발간등록번호
11-1611000-000333-01

도로옹벽 표준도

(구조계산서)

2008

국토해양부
Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs

구조계산서

Ⅰ. 중력식 옹벽

빈 면

중력식 옹벽 구조계산서 일람표

옹벽 높이 (H) \ 사면경사 / 전면 경사	수평 1:0.02	1:0.10	1:0.20	1:0.30	도면 번호
1.5m	g- 1	g- 7	g-13	g-19	G-1
2.0m	g- 2	g- 8	g-14	g-20	
2.5m	g- 3	g- 9	g-15	g-21	
3.0m	g- 4	g-10	g-16	g-22	
3.5m	g- 5	g-11	g-17	g-23	
4.0m	g- 6	g-12	g-18	g-24	

옹벽 높이 (H)	사면경사 / 전면 성토 높이	1 : 1.8 1:0.02	1:0.10	1:0.20	1:0.30	1 : 1.5 1:0.02	1:0.10	1:0.20	1:0.30	도면 번호
1.5m	0.5H	g- 2	g- 4	g- 7	g-10	g- 1	g- 3	g- 6	g- 9	
	1.0H	g- 2	g- 4	g- 7	g-11	g- 1	g- 4	g- 7	g-10	G-2
	∞	g- 2	g- 5	g- 8	g-11	g- 2	g- 4	g- 7	g-10	
2.0m	0.5H	g- 1	g- 4	g- 7	g-12	g- 1	g- 3	g- 6	g-10	
	1.0H	g- 1	g- 5	g- 8	g-12	g- 1	g- 4	g- 7	g-11	G-3
	∞	g- 2	g- 5	g- 9	g-13	g- 1	g- 5	g- 8	g-12	
2.5m	0.5H	g- 1	g- 4	g- 7	g-11	g- 1	g- 3	g- 6	g-10	
	1.0H	g- 1	g- 4	g- 8	g-12	g- 1	g- 3	g- 7	g-11	G-4
	∞	g- 2	g- 5	g- 9	g-13	g- 1	g- 4	g- 8	g-12	
3.0m	0.5H	g- 2	g- 3	g- 7	g-11	g- 1	g- 3	g- 6	g-10	
	1.0H	g- 2	g- 4	g- 8	g-12	g- 1	g- 3	g- 7	g-11	G-5
	∞	g- 2	g- 5	g- 9	g-13	g- 1	g- 4	g- 8	g-12	
3.5m	0.5H	g- 2	g- 5	g- 9	g-13	g- 1	g- 4	g- 8	g-12	
	1.0H	g- 2	g- 6	g-10	g-14	g- 1	g- 4	g- 9	g-13	G-6
	∞	g- 3	g- 7	g-11	g-15	g- 1	g- 6	g-10	g-14	
4.0m	0.5H	g- 2	g- 5	g- 9	g-13	g- 1	g- 4	g- 8	g-12	
	1.0H	g- 2	g- 6	g-10	g-14	g- 1	g- 4	g- 9	g-13	G-7
	∞	g- 3	g- 7	g-11	g-15	g- 2	g- 6	g-10	g-14	

빈 면

중력식옹벽(G-22)

옹벽높이(H) : 3.0m

전면경사(N1) : 1:0.30

사면경사(s) : LEVEL

사면높이(Ho) : 0.0m

1. 설 계 조 건 (H=3.000m , s= LEVEL , Ho= 0.000 , N1= 1 : 0.300)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	중 력 식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	3.000	m
(3)	배면토의 경사	:	LEVEL	
(4)	배면토의 높이	:	0.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	콘크리트 단위중량	:	γc =	23.0	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	18.0	MPa

1.5 토 압 적 용

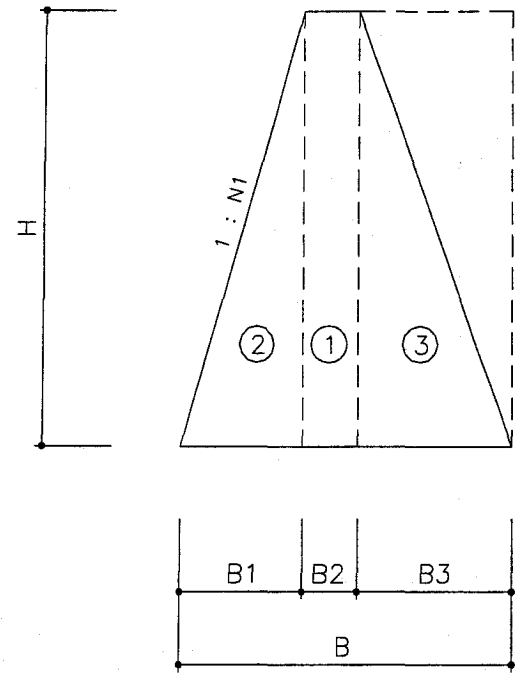
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

H	B1	B2	B3	B	N1
3.000	0.900	0.400	1.100	2.400	0.300

3. 상 시 안 정 검 토

3.1 토압산정

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	0.00	20.00	20.136

※ (δ = 2/3 x Φ)

α(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	qL(m)	Ka	Kah	Kav
62.4	3.000	76.048	41.123	2.668	0.481	0.368	0.310
62.5	3.000	75.858	41.123	2.662	0.481	0.368	0.310
62.6	3.000	75.669	41.123	2.655	0.481	0.368	0.310
62.7	3.000	75.480	41.123	2.648	0.481	0.368	0.310
62.8	3.000	75.291	41.122	2.642	0.481	0.368	0.310

수평 토압 : $Pah = Ka \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times COS(\delta + \theta)$ = 31.441 kN/m

수직 토압 : $Pav = Ka \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times SIN(\delta + \theta)$ = 26.510 kN/m

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN/m)
구체 자중	①	3.000 x 0.400 =	1.200	23.00	27.600
	②	3.000 x 0.900 x ½ =	1.350	23.00	31.050
	③	3.000 x 1.100 x ½ =	1.650	23.00	37.950
계					96.600
상 재 하 중		2.655 =	2.655	10.00	26.551

(3) 작용모멘트계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	27.600	-	1.100	-	30.360	-
	②	31.050	-	0.600	-	18.630	-
	③	37.950	-	1.667	-	63.250	-
상 재 하 중		8.233	9.763	2.033	1.000	16.741	9.763
토압		26.510	31.441	2.033	1.000	53.904	31.441
계		131.343	41.204	1.392	-	182.885	41.204

(4) **안정검토**

① **활 동**

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.400 − 2 x 0.121 = 2.157 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 131.343 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 41.204 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 65.672 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.594 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② **전 도**

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 2.400 / 2 − (182.885 − 41.204) / 131.343 = 0.121 m

B/6 = 2.400 / 6 = 0.400 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 4.439 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ **지지력**

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.121 m < B/6 = 0.400 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.400 / 2 − 0.121) = 3.236 m > 2.400 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 149.620 / 2.400 x (1 ± 6 x 0.121 / 2.400)

qmax = 81.245 kN/m² (앞 굽)

qmin = 43.438 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 81.245 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

빈 면

중력식옹벽(G-2)

옹벽높이(H) : 3.0m

전면경사(N1) : 1:0.02

사면경사(s) : 1:1.8

사면높이(Ho) : 1.50m

1. 설 계 조 건 (H=3.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 1.500 , N1= 1 : 0.020)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	중 력 식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	3.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	1.500	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	콘크리트 단위중량	:	γc =	23.0	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	18.0	MPa

1.5 토 압 적 용

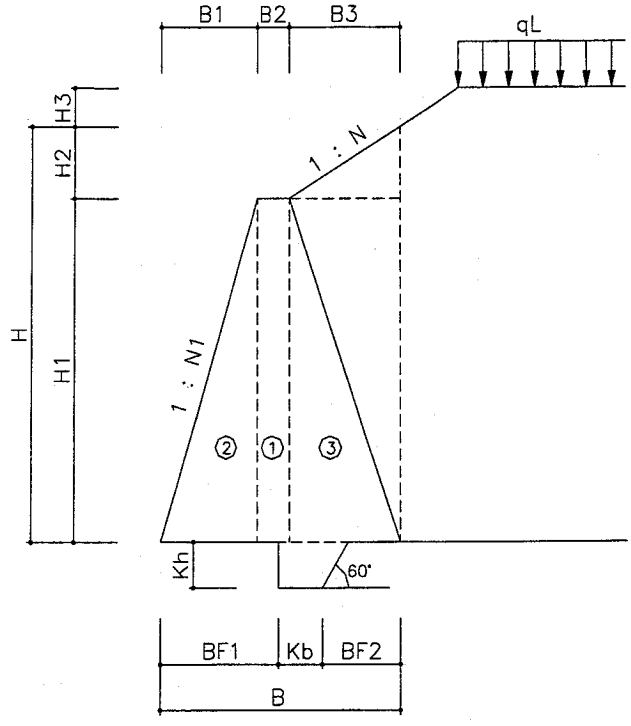
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B
0.060	0.400	1.740	2.200

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho	Ho/H	N1
3.000	0.967	0.533	3.967	1.500	0.500	0.020

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh
1.600	0.300	0.300	0.300

3. 안 정 검 토

3.1 토압산정

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	
30.000	29.055	20.000	30.114	※ (δ = 2/3 x Φ)

α(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	qL(m)	Ka	Kah	Kav
57.7	3.967	182.331	91.681	1.885	0.613	0.393	0.47
57.8	3.967	181.862	91.683	1.874	0.613	0.393	0.47
57.9	3.967	181.393	91.684	1.863	0.613	0.393	0.47
58.0	3.967	180.926	91.684	1.853	0.613	0.393	0.47
58.1	3.967	180.460	91.683	1.842	0.613	0.393	0.47

수평 토압 : $Pav = Ka \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times COS(\delta + \theta)$ = 58.768 kN/m

수직 토압 : $Pav = Ka \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times SIN(\delta + \theta)$ = 70.321 kN/m

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중
구체 자중	①	3.000 x 0.400 =	1.200	23.00	27.600
	②	3.000 x 0.060 x ½ =	0.090	23.00	2.070
	③	3.000 x 1.740 x ½ =	2.610	23.00	60.030
계					89.700
상 재 하 중		1.863 =	1.863	10.00	18.635

(3) 작용모멘트계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	27.600	-	0.260	-	7.176	-
	②	2.070	-	0.040	-	0.083	-
	③	60.030	-	1.040	-	62.431	-
상 재 하 중		8.758	7.323	1.620	1.000	14.188	7.323
토압		70.321	58.768	1.620	1.000	113.920	58.768
계		168.779	66.091	1.172	-	197.798	66.091

(4) **안정검토**

① **활 동**

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.200 − 2 x 0.320 = 1.560 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 168.779 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 66.091 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 84.390 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.277 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② **활동방지벽설치**

연직합력(W+Pv) V = 168.779 kN/m

옹벽저면과 지반의마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi + \Theta)}{\cos^2\Theta\cos(\Theta - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\cos(\Theta - \delta)\cos(\Theta - \beta)}}\right]^2}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 39.193 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 123.583 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.870 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ **전 도**

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 2.200 / 2 − (197.798 − 66.091) / 168.779 = 0.320 m

B/6 = 2.200 / 6 = 0.367 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.993 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ **지지력**

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.320 m < B/6 = 0.367 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.200 / 2 − 0.320) = 2.340 m > 2.200 m

∴ 사다리꼴 분포.!

