 4.803 tf-m

Total moment (Ma) = 17.944 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (10.251 + 14.169) x 0.5 x 0.950 x 3.230 x 0.6 = 22.483 tf-m
2. (96.261 + 99.236) x 0.5 x 0.550 x 3.956 x 0.6 = 127.621 tf-m

Total moment (Mp) = 150.105 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 150.105 / 17.944

= 8.365 > 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= 1.00 Rt= 1.80	
1	-1.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	0.626	0.626	0.626	0.626
									h= 2.00 Rt= 1.80	
2	-3.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.978	1.978	1.978	1.978
									h= 0.50 Rt= 0.80	
3	-3.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.500	2.129	2.129	2.629	2.629
									h= 1.60 Rt= 0.80	
4	-5.100	0.5	2.9	0.376	0.320	2.100	2.609	0.000	4.709	2.100
									h= 1.58 Rt= 1.00	
5	-6.680	2.9	25.0	0.320	0.295	3.680	0.000	0.000	3.680	3.680
									h= 0.55 Rt= 1.30	
6	-7.230	25.0	0.0	0.295	0.000	3.680	0.000	0.000	3.680	3.680

* 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	-3.500	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632
									h= 1.60 Rt= 0.80	
2	-5.100	0.5	2.9	2.663	3.124	1.600	5.040	14.250	6.640	15.850
									h= 1.58 Rt= 1.00	
3	-6.680	2.9	25.0	3.124	3.392	3.180	19.186	101.790	22.366	104.970
									h= 0.55 Rt= 1.30	
4	-7.230	25.0	0.0	3.392	0.000	3.730	104.215	0.000	107.945	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. -1.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (0.626 + 1.978) x 0.5 x 2.000 x 1.173 x 0.6 = 1.833 tf-m
2. (1.978 + 2.629) x 0.5 x 0.500 x 2.262 x 0.6 = 1.563 tf-m
3. (2.629 + 4.709) x 0.5 x 1.600 x 3.376 x 0.6 = 11.889 tf-m
4. (2.100 + 3.680) x 0.5 x 1.580 x 4.962 x 0.6 = 13.594 tf-m
5. (3.680 + 3.680) x 0.5 x 0.550 x 5.955 x 0.6 = 7.232 tf-m

Total moment (Ma) = 36.112 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 6.640) x 0.5 x 1.600 x 3.461 x 0.6 = 13.744 tf-m
2. (15.850 + 22.366) x 0.5 x 1.580 x 4.935 x 0.6 = 89.393 tf-m
3. (104.970 +107.945) x 0.5 x 0.550 x 5.956 x 0.6 = 209.250 tf-m

Total moment (Mp) = 312.388 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 률

S.F = Mp / Ma = 312.388 / 36.112

= 8.651 > 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'/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	2.88	2.88
	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.88	2.88
2	-1.000	0.63	0.63	0.63	2.88	2.88
	-1.500	0.96	0.96	0.96	2.88	2.88
3	-1.500	1.01	0.96	0.96	2.88	2.88
	-2.250	0.73	1.47	1.47	2.88	2.88
4	-2.250	0.73	1.47	1.47	2.88	2.88
	-3.000	0.50	1.98	1.98	2.88	2.88
5	-3.000	0.50	1.98	1.98	2.88	2.88
	-3.500	0.94	2.32	2.32	2.88	2.88
6	-3.500	0.94	2.32	2.32	2.88	2.88
	-4.300	1.63	3.01	2.86	2.88	2.88
7	-4.300	1.63	3.01	2.86	2.88	2.88
	-5.100	2.32	3.70	3.40	2.88	3.40
8	-5.100	0.00	0.98	0.14	2.70	2.70
	-5.730	0.65	1.30	0.54	0.31	0.54
9	-5.730	0.00	1.30	0.54	0.00	0.00
	-6.680	0.00	1.92	1.33	0.00	0.00
10	-6.680	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-7.230	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	2.32	3.70	3.40	2.88	3.40

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	1.63	1.52	1.46	0.48	1.63
2	-1.000	1.28	1.58	1.69	0.49	1.69
3	-1.500	1.10	1.61	1.81	0.51	1.81
4	-2.250	0.85	1.63	1.95	0.56	1.95
5	-3.000	0.62	1.57	2.00	0.60	2.00
6	-3.500	0.49	1.47	1.97	0.65	1.97
7	-4.300	0.29	1.21	1.78	0.68	1.78
8	-5.100	0.12	0.85	1.42	0.64	1.42
9	-5.730	0.01	0.55	1.06	0.56	1.06
10	-6.680	-0.15	0.08	0.47	0.38	0.47
11	-7.230	-0.24	-0.19	0.12	0.27	0.00
	MAX.	1.63	1.63	2.00	0.68	2.00

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-1.000	0.31	0.31	0.31	2.88	2.88
2	-1.000	-0.31	3.42	1.05	3.08	3.42
	-1.500	0.71	-3.02	-0.65	-1.64	-3.02
3	-1.500	-0.42	3.02	0.65	1.64	3.02
	-2.250	0.42	-2.10	0.26	0.53	-2.10
4	-2.250	-0.29	2.10	-0.26	-0.53	2.10
	-3.000	0.29	-0.81	1.56	2.69	2.69
5	-3.000	-0.12	0.81	3.70	4.69	4.69
	-3.500	0.12	0.26	-2.62	-3.24	-3.24
6	-3.500	0.05	-0.17	2.62	3.25	3.25
	-4.300	-0.05	2.06	-0.55	-0.94	2.06
7	-4.300	0.24	-1.83	0.55	0.94	-1.83
	-5.100	-0.24	3.67	1.95	1.37	3.67
8	-5.100	0.41	-1.73	-1.95	-1.37	-1.95
	-5.730	-0.41	1.73	2.16	2.32	2.32
9	-5.730	0.43	-0.55	-0.93	-1.11	-1.11
	-6.680	-0.43	0.55	0.93	1.11	1.11
10	-6.680	0.09	-0.02	-0.05	-0.23	-0.23
	-7.230	-0.09	0.02	0.05	0.26	0.26
	MAX.	0.71	3.67	3.70	4.69	4.69

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-1.000	0.10	0.10	0.10	1.44	1.44
3	-1.500	0.35	-1.51	-0.33	0.26	-1.51
4	-2.250	0.67	-3.46	-0.50	-0.15	-3.46
5	-3.000	0.89	-4.57	0.16	1.05	-4.57
6	-3.500	0.95	-4.72	-1.43	-0.93	-4.72
7	-4.300	0.91	-3.86	-2.72	-2.60	-3.86
8	-5.100	0.72	-1.62	-2.20	-2.43	-2.43
9	-5.730	0.46	-0.53	-0.91	-1.19	-1.19
10	-6.680	0.05	-0.01	-0.03	-0.14	-0.14
11	-7.230	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	MAX.	-0.95	4.72	-2.72	2.60	4.72

Next Page

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m) 1 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
2	-1.000	0.00	-3.73	-1.36	-5.96	-5.96
5	-3.000	0.00	0.00	-5.25	-7.38	-7.38
MAX.		0.00	-3.73	-5.25	-7.38	-7.38

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(규열거리) 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	0.16265	2	-1.000	0.16942
3	-1.500	0.18123	4	-2.250	0.19497
5	-3.000	0.19971	6	-3.500	0.19676
7	-4.300	0.17807	8	-5.100	0.14190
9	-5.730	0.10562	10	-6.680	0.04666

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

Vs = 0.01083 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 $ = 27.44 도
Hp = 0.5 x B x tan (45 + $/2)
= 0.5 x 14.0 x tan (45 + 27.44 /2) = 11.52 m
Ht = Hp + Hw = 11.52 m + 5.73 m = 17.25 m

5) 침하영향 거리 (D)

D = Ht x tan (45 - $/2)
= 17.25 m x tan (45 - 27.44 /2) = 10.48 m

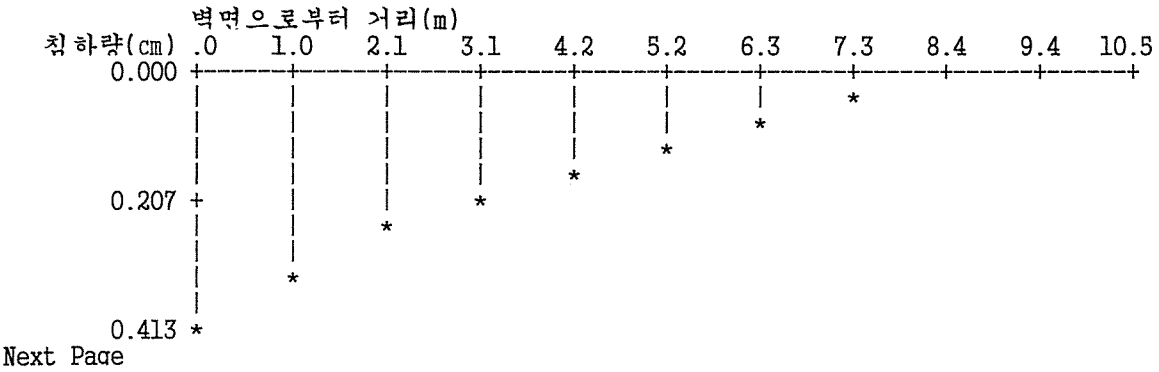
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

Sw = 4 x Vs / D = 4 x 0.01083/ 10.48
= 0.004133 m = 0.413 cm

7) 거리별 침하량 (Si) 및 절점간 침하구배

Si = Sw x ((D - Xi)/D)**2 = 0.413 x ((10.48 - Xi)/ 10.48)**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	0.41329	0.000	1/ 0	2	1.048	0.33477	0.079	1/1335
3	2.096	0.26451	0.070	1/1492	4	3.144	0.20251	0.062	1/1691
5	4.192	0.14878	0.054	1/1951	6	5.241	0.10332	0.045	1/2305
7	6.289	0.06613	0.037	1/2818	8	7.337	0.03720	0.029	1/3623
9	8.385	0.01653	0.021	1/5072	10	9.433	0.00413	0.012	1/8453
11	10.481	0.00000	0.004	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 -1.50	2 -3.50	3 -5.73	4 -5.73	MAX.
1	-1.000	0.00	3.73	1.36	5.96	5.96
2	-3.000	0.00	0.00	5.25	7.38	7.38
MAX.		0.00	3.73	5.25	7.38	7.38

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 = 5.962 x 1.700 / COS(45.0) = 14.333 (ton)

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

T = 7.376 x 1.700 / COS(45.0) = 17.732 (ton)

○ Strut 의 최대축력
NO. 2 : Tmax = 17.732 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 2
Tmax = 17.732 (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) = 29.732 (ton)
설계휨모멘트 = WdxLxL/8 = 0.500x 6.600**2/8.0 = 2.722 (t.m)
f(c) = N x 1000 / A = 29.732 x 1000 / 92.180 = 322.545 (kg/cm²)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.722 x 100000 / 867.000 = 314.014 (kg/cm²)

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 660.000 / 10.800 = 61.111 . L2/Rv = 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

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

= 322.54/ 1565.56 + 314.01/ 2100.00(1.0- 322.54/ 4819.83)
= 0.21 + 0.16 = 0.37
따 라 서 . F = 0.366 < 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 = 1549.2 (kg/cm²)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (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