Q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 168.779 / 2.200 x (1 ± 6 x 0.320 / 2.200)

qmax = 143.672 kN/m² (앞 굽)

qmin = 9.764 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 143.672 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

빈 면

중력식옹벽(G-5)

옹벽높이(H) : 3.0m

전면경사(N1) : 1:0.10

사면경사(s) : 1:1.8

사면높이(Ho) : ∞

1. 설 계 조 건 (H=3.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= ∞ N= 1 : 0.10)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	중 력 식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	3.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	∞	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	과 재 하 중	:	qL =	0.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	콘크리트 단위중량	:	γc =	23.00	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	18.00	MPa

1.5 토 압 적 용

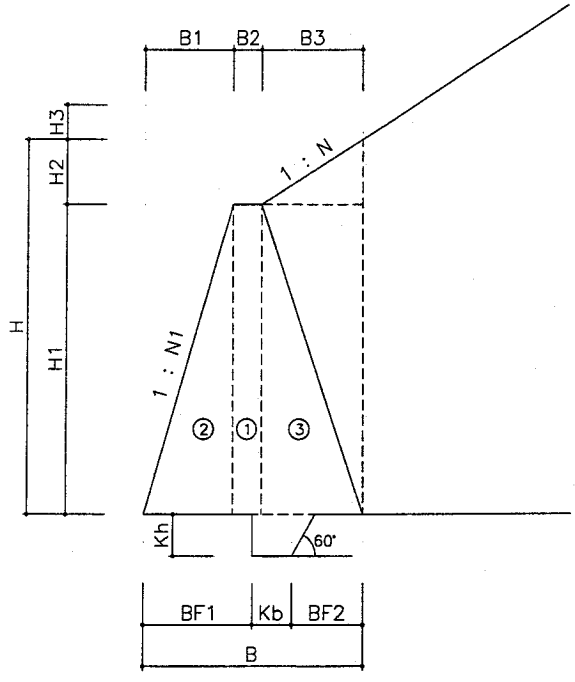
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B
0.300	0.400	1.900	2.600

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho	N1
3.000	1.056	∞	4.056	∞	0.100

- 활동방지벽

BF1	BF2	KH	KB
1.600	0.700	0.300	0.300

3. 안 정 검 토

3.1 토압산정

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	20.000	32.347

※ (δ = 2/3 x Φ)

α(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
37.0	4.056	881.454	152.846	0.978	0.598	0.774
37.1	4.056	870.681	152.854	0.978	0.598	0.775
37.2	4.056	860.171	152.856	0.978	0.598	0.775
37.3	4.056	849.915	152.852	0.978	0.598	0.774
37.4	4.056	839.902	152.842	0.978	0.598	0.774

수평 토압 : $Pah = Ka \times 1/2 \times \gamma_t \times H^2 \times COS(\delta + \theta) = 93.371$ kN/m³

수직 토압 : $Pav = Ka \times 1/2 \times \gamma_t \times H^2 \times SIN(\delta + \theta) = 121.012$ kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중
구체 자중	①	3.000 x 0.400 =	1.200	23.00	27.600
	②	3.000 x 0.300 x ½ =	0.450	23.00	10.350
	③	3.000 x 1.900 x ½ =	2.850	23.00	65.550

(3) 모멘트계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	27.600	-	0.500	-	13.800	-
	②	10.350	-	0.200	-	2.070	-
	③	65.550	-	1.333	-	87.400	-
소 계		103.500				103.270	
토 압		121.012	93.371	1.967	1.000	237.991	93.371
총 계		224.512	93.371			341.261	93.371

(4) **안정검토**

① **활 동**

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.600 − 2 x 0.196 = 2.208 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 224.512 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 93.371 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 112.256 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.202 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② **활동방지벽설치**

연직합력(W+Pv) V = 224.512 kN/m

옹벽저면과 지반의마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi + \Theta)}{\cos^2\Theta\cos(\Theta - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\cos(\Theta - \delta)\cos(\Theta - \beta)}}\right]^2}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 39.193 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 151.450 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.622 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ **전 도**

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 2.600 / 2 − (341.261 − 93.371) / 224.512 = 0.196 m

B/6 = 2.600 / 6 = 0.433 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.655 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ **지지력**

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.196 m < B/6 = 0.433 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.600 / 2 − 0.196) = 3.312 m > 2.600 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 224.512 / 2.600 x (1 ± 6 x 0.196 / 2.600)

qmax = 125.408 kN/m² (앞 굽)

qmin = 47.294 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 125.408 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

빈 면

중력식옹벽(G-6)

옹벽높이(H) : 3.0m

전면경사(N1) : 1:0.20

사면경사(s) : 1:1.5

사면높이(Ho) : 1.50m

1. 설 계 조 건 (H=3.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 1.500 , N1= 1 : 0.200)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	중 력 식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	3.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	1.500	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	콘크리트 단위중량	:	γc =	23.0	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	18.0	MPa

1.5 토 압 적 용

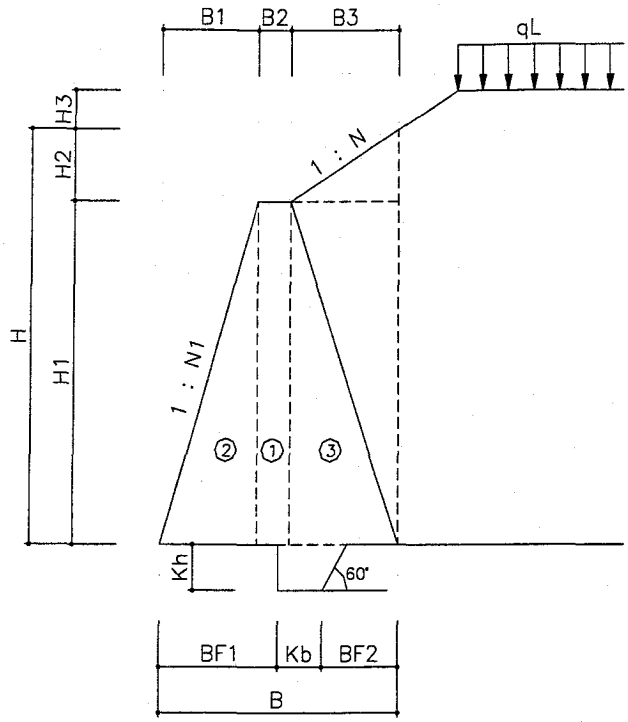
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B
0.600	0.400	0.800	1.800

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho	Ho/H	N1
3.000	0.533	0.967	3.533	1.500	0.500	0.200

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh
1.200	0.300	0.300	0.300

3. 안 정 검 토

3.1 토압산정

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.000	33.690	23.333	14.931

※ (δ = 2/3 x Φ)

α(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	qL(m)	Ka	Kah	Kav
58.5	3.533	138.330	57.042	1.307	0.457	0.359	0.283
58.6	3.533	137.844	57.044	1.296	0.457	0.359	0.283
58.7	3.533	137.360	57.044	1.286	0.457	0.359	0.283
58.8	3.533	136.876	57.044	1.275	0.457	0.359	0.283
58.9	3.533	136.393	57.042	1.264	0.457	0.359	0.283

수평 토압 : $Pav = Ka \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times COS(\delta + \theta) = 44.788$ kN/m

수직 토압 : $Pav = Ka \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times SIN(\delta + \theta) = 35.326$ kN/m

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중
구체 자중	①	3.000 x 0.400 =	1.200	23.00	27.600
	②	3.000 x 0.600 x ½ =	0.900	23.00	20.700
	③	3.000 x 0.800 x ½ =	1.200	23.00	27.600
계					75.900
상 재 하 중		1.286 =	1.286	10.00	12.855

(3) 작용모멘트계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	27.600	-	0.800	-	22.080	-
	②	20.700	-	0.400	-	8.280	-
	③	27.600	-	1.267	-	34.960	-
상 재 하 중		3.638	4.615	1.533	1.000	5.578	4.615
토압		35.326	44.788	1.533	1.000	54.167	44.788
계		114.864	49.403	1.089	-	125.065	49.403

(4) **안정검토**

① **활 동**

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 1.800 − 2 x 0.241 = 1.318 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 114.864 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 49.403 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 57.432 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.163 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② **활동방지벽설치**

연직합력(W+Pv) V = 114.864 kN/m

옹벽저면과 지반의마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 39.193 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 96.625 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.956 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ **전 도**

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 1.800 / 2 − (125.065 − 49.403) / 114.864 = 0.241 m

B/6 = 1.800 / 6 = 0.300 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.532 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ **지지력**

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.241 m < B/6 = 0.300 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (1.800 / 2 − 0.241) = 1.977 m > 1.800 m

∴ 사다리꼴 분포.!

Q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 114.864 / 1.800 x (1 ± 6 x 0.241 / 1.800)

qmax = 115.077 kN/m² (앞 굽)

qmin = 12.550 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 115.077 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

빈 면

중력식옹벽(G-11)

옹벽높이(H) : 3.0m

전면경사(N1) : 1:0.30

사면경사(s) : 1:1.5

사면높이(Ho) : 3.00m

1. 설 계 조 건 (H=3.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 3.000 , N1= 1 : 0.300)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	중 력 식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	3.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	3.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	콘크리트 단위중량	:	γc =	23.0	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	18.0	MPa

1.5 토 압 적 용

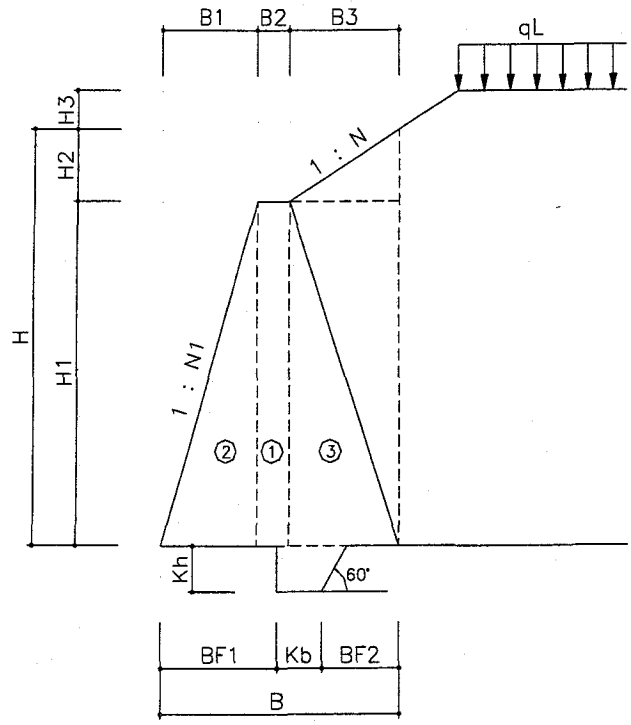
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B
0.900	0.400	0.900	2.200

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho	Ho/H	N1
3.000	0.600	2.4	3.600	3.000	1.000	0.300

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh
1.600	0.300	0.300	0.300

3. 안 정 검 토

3.1 토압산정

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.000	33.690	23.333	16.699

※ (δ = 2/3 x Φ)

α(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	qL(m)	Ka	Kah	Kav
53.2	3.600	215.314	72.446	0.889	0.559	0.428	0.36
53.3	3.600	214.336	72.449	0.872	0.559	0.428	0.36
53.4	3.600	213.359	72.449	0.856	0.559	0.428	0.36
53.5	3.600	212.386	72.447	0.840	0.559	0.428	0.36
53.6	3.600	211.415	72.442	0.824	0.559	0.428	0.36

수평 토압 : $Pav = Ka \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times COS(\delta + \theta)$ = 55.471 kN/m

수직 토압 : $Pav = Ka \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times SIN(\delta + \theta)$ = 46.599 kN/m

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거				단위중량	하중
구체 자중	①	3.000	x 0.400		= 1.200	23.00	27.600
	②	3.000	x 0.900	x ½	= 1.350	23.00	31.050
	③	3.000	x 0.900	x ½	= 1.350	23.00	31.050
계							89.700
상 재 하 중		0.856			= 0.856	10.00	8.560

(3) 작용모멘트계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	27.600	-	1.100	-	30.360	-
	②	31.050	-	0.600	-	18.630	-
	③	31.050	-	1.600	-	49.680	-
상 재 하 중		3.082	3.664	1.900	1.000	5.855	3.664
토압		46.599	55.471	1.900	1.000	88.538	55.471
계		139.381	59.135	1.385	-	193.063	59.135

(4) **안정검토**

① **활 동**

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.200 − 2 x 0.139 = 1.922 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 139.381 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 59.135 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 69.690 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.179 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② **활동방지벽설치**

연직합력(W+Pv) V = 139.381 kN/m

옹벽저면과 지반의마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi + \Theta)}{\cos^2\Theta\cos(\Theta - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\cos(\Theta - \delta)\cos(\Theta - \beta)}}\right]^2}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 39.193 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 108.884 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.841 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ **전 도**

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 2.200 / 2 − (193.063 − 59.135) / 139.381 = 0.139 m

B/6 = 2.200 / 6 = 0.367 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.265 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ **지지력**

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.139 m < B/6 = 0.367 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.200 / 2 − 0.139) = 2.883 m > 2.200 m

∴ 사다리꼴 분포.!