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

= 322.54/ 1336.95 + 314.01/ 1549.20(1.0- 322.54/ 2906.45)
= 0.24 + 0.23 = 0.47
따 라 서 . F = 0.469 < 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/㎠)	f(b) (kg/㎠)	안 전 율 강축	안 전 율 약축	CHECK 강축	CHECK 약축
1	-1.000	H-250X250X9X14@1	14.333	285.673	314.014	0.34	0.44	O.K	O.K
2	-3.000	H-250X250X9X14@1	17.732	322.545	314.014	0.37	0.47	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 = 4.716 x 0.600 = 2.830 (tf-m) [at Nodal point No. 6 : Step 2]

f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/㎠)

f(b) = M x 100000 / Zx = 2.830 x 100000 /1800.000 = 157.198 (kgf/㎠)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산

L/B = 368.000 / 60.000 = 6.133 . L/Rx = 368.000 / 7.560 = 48.677

소 요 단 면 계 수 Zx = Max. M / f(BA)
= 2.830 x 1.0E+5 / 2700.0
= 104.799 (㎤)

강널말뚝간의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소 요 단 면 계 수 Zx = 104.8 / 0.6 = 174.7

따 라 서 . 174.664 < 1800.000 O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 4.687 x 0.600 = 2.812 (tf)

전 단 강 도 = Smax / Aw
= 2.812 x 1000 / 173.200
= 16.236 (kgf/㎠)

따 라 서 . 16.236 < 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 = 17.732 tf/ea
작용하중 = T x COS(@) / L = 17.732 x COS(45.00) / 1.700 = 7.376 tf/m
축력계산 = P x L1 - P x Tan(S) x L2
= 7.376 x 2.550 - 7.376 x 0.000 x 0.000 = 18.808 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c). f(b) 계 산
최대 휨 모멘트 = 7.376 x 1.700 x 1.700 / 10.000 = 2.132 tf-m
f(c) = N x 1000 / A = 18.808 x 1000 / 92.180 = 204.034 (kgf/㎠)
f(b) = M x 100000 / Zx = 2.132 x 100000 / 867.000 = 245.854 (kgf/㎠)

(나) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 산
L1/Rx = 170.000 / 10.800 = 15.741 . L2/Rv = 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

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

= 204.03/ 2100.00 + 245.85/ 2017.20(1.0- 204.03/ 72647.75)
= 0.10 + 0.12 = 0.22
따 라 서 . F = 0.219 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 산
L/B > 4.5 ;
f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2017.2 (kgf/㎠)
20 < L/R < 93 ;
f(Cav) = (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

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

= 204.03/ 2008.65 + 245.85/ 2017.20(1.0- 204.03/ 24642.00)
= 0.10 + 0.12 = 0.22
따 라 서 . F = 0.224 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = 7.376 x 1.700 x (6.00/ 10.00) = 7.523 (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 = 7.523 x 1000 / 19.980 = 376.533 (kgf/㎠)

따 라 서 . 376.533 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	-1.00	H-250X250X9X14@1	5.96	1.72	15.20	6.08	304.36	0.18	0.18
2	-3.00	H-250X250X9X14@1	7.38	2.13	18.81	7.52	376.53	0.22	0.22

THE END

제11장 교량기초

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

11.1 직접기초 연직지지력(풍화대)
11.2 직접기초 연직지지력(연,경암)
11.3 말뚝기초 연직지지력(풍화대)
11.4 말뚝기초 연직지지력(연,경암)
11.5 말뚝기초 수평지지력, 수평변위
11.6 교 대 활 동 검 토

11.1 직접기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대)

탑리제1 A1 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

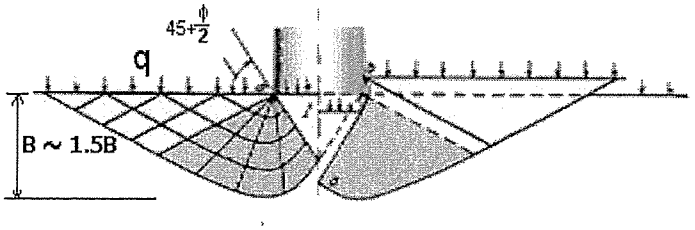


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

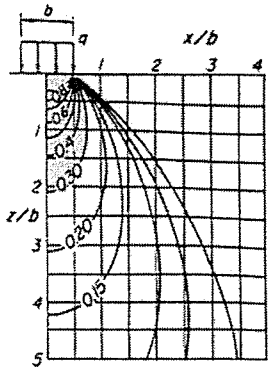


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	19.5	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	1,183,333	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 5.0	m	
적 용 주 상 도	NBB-34	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	6.60	m	
기 초 길 이	L	5.60	m	
기초의 두께	t	3.80	m	
근 입 깊 이	D_f	7.40	m	
작 용 하 중	q	560.592	kPa	상시
		626.82		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3. 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 6.60 m

L = 기 초 길이 = 5.60 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 7.40 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 16.6 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.35
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.38

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,618 + 608 + 3,225) = 5,450.68 kPa

∴ q_a = 1816.89 kPa(상시) / 2725.34 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1 K_p (B/L)$ = 1.37

$s_c = 1 + 0.2 K_p (B/L)$ = 1.74

$s_r = 1 + 0.1 K_p (B/L)$ = 1.37

$d_q = 1 + 0.1 K_p^{1/2} (D_f/B)$ = 1.20

$d_c = 1 + 0.2 K_p^{1/2} (D_f/B)$ = 1.40

$d_r = 1 + 0.1 K_p^{1/2} (D_f/B)$ = 1.20

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (2,308 + 4,161 + 1,007) = 7,476.32 kPa

∴ q_a = 2492.11 kPa(상시) / 3738.16 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.76$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.71$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.53$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot \mathrm{atan}(Df/B) = 1.34$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot \mathrm{atan}(Df/B) = 1.24$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q +$

$\frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

$= (1,799 + 3,894 + 231) = 5,923.88$ kPa

$\therefore q_a =$ 1974.63 kPa(상시) / 2961.94 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 6.60 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 7.40 m

∴ q_a = 900.88 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	7.30	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	2.90	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 13.20

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
1,183,333 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{1,183,333} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{3.8}{6.6} \right)^3$$

= 5.03 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초(L/B = 0.85)

∴ Is = 0.880

침하량 $S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$

$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{1{,}183{,}333} \times q_{net} \times 6.60$

$= 2.49$ mm (상시) $\quad 2.78$ mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 $\quad I_z$: 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	7.30	풍화암	200,000	0.482	7.30	0.00001760
2	2.90	연 암	2,400,000	0.225	2.90	0.00000027
3	1.00	연 암	2,400,000	0.126	1.00	0.00000005
4	1.00	연 암	2,400,000	0.076	1.00	0.00000003
5	1.00	연 암	2,400,000	0.025	1.00	0.00000001
합계	13.20					

q = 560.59 KPa (상시) 626.82 KPa (지진시)

q_d = 7.40 × 16.58 = 122.70 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{122.70}{560.59 - 122.70} \right)$$

$$= 0.86$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$= 0.86 \times 1.40 \times (q - 122.70) \times 0.000018$$

= 9.5 mm (상시) 10.9 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검토 결과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,816.89	900.88	700.00	700.00	560.592	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,492.11					
	Hansen 지지력 공식	1,974.63					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,725.34	1,351.32	1,050.00	1,050.00	626.82	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	3,738.16					
	Hansen 지지력 공식	2,961.94					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검토 결과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	2.5	9.5	25	O.K
지진시	2.8	10.9		O.K

탑리제1 P1 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

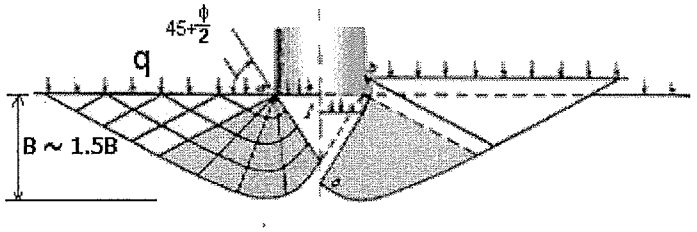


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로 부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

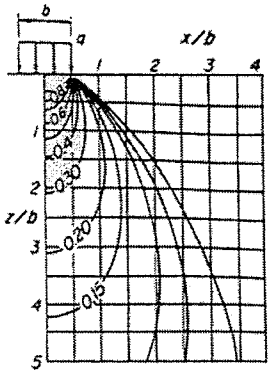


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	19.5	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	1,520,000	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.3	m	
적 용 주 상 도	NBB-35	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	9.00	m	
기 초 길 이	L	8.50	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	6.80	m	
작 용 하 중	q	397	kPa	상시
		507.6		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3, 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 9.00 m

L = 기 초 길이 = 8.50 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 6.80 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 14.9 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.32
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.39

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,582 + 852 + 2,657) = 5,090.17 kPa

∴ q_a = 1696.72 kPa(상시) / 2545.09 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.66

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.13

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.27

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.13

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,997 + 3,135 + 1,255) = 6,387.18 kPa

∴ q_a = 2129.06 kPa(상시) / 3193.59 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.68$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.64$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.58$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.3$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.21$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q + \frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$$

$$= (1{,}666 + 3{,}003 + 345) = 5{,}013.27 \text{ kPa}$$

$\therefore q_a$ = 1671.09 kPa(상시) / 2506.64 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 9.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 6.80 m

∴ q_a = 802.02 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N +15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	7.20	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	7.80	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
합계	18.00						

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
1,520,000 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{1,520,000} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

= 0.23 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초(L/B = 0.94)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{1{,}520{,}000} \times q_{net} \times 9.00$$

= 1.87 mm (상시) 2.39 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	7.20	풍화암	200,000	0.420	7.20	0.00001512
2	7.80	연 암	2,400,000	0.256	7.80	0.00000083
3	1.00	연 암	2,400,000	0.093	1.00	0.00000004
4	1.00	연 암	2,400,000	0.056	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.019	1.00	0.00000001
합계	18.00					

q = 397 KPa(상시) 507.6 KPa(지진시)

q_d = 6.80 × 14.87 = 101.10 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{101.10}{397 - 101.10} \right)$$

$$= 0.83$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$= 0.83 \times 1.40 \times (q - 101.10) \times 0.000016$$

= 5.5 mm(상시) 7.6 mm(지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검토 결과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,696.72	802.02	700.00	700.00	397	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,129.06					
	Hansen 지지력 공식	1,671.09					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,545.09	1,203.03	1,050.00	1,050.00	507.6	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	3,193.59					
	Hansen 지지력 공식	2,506.64					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검토 결과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.9	5.5	25	O.K
지진시	2.4	7.6		O.K

탑리제1 P2 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

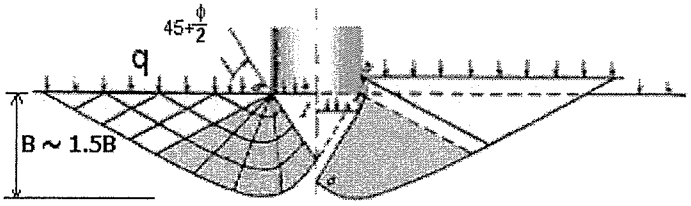


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

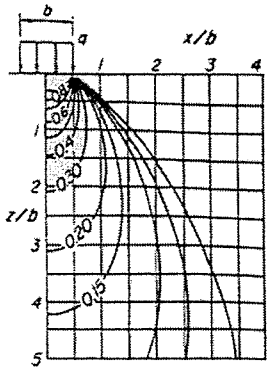


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	19.5	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	1,263,333	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 2.8	m	
적 용 주 상 도	NBB-36	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	9.00	m	
기 초 길 이	L	8.50	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	5.40	m	
작 용 하 중	q	397	kPa	상시
		507.6		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3. 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 9.00 m

L = 기 초 길이 = 8.50 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 5.40 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 15.2 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.32
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.39

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,582 + 852 + 2,152) = 4,585.59 kPa

∴ q_a = 1528.53 kPa(상시) / 2292.80 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.66

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.11

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.21

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.11

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,903 + 2,494 + 1,233) = 5,630.37 kPa

∴ q_a = 1876.79 kPa(상시) / 2815.18 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.68$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.64$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.58$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.24$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.17$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$$q_{ult} = \left(c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q + \frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r \right)$$

$$= (\ 1,589 + 2,352 + 345\ ) = 4,285.75\ \text{kPa}$$

$\therefore\ q_a$ = 1428.58 kPa(상시) / 2142.88 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 9.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 5.40 m

∴ q_a = 768.80 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	9.30	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	5.70	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
합계	18.00						

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
1,263,333 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{1,263,333} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

= 0.27 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 0.94)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{1{,}263{,}333} \times q_{net} \times 9.00$$

$$= 2.25 \text{ mm (상시)} \qquad 2.88 \text{ mm (지진시)}$$

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8 (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3 (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3 (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6 (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	9.30	풍화암	200,000	0.494	9.30	0.00002299
2	5.70	연 암	2,400,000	0.217	5.70	0.00000051
3	1.00	연 암	2,400,000	0.093	1.00	0.00000004
4	1.00	연 암	2,400,000	0.056	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.019	1.00	0.00000001
합계	18.00					

q = 397 KPa (상시) 507.6 KPa (지진시)

q_d = 5.40 × 15.17 = 81.90 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{81.90}{397 - 81.90} \right)$$

$$= 0.87$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [\ 10 \times \text{시간}\ ] = 1 + 0 \log [\ 10 \times 10\ ]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$= 0.87 \times 1.40 \times (q - 81.90) \times 0.000024$$

$$= 9.0 \text{ mm (상시)} \quad 12.2 \text{ mm (지진시)}$$

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,528.53	768.80	700.00	700.00	397	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,876.79					
	Hansen 지지력 공식	1,428.58					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,292.80	1,153.20	1,050.00	1,050.00	507.6	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,815.18					
	Hansen 지지력 공식	2,142.88					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	2.3	9.0	25	O.K
지진시	2.9	12.2		O.K

탑리제1 A2 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

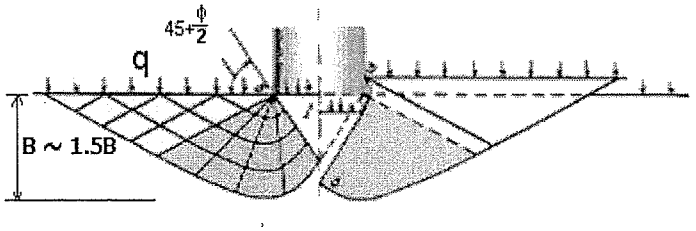


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

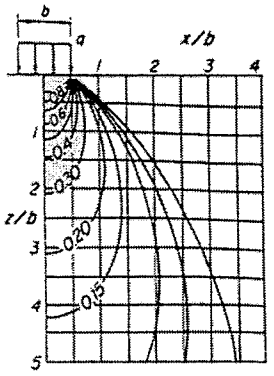


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	19.5	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,044,118	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 1.7	m	
적 용 주 상 도	NBB-37	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	6.80	m	
기 초 길 이	L	5.60	m	
기초의 두께	t	1.80	m	
근 입 깊 이	D_f	4.50	m	
작 용 하 중	q	557.923	kPa	상시
		996.81		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3, 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 6.80 m

L = 기 초 길이 = 5.60 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 4.50 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 13.9 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형 / 식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.36
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.38

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,630 + 627 + 1,644) = 3,900.35 kPa

$\therefore q_a$ = 1300.12 kPa(상시) / 1950.18 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.38

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.76

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.38

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.12

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.23

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.12

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (2,051 + 1,994 + 975) = 5,020.78 kPa

$\therefore q_a$ = 1673.59 kPa(상시) / 2510.39 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.78$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.73$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.51$

$d_c = 1 + 0.4\cdot(Df/B) = 1.26$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df/B) = 1.19$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q +$

$\frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

= (1,711 + 1,927 + 229) = 3,867.16 kPa

∴ q_a = 1289.05 kPa(상시) / 1933.58 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 6.80 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 4.50 m

∴ q_a = 798.40 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	2.20	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	8.40	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 13.60

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,044,118 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - us^2}{1 - ur^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,044,118} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{1.8}{6.8} \right)^3$$

= 0.28 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 0.82)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}044{,}118} \times q_{net} \times 6.80$$

= 1.48 mm (상시) 2.64 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	2.20	풍화암	200,000	0.229	2.20	0.00000252
2	8.40	연 암	2,400,000	0.353	8.40	0.00000124
3	1.00	연 암	2,400,000	0.123	1.00	0.00000005
4	1.00	연 암	2,400,000	0.074	1.00	0.00000003
5	1.00	연 암	2,400,000	0.025	1.00	0.00000001
합계	13.60					

q = 557.92 KPa (상시) 996.81 KPa (지진시)

q_d = 4.50 × 13.90 = 62.55 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{62.55}{557.92 - 62.55} \right)$$

$$= 0.94$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.94 \times 1.40 \times (q - 62.55) \times 0.000004$$

= 2.5 mm (상시) 4.7 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,300.12	798.40	700.00	700.00	557.923	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,673.59					
	Hansen 지지력 공식	1,289.05					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	1,950.18	1,197.60	1,050.00	1,050.00	996.81	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,510.39					
	Hansen 지지력 공식	1,933.58					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.5	2.5	25	O.K
지진시	2.6	4.7		O.K

탑리제2 P2 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

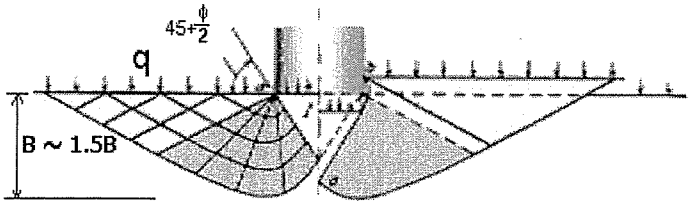


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

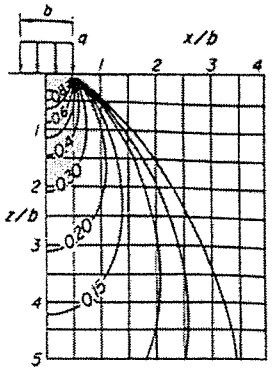


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,114,000	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.4	m	
적 용 주 상 도	NBB-40	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	10.00	m	
기 초 길 이	L	9.50	m	
기초의 두께	t	2.20	m	
근 입 깊 이	D_f	4.20	m	
작 용 하 중	q	362.7	kPa	상시
		516.1		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3. 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 10.00 m

L = 기 초 길이 = 9.50 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 4.20 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 16.8 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.32
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.39

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,582 + 946 + 1,851) = 4,379.27 kPa

∴ q_a = 1459.76 kPa(상시) / 2189.64 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.66

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.09

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.19

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.09

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,872 + 2,107 + 1,345) = 5,323.82 kPa

∴ q_a = 1774.61 kPa(상시) / 2661.91 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c)$ = 1.68

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi$ = 1.63

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L)$ = 0.58

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B)$ = 1.17

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B)$ = 1.12

d_r = 1.00

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$ = 1.00

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5$ = 1.00

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5$ = 1.00

$g_c = 1 - \Phi/147$ = 0.79

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi$ = 0.70

$g_r = g_q$ = 0.70

$b_c = 1 - \eta/147$ = 1.00 (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi)$ = 1.00

$b_r = b_q$ = 1.00

$$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q + \frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$$

$$= (1,500 + 1,925 + 383) = 3,807.22 \text{ kPa}$$

$\therefore q_a$ = 1269.07 kPa(상시) / 1903.61 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 10.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 4.20 m

∴ q_a = 725.66 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N +15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	2.60	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	14.40	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
합계	20.00						

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,114,000 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,114,000} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.2}{10.0} \right)^3$$

= 0.16 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 0.95)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}114{,}000} \times q_{net} \times 10.00$$

= 1.36 mm (상시) 1.94 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8 (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3 (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3 (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6 (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \triangle z / E$
1	2.60	풍화암	200,000	0.204	2.60	0.00000265
2	14.40	연 암	2,400,000	0.340	14.40	0.00000204
3	1.00	연 암	2,400,000	0.083	1.00	0.00000003
4	1.00	연 암	2,400,000	0.050	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.017	1.00	0.00000001
합계	20.00					

q = 362.7 KPa (상시) 516.1 KPa (지진시)

q_d = 5.30 × 16.77 = 88.90 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{88.90}{362.7 - 88.90} \right)$$

$$= 0.84$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [\ 10 \times \text{시간}\ ] = 1 + 0 \log [\ 10 \times 10\ ]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.84 \times 1.40 \times (q - 88.90) \times 0.000005$$

= 1.5 mm (상시) 2.4 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,459.76	725.66	700.00	700.00	362.7	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,774.61					
	Hansen 지지력 공식	1,269.07					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,189.64	1,088.49	1,050.00	1,050.00	516.1	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,661.91					
	Hansen 지지력 공식	1,903.61					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.4	1.5	25	O.K
지진시	1.9	2.4		O.K

탑리제2 P3 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

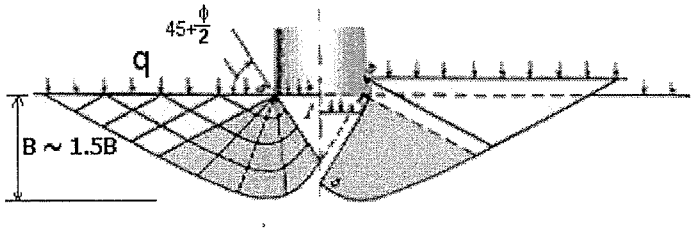


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

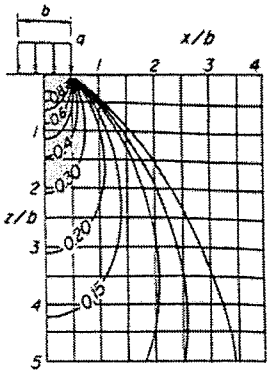


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,155,556	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.5	m	
적 용 주 상 도	NBB-41	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	9.00	m	
기 초 길 이	L	8.50	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	3.00	m	
작 용 하 중	q	387.2	kPa	상시
		568.2		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서,

q_a	= 허용지지력 (kPa)			
Fs	= 안 전 율	= 상시 : 3. 지진시 : 2		
B	= 기 초 폭	= 9.00	m	
L	= 기 초 길이	= 8.50	m	
c	= 지반 점착력	= 29.0	kPa	
D_f	= 근 입 심 도	= 3.00	m	
r_1	= 저면 상부 단위중량	= 20.0	kN/m^3	(지하수 영향고려)
r_2	= 저면 하부 단위중량	= 13.9	kN/m^3	(지하수 영향고려)
α, β	= 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)			
N_c, N_r, N_q	= 지지력 계수 (표 2-2 참조)			

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.32
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.39

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,582 + 1,183 + 1,577) = 4,341.21 kPa

∴ q_a = 1447.07 kPa(상시) / 2170.61 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.66

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.06

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.12

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.06

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,761 + 1,745 + 1,635) = 5,141.88 kPa

∴ q_a = 1713.96 kPa(상시) / 2570.94 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.68$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.64$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.58$

$d_c = 1 + 0.4\cdot(Df/B) = 1.13$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df/B) = 1.09$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$$q_{ult} = (\ c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c\ +\ r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q\ +\ \frac{1}{2}\ r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r\ )$$

$$= (\ 1{,}448\ +\ 1{,}605\ +\ 479\ ) = 3{,}532.06\ \text{kPa}$$

∴ q_a = 1177.35 kPa(상시) / 1766.03 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 9.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 3.00 m