Q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 139.381 / 2.200 x (1 ± 6 x 0.139 / 2.200)

qmax = 87.372 kN/m² (앞 굽)

qmin = 39.338 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 87.372 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

빈 면

Ⅱ. 반중력식 옹벽

빈 면

반중력식 옹벽 구조계산서 일람표

▨ 지진을 고려하는 경우

옹벽 높이 (H) \ 사면경사 성토 높이	수 평	1 : 1.8		1 : 1.5	
		1.0H	2.0H	1.0H	2.0H
2.0m	M-1	M-6	M-7	M-16	M-16
2.5m	M-2	M-8	M-9	M-17	M-18
3.0m	M-3	M-10	M-11	M-19	M-19
3.5m	M-4	M-12	M-13	M-20	M-20
4.0m	M-5	M-14	M-15	M-21	M-22

▨ 지진을 고려하지 않는 경우

옹벽 높이 (H) \ 사면경사 성토 높이	수 평	1 : 1.8			1 : 1.5		
		1.0H	2.0H	∞	1.0H	2.0H	∞
2.0m	M-1	M-6	M-7	M-23	M-16	M-16	M-30
2.5m	M-2	M-8	M-9	M-24	M-17	M-31	M-32
3.0m	M-3	M-10	M-11	M-25	M-19	M-19	M-33
3.5m	M-4	M-12	M-26	M-27	M-20	M-20	M-34
4.0m	M-5	M-14	M-28	M-29	M-21	M-35	M-36

빈 면

반중력식옹벽(M-5)

옹벽높이(H) : 4.00m

사면경사(s) : LEVEL

사면높이(Ho) : 0.00m

1. 설 계 조 건 (H=4.000m , N= LEVEL , Ho= 0.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	반중력식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	4.000	m
(3)	배면토의 경사	:	LEVEL	
(4)	배면토의 높이	:	0.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	21.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	300.00	MPa

1.5 토 압 적 용

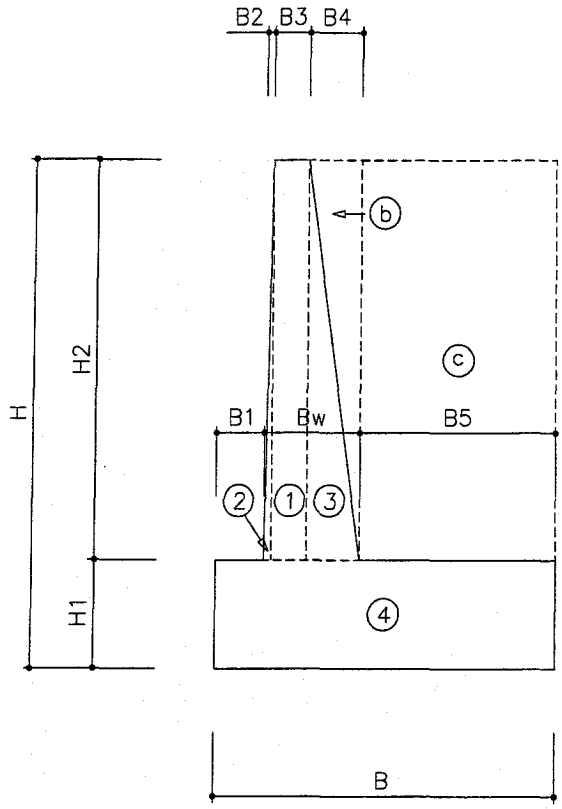
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.400	0.064	0.300	0.436	1.600	2.800	0.800

- 높 이

H1	H2	H	Ho			
0.800	3.200	4.000	0.000			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

	Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
여기서,	30.0	0.000	0.000	7.759

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
59.8	0.000	4.000	88.466	50.665	0.333	0.333	0.000
59.9	0.000	4.000	88.111	50.666	0.333	0.333	0.000
60.0	0.000	4.000	87.757	50.667	0.333	0.333	0.000
60.1	0.000	4.000	87.404	50.666	0.333	0.333	0.000
60.2	0.000	4.000	87.051	50.665	0.333	0.333	0.000

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 50.667 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 0.000 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중
구체 자중	①	3.200 x 0.300 =	0.960	24.50	23.520
	②	3.200 x 0.064 x ½ =	0.102	24.50	2.509
	③	3.200 x 0.436 x ½ =	0.698	24.50	17.091
	④	0.800 x 2.800 =	2.240	24.50	54.880
배면 토사 자중	ⓑ	3.200 x 0.436 x ½ =	0.698	19.00	13.254
	ⓒ	3.200 x 1.600 =	5.120	19.00	97.280
상 재 하 중		2.036 =	2.036	10.00	20.360

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	23.520	-	0.614	-	14.441	-
	②	2.509	-	0.443	-	1.111	-
	③	17.091	-	0.909	-	15.542	-
	④	54.880	-	1.400	-	76.832	-
소 계		98.000				107.925	
배면 토사 자중	ⓑ	13.254	-	1.055	-	13.979	-
	ⓒ	97.280	-	2.000	-	194.560	-
소 계		110.534				208.539	
토 압		0.000	50.667	2.800	1.333	0.000	67.556
상재하중		20.360	13.320	1.782	2.000	36.282	26.640
총 계		228.894	63.987			352.746	94.196

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.800 − 2 x 0.27 = 2.260 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 228.894 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 63.987 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 114.447 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.789 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 2.800 / 2 − (352.746 − 94.196) / 228.894 = 0.270 m

B/6 = 2.800 / 6 = 0.467 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.745 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.270 m < B/6 = 0.467 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.800 / 2 − 0.270) = 3.390 m > 2.800 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 228.894 / 2.800 x (1 ± 6 x 0.270 / 2.800)

qmax = 129.045 kN/m² (앞 굽)

qmin = 34.451 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 129.045 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{We}{COS(\omega)}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.0	0.000	0.000	7.759	3.148

여기서, ※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

단 $\beta + \omega \geq \Phi$ 일때 $\delta' = \Phi$ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
57.3	0.000	4.000	97.730	55.733	0.367	0.367	0.000
57.4	0.000	4.000	97.355	55.734	0.367	0.367	0.000
57.5	0.000	4.000	96.981	55.735	0.367	0.367	0.000
57.6	0.000	4.000	96.608	55.734	0.367	0.367	0.000
57.7	0.000	4.000	96.236	55.733	0.367	0.367	0.000

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 55.735 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 0.000 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	98.000				107.925	
배면토사	110.534				208.539	
토 압	0.000	55.735	2.800	2.000	0.000	111.469
계	208.534	55.735	1.518	2.000	316.464	111.469

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	23.520	0.055	1.294	2.400	3.105
	②	2.509	0.055	0.138	1.867	0.258
	③	17.091	0.055	0.940	1.867	1.755
	④	54.880	0.055	3.018	0.400	1.207
소 계		98.000		5.390	-	6.324
배면 토사 자중	ⓑ	13.254	0.055	0.729	2.933	2.138
	ⓒ	97.280	0.055	5.350	2.400	12.841
소 계		110.534		6.079	-	14.979
계		208.534		11.469	1.857	21.303

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.800 − 2 x 0.519 = = 1.762 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 208.534 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 67.204 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 104.267 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.552 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 2.800 / 2 − (316.464 − (111.469 + 21.303)) / 208.534 = 0.519 m

B/3 = 2.800 / 3 = 0.933 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.384 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.519 m < B/3 = 0.933 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.800 / 2 −0.519) = 2.643 m < 2.800 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 208.534 x 2 / 2.643 = 157.801 kN/m²

qmax = 157.801 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 157.801 kN/m² < qa = 450.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	0.000	10.00	7.759

여기서, ※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
60.9	10.000	3.200	67.400	35.543	0.365	0.348	0.111
61.0	10.000	3.200	67.178	35.544	0.365	0.348	0.111
61.1	10.000	3.200	66.956	35.544	0.365	0.348	0.111
61.2	10.000	3.200	66.735	35.544	0.365	0.348	0.111
61.3	10.000	3.200	66.514	35.543	0.365	0.348	0.111

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 33.853 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 10.798 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{We}{COS(\omega)}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.000	0.000	0.000	7.759	3.148

여기서, ※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
61.0	0.000	3.200	67.279	41.101	0.423	0.419	0.057
61.1	0.000	3.200	67.057	41.102	0.423	0.419	0.057
61.2	0.000	3.200	66.835	41.102	0.423	0.419	0.057
61.3	0.000	3.200	66.614	41.102	0.423	0.419	0.057
61.4	0.000	3.200	66.393	41.101	0.422	0.418	0.057

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 40.760 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 5.545 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 6.907 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	23.520	1.294	1.600	2.070
	②	2.509	0.138	1.067	0.147
	③	17.091	0.940	1.067	1.003
벽체하단		43.120	2.372	1.358	3.220
동 토 압		-	6.907	1.600	11.051

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 3.200 m)

V= 33.853 = 33.853 kN

M= 33.853 x 3.200 / 3 = 36.110 kN/m

② 상재하중에 의한 벽체 단면력계산

하 단 부 (H= 3.200 m)

Vq = kah x qL x H = 11.136 kN/m

Mq= Ph1 x y = 17.818 kN.m

③ 지진시

하 단 부 (H= 3.200 m)

Ve = 40.760 = 40.760 kN

Me= 40.760 x 3.200 /2 = 65.216 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

-벽체하단

구 분		수평토압	상재하중	관성력
LCB1	전단력	54.166	17.818	0.000
	모멘트	57.777	28.509	0.000
LCB2	전단력	54.166	0.000	9.278
	모멘트	57.777	0.000	14.271
LCB3	전단력	33.853	11.136	0.000
	모멘트	36.110	17.818	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
71.983	86.285	63.444	72.048	44.989	53.928

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

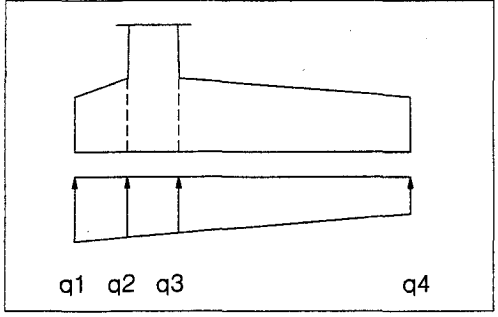
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	98.000	0.000	107.925	0.000
	재토자중	110.534	0.000	208.539	0.000
	토 압	0.000	50.667	0.000	67.556
	상재하중	20.360	13.320	36.282	26.640
	Σ	228.894	63.987	352.746	94.196
지진시	콘크리트	98.000	5.390	107.925	6.324
	재토자중	110.534	6.079	208.539	14.979
	토 압	0.000	50.667	0.000	67.556
	동 토 압	0.000	5.068	0.000	43.914
	Σ	208.534	67.204	316.464	132.77

② 계수하중조합

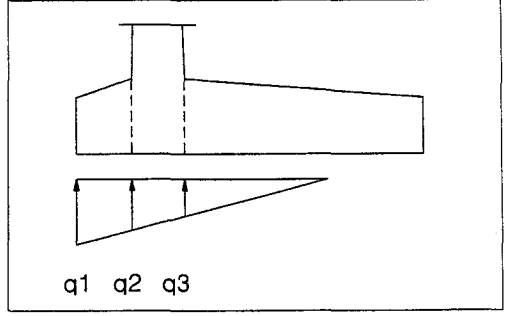
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	282.817	437.808	150.713	0.385	사다리꼴 분포
LCB2	187.681	284.818	171.175	0.794	삼각형 분포
LCB3	228.894	352.746	94.196	0.270	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	184.336	160.528	112.910	17.676	0.385	1
LCB2	206.470	161.042	70.186	-	0.794	2
LCB3	129.045	115.532	88.505	34.451	0.270	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력	거 리 (m)	Mr (kN·m)	비 고
		V (kN/m)	X	V · X	
구 체	④'	31.360	0.800	25.088	
소 계		31.360	0.800	25.088	
토 사	ⓒ	97.280	0.800	77.824	
소 계		97.280	0.800	77.824	
계		128.640	0.800	102.912	

② 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	112.910	17.676	0.606	-104.469	-63.259
LCB2	70.186	0.000	0.206	-21.687	-4.468
LCB3	88.505	34.451	0.683	-98.365	-67.160

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	154.368	25.6000	-	-	-104.469	75.499
	Mu	123.494	20.4800	-	-	-63.259	80.716
LCB2	Vu	115.776	-	-	-	-21.687	94.089
	Mu	92.621	-	-	-	-4.468	88.153
LCB3	Vo	128.640	16.0000	-	-	-98.365	46.275
	Mo	102.912	12.8000	-	-	-67.160	48.552

4.3 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	86.285	71.983	53.928
뒷 굽	86.285	94.089	48.552

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	800.0	720.0	80.0	86.285	71.983	53.928

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 472.556 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 7.899 ㎜

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 993 x 300 x (720.0 − a / 2) = 180.202 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.689 ㎜

≥ Mu (86.285 kN.m) [안전률 2.088] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √21 x 1000 x 720.0 = 412.432 kN

≥ Vu (=71.983kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 78.835 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 93.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.835) − 2.5 x 72.0 = 818.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 78.835) = = 799.1 mm

Sa = min (818.9 , 799.1) = 799.1 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 799.1 mm) ∴ − O.K −

5.2 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	800.0	720.0	80.0	86.285	94.089	48.552

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 472.556 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 7.899 ㎜

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 993 x 300 x (720.0 − a / 2) = 180.202 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.689 ㎜

≥ Mu (86.285 kN.m) [안전률 2.088] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √21 x 1000 x 720.0 = 412.432 kN

≥ Vu (=94.089kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 70.975 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 93.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.975) − 2.5 x 72.0 = 929.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.975) = = 887.6 mm

Sa = min (929.5 , 887.6) = 887.6 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 887.6 mm) ∴ − O.K −

빈 면

반중력식옹벽(M-14)

옹벽높이(H) : 4.00m

사면경사(s) : 1 : 1.8

사면높이(Ho) : 4.00m

1. 설 계 조 건 (H=4.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 4.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	반중력식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	4.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	4.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	21.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	300.00	MPa

1.5 토 압 적 용

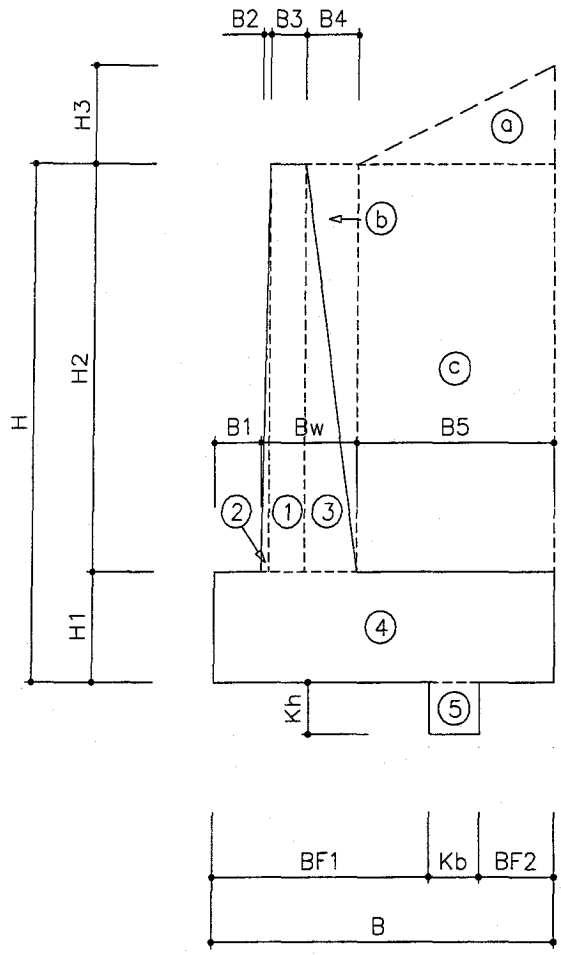
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.400	0.063	0.300	0.537	1.700	3.000	0.900

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho		
0.850	3.150	0.944	4.000	4.000		

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
1.950	0.650	0.400	0.450			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	26.005	9.675

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
48.5	25.915	4.944	378.216	121.022	0.521	0.468	0.229
48.6	25.960	4.944	376.327	121.030	0.521	0.468	0.229
48.7	26.005	4.944	374.444	121.034	0.521	0.468	0.229
48.8	26.049	4.944	372.567	121.033	0.521	0.468	0.229
48.9	26.094	4.944	370.696	121.027	0.521	0.468	0.229

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 108.767 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 53.176 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	3.150 x 0.300 =	0.945	24.50	23.153
	②	3.150 x 0.063 x ½ =	0.099	24.50	2.431
	③	3.150 x 0.537 x ½ =	0.846	24.50	20.721
	④	0.850 x 3.000 =	2.550	24.50	62.475
	⑤	0.450 x 0.400 =	0.180	24.50	4.410
토사 자중	ⓐ	0.944 x 1.699 x ½ =	0.802	19.00	15.238
	ⓑ	3.150 x 0.537 x ½ =	0.846	19.00	16.070
	ⓒ	3.150 x 1.700 =	5.355	19.00	101.745
상재하중		1.527 =	1.527	10.00	15.275

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	23.153	-	0.613	-	14.192	-
	②	2.431	-	0.442	-	1.075	-
	③	20.721	-	0.942	-	19.520	-
	④	62.475	-	1.500	-	93.713	-
	⑤	4.410	-	2.150	-	9.482	-
소 계		113.190				137.981	
토사 자중	ⓐ	15.238	-	2.433	-	37.080	-
	ⓑ	16.070	-	1.121	-	18.014	-
	ⓒ	101.745	-	2.150	-	218.752	-
소 계		133.053				273.846	
토 압		53.176	108.767	3.000	1.648	159.528	179.248
상재하중		3.498	7.155	3.000	1.648	10.494	11.791
총 계		302.917	115.922			581.848	191.039

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.000 − 2 x 0.210 = 2.580 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 302.917 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 115.922 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 151.459 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.307 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 302.917 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 62.624 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 214.083 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.847 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 3.000 / 2 − (581.848 − 191.039) / 302.917 = 0.210 m

B/6 = 3.000 / 6 = 0.500 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.046 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.210 m < B/6 = 0.500 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.000 / 2 − 0.210) = 3.870 m > 3.000 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 302.917 / 3.000 x (1 ± 6 x 0.210 / 3.000)

qmax = 143.350 kN/m² (앞 굽)

qmin = 58.595 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 143.350 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.0	29.055	30.0	9.675	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

※ δ = Φ를 적용

단 β + ω ≥ Φ 일때 δ' = Φ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
45.2	30.000	4.944	444.745	144.804	0.6236	0.540	0.312
45.3	30.000	4.944	442.637	144.810	0.6236	0.540	0.312
45.4	30.000	4.944	440.538	144.811	0.6236	0.540	0.312
45.5	30.000	4.944	438.445	144.807	0.6236	0.540	0.312
45.6	30.000	4.944	436.359	144.798	0.6236	0.540	0.312

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 =$ 125.393 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 =$ 72.449 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	113.190				137.981	
배 면 토	133.053				273.846	
토 압	72.449	125.393	3.000	2.472	217.348	309.972
계	318.693	125.393	1.974	2.472	629.175	309.972

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	23.153	0.055	1.273	2.425	3.088
	②	2.431	0.055	0.134	1.900	0.254
	③	20.721	0.055	1.140	1.900	2.165
	④	62.475	0.055	3.436	0.425	1.460
소 계		108.780		5.983	-	6.968
토사 자중	ⓐ	15.238	0.055	0.838	4.315	3.616
	ⓑ	16.070	0.055	0.884	2.950	2.607
	ⓒ	101.745	0.055	5.596	2.425	13.570
소 계		133.053		7.318	-	19.794
계		241.833		13.301	2.012	26.762

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.000 − 2 x 0.582 = 1.836 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 318.693 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 138.694 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 159.346 kN/m --- N.G

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.149 < 1.2

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 318.693 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kpe = 2.611

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.00	0.00	11.67	0	3.148

수동토압 Ppe = 28.789 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Ppe = 188.135 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.356 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 3.000 / 2 − (629.175 − (309.972 + 26.762)) / 318.693 = 0.582 m

B/3 = 3.000 / 3 = 1.000 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.868 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.582 m < B/3 = 1.000 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.000 / 2 −0.582) = 2.754 m < 3.000 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 318.693 x 2 / 2.754 = 231.440 kN/m²

qmax = 231.440 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 231.440 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	9.675

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
43.4	10.000	3.150	256.049	59.697	0.633	0.596	0.213
43.5	10.000	3.150	254.257	59.702	0.633	0.596	0.213
43.6	10.000	3.150	252.471	59.702	0.633	0.596	0.213
43.7	10.000	3.150	250.692	59.698	0.633	0.596	0.213
43.8	10.000	3.150	248.920	59.689	0.633	0.596	0.213

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 56.181 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 20.078 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.000	29.055	0.000	9.675	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
40.9	0.000	3.150	287.504	69.803	0.7405	0.730	0.124
41.0	0.000	3.150	285.528	69.810	0.7406	0.730	0.124
41.1	0.000	3.150	283.559	69.811	0.7406	0.730	0.124
41.2	0.000	3.150	281.599	69.808	0.7406	0.730	0.124
41.3	0.000	3.150	279.646	69.800	0.7405	0.730	0.124

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 68.813 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 11.689 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 12.631 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	23.153	1.273	1.575	2.006
	②	2.431	0.134	1.050	0.140
	③	20.721	1.140	1.050	1.197
벽체하단		46.305	2.547		3.343
동 토 압			12.631	1.575	19.894

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 3.150 m)

V= 56.181 = 56.181 kN

M= 56.181 x 3.150 / 3 = 58.990 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 3.150 m)

Ve = 68.813 = 68.813 kN

Me= 68.813 x 3.150 /2 = 108.380 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	
		수평토압	관성력
LCB1	전단력	89.890	0.000
	모멘트	94.384	0.000
LCB2	전단력	89.890	15.178
	모멘트	94.384	23.237
LCB3	전단력	56.181	0.000
	모멘트	58.990	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
89.890	94.384	105.068	117.622	56.181	58.990

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

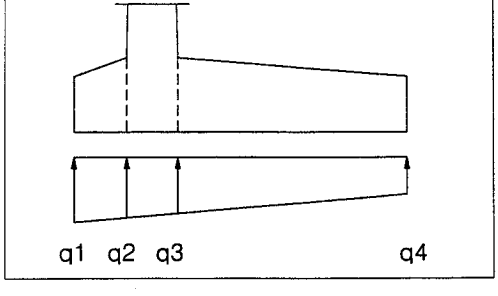
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	113.190	0.000	137.981	0.00
	재토자중	133.053	0.000	273.846	0.00
	토 압	53.176	108.767	159.528	179.248
	상재하중	3.498	7.155	10.494	11.791
	Σ	302.917	115.922	581.848	191.04
지진시	콘크리트	113.190	5.983	137.981	6.968
	재토자중	133.053	7.318	273.846	19.794
	토 압	53.176	108.767	159.528	179.248
	동 토 압	19.273	16.626	57.820	130.724
	Σ	318.693	138.694	629.175	336.73

② 계수하중조합

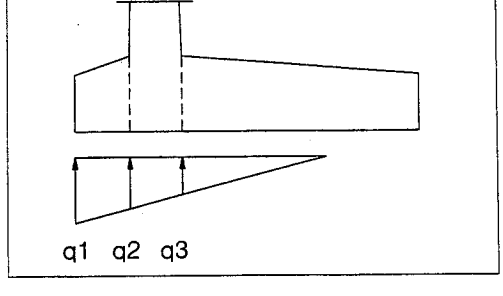
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	386.170	766.227	305.662	0.307	사다리꼴 분포
LCB2	325.974	683.709	441.607	0.757	삼각형 분포
LCB3	302.917	581.848	191.039	0.210	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	207.759	186.683	139.262	49.687	0.307	1
LCB2	292.484	239.997	121.901	-	0.757	2
LCB3	143.381	132.072	106.627	58.564	0.210	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	35.403	0.850	30.092	
	⑤'	4.410	0.850	3.749	
소 계		39.813	0.850	33.841	
토사 자중	ⓐ	15.238	0.954	14.543	
	ⓒ	101.745	0.850	86.483	
소 계		116.983	0.864	101.026	
계		156.796	0.860	134.866	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 53.176 kN

M = 53.176 x 1.700 = 90.399 kN·m

- 지진시

V = 53.176 + 19.273 = 72.449 kN

M1 = 53.176 x 1.700 = 90.399 kN·m

M2 = 19.273 x 1.700 = 32.765 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	139.262	49.687	0.716	-160.606	-114.943
LCB2	121.901	0.000	0.310	-56.623	-17.534
LCB3	106.627	58.564	0.768	-140.412	-107.775