∴ q_a = 711.85 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N +15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	2.00	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	13.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 18.00

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,155,556 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)
(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,155,556} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.16 \quad (* \text{ 연성기초 : } Kr \leq 0.05 \text{ , 강성기초 : } Kr \geq 10.0)$$

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 0.94)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}155{,}556} \times q_{net} \times 9.00$$

= 1.29 mm (상시) 1.89 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	2.00	풍화암	200,000	0.189	2.00	0.00000189
2	13.00	연 암	2,400,000	0.352	13.00	0.00000191
3	1.00	연 암	2,400,000	0.093	1.00	0.00000004
4	1.00	연 암	2,400,000	0.056	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.019	1.00	0.00000001
합계	18.00					

q = 387.2 KPa (상시) 568.2 KPa (지진시)

q_d = 3.00 × 20.00 = 60.00 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{60.00}{387.2 - 60.00} \right)$$

$$= 0.91$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.91 \times 1.40 \times (q - 60.00) \times 0.000004$$

= 1.6 mm (상시) 2.5 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,447.07	711.85	700.00	700.00	387.2	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,713.96					
	Hansen 지지력 공식	1,177.35					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,170.61	1,067.78	1,050.00	1,050.00	568.2	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,570.94					
	Hansen 지지력 공식	1,766.03					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.3	1.6	25	O.K
지진시	1.9	2.5		O.K

탑리제2 P4 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

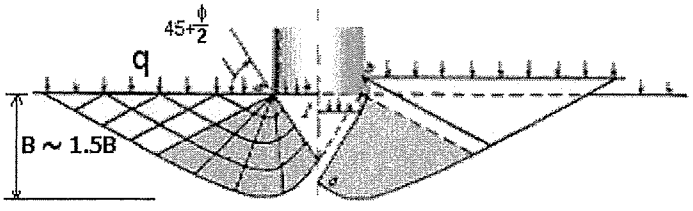


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

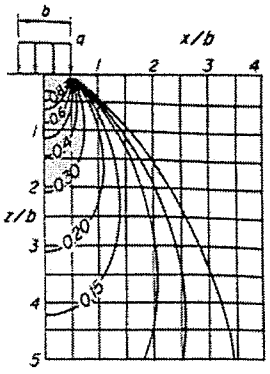


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	1,960,000	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.6	m	
적 용 주 상 도	NBB-42	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	9.00	m	
기 초 길 이	L	8.50	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	3.70	m	
작 용 하 중	q	387.2	kPa	상시
		568.2		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3, 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 9.00 m

L = 기 초 길이 = 8.50 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 3.70 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 19.8 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.32
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.39

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,582 + 852 + 1,921) = 4,354.33 kPa

∴ q_a = 1451.44 kPa(상시) / 2177.17 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.66

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.07

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.15

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.07

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,809 + 2,146 + 1,189) = 5,143.33 kPa

∴ q_a = 1714.44 kPa(상시) / 2571.66 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.68$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.64$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.58$

$d_c = 1 + 0.4\cdot(Df/B) = 1.16$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df/B) = 1.12$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$$q_{ult} = (\ c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q + \frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r\ )$$

$$= (\ 1,487 + 2,009 + 345\ ) = 3,840.81 \text{ kPa}$$

$\therefore q_a$ = 1280.27 kPa(상시) / 1920.41 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 9.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 3.70 m

∴ q_a = 728.46 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	3.60	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	11.40	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
합계	18.00						

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
1,960,000 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_s \times \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{1,960,000} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.17 \quad (* \text{연성기초} : Kr \leq 0.05 , \text{강성기초} : Kr \geq 10.0)$$

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초(L/B = 0.94)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{1{,}960{,}000} \times q_{net} \times 9.00$$

$$= 1.41 \text{ mm (상시)} \qquad 2.08 \text{ mm (지진시)}$$

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \triangle z / E$
1	3.60	풍화암	200,000	0.260	3.60	0.00000468
2	11.40	연 암	2,400,000	0.322	11.40	0.00000153
3	1.00	연 암	2,400,000	0.093	1.00	0.00000004
4	1.00	연 암	2,400,000	0.056	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.019	1.00	0.00000001
합계	18.00					

q = 387.2 KPa (상시) 568.2 KPa (지진시)

q_d = 3.70 × 19.76 = 73.10 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{73.10}{387.2 - 73.10} \right)$$

$$= 0.88$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [\ 10 \times \text{시간}\ ] = 1 + 0 \log [\ 10 \times 10\ ]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$= 0.88 \times 1.40 \times (q - 73.10) \times 0.000006$$

$$= 2.4 \text{ mm (상시)} \quad 3.8 \text{ mm (지진시)}$$

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검토 결과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,451.44	728.46	700.00	700.00	387.2	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,714.44					
	Hansen 지지력 공식	1,280.27					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,177.17	1,092.69	1,050.00	1,050.00	568.2	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,571.66					
	Hansen 지지력 공식	1,920.41					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검토 결과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.4	2.4	25	O.K
지진시	2.1	3.8		O.K

산운 A2 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

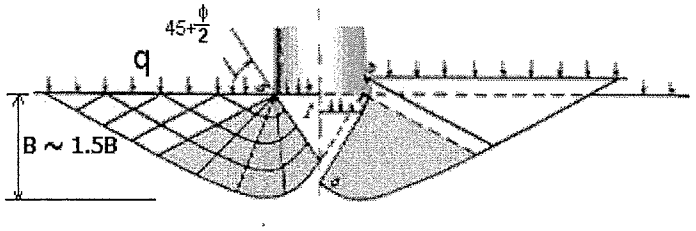


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

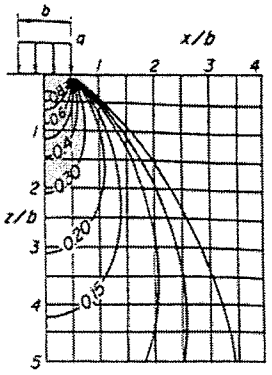


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,333,333	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 2.0	m	
적 용 주 상 도	NBB-55	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	6.60	m	
기 초 길 이	L	5.60	m	
기초의 두께	t	3.80	m	
근 입 깊 이	D_f	3.60	m	
작 용 하 중	q	547.2	kPa	상시
		631.1		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3, 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 6.60 m

L = 기 초 길이 = 5.60 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 3.60 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 14.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.35
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.38

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,618 + 608 + 1,325) = 3,550.63 kPa

∴ q_a = 1183.54 kPa(상시) / 1775.32 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.37

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.74

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.37

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.10

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.19

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.10

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,962 + 1,567 + 923) = 4,451.66 kPa

∴ q_a = 1483.89 kPa(상시) / 2225.83 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.76$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.71$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.53$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.22$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.15$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q +$

$\frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

= (1,638 + 1,483 + 231) = 3,352.31 kPa

∴ q_a = 1117.44 kPa(상시) / 1676.16 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 6.60 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f 에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 3.60 m

∴ q_a = 775.02 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	0.40	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	9.80	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 13.20

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,333,333 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,333,333} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{3.8}{6.6} \right)^3$$

$$= 2.55 \quad (* \text{연성기초 : } Kr \leq 0.05 \text{ , 강성기초 : } Kr \geq 10.0)$$

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 0.85)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}333{,}333} \times q_{net} \times 6.60$$

$$= 1.23 \text{ mm (상시)} \qquad 1.42 \text{ mm (지진시)}$$

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	0.40	풍화암	200,000	0.124	0.40	0.00000025
2	9.80	연 암	2,400,000	0.399	9.80	0.00000163
3	1.00	연 암	2,400,000	0.126	1.00	0.00000005
4	1.00	연 암	2,400,000	0.076	1.00	0.00000003
5	1.00	연 암	2,400,000	0.025	1.00	0.00000001
합계	13.20					

q = 547.2 KPa (상시) 631.1 KPa (지진시)

q_d = 3.60 × 14.00 = 50.40 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{50.40}{547.2 - 50.40} \right)$$

$$= 0.95$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.95 \times 1.40 \times (q - 50.40) \times 0.000002$$

= 1.3 mm (상시) 1.5 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,183.54	775.02	700.00	700.00	547.2	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,483.89					
	Hansen 지지력 공식	1,117.44					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	1,775.32	1,162.53	1,050.00	1,050.00	631.1	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,225.83					
	Hansen 지지력 공식	1,676.16					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.2	1.3	25	O.K
지진시	1.4	1.5		O.K

순호 A1 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

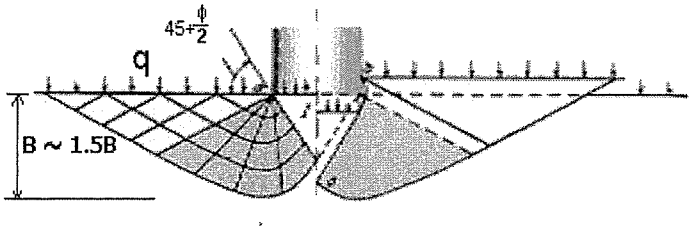


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

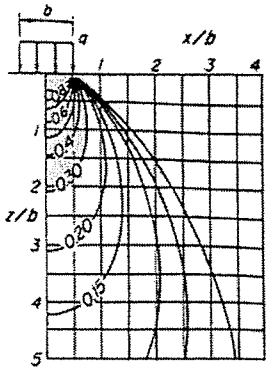


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,907,576	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.2	m	
적 용 주 상 도	NBB-56	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	6.60	m	
기 초 길 이	L	5.60	m	
기초의 두께	t	1.80	m	
근 입 깊 이	D_f	0.70	m	
작 용 하 중	q	537.3	kPa	상시
		995.44		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3. 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 6.60 m

L = 기 초 길이 = 5.60 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 0.70 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 20.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 14.8 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.35
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.38

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,618 + 903 + 368) = 2,889.04 kPa

∴ q_a = 963.01 kPa(상시) / 1444.52 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.37

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.74

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.37

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.02

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.04

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.02

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,714 + 404 + 1,271) = 3,388.92 kPa

∴ q_a = 1129.64 kPa(상시) / 1694.46 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.76$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.71$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.53$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.04$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.03$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$$q_{ult} = \left(c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q + \frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r \right)$$

$$= (\ 1{,}396 + 369 + 343\ ) = 2{,}108.31 \text{ kPa}$$

∴ q_a = 702.77 kPa(상시) / 1054.16 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 6.60 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 0.70 m

∴ q_a = 678.97 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	1.10	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	9.90	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	경 암	-	-	10,000,000	10,000,000
5	0.20	50.0	경 암	-	-	10,000,000	10,000,000

합계 13.20

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,907,576 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.
(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,907,576} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{1.8}{6.6} \right)^3$$

$$= 0.22 \quad (* \text{연성기초} : Kr \leq 0.05 , \text{강성기초} : Kr \geq 10.0)$$

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초(L/B = 0.85)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}907{,}576} \times q_{net} \times 6.60$$