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	188.155	-	85.082	-	-160.606	112.630
	Mu	161.840	-	144.639	-	-114.943	191.536
LCB2	Vu	141.116	-	85.082	19.273	-56.623	188.848
	Mu	121.380	-	144.639	32.765	-17.534	281.249
LCB3	Vo	156.796	-	53.176	-	-140.412	69.560
	Mo	134.866	-	90.399	-	-107.775	117.490

(3) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 62.624 kN/m

지진시 : Ppe = 28.789 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	164.726	0.450	62.624	14.953

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	23.925	100.199	14.953

4.3 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	117.622	105.068	58.990
뒷 굽	117.622	188.848	58.990
활동방지벽	23.925	100.199	14.953

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	900.0	820.0	80.0	117.622	105.068	58.990

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 565.776 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 9.454 mm

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0012

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 993 x 300 x (820.0 - a / 2) = 205.523 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.689 mm

≥ Mu (117.622 kN.m) [안전률 1.747] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{21}$ x 1000 x 820.0 = 469.714 kN

≥ Vu (=105.068kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d - χ/3)] = 75.518 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 100.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.518) - 2.5 x 72.0 = 862.8 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 75.518) = = 834.2 mm

Sa = min (862.8 , 834.2) = 834.2 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 834.2 mm) ∴ - O.K -

5.2 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	850.0	770.0	80.0	117.622	188.848	58.990

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 602.983 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 10.068 ㎜

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0013

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 993 \times 300 \times (770.0 - a / 2)$ = 192.863 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 16.689 ㎜

≥ Mu (117.622 kN.m) [안전률 1.64] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 1000 \times 770.0$ = 441.073 kN

≥ Vu (=188.848kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 80.523 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 96.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 16/2 = 72.0 mm

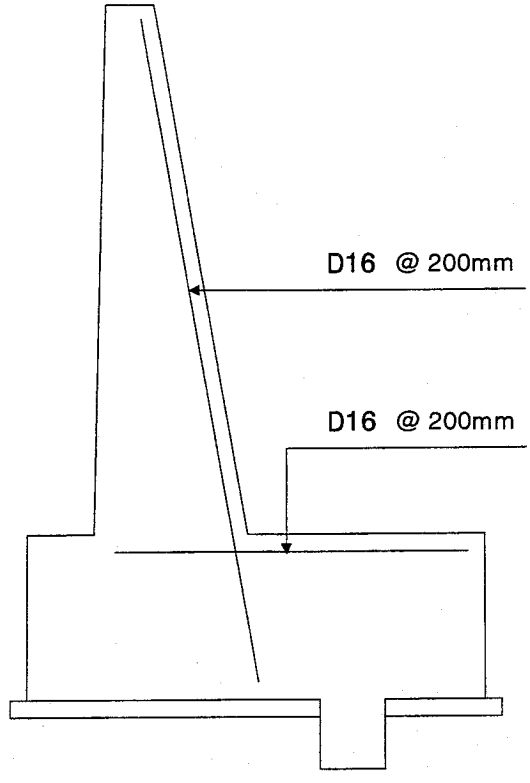
S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 80.523) - 2.5 x 72.0 = 798.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 80.523) = = 782.4 mm

Sa = min (798.0 , 782.4) = 782.4 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 782.4 mm) ∴ - O.K -

6. 주철근 조립도



빈 면

반중력식옹벽(M-21)

옹벽높이(H) : 4.00m

사면경사(s) : 1 : 1.5

사면높이(Ho) : 4.00m

1. 설 계 조 건 (H=4.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 4.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	반중력식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	4.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	4.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	21.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	300.00	MPa

1.5 토 압 적 용

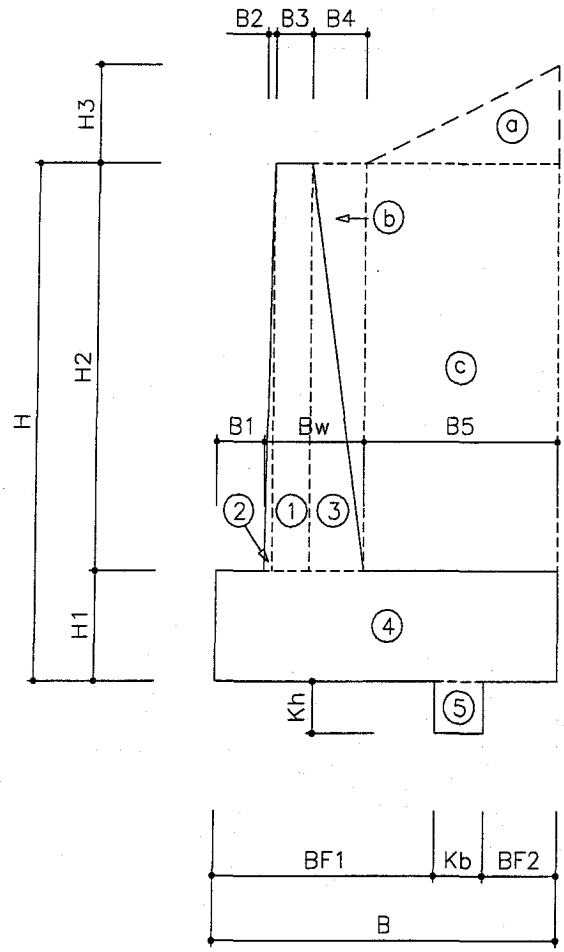
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.400	0.064	0.300	0.436	1.600	2.800	0.800

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho		
0.800	3.200	1.067	4.000	4.000		

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
1.800	0.600	0.400	0.400			

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.0	33.690	29.668	7.759

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
53.4	29.565	5.067	346.268	111.408	0.434	0.377	0.215
53.5	29.616	5.067	344.537	111.414	0.434	0.377	0.215
53.6	29.668	5.067	342.811	111.415	0.434	0.377	0.215
53.7	29.719	5.067	341.089	111.412	0.434	0.377	0.215
53.8	29.771	5.067	339.372	111.404	0.434	0.377	0.215

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 96.818 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 55.200 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	3.200 x 0.300 =	0.960	24.50	23.520
	②	3.200 x 0.064 x ½ =	0.102	24.50	2.509
	③	3.200 x 0.436 x ½ =	0.698	24.50	17.091
	④	0.800 x 2.800 =	2.240	24.50	54.880
	⑤	0.400 x 0.400 =	0.160	24.50	3.920
토사 자중	ⓐ	1.067 x 1.600 x ½ =	0.854	20.00	17.072
	ⓑ	3.200 x 0.436 x ½ =	0.698	20.00	13.952
	ⓒ	3.200 x 1.600 =	5.120	20.00	102.400
상재하중		1.499 =	1.499	10.00	14.986

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	23.520	-	0.614	-	14.441	-
	②	2.509	-	0.443	-	1.111	-
	③	17.091	-	0.909	-	15.542	-
	④	54.880	-	1.400	-	76.832	-
	⑤	3.920	-	2.000	-	7.840	-
소 계		101.920				115.765	
토사 자중	ⓐ	17.072	-	2.267	-	38.697	-
	ⓑ	13.952	-	1.055	-	14.715	-
	ⓒ	102.400	-	2.000	-	204.800	-
소 계		133.424				258.211	
토 압		55.200	96.818	2.800	1.689	154.560	163.526
상재하중		3.222	5.651	2.800	1.689	9.022	9.545
총 계		293.766	102.470			537.559	173.071

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.800 − 2 x 0.159 = 2.481 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 293.766 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 102.470 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 146.883 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.433 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 293.766 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 54.530 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 201.413 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.966 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 2.800 / 2 − (537.559 − 173.071) / 293.766 = 0.159 m

B/6 = 2.800 / 6 = 0.467 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.106 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.159 m < B/6 = 0.467 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.800 / 2 − 0.159) = 3.722 m > 2.800 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 293.766 / 2.800 x (1 ± 6 x 0.159 / 2.800)

qmax = 140.722 kN/m² (앞 굽)

qmin = 69.111 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 140.722 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.0	33.690	35.0	7.759	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

※ δ = Φ를 적용

단 β + ω ≥ Φ 일때 δ' = Φ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
49.9	35.000	5.067	410.512	135.431	0.5275	0.432	0.303
50.0	35.000	5.067	408.603	135.436	0.5275	0.432	0.303
50.1	35.000	5.067	406.699	135.437	0.5275	0.432	0.303
50.2	35.000	5.067	404.801	135.433	0.5275	0.432	0.303
50.3	35.000	5.067	402.909	135.424	0.5275	0.432	0.303

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 =$ 110.914 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 =$ 77.794 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	101.920				115.765	
배 면 토	133.424				258.211	
토 압	77.794	110.914	2.800	2.534	217.822	281.000
계	313.138	110.914	1.890	2.534	591.799	281.000

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	23.520	0.055	1.294	2.400	3.105
	②	2.509	0.055	0.138	1.867	0.258
	③	17.091	0.055	0.940	1.867	1.755
	④	54.880	0.055	3.018	0.400	1.207
소 계		98.000		5.390	-	6.324
토사 자중	ⓐ	17.072	0.055	0.939	4.356	4.090
	ⓑ	13.952	0.055	0.767	2.933	2.251
	ⓒ	102.400	0.055	5.632	2.400	13.517
소 계		133.424		7.338	-	19.858
계		231.424		12.728	2.057	26.182

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.800 − 2 x 0.491 = 1.818 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 313.138 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 123.642 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 156.569 kN/m --- O.K

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.266 > 1.2

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 313.138 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kpe = 2.611

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi - \omega + \Theta)}{\cos\omega \cos^2\Theta \cos(\delta - \Theta + \omega)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta)\sin(\phi - \omega + \beta)}{\cos(\delta - \Theta + \omega)\cos(\beta - \Theta)}}\right]^2}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)	ω(°)
35.00	0.00	11.67	0	3.148

수동토압 Ppe = 25.068 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Ppe = 181.636 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.469 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 2.800 / 2 − (591.799 − (281 + 26.182)) / 313.138 = 0.491 m

B/3 = 2.800 / 3 = 0.933 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.927 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.491 m < B/3 = 0.933 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.800 / 2 −0.491) = 2.727 m < 2.800 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 313.138 x 2 / 2.727 = 229.657 kN/m²

qmax = 229.657 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 229.657 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	7.759

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
48.5	11.667	3.200	232.593	54.589	0.533	0.503	0.177
48.6	11.667	3.200	230.982	54.596	0.533	0.503	0.177
48.7	11.667	3.200	229.377	54.598	0.533	0.503	0.177
48.8	11.667	3.200	227.776	54.595	0.533	0.503	0.177
48.9	11.667	3.200	226.181	54.589	0.533	0.503	0.177

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 51.507 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 18.125 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.000	33.690	0.000	7.759	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
46.3	0.000	3.200	255.779	63.939	0.6244	0.619	0.084
46.4	0.000	3.200	254.048	63.944	0.6244	0.619	0.084
46.5	0.000	3.200	252.323	63.944	0.6245	0.619	0.084
46.6	0.000	3.200	250.604	63.939	0.6244	0.619	0.084
46.7	0.000	3.200	248.890	63.931	0.6243	0.619	0.084

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 63.386 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 8.602 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 11.878 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	23.520	1.294	1.600	2.070
	②	2.509	0.138	1.067	0.147
	③	17.091	0.940	1.067	1.003
벽체하단		43.120	2.372		3.220
동 토 압			11.878	1.600	19.005

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 3.200 m)

V= 51.507 = 51.507 kN

M= 51.507 x 3.200 / 3 = 54.941 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 3.200 m)

Ve = 63.386 = 63.386 kN

Me= 63.386 x 3.200 /2 = 101.417 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	
		수평토압	관성력
LCB1	전단력	82.412	0.000
	모멘트	87.906	0.000
LCB2	전단력	82.412	14.250
	모멘트	87.906	22.225
LCB3	전단력	51.507	0.000
	모멘트	54.941	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
82.412	87.906	96.662	110.131	51.507	54.941