= 0.97 mm (상시) 1.8 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8 (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3 (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3 (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6 (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \triangle z / E$
1	1.10	풍화암	200,000	0.167	1.10	0.00000092
2	9.90	연 암	2,400,000	0.361	9.90	0.00000149
3	1.00	연 암	2,400,000	0.086	1.00	0.00000004
4	1.00	경 암	10,000,000	0.035	1.00	0.00000000
5	0.20	경 암	10,000,000	0.005	0.20	0.00000000
합계	13.20					

q = 537.3 KPa (상시) 995.44 KPa (지진시)

q_d = 0.70 × 20.00 = 14.00 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{14.00}{537.3 - 14.00} \right)$$

$$= 0.99$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [\ 10 \times \text{시간}\ ] = 1 + 0 \log [\ 10 \times 10\ ]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.99 \times 1.40 \times (q - 14.00) \times 0.000002$$

$$= 1.8 \text{ mm (상시)} \quad 3.3 \text{ mm (지진시)}$$

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검토 결과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	963.01	678.97	700.00	678.97	537.3	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,129.64					
	Hansen 지지력 공식	702.77					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	1,444.52	1,018.46	1,050.00	1,018.46	995.44	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,694.46					
	Hansen 지지력 공식	1,054.16					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검토 결과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.0	1.8	25	O.K
지진시	1.8	3.3		O.K

순호 P4 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

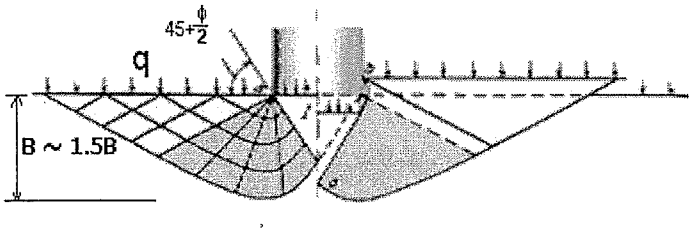


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

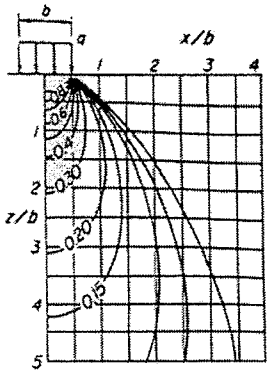


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	6,240,000	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 2.7	m	
적 용 주 상 도	NBB-60	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	9.00	m	
기 초 길 이	L	8.50	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	3.50	m	
작 용 하 중	q	393.3	kPa	상시
		614.8		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서,

q_a	= 허용지지력 (kPa)			
Fs	= 안 전 율	= 상시 : 3. 지진시 : 2		
B	= 기 초 폭	= 9.00	m	
L	= 기 초 길이	= 8.50	m	
c	= 지반 점착력	= 29.0	kPa	
D_f	= 근 입 심 도	= 3.50	m	
r_1	= 저면 상부 단위중량	= 15.9	kN/m^3	(지하수 영향고려)
r_2	= 저면 하부 단위중량	= 10.0	kN/m^3	(지하수 영향고려)
α, β	= 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)			
N_c, N_r, N_q	= 지지력 계수 (표 2-2 참조)			

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.32
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.39

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,582 + 852 + 1,466) = 3,899.68 kPa

∴ q_a = 1299.89 kPa(상시) / 1949.84 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.66

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.07

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.14

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.07

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,793 + 1,638 + 1,189) = 4,619.70 kPa

∴ q_a = 1539.90 kPa(상시) / 2309.85 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.68$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.64$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.58$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.16$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.11$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q + \frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

= (1,487 + 1,520 + 345) = 3,351.54 kPa

∴ q_a = 1117.18 kPa(상시) / 1675.77 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 9.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 3.50 m

∴ q_a = 723.72 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N +15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	1.40	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	7.10	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	7.50	50.0	경 암	-	-	10,000,000	10,000,000
4	1.00	50.0	경 암	-	-	10,000,000	10,000,000
5	1.00	50.0	경 암	-	-	10,000,000	10,000,000

합계 18.00

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
6,240,000 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)
(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{6,240,000} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

= 0.05 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 0.94)

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{6{,}240{,}000} \times q_{net} \times 9.00$$

= 0.45 mm (상시) 0.71 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	1.40	풍화암	200,000	0.162	1.40	0.00000114
2	7.10	연 암	2,400,000	0.483	7.10	0.00000143
3	7.50	경 암	10,000,000	0.213	7.50	0.00000016
4	1.00	경 암	10,000,000	0.056	1.00	0.00000001
5	1.00	경 암	10,000,000	0.019	1.00	0.00000000
합계	18.00					

q = 393.3 KPa (상시) 614.8 KPa (지진시)

q_d = 3.50 × 15.94 = 55.80 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{55.80}{393.3 - 55.80} \right)$$

$$= 0.92$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [\ 10 \times \text{시간}\ ] = 1 + 0 \log [\ 10 \times 10\ ]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.92 \times 1.40 \times (q - 55.80) \times 0.000003$$

$$= 1.2 \text{ mm (상시)} \quad 2.0 \text{ mm (지진시)}$$

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,299.89	723.72	700.00	700.00	393.3	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,539.90					
	Hansen 지지력 공식	1,117.18					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	1,949.84	1,085.58	1,050.00	1,050.00	614.8	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,309.85					
	Hansen 지지력 공식	1,675.77					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	0.5	1.2	25	O.K
지진시	0.7	2.0		O.K

파전제1 P1 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

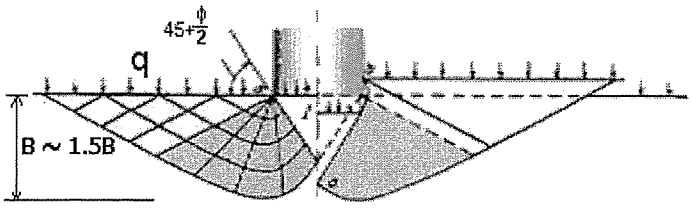


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

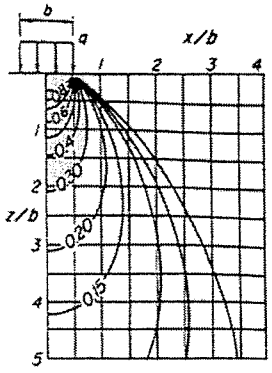


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,361,176	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 4.0	m	
적 용 주 상 도	NBB-64	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	8.50	m	
기 초 길 이	L	8.50	m	
기초의 두께	t	2.30	m	
근 입 깊 이	D_f	7.20	m	
작 용 하 중	q	555.1	kPa	상시
		827.7		지진시

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서,

q_a	= 허용지지력 (kPa)			
Fs	= 안 전 율	= 상시 : 3. 지진시 : 2		
B	= 기 초 폭	= 8.50	m	
L	= 기 초 길이	= 8.50	m	
c	= 지반 점착력	= 29.0	kPa	
D_f	= 근 입 심 도	= 7.20	m	
r_1	= 저면 상부 단위중량	= 14.0	kN/m^3	(지하수 영향고려)
r_2	= 저면 하부 단위중량	= 10.0	kN/m^3	(지하수 영향고려)
α, β	= 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)			
N_c, N_r, N_q	= 지지력 계수 (표 2-2 참조)			

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.30
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.40

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,558 + 825 + 2,649) = 5,031.62 kPa

∴ q_a = 1677.21 kPa(상시) / 2515.81 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.31

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.62

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.31

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.15

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.30

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.15

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,995 + 3,133 + 1,188) = 6,316.39 kPa

∴ q_a = 2105.46 kPa(상시) / 3158.19 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.64$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.60$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.60$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.34$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df/B) = 1.24$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q +$

$\frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

= (1,677 + 2,993 + 337) = 5,006.22 kPa

∴ q_a = 1668.74 kPa(상시) / 2503.11 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 8.50 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 7.20 m

∴ q_a = 824.68 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa .

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	0.30	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	13.70	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 17.00

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,361,176 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,361,176} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{8.5} \right)^3$$

= 0.26 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 정사각형기초

∴ Is = 0.880

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.880 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}361{,}176} \times q_{net} \times 8.50$$

$$= 1.59 \text{ mm (상시)} \qquad 2.37 \text{ mm (지진시)}$$

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	0.30	풍화암	200,000	0.114	0.30	0.00000017
2	13.70	연 암	2,400,000	0.386	13.70	0.00000220
3	1.00	연 암	2,400,000	0.098	1.00	0.00000004
4	1.00	연 암	2,400,000	0.059	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.020	1.00	0.00000001
합계	17.00					

q = 555.1 KPa (상시) 827.7 KPa (지진시)

q_d = 7.20 × 14.00 = 100.80 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{100.80}{555.1 - 100.80} \right)$$

$$= 0.89$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [\ 10 \times \text{시간}\ ] = 1 + 0 \log [\ 10 \times 10\ ]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$= 0.89 \times 1.40 \times (q - 100.80) \times 0.000002$$

= 1.4 mm (상시) 2.2 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검토 결과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,677.21	824.68	700.00	700.00	555.1	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,105.46					
	Hansen 지지력 공식	1,668.74					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,515.81	1,237.02	1,050.00	1,050.00	827.7	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	3,158.19					
	Hansen 지지력 공식	2,503.11					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검토 결과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.6	1.4	25	O.K
지진시	2.4	2.2		O.K

파전제1 P4 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

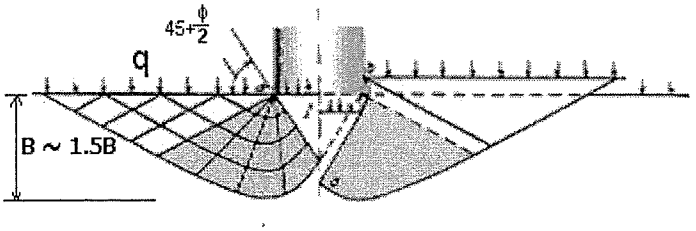


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로 부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

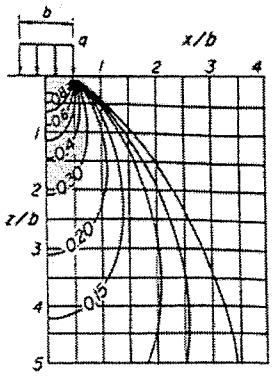


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	7,676,000	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.5	m	
적 용 주 상 도	NBB-67	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	10.00	m	
기 초 길 이	L	9.50	m	
기초의 두께	t	2.30	m	
근 입 깊 이	D_f	9.90	m	
작 용 하 중	q	496.6	kPa	상시
		495.1		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서,

q_a	= 허용지지력 (kPa)			
Fs	= 안 전 율	= 상시 : 3, 지진시 : 2		
B	= 기 초 폭	= 10.00	m	
L	= 기 초 길이	= 9.50	m	
c	= 지반 점착력	= 29.0	kPa	
D_f	= 근 입 심 도	= 9.90	m	
r_1	= 저면 상부 단위중량	= 12.2	kN/m^3	(지하수 영향고려)
r_2	= 저면 하부 단위중량	= 10.0	kN/m^3	(지하수 영향고려)
α, β	= 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)			
N_c, N_r, N_q	= 지지력 계수 (표 2-2 참조)			

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.32
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.39

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,582 + 946 + 3,169) = 5,697.24 kPa

∴ q_a = 1899.08 kPa(상시) / 2848.62 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.66

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.33

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.17

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.35

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.17

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (2,123 + 3,872 + 1,444) = 7,438.79 kPa

∴ q_a = 2479.60 kPa(상시) / 3719.40 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.68$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.63$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.58$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.4$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.28$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q + \frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

= (1,794 + 3,766 + 383) = 5,942.95 kPa

∴ q_a = 1980.98 kPa(상시) / 2971.48 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 10.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 9.90 m

∴ q_a = 846.60 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	0.40	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	5.60	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	12.00	50.0	경 암	-	-	10,000,000	10,000,000
4	1.00	50.0	경 암	-	-	10,000,000	10,000,000
5	1.00	50.0	경 암	-	-	10,000,000	10,000,000

합계 20.00

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
7,676,000 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.
(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{7,676,000} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

= 0.05 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으며,
기초아래지반은 부등침하를 일으키는 것으로 고려하여 연성기초로 가정하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 연성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 0.95)