4.2 기초부

(1) 지반반력

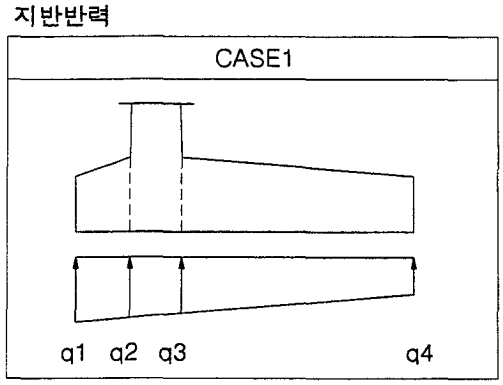
① 외력집계

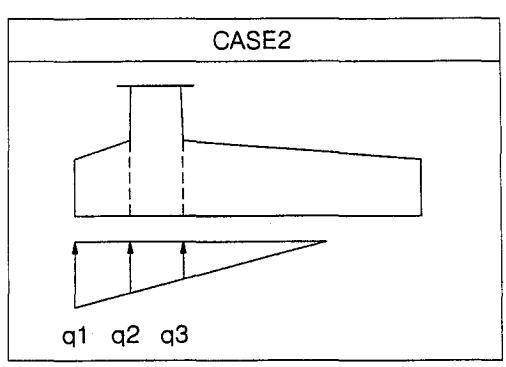
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	101.920	0.000	115.765	0.00
	재토자중	133.424	0.000	258.211	0.00
	토 압	55.200	96.818	154.560	163.526
	상재하중	3.222	5.651	9.022	9.545
	Σ	293.766	102.470	537.559	173.07
지진시	콘크리트	101.920	5.390	115.765	6.324
	재토자중	133.424	7.338	258.211	19.858
	토 압	55.200	96.818	154.560	163.526
	동 토 압	22.594	14.095	63.262	117.474
	Σ	313.138	123.642	591.799	307.18

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	375.888	710.503	276.914	0.246	사다리꼴 분포
LCB2	322.723	647.138	402.680	0.643	삼각형 분포
LCB3	293.766	537.559	173.071	0.159	사다리꼴 분포

③ 지반반력





구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	205.013	184.793	144.355	63.479	0.246	1
LCB2	284.213	234.153	134.034	-	0.643	2
LCB3	140.663	130.450	110.023	69.170	0.159	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	31.360	0.800	25.088	
	⑤'	3.920	0.800	3.136	
소 계		35.280	0.800	28.224	
토사 자중	ⓐ	17.072	0.921	15.729	
	ⓒ	102.400	0.800	81.920	
소 계		119.472	0.817	97.649	
계		154.752	0.813	125.873	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 55.200 kN

M = 55.200 x 1.600 = 88.320 kN·m

- 지진시

V = 55.200 + 22.594 = 77.794 kN

M1 = 55.200 x 1.600 = 88.320 kN·m

M2 = 22.594 x 1.600 = 36.150 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	144.355	63.479	0.696	-166.268	-115.760
LCB2	134.034	0.000	0.357	-71.775	-25.624
LCB3	110.023	69.170	0.739	-143.354	-105.968

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	185.702	-	88.320	-	-166.268	107.755
	Mu	151.048	-	141.312	-	-115.760	176.600
LCB2	Vu	139.277	-	88.320	22.594	-71.775	178.415
	Mu	113.286	-	141.312	36.150	-25.624	265.124
LCB3	Vo	154.752	-	55.200	-	-143.354	66.598
	Mo	125.873	-	88.320	-	-105.968	108.225

(3) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

지진시 : Ppe = 25.068 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	159.045	0.400	54.530	11.512

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	18.419	87.248	11.512

4.3 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	110.131	96.662	54.941
뒷 굽	110.131	178.415	54.941
활동방지벽	18.419	87.248	11.512

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	800.0	720.0	80.0	110.131	96.662	54.941

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 604.071 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 10.081 ㎜

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 993 x 300 x (720.0 − a / 2) = 180.202 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.689 ㎜

≥ Mu (110.131 kN.m) [안전률 1.636] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √21 x 1000 x 720.0 = 412.432 kN

≥ Vu (=96.662kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 80.315 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 93.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 80.315) − 2.5 x 72.0 = 800.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 80.315) = = 784.4 mm

Sa = min (800.5 , 784.4) = 784.4 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 784.4 mm) ∴ − O.K −

5.2 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	800.0	720.0	80.0	110.131	178.415	54.941

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 604.071 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 10.081 mm

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 993 \times 300 \times (720.0 - a / 2)$ = 180.202 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 16.689 mm

≥ Mu (110.131 kN.m) [안전률 1.636] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{21} \times 1000 \times 720.0$ = 412.432 kN

≥ Vu (=178.415kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 80.315 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 93.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 16/2 = 72.0 mm

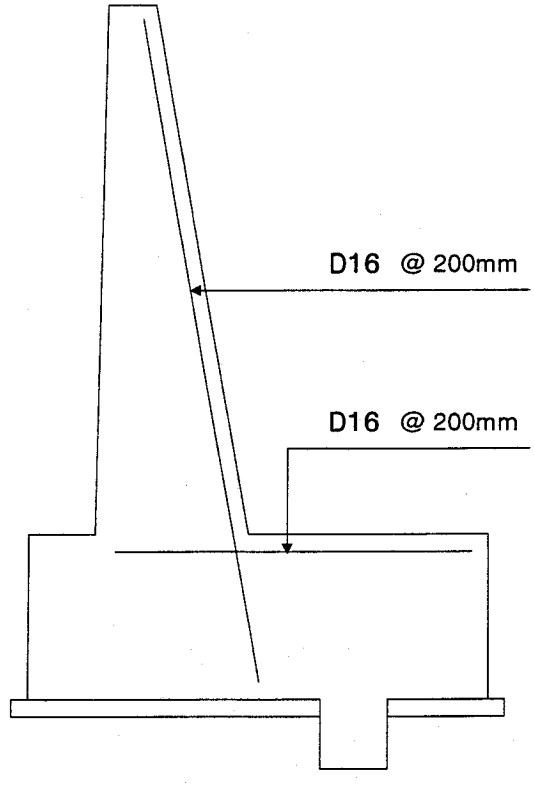
S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 80.315) - 2.5 x 72.0 = 800.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 80.315) = = 784.4 mm

Sa = min (800.5 , 784.4) = 784.4 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 784.4 mm) ∴ - O.K -

6. 주철근 조립도



빈 면

반중력식옹벽(M-28)

옹벽높이(H) : 4.00m

사면경사(s) : 1 : 1.8

사면높이(Ho) : 8.00m

1. 설 계 조 건 (H=4.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 8.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	반중력식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	4.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	8.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	21.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	300.00	MPa

1.5 토 압 적 용

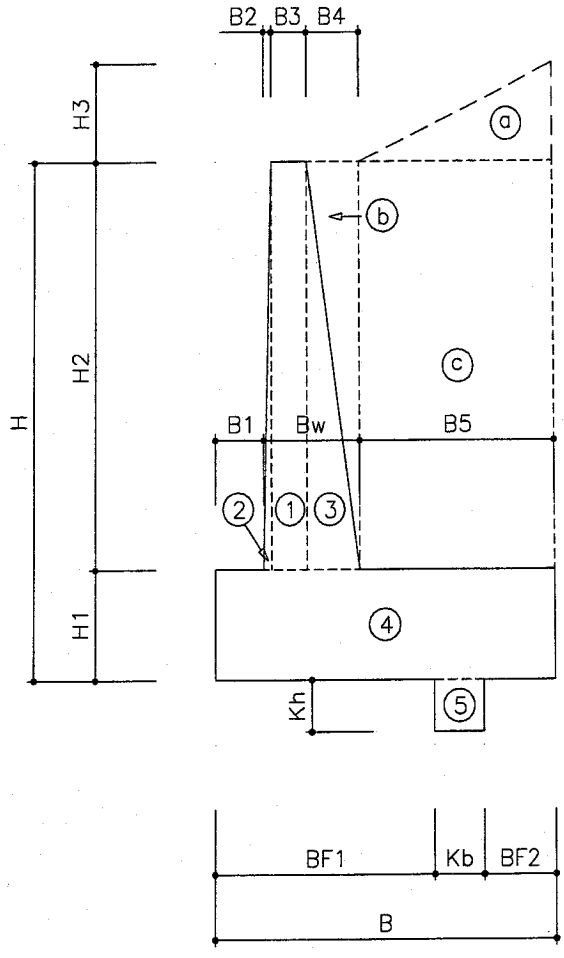
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.400	0.063	0.300	0.637	2.000	3.400	1.000

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho		
0.850	3.150	1.111	4.000	8.000		

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
2.200	0.750	0.450	0.450			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	28.344	11.432

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
42.2	28.257	5.111	697.170	153.311	0.618	0.544	0.293
42.3	28.301	5.111	691.888	153.334	0.618	0.544	0.293
42.4	28.344	5.111	686.627	153.342	0.618	0.544	0.293
42.5	28.387	5.111	681.386	153.336	0.618	0.544	0.293
42.6	28.430	5.111	676.165	153.315	0.618	0.544	0.293

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 134.951 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 72.711 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	3.150 x 0.300 =	0.945	24.50	23.153
	②	3.150 x 0.063 x ½ =	0.099	24.50	2.431
	③	3.150 x 0.637 x ½ =	1.003	24.50	24.580
	④	0.850 x 3.400 =	2.890	24.50	70.805
	⑤	0.450 x 0.450 =	0.203	24.50	4.961
토사 자중	ⓐ	1.111 x 2.000 x ½ =	1.111	19.00	21.107
	ⓑ	3.150 x 0.637 x ½ =	1.003	19.00	19.062
	ⓒ	3.150 x 2.000 =	6.300	19.00	119.700
상재하중		0.742 =	0.742	10.00	7.417

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	23.153	-	0.613	-	14.192	-
	②	2.431	-	0.442	-	1.075	-
	③	24.580	-	0.975	-	23.974	-
	④	70.805	-	1.700	-	120.369	-
	⑤	4.961	-	2.425	-	12.031	-
소 계		125.930				171.640	
토사 자중	ⓐ	21.107	-	2.733	-	57.692	-
	ⓑ	19.062	-	1.188	-	22.640	-
	ⓒ	119.700	-	2.400	-	287.280	-
소 계		159.869				367.612	
토 압		72.711	134.951	3.400	1.704	247.219	229.911
상재하중		2.173	4.033	3.400	1.704	7.389	6.871
총 계		360.684	138.984			793.860	236.782

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.400 − 2 x 0.155 = 3.089 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 360.684 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 138.984 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 180.342 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.298 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 360.684 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 62.624 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 242.966 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.748 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 3.400 / 2 − (793.86 − 236.782) / 360.684 = 0.155 m

B/6 = 3.400 / 6 = 0.567 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.353 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.155 m < B/6 = 0.567 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.400 / 2 − 0.155) = 4.634 m > 3.400 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 360.684 / 3.400 x (1 ± 6 x 0.155 / 3.400)

qmax = 135.193 kN/m² (앞 굽)

qmin = 76.974 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 135.193 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	11.432

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
37.6	10.000	3.150	458.323	62.426	0.662	0.617	0.242
37.7	10.000	3.150	452.798	62.454	0.663	0.617	0.242
37.8	10.000	3.150	447.298	62.465	0.663	0.617	0.242
37.9	10.000	3.150	441.823	62.460	0.663	0.617	0.242
38.0	10.000	3.150	436.373	62.439	0.662	0.617	0.242

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 58.161 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 22.812 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 3.150 m)

V= 58.161 = 58.161 kN

M= 58.161 x 3.150 / 3 = 61.069 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단
		수평토압
LCB1	전단력	93.057
	모멘트	97.710
LCB2	전단력	58.161
	모멘트	61.069

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
93.057	97.710	58.161	61.069	

4.2 기초부

(1) 지반반력

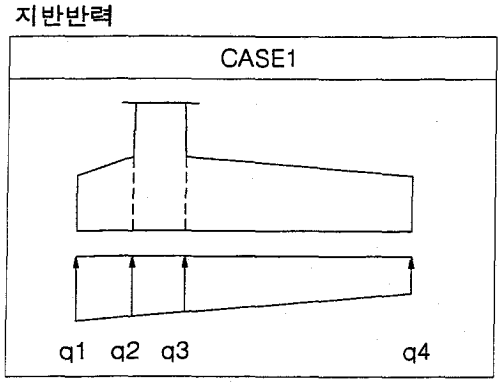
① 외력집계

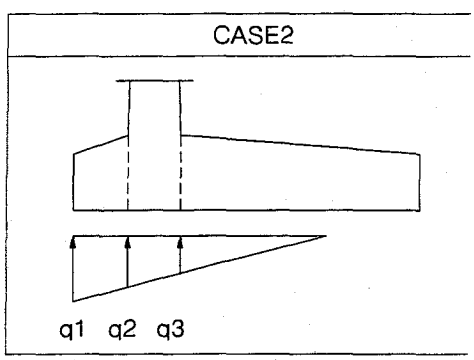
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	125.930	0.000	171.640	0.00
	재토자중	159.869	0.000	367.612	0.00
	토 압	72.711	134.951	247.219	229.911
	상재하중	2.173	4.033	7.389	6.871
	Σ	360.684	138.984	793.860	236.78