∴ Is = 0.950

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 0.950 \times \frac{1 - 0.31^2}{7{,}676{,}000} \times q_{net} \times 10.00$$

= 0.56 mm (상시) 0.55 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8 (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3 (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3 (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6 (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	0.40	풍화암	200,000	0.116	0.40	0.00000023
2	5.60	연 암	2,400,000	0.356	5.60	0.00000083
3	12.00	경 암	10,000,000	0.267	12.00	0.00000032
4	1.00	경 암	10,000,000	0.050	1.00	0.00000001
5	1.00	경 암	10,000,000	0.017	1.00	0.00000000
합계	20.00					

q = 496.6 KPa (상시) 495.1 KPa (지진시)

q_d = 9.90 × 12.18 = 120.60 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{120.60}{496.6 - 120.60} \right)$$

$$= 0.84$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.84 \times 1.40 \times (q - 120.60) \times 0.000001$$

= 0.6 mm (상시) 0.6 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,899.08	846.60	700.00	700.00	496.6	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,479.60					
	Hansen 지지력 공식	1,980.98					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,848.62	1,269.90	1,050.00	1,050.00	495.1	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	3,719.40					
	Hansen 지지력 공식	2,971.48					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	0.6	0.6	25	O.K
지진시	0.6	0.6		O.K

파전제3 P2 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

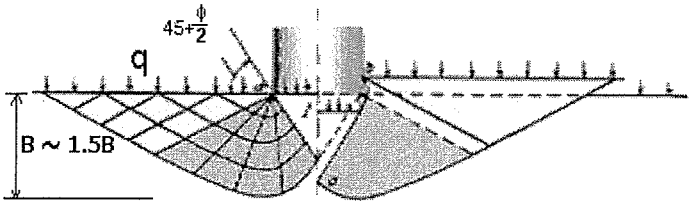


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

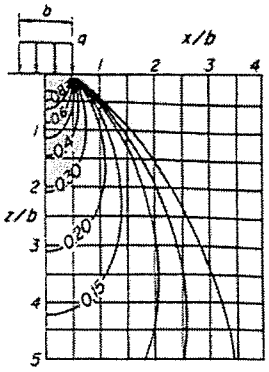


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,257,000	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.0	m	
적 용 주 상 도	NBB-76	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	10.00	m	
기 초 길 이	L	13.00	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	5.20	m	
작 용 하 중	q	430.7	kPa	상시
		501.2		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서,

q_a	= 허용지지력 (kPa)			
Fs	= 안 전 율	= 상시 : 3. 지진시 : 2		
B	= 기 초 폭	= 10.00	m	
L	= 기 초 길이	= 13.00	m	
c	= 지반 점착력	= 29.0	kPa	
D_f	= 근 입 심 도	= 5.20	m	
r_1	= 저면 상부 단위중량	= 14.2	kN/m^3	(지하수 영향고려)
r_2	= 저면 하부 단위중량	= 10.0	kN/m^3	(지하수 영향고려)
α, β	= 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)			
N_c, N_r, N_q	= 지지력 계수 (표 2-2 참조)			

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.23
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.42

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,474 + 1,019 + 1,939) = 4,432.26 kPa

∴ q_a = 1477.42 kPa(상시) / 2216.13 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.24

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.48

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.24

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.09

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.18

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.09

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,655 + 2,058 + 1,254) = 4,966.68 kPa

∴ q_a = 1655.56 kPa(상시) / 2483.34 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.49$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.46$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.69$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.21$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.15$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q +$

$\frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

= (1,375 + 1,854 + 455) = 3,685.35 kPa

∴ q_a = 1228.45 kPa(상시) / 1842.68 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 10.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 5.20 m

∴ q_a = 746.87 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N +15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	1.30	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	15.70	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
합계	20.00						

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,257,000 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,257,000} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{10.0} \right)^3$$

= 0.11 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초(L/B = 1.3)

∴ Is = 1.040

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 1.040 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}257{,}000} \times q_{net} \times 10.00$$

$$= 1.79 \text{ mm (상시)} \qquad 2.09 \text{ mm (지진시)}$$

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8 (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3 (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3 (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6 (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	1.30	풍화암	200,000	0.152	1.30	0.00000099
2	15.70	연 암	2,400,000	0.362	15.70	0.00000237
3	1.00	연 암	2,400,000	0.083	1.00	0.00000003
4	1.00	연 암	2,400,000	0.050	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.017	1.00	0.00000001
합계	20.00					

q = 430.7 KPa (상시) 501.2 KPa (지진시)

q_d = 5.20 × 14.19 = 73.80 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{73.80}{430.7 - 73.80} \right)$$

$$= 0.90$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [\ 10 \times \text{시간}\ ] = 1 + 0 \log [\ 10 \times 10\ ]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.90 \times 1.40 \times (q - 73.80) \times 0.000003$$

$$= 1.5 \text{ mm (상시)} \quad 1.8 \text{ mm (지진시)}$$

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검토 결과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,477.42	746.87	700.00	700.00	430.7	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,655.56					
	Hansen 지지력 공식	1,228.45					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,216.13	1,120.31	1,050.00	1,050.00	501.2	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,483.34					
	Hansen 지지력 공식	1,842.68					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검토 결과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.8	1.5	25	O.K
지진시	2.1	1.8		O.K

파전제3 P3 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

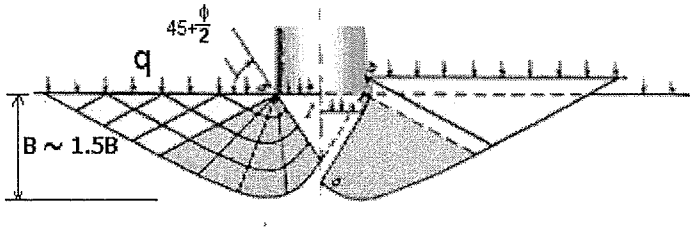


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

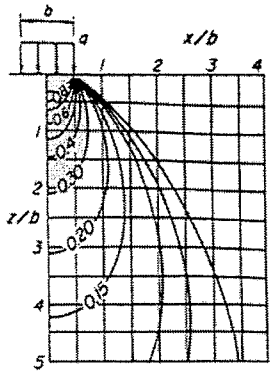


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,246,000	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.0	m	
적 용 주 상 도	0	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	10.00	m	
기 초 길 이	L	13.00	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	5.10	m	
작 용 하 중	q	427.9	kPa	상시
		506.3		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서,

q_a	= 허용지지력 (kPa)			
Fs	= 안 전 율	= 상시 : 3. 지진시 : 2		
B	= 기 초 폭	= 10.00	m	
L	= 기 초 길이	= 13.00	m	
c	= 지반 점착력	= 29.0	kPa	
D_f	= 근 입 심 도	= 5.10	m	
r_1	= 저면 상부 단위중량	= 14.3	kN/m^3	(지하수 영향고려)
r_2	= 저면 하부 단위중량	= 10.0	kN/m^3	(지하수 영향고려)
α, β	= 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)			
N_c, N_r, N_q	= 지지력 계수 (표 2-2 참조)			

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.23
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.42

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,474 + 1,019 + 1,916) = 4,408.61 kPa

∴ q_a = 1469.54 kPa(상시) / 2204.31 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.24

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.48

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.24

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.09

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.18

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.09

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,655 + 2,033 + 1,254) = 4,941.58 kPa

∴ q_a = 1647.19 kPa(상시) / 2470.79 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.49$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.46$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.69$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.2$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.14$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q +$

$\frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

= (1,364 + 1,816 + 455) = 3,635.44 kPa

∴ q_a = 1211.81 kPa(상시) / 1817.72 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 10.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 5.10 m

∴ q_a = 744.75 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	1.40	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	15.60	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 20.00

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,246,000 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)
(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_s \times \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - us^2}{1 - ur^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,246,000} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{10.0} \right)^3$$

= 0.11 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 1.3)

∴ Is = 1.040

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 1.040 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}246{,}000} \times q_{net} \times 10.00$$

$$= 1.79 \text{ mm (상시)} \qquad 2.12 \text{ mm (지진시)}$$

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8 (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3 (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3 (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6 (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	1.40	풍화암	200,000	0.156	1.40	0.00000109
2	15.60	연 암	2,400,000	0.360	15.60	0.00000234
3	1.00	연 암	2,400,000	0.083	1.00	0.00000003
4	1.00	연 암	2,400,000	0.050	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.017	1.00	0.00000001
합계	20.00					

q = 427.9 KPa (상시) 506.3 KPa (지진시)

q_d = 5.10 × 14.29 = 72.90 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{72.90}{427.9 - 72.90} \right)$$

$$= 0.90$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.90 \times 1.40 \times (q - 72.90) \times 0.000003$$

= 1.6 mm (상시) 1.9 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,469.54	744.75	700.00	700.00	427.9	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,647.19					
	Hansen 지지력 공식	1,211.81					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,204.31	1,117.13	1,050.00	1,050.00	506.3	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,470.79					
	Hansen 지지력 공식	1,817.72					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.8	1.6	25	O.K
지진시	2.1	1.9		O.K

파전제3 P4 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

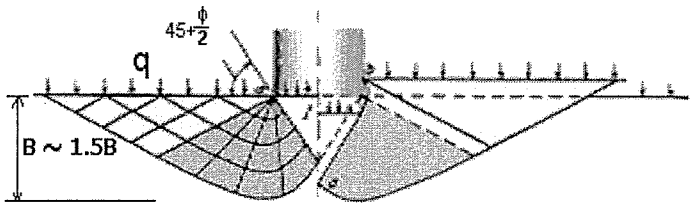


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

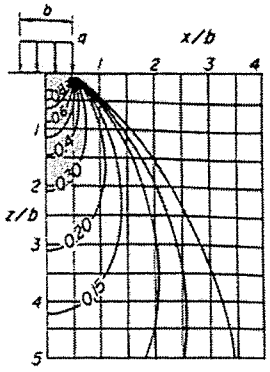


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,290,000	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.0	m	
적 용 주 상 도	0	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	10.00	m	
기 초 길 이	L	11.70	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	5.40	m	
작 용 하 중	q	464.3	kPa	상시
		533.2		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3, 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 10.00 m

L = 기 초 길이 = 11.70 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 5.40 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 14.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.26
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.41

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,510 + 995 + 1,987) = 4,491.26 kPa

∴ q_a = 1497.09 kPa(상시) / 2245.63 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.27

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.53

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.27

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.10

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.19

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.10

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,725 + 2,179 + 1,296) = 5,200.20 kPa

∴ q_a = 1733.40 kPa(상시) / 2600.10 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.55$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.51$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.66$

$d_c = 1 + 0.4\cdot(Df/B) = 1.22$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df/B) = 1.15$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q + \frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$$

$$= (1,443 + 1,965 + 436) = 3,843.05 \text{ kPa}$$

$\therefore q_a$ = 1281.02 kPa(상시) / 1921.53 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 10.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 5.40 m

∴ q_a = 751.12 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	1.00	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	16.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 20.00

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,290,000 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)

(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,290,000} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{10.0} \right)^3$$

= 0.11 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초(L/B = 1.17)

∴ Is = 1.020

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 1.020 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}290{,}000} \times q_{net} \times 10.00$$

= 1.87 mm (상시) 2.15 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	1.00	풍화암	200,000	0.140	1.00	0.00000070
2	16.00	연 암	2,400,000	0.367	16.00	0.00000244
3	1.00	연 암	2,400,000	0.083	1.00	0.00000003
4	1.00	연 암	2,400,000	0.050	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.017	1.00	0.00000001
합계	20.00					

q = 464.3 KPa (상시) 533.2 KPa (지진시)

q_d = 5.40 × 14.00 = 75.60 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{75.60}{464.3 - 75.60} \right)$$

$$= 0.90$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$= 0.90 \times 1.40 \times (q - 75.60) \times 0.000003$$

$$= 1.6 \text{ mm (상시)} \quad 1.8 \text{ mm (지진시)}$$

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검토 결과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,497.09	751.12	700.00	700.00	464.3	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,733.40					
	Hansen 지지력 공식	1,281.02					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,245.63	1,126.68	1,050.00	1,050.00	533.2	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,600.10					
	Hansen 지지력 공식	1,921.53					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검토 결과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.9	1.6	25	O.K
지진시	2.2	1.8		O.K

파전제3 P5 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

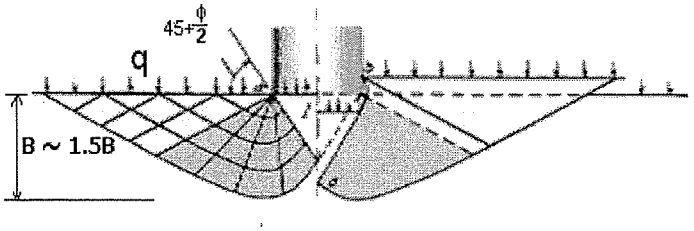


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

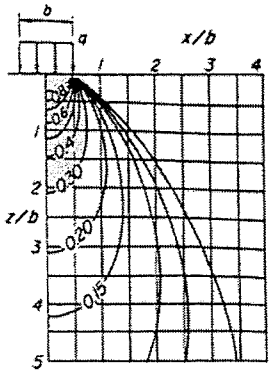


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,316,190	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.0	m	
적 용 주 상 도	NBB-79	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	10.50	m	
기 초 길 이	L	12.10	m	
기초의 두께	t	2.50	m	
근 입 깊 이	D_f	5.30	m	
작 용 하 중	q	625.3	kPa	상시
		612.5		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서,

q_a	= 허용지지력 (kPa)			
Fs	= 안 전 율	= 상시 : 3. 지진시 : 2		
B	= 기 초 폭	= 10.50	m	
L	= 기 초 길이	= 12.10	m	
c	= 지반 점착력	= 29.0	kPa	
D_f	= 근 입 심 도	= 5.30	m	
r_1	= 저면 상부 단위중량	= 14.1	kN/m^3	(지하수 영향고려)
r_2	= 저면 하부 단위중량	= 10.0	kN/m^3	(지하수 영향고려)
α, β	= 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)			
N_c, N_r, N_q	= 지지력 계수 (표 2-2 참조)			

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.26
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.41

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

Φ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,510 + 1,044 + 1,963) = 4,517.34 kPa

∴ q_a = 1505.78 kPa(상시) / 2258.67 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}\left(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.27

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.54

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.27

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.09

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.18

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.09

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,722 + 2,133 + 1,349) = 5,203.82 kPa

∴ q_a = 1734.61 kPa(상시) / 2601.91 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.56$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.52$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.65$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.2$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df/B) = 1.14$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$$q_{ult} = (\ c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c\ +\ r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q\ +\ \frac{1}{2}\ r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r\ )$$

$$= (\ 1,428\ +\ 1,937\ +\ 451\ ) = 3,815.87\ \text{kPa}$$

$\therefore\ q_a$ = 1271.96 kPa(상시) / 1907.94 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N(\frac{B+0.30}{B})^2(1+\frac{D_f}{3B})\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 10.50 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 5.30 m

∴ q_a = 741.58 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N +15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	0.80	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	17.20	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 21.00

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,316,190 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)
(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_S \times \frac{1-\nu_S^2}{E_S} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon s^2}{1 - \upsilon r^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

υ_r = 기초의 포아송비

υ_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,316,190} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.5}{10.5} \right)^3$$

= 0.18 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초(L/B = 1.15)

∴ Is = 1.020

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 1.020 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}316{,}190} \times q_{net} \times 10.50$$

$$= 2.61 \text{ mm (상시)} \qquad 2.56 \text{ mm (지진시)}$$

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	0.80	풍화암	200,000	0.130	0.80	0.00000052
2	17.20	연 암	2,400,000	0.368	17.20	0.00000264
3	1.00	연 암	2,400,000	0.079	1.00	0.00000003
4	1.00	연 암	2,400,000	0.048	1.00	0.00000002
5	1.00	연 암	2,400,000	0.016	1.00	0.00000001
합계	21.00					

$q = 625.3\ KPa(상시) \qquad 612.5\ KPa(지진시)$

$q_d = 5.30 \times 14.09 = 74.70\ KPa$

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{74.70}{625.3 - 74.70} \right)$$

$$= 0.93$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [\ 10 \times 시간\ ] = 1 + 0 \log [\ 10 \times 10\ ]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \triangle z$$

$$= 0.93 \times 1.40 \times (q - 74.70) \times 0.000003$$

$$= 2.3\ mm(상시) \qquad 2.3\ mm(지진시)$$

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,505.78	741.58	700.00	700.00	625.3	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,734.61					
	Hansen 지지력 공식	1,271.96					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,258.67	1,112.37	1,050.00	1,050.00	612.5	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,601.91					
	Hansen 지지력 공식	1,907.94					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	2.6	2.3	25	O.K
지진시	2.6	2.3		O.K

파전제3 P7 직접기초 안정성 검토

● 직접기초 검토조건

▷ 지지력에 대한 안정검토시 기초 상부로부터 재하되는 하중에 의한 지반의 전단활동면은 일반적으로 1.0B ~ 1.5B 이내의 깊이에서 형성되므로, 지지력 산정을 위한 지반강도정수는 안정측으로 기초저면으로 부터 (1.0B) 까지의 조사 결과만을 반영하였다. (그림 1 참조)

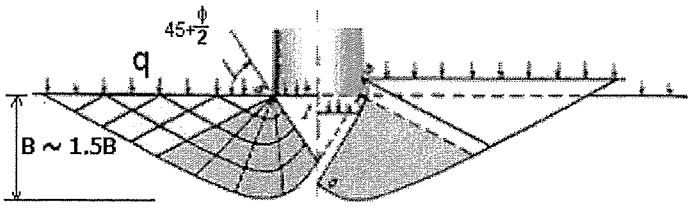


그림 1. 기초의 하중 재하에 의한 지반의 전단파괴 거동

▷ 기초의 침하에 대한 안정검토시 해석을 위한 지반강도 정수는 원지반 상부로부터의 하중재하시 지반의 응력거동을 반영하여 산정하였다.
즉, 기초로부터 하중재하시 응력구근의 형태가 2.0B~3.0B 이하의 깊이에서 급격히 소멸되는 것을 고려하여 지반의 강도정수는 기초저면으로 부터 (2.0B) 까지의 조사결과와 해당 깊이별 응력영향계수를 반영한 가중평균치로서 결정하였다. (그림 2 참조)

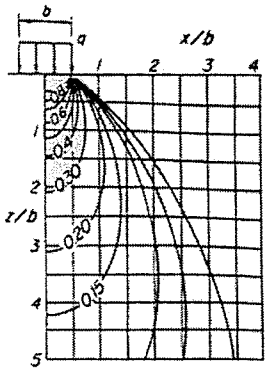


그림 2. 응력구근

● 지반 조건에 대한 입력정수

항 목	적 용 값	단 위	비 고
근입부 단위중량 (r_t)	18.0	kN/m^3	
기초 하부 단위중량 (r_t)	20.0	kN/m^3	
지 반 점 착 력	29.0	kPa	
내 부 마 찰 각	31.0	Degree(°)	기초 하부 1B까지 고려
하부지반의 탄성계수	2,295,238	kPa	기초 하부 2B까지 고려
기초의 탄성계수	25,000,000	kPa	
포 아 송 비	0.31	-	
지 하 수 위	G.L (-) 3.0	m	
적 용 주 상 도	0	-	

● 기초의 제원 및 작용 하중

항 목		적 용 값	단 위	비 고
기 초 폭	B	10.00	m	
기 초 길 이	L	11.70	m	
기초의 두께	t	2.00	m	
근 입 깊 이	D_f	5.60	m	
작 용 하 중	q	464.3	kPa	상시
		533.2		지진시

● 정역학적 공식에 의한 지지력 산정

▷ Terzaghi의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p539)

(2009, 구조물기초설계기준, p187)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(\alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q)$$

여기서, q_a = 허용지지력 (kPa)

Fs = 안 전 율 = 상시 : 3, 지진시 : 2

B = 기 초 폭 = 10.00 m

L = 기 초 길이 = 11.70 m

c = 지반 점착력 = 29.0 kPa

D_f = 근 입 심 도 = 5.60 m

r_1 = 저면 상부 단위중량 = 13.8 kN/m^3 (지하수 영향고려)

r_2 = 저면 하부 단위중량 = 10.0 kN/m^3 (지하수 영향고려)

α, β = 기초의 형상계수 (표 2-1 참조)

N_c, N_r, N_q = 지지력 계수 (표 2-2 참조)

표 2-1. 기초형식별 형상계수

기초형식 / 형상계수	연 속	정사각형	직사각형	원 형	적용
α	1.0	1.3	1+0.3B/L	1.3	1.26
β	0.5	0.4	0.5-0.1B/L	0.3	0.41

표 2-2. Terzaghgi의 전반 전단파괴에 대한 지지력계수

Φ	Terzaghi		
	N_c	N_r	N_q
0	5.7	0.0	1.0
5	7.4	0.5	1.6
10	9.6	1.2	2.7
15	12.9	2.5	4.5
20	17.7	4.0	7.4
25	25.2	9.7	12.7
30	37.2	19.7	22.5
35	57.8	42.5	41.4
40	95.7	100.4	81.3
45	172.3	297.5	173.3
48	258.3	780.1	287.9
50	347.5	1153.2	415.1

ϕ = 31 이므로, Nc = 41.32

Nr = 24.26

Nq = 26.28

q_{ult} = ($\alpha \times c \times N_c$ + $\beta \times r_2 \times B \times N_r$ + $r_1 \times D_f \times N_q$)

= (1,510 + 995 + 2,034) = 4,538.56 kPa

∴ q_a = 1512.85 kPa(상시) / 2269.28 kPa(지진시)

▷ Meyerhof의 극한지지력(2009, 구조물기초설계기준, p192)

$$q_a = \frac{1}{F.S}(cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = Meyerhof에 의해 제안된 지지력계수

s_c, s_r, s_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = Meyerhof에 의해 제안된 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = Meyerhof에 의해 제안된 하중의 작용각도에 따른 계수

K_p = 토압계수

α = 하중경사각

ϕ = 31 ° 이므로, K_p = 3.12

$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ = 20.63

$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ = 32.67

$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$ = 18.56

$s_q = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.27

$s_c = 1 + 0.2Kp(B/L)$ = 1.53

$s_r = 1 + 0.1Kp(B/L)$ = 1.27

$d_q = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.10

$d_c = 1 + 0.2Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.20

$d_r = 1 + 0.1Kp^{1/2}(D_f/B)$ = 1.10

$i_q = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00 α = 0

$i_c = (1 - \alpha/90)^2$ = 1.00

$i_r = (1 - \alpha/\phi)^2$ = 1.00

q_{ult} = ($c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c$ + $r_1 \times D_f \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q$ + $\frac{1}{2} r_2 \times B \times N_r \times s_r \times d_r \times i_r$)

= (1,739 + 2,231 + 1,296) = 5,266.57 kPa

∴ q_a = 1755.52 kPa(상시) / 2633.29 kPa(지진시)

▷ Hansen의 극한지지력 (2004, 철도설계기준(철도교편), p541)