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	462.774	1054.475	378.851	0.240	사다리꼴 분포
LCB2	360.684	793.860	236.782	0.155	사다리꼴 분포

③ 지반반력





구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	193.757	180.193	146.283	78.463	0.240	1
LCB2	135.100	128.273	111.204	77.067	0.155	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력	거 리 (m)	Mr (kN·m)	비 고
		V (kN/m)	X	V · X	
구체 자중	④'	41.650	1.000	41.650	
	⑤'	4.961	1.025	5.085	
소 계		46.611	1.003	46.735	
토사 자중	ⓐ	21.107	1.121	23.661	
	ⓒ	119.700	1.000	119.700	
소 계		140.807	1.018	143.361	
계		187.418	1.014	190.096	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 72.711 kN

M = 72.711 x 2.000 = 145.423 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	146.283	78.463	0.899	-224.746	-202.140
LCB2	111.204	77.067	0.940	-188.271	-176.891

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	224.902	-	116.338	-224.746	116.494
	Mu	228.115	-	232.677	-202.140	258.652
LCB2	Vo	187.418	-	72.711	-188.271	71.859
	Mo	190.096	-	145.423	-176.891	158.628

(3) 활동방지벽 검토

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 62.624 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	164.726	0.450	62.624	14.953

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	23.925	100.199	14.953

4.3 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	97.710	93.057	61.069
뒷 굽	97.710	116.494	61.069
활동방지벽	23.925	100.199	14.953

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	1000.0	920.0	80.0	97.710	93.057	61.069

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 418.087 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 7.000 ㎜

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0011

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 993 x 300 x (920.0 - a / 2) = 230.845 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.689 ㎜

≥ Mu (97.71 kN.m) [안전률 2.363] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √21 x 1000 x 920.0 = 526.996 kN

≥ Vu (=93.057kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d - χ/3)] = 69.526 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 106.4 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.526) - 2.5 x 72.0 = 952.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.526) = = 906.1 mm

Sa = min (952.7 , 906.1) = 906.1 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 906.1 mm) ∴ - O.K -

5.2 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	850.0	770.0	80.0	97.710	116.494	61.069

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 500.349 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$

−1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 8.364 ㎜

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0013

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 993 x 300 x (770.0 − a / 2) = 192.863 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.689 ㎜

≥ Mu (97.71 kN.m) [안전률 1.974] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{21}$ x 1000 x 770.0 = 441.073 kN

≥ Vu (=116.494kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 83.36 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 96.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

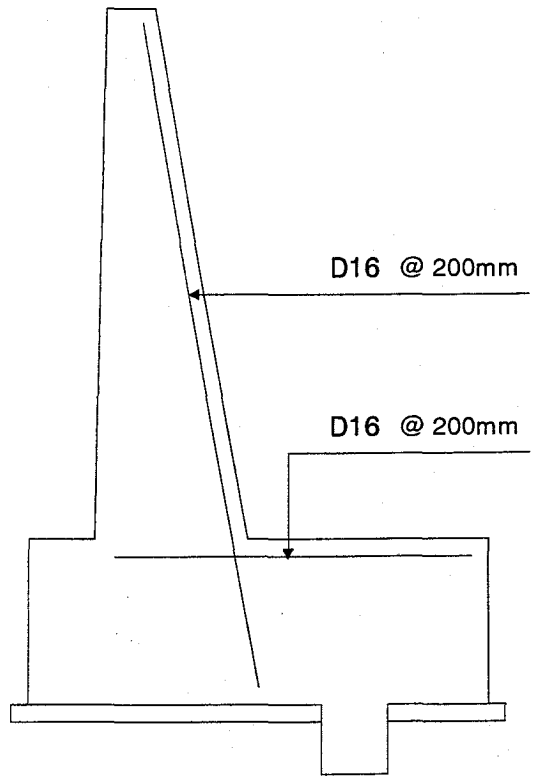
S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 83.36) − 2.5 x 72.0 = 764.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 83.360) = = 755.8 mm

Sa = min (764.7 , 755.8) = 755.8 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 755.8 mm) ∴ − O.K −

6. 주철근 조립도



빈 면

반중력식옹벽(M-35)

옹벽높이(H) : 4.00m

사면경사(s) : 1 : 1.5

사면높이(Ho) : 8.00m

1. 설 계 조 건 (H=4.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 8.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	반중력식	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	4.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	8.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	21.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	300.00	MPa

1.5 토 압 적 용

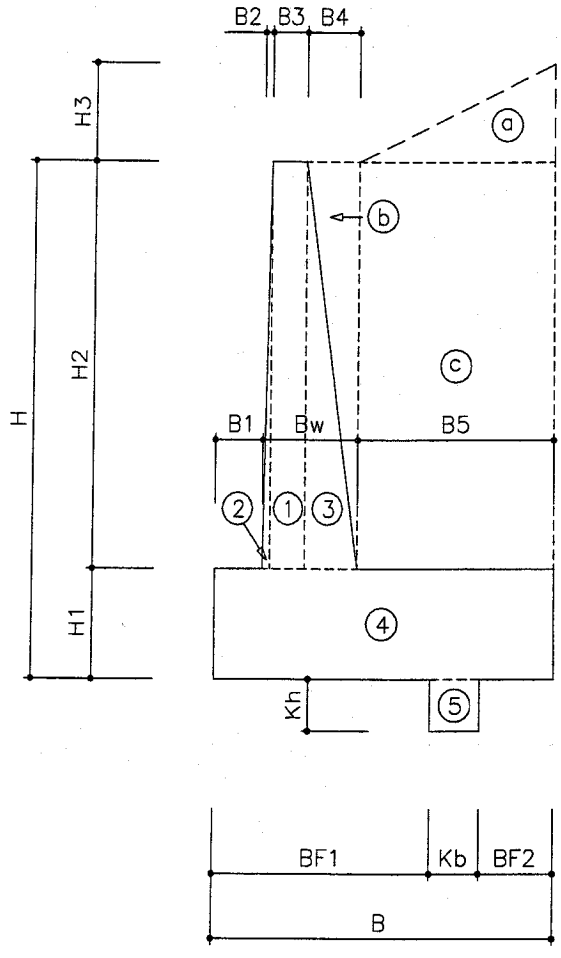
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.400	0.064	0.300	0.436	1.600	2.800	0.800

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho		
0.800	3.200	1.067	4.000	8.000		

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
1.800	0.600	0.400	0.400			

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.0	33.690	32.852	7.759

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
47.1	32.758	5.067	617.131	138.251	0.539	0.452	0.292
47.2	32.805	5.067	612.455	138.273	0.539	0.453	0.292
47.3	32.852	5.067	607.795	138.280	0.539	0.453	0.292
47.4	32.899	5.067	603.149	138.273	0.539	0.453	0.292
47.5	32.946	5.067	598.518	138.253	0.539	0.452	0.292

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 116.177 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 74.970 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	3.200 x 0.300 =	0.960	24.50	23.520
	②	3.200 x 0.064 x ½ =	0.102	24.50	2.509
	③	3.200 x 0.436 x ½ =	0.698	24.50	17.091
	④	0.800 x 2.800 =	2.240	24.50	54.880
	⑤	0.400 x 0.400 =	0.160	24.50	3.920
토사 자중	ⓐ	1.067 x 1.600 x ½ =	0.854	20.00	17.072
	ⓑ	3.200 x 0.436 x ½ =	0.698	20.00	13.952
	ⓒ	3.200 x 1.600 =	5.120	20.00	102.400
상재하중		0.674 =	0.674	10.00	6.738

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	23.520	-	0.614	-	14.441	-
	②	2.509	-	0.443	-	1.111	-
	③	17.091	-	0.909	-	15.542	-
	④	54.880	-	1.400	-	76.832	-
	⑤	3.920	-	2.000	-	7.840	-
소 계		101.920				115.765	
토사 자중	ⓐ	17.072	-	2.267	-	38.697	-
	ⓑ	13.952	-	1.055	-	14.715	-
	ⓒ	102.400	-	2.000	-	204.800	-
소 계		133.424				258.211	
토 압		74.970	116.177	2.800	1.689	209.915	196.223
상재하중		1.967	3.049	2.800	1.689	5.509	5.149
총 계		312.281	119.226			589.400	201.372

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 2.800 − 2 x 0.157 = 2.485 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 312.281 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 119.226 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 156.140 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.310 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 312.281 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi+\Theta)}{\cos^2\Theta\cos(\Theta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta)}{\cos(\Theta-\delta)\cos(\Theta-\beta)}}\right]^2}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 54.530 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 210.670 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.767 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 2.800 / 2 − (589.4 − 201.372) / 312.281 = 0.157 m

B/6 = 2.800 / 6 = 0.467 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.927 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.157 m < B/6 = 0.467 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (2.800 / 2 − 0.157) = 3.728 m > 2.800 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 312.281 / 2.800 x (1 ± 6 x 0.157 / 2.800)

qmax = 149.156 kN/m² (앞 굽)

qmin = 73.902 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 149.156 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	7.759

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
42.9	11.667	3.200	403.845	56.649	0.553	0.522	0.184
43.0	11.667	3.200	399.129	56.671	0.553	0.522	0.184
43.1	11.667	3.200	394.431	56.679	0.554	0.522	0.184
43.2	11.667	3.200	389.750	56.674	0.554	0.522	0.184
43.3	11.667	3.200	385.086	56.654	0.553	0.522	0.184

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 53.453 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 18.842 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 3.200 m)

V= 53.453 = 53.453 kN

M= 53.453 x 3.200 / 3 = 57.016 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단
		수평토압
LCB1	전단력	85.524
	모멘트	91.226
LCB2	전단력	53.453
	모멘트	57.016

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
85.524	91.226	53.453	57.016	

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

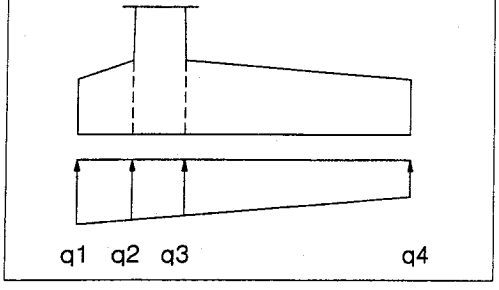
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	101.920	0.000	115.765	0.00
	재토자중	133.424	0.000	258.211	0.00
	토 압	74.970	116.177	209.915	196.223
	상재하중	1.967	3.049	5.509	5.149
	Σ	312.281	119.226	589.400	201.37

② 계수하중조합

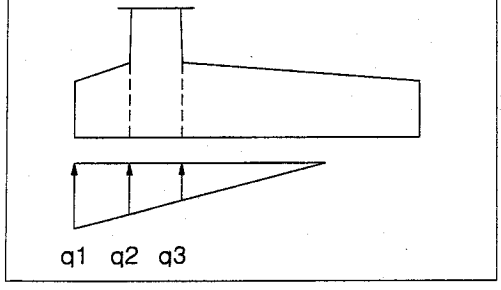
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	405.512	793.449	322.196	0.238	사다리꼴 분포
LCB2	312.281	589.400	201.372	0.157	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	218.687	197.584	155.377	70.965	0.238	1
LCB2	149.050	138.330	116.889	74.007	0.157	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	31.360	0.800	25.088	
	⑤'	3.920	0.800	3.136	
소 계		35.280	0.800	28.224	
토사 자중	ⓐ	17.072	0.921	15.729	
	ⓒ	102.400	0.800	81.920	
소 계		119.472	0.817	97.649	
계		154.752	0.813	125.873	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 74.970 kN

M = 74.970 x 1.600 = 119.951 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	155.377	70.965	0.701	-181.073	-126.851
LCB2	116.889	74.007	0.740	-152.717	-113.026

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	185.702	-	119.951	-181.073	124.580
	Mu	151.048	-	191.922	-126.851	216.119
LCB2	Vo	154.752	-	74.970	-152.717	77.004
	Mo	125.873	-	119.951	-113.026	132.799