(2009, 구조물기초설계기준, p195)

$$q_a = \frac{1}{3}\left(cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_r s_r d_r i_r g_r b_r\right)$$

여기서, N_c, N_r, N_q = 지지력계수

S_c, S_r, S_q = 기초형상계수

d_c, d_r, d_q = 기초근입 심도에 따른 계수

i_c, i_r, i_q = 하중의 작용각도에 따른 계수

g_c, g_r, g_q = 지반의 특성에 따른 계수

b_c, b_r, b_q = 기초의 형태(경사)에 따른 계수

표 2-3. Hansen의 지지력계수

Φ	Hansen		
	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.0	0.0
5	6.5	1.6	0.1
10	8.3	2.5	0.4
15	11.0	3.9	1.2
20	14.8	6.4	2.9
25	20.7	10.7	6.8
30	30.1	18.4	15.1
35	46.1	33.3	33.9
40	75.3	64.2	79.5
45	133.9	134.9	200.9
50	266.9	319.0	568.5

Φ = 31 이므로, N_c = 33.30 N_q = 21.38 N_r = 18.86

$S_c = 1 + (B/L)\cdot(N_q/N_c) = 1.55$

$S_q = 1 + (B/L)\cdot\tan\Phi = 1.51$

$S_r = 1 - 0.4\cdot(B/L) = 0.66$

$d_c = 1 + 0.4 \cdot (Df/B) = 1.22$

$d_q = 1 + 2\cdot\tan\Phi\cdot(1-\sin\Phi)2\cdot(Df / B) = 1.16$

$d_r = 1.00$

$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 1.00$

$i_q = [\,1 - (0.5\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$i_r = [\,1 - (0.7\cdot H)/(V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\Phi)\,]^5 = 1.00$

$g_c = 1 - \Phi/147 = 0.79$

$g_q = 1 - 0.5\cdot\tan\Phi = 0.70$

$g_r = g_q = 0.70$

$b_c = 1 - \eta/147 = 1.00$ (η= 0 °)

$b_q = \exp(-2\eta\cdot\tan\Phi) = 1.00$

$b_r = b_q = 1.00$

$q_{ult} = (c\times N_c\times s_c\times d_c\times i_c\times g_c\times b_c + r_1\times D_f\times N_q\times s_q\times d_q\times i_q\times g_q\times b_q +$

$\frac{1}{2} r_2\times B\times N_r\times s_r\times d_r\times i_r\times g_r\times b_r)$

= (1,443 + 2,029 + 436) = 3,907.32 kPa

∴ q_a = 1302.44 kPa(상시) / 1953.66 kPa(지진시)

● 현장시험에 의한 지지력 산정

▷ Bowles 공식 (1982) (2004, 철도설계기준(철도교편), p547)

(2007,호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-41)

$$q_a = 20N\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B \le 1.2m) \quad 식(1)$$

$$q_a = 12N\left(\frac{B+0.30}{B}\right)^2\left(1+\frac{D_f}{3B}\right)\frac{S}{25} \qquad (B > 1.2m) \quad 식(2)$$

s = 기준침하량 (25 mm)

B = 10.00 > 1.2 이므로, 식 (2) 를 적용하여 지지력을 산정

N = 기초저면 상부 (1/2)D_f에서 기초면 아래 B 사이의 평균 N치 = 50.0

D_f = 5.60 m

∴ q_a = 755.36 kPa

▷ 관련문헌에 의한 지지력 산정

표 2-4. 직접기초의 허용지지력 경험치 (2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	지 반 상 태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일) 이외의 모든암, RQD < 25	연 암	800 ~ 1,200	1,000
입도분포가 양호한 세립토 모래자갈의 혼합물 : 빙하 퇴적물, 하드팬(hardpan), 점성토 섞인 자갈(GW-GC, GC, SC)	매우 조밀함		
자갈, 자갈-모래혼합물, 호박돌-자갈혼합물 (GW, GP, SW, SP)	매 우 조 밀	600 ~ 1,000	700
	중간정도 조밀	400 ~ 700	500
	느 슨 함	200 ~ 600	300
입자가 굵거나 중간정도의 모래, 자갈이 약간 섞인 모래 (SW, SP)	매 우 조 밀	400 ~ 600	400
	중간정도 조밀	200 ~ 400	300
	느 슨 함	100 ~ 300	150
가는모래, 실트질이나 점토질 중간정도 입도나 굵은모래 (SW, SM, SC)	매 우 조 밀	300 ~ 500	300
	중간정도 조밀	200 ~ 400	250
	느 슨 함	100 ~ 300	150

지지층은 주상도상 매우 조밀한 자갈-모래 혼합물 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 700 kPa

● 기초지반의 탄성계수 산정

표 3-1. 지반의 탄성계수 추정식

지 층 상 태	SPT 환산식 (kPa)	
	철도설계기준	호남고속철도설계지침
실트 또는 모래질 실트	400 N	300 (N + 6)
가는모래 또는 약간 굵은 모래	700 N	766 N
굵 은 모 래	1000 N	500 (N + 15)
모래질 자갈 또는 자갈	1500 N	1200 (N + 6)

표 3-2. 실내실험 및 참고문헌에 의한 탄성계수 (지반조사 보고서 인용)

지 층 상 태	탄 성 계 수 (kPa)
성토층	57,000
잡석치환	41,000
풍 화 토	50,000
풍 화 암	200,000
연 암	2,400,000
경 암	10,000,000

표 3-3. 심도별 탄성계수 산정 결과

지층 no.	층 후 (m)	층별 평균 N	지층 구분	탄 성 계 수 (kPa)			
				철도설계기준	호남고철설계지침	지반조사보고서	적 용
1	1.00	50.0	풍화암	-	-	200,000	200,000
2	17.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
3	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
4	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000
5	1.00	50.0	연 암	-	-	2,400,000	2,400,000

합계 21.00

탄성계수는 각 SPT 시험 위치를 기준으로 심도별 N치를 대입하여 산정하였으며,
각각의 심도에서 철도설계기준, 구조물기초설계기준 및 일반적 적용값을 검토하여
본 과업에 적합한 것으로 판단한 지반조사보고서 를 적용하여 탄성계수를 산정하였다.

따라서, 표 3-3 에서 침하량 산정시 고려심도 2B까지의 탄성계수의 평균값인
2,295,238 kPa 을 침하량 산정시 적용한다.

● 탄성이론에 의한 침하량 산정

▷ Hoek 법칙에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-54)
(2009, 구조물기초설계기준, p247)

$$S = I_s \times \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 재하하중

B = 기초폭

E_s = 원지반의 탄성계수

u_s = 지반의 포아송 비

I_s = 기초저면의 형상과 강성에 따라 결정되는 무차원 계수(표 3-4 참조)

▷ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 K_r을 산정.

(NAVFAC DM-7.1)

$$\text{상대강성도 (Kr)} = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - us^2}{1 - ur^2} \right) \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^3$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수

E_s = 원지반의 탄성계수

u_r = 기초의 포아송비

u_s = 지반의 포아송비

t = 기초의 두께 (m)

B = 기초의 폭 (m)

$$= \frac{4}{3} \times \frac{2.50E+07}{2,295,238} \times \left(\frac{1 - 0.31^2}{1 - 0.184^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{10.0} \right)^3$$

= 0.11 (* 연성기초 : Kr ≤ 0.05 , 강성기초 : Kr ≥ 10.0)

∴ 확대기초의 상대강성도 계산결과 연성기초와 강성기초사이의 값을 보이고 있는 것으로 나타났으나, 기초아래지반은 균등침하를 일으키는 강성기초로 가정하여 침하량을 평가하였음.

표 3-4. 탄성침하의 영향계수, Is

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중심점	외변중심	모서리
원형 기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정사각형 기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
직사각형 기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

상대강성도와 기초의 형상을 고려하여 탄성침하의 영향계수 Is를 평하하면 다음과 같다.

기초의 종류 : 강성기초 로 가정

기초의 형상 : 직사각형기초 (L/B = 1.17)

∴ Is = 1.020

$$\text{침하량 } S = Is \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{Es} \times q_{net} \times B$$

$$= 1.020 \times \frac{1 - 0.31^2}{2{,}295{,}238} \times q_{net} \times 10.00$$

= 1.87 mm (상시) 2.14 mm (지진시)

● 변형계수를 이용한 침하량 산정

▷ Schmertmann & Hartman에 의한 방법 (2007, 호남고속철도설계지침(노반편), pp. 9-59)

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \Sigma \frac{I_Z}{E_S} \Delta z$$

여기서, q = 평균하중강도

q_d = 기초저면의 유효상재하중

I_z = 변형영향계수

E_s = 원지반의 탄성계수

Δz = 각 토층의 두께

C_1 = 기초 근입깊이에 대한 보정계수($=1-0.5[q_d/(q-q_d)]$ 단, $C_1>0.5$)

C_2 = Creep에 대한 보정계수 ($=1+0.2\log[10\times$시간(년)$]$)

▷ 영향계수 제안치 (Schmertmann, 1978)

Z_f : 영향계수의 산정깊이 I_z : 영향계수

For L/B <10, Z_f가 0 ~ B/2 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.1 + 0.8\ (Z_f / B)$

Z_f가 B/2 ~ 2B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/3\ (2 - Z_f / B)$

For L/B >10, Z_f가 0 ~ B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 0.2 + 0.3\ (Z_f / B)$

Z_f가 B ~ 4B 의 범위에 위치할 경우, $I_z = 1/6\ (4 - Z_f / B)$

표 3-5 심도별 영향계수 산정

지 층 No.	층 후 (m)	지 층 상 태	탄 성 계 수	영 향 계 수 (I_z)	△z (m)	$I_z \times \Delta z / E$
1	1.00	풍화암	200,000	0.140	1.00	0.00000070
2	17.00	연 암	2,400,000	0.350	17.00	0.00000248
3	1.00	연 암	2,400,000	0.050	1.00	0.00000002
4	1.00	연 암	2,400,000	0.017	1.00	0.00000001
5	1.00	연 암	2,400,000	-	1.00	-
합계	21.00					

q = 464.3 KPa (상시) 533.2 KPa (지진시)

q_d = 5.60 × 13.82 = 77.40 KPa

$$C_1 = 1 - 1 \left(\frac{q_d}{q - q_d} \right) = 1 - 1 \left(\frac{77.40}{464.3 - 77.40} \right)$$

$$= 0.90$$

$$C_2 = 1 + 0 \log [10 \times \text{시간}] = 1 + 0 \log [10 \times 10]$$

$$= 1.40$$

$$S = C_1 \times C_2 \times (q - q_d) \times \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$= 0.90 \times 1.40 \times (q - 77.40) \times 0.000003$$

= 1.6 mm (상시) 1.8 mm (지진시)

● 검토결과

▷ 지지력 검토결과

구분	허용 지지력 (kPa)					작용 하중 (kPa)	검 토 결 과
	정역학적 지지력 공식		현장시험	관련문헌	적 용		
상시	Terzaghi 지지력 공식	1,512.85	755.36	700.00	700.00	464.3	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	1,755.52					
	Hansen 지지력 공식	1,302.44					
지진시	Terzaghi 지지력 공식	2,269.28	1,133.04	1,050.00	1,050.00	533.2	O.K
	Meyerhof 지지력 공식	2,633.29					
	Hansen 지지력 공식	1,953.66					

▷ 침하량 검토결과

구 분	발생 침하량 (mm)		허용 침하량 (mm)	검 토 결 과
	탄성이론에 의한 침하량 산정 Hoek 법칙에 의한 방법	변형계수를 이용한 침하량 산정 Schmertmann & Hartman		
상 시	1.9	1.6	25	O.K
지진시	2.1	1.8		O.K