(3) 활동방지벽 검토

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	159.045	0.400	54.530	11.512

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	18.419	87.248	11.512

4.3 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	91.226	85.524	57.016
뒷 굽	91.226	124.580	57.016
활동방지벽	18.419	87.248	11.512

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	800.0	720.0	80.0	91.226	85.524	57.016

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 499.773 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 8.351 ㎜

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 993 x 300 x (720.0 − a / 2) = 180.202 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.689 ㎜

≥ Mu (91.226 kN.m) [안전률 1.975] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √21 x 1000 x 720.0 = 412.432 kN

≥ Vu (=85.524kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 83.349 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 93.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 83.349) − 2.5 x 72.0 = 764.8 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 83.349) = = 755.9 mm

Sa = min (764.8 , 755.9) = 755.9 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 755.9 mm) ∴ − O.K −

5.2 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 21MPa, fy = 300MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	800.0	720.0	80.0	91.226	124.580	57.016

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 499.773 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 8.351 ㎜

② 사용철근량

Use As = D16 @ 200.0mm = 993.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00382 , Pmin = 0.00467 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0216

Puse = As / bd ≈ 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 993 x 300 x (720.0 − a / 2) = 180.202 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 16.689 ㎜

≥ Mu (91.226 kN.m) [안전률 1.975] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √21 x 1000 x 720.0 = 412.432 kN

≥ Vu (=124.580kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 83.349 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 93.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

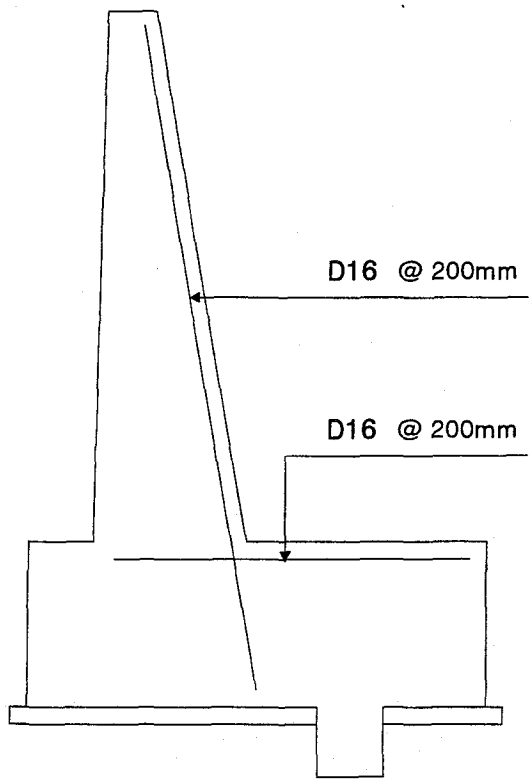
S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 83.349) − 2.5 x 72.0 = 764.8 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 83.349) = = 755.9 mm

Sa = min (764.8 , 755.9) = 755.9 mm

S = 200 mm ≤ Sa (= 755.9 mm) ∴ − O.K −

6. 주철근 조립도



빈 면

Ⅲ. 역T형 옹벽

빈 면

역T형 옹벽 구조계산서 일람표

▨ 지진을 고려하는 경우

사면경사 / 옹벽 높이 (H) / 상단고	수평	1 : 1.8				1 : 1.5			
		1/4H	1/2H	1.0H	2.0H	1/4H	1/2H	1.0H	2.0H
3.0m	T-1	T-12	T-12	T-12	T-13	T-51	T-51	T-51	T-52
3.5m	T-2	T-14	T-14	T-14	T-15	T-53	T-53	T-53	T-54
4.0m	T-3	T-16	T-16	T-17	T-18	T-55	T-55	T-56	T-57
4.5m	T-4	T-19	T-20	T-21	T-22	T-58	T-59	T-60	T-61
5.0m	T-5	T-23	T-24	T-25	T-26	T-62	T-62	T-63	T-64
5.5m	T-6	T-27	T-28	T-29	T-30	T-65	T-66	T-67	T-68
6.0m	T-7	T-31	T-32	T-33	T-34	T-69	T-70	T-71	T-72
6.5m	T-8	T-35	T-36	T-37	T-38	T-73	T-74	T-75	T-76
7.0m	T-9	T-39	T-40	T-41	T-42	T-77	T-78	T-79	T-80
7.5m	T-10	T-43	T-44	T-45	T-46	T-81	T-82	T-83	T-84
8.0m	T-11	T-47	T-48	T-49	T-50	T-85	T-86	T-87	T-88

▨ 지진을 고려하지 않는 경우

사면경사 / 옹벽 높이 (H) / 상단고	수평	1 : 1.8					1 : 1.5				
		1/4H	1/2H	1.0H	2.0H	∞	1/4H	1/2H	1.0H	2.0H	∞
3.0m	T-1	T-12	T-12	T-12	T-89	T-89	T-51	T-51	T-51	T-52	T-129
3.5m	T-2	T-14	T-14	T-14	T-90	T-90	T-53	T-53	T-53	T-54	T-130
4.0m	T-3	T-16	T-16	T-16	T-91	T-92	T-55	T-55	T-55	T-131	T-132
4.5m	T-4	T-93	T-93	T-94	T-95	T-96	T-133	T-133	T-133	T-134	T-135
5.0m	T-5	T-97	T-97	T-98	T-99	T-100	T-136	T-137	T-137	T-138	T-139
5.5m	T-6	T-101	T-101	T-102	T-103	T-104	T-140	T-140	T-140	T-141	T-142
6.0m	T-7	T-105	T-105	T-106	T-107	T-108	T-143	T-144	T-144	T-145	T-146
6.5m	T-8	T-109	T-110	T-111	T-112	T-113	T-147	T-148	T-149	T-150	T-151
7.0m	T-9	T-114	T-115	T-116	T-117	T-118	T-152	T-153	T-154	T-155	T-156
7.5m	T-10	T-119	T-120	T-121	T-122	T-123	T-157	T-158	T-159	T-160	T-161
8.0m	T-11	T-124	T-125	T-126	T-127	T-128	T-162	T-162	T-163	T-164	T-165

빈 면

역T형옹벽(T-7)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : LEVEL

사면높이(Ho) : 0.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= LEVEL , Ho= 0.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	LEVEL	
(4)	배면토의 높이	:	0.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

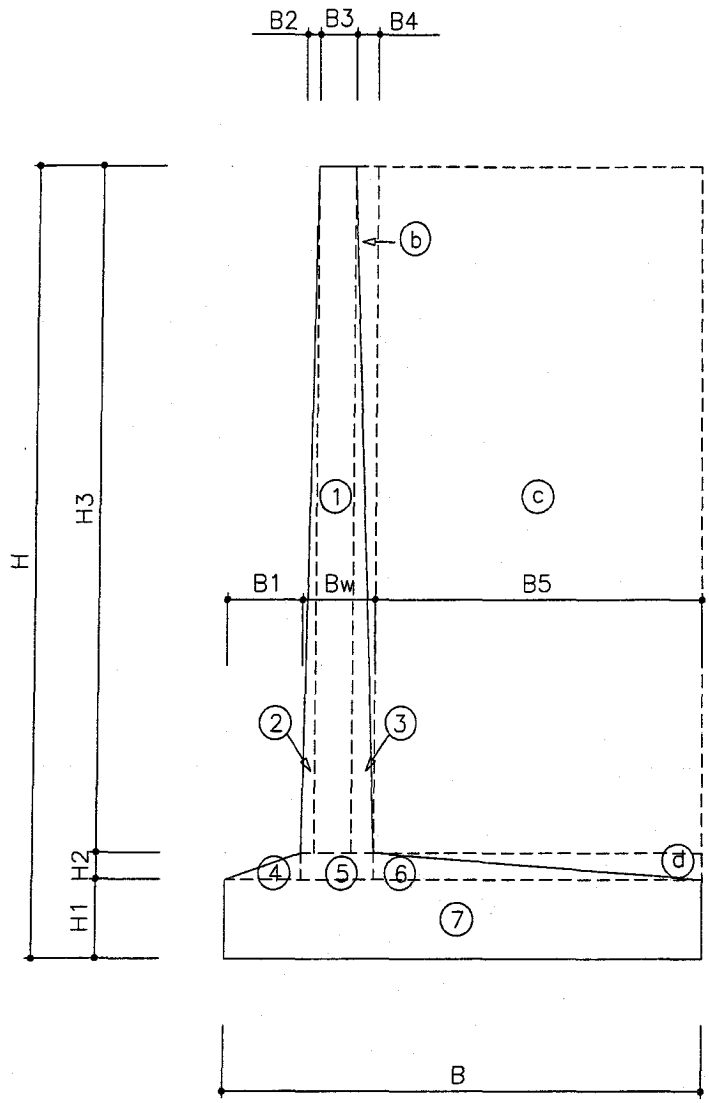
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.600	0.108	0.300	0.192	2.600	3.800	0.600

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho		
0.600	0.000	5.400	6.000	0.000		

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

	Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
여기서,	30.0	0.000	0.000	2.036

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
59.8	0.000	6.000	199.049	113.996	0.333	0.333	0.000
59.9	0.000	6.000	198.250	113.999	0.333	0.333	0.000
60.0	0.000	6.000	197.454	114.000	0.333	0.333	0.000
60.1	0.000	6.000	196.659	113.999	0.333	0.333	0.000
60.2	0.000	6.000	195.865	113.996	0.333	0.333	0.000

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 114.000 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 0.000 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중
구체 자중	①	5.400 x 0.300 =	1.620	24.50	39.690
	②	5.400 x 0.108 x ½ =	0.292	24.50	7.144
	③	5.400 x 0.192 x ½ =	0.518	24.50	12.701
	④	0.000 x 0.600 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 0.600 =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.000 x 2.600 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑦	0.600 x 3.800 =	2.280	24.50	55.860
토사 자중	ⓑ	5.400 x 0.192 x ½ =	0.518	19.00	9.850
	ⓒ	5.400 x 2.600 =	14.040	19.00	266.760
	ⓓ	0.000 x 2.600 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상 재 하 중		2.792 =	2.792	10.00	27.920

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	39.690	-	0.858	-	34.054	-
	②	7.144	-	0.672	-	4.801	-
	③	12.701	-	1.072	-	13.615	-
	④	0.000	-	0.400	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	0.900	-	0.000	-
	⑥	0.000	-	2.067	-	0.000	-
	⑦	55.860	-	1.900	-	106.134	-
소 계		115.395				158.604	
토사 자중	ⓑ	9.850	-	1.136	-	11.189	-
	ⓒ	266.760	-	2.500	-	666.900	-
	ⓓ	0.000	-	2.933	-	0.000	-
소 계		276.610				678.089	
토 압		0.000	114.000	3.800	2.000	0.000	228.000
상재하중		27.920	19.980	2.404	3.000	67.120	59.940
총 계		419.925	133.980			903.813	287.940

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.800 − 2 x 0.433 = 2.934 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 419.925 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 133.980 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 209.962 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.567 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 3.800 / 2 − (903.813 − 287.94) / 419.925 = 0.433 m

B/6 = 3.800 / 6 = 0.633 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.139 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.433 m < B/6 = 0.633 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.800 / 2 − 0.433) = 4.401 m > 3.800 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 419.925 / 3.800 x (1 ± 6 x 0.433 / 3.800)

qmax = 186.058 kN/m² (앞 굽)

qmin = 34.955 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 186.058 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² —— O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{We}{COS(\omega)}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)	ω(°)
30.0	0.000	0.000	2.036	3.148

여기서, ※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

단 β + ω ≥ Φ 일때 δ' = Φ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
57.3	0.000	6.000	219.892	125.399	0.367	0.367	0.000
57.4	0.000	6.000	219.049	125.402	0.367	0.367	0.000
57.5	0.000	6.000	218.207	125.403	0.367	0.367	0.000
57.6	0.000	6.000	217.368	125.402	0.367	0.367	0.000
57.7	0.000	6.000	216.530	125.400	0.367	0.367	0.000

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 125.403 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 0.000 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	115.395				158.604	
배면토	276.610				678.089	
토 압	0.000	125.403	3.800	3.000	0.000	376.209
계	392.005	125.403	2.134	3.000	836.693	376.209

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	39.690	0.055	2.183	3.300	7.204
	②	7.144	0.055	0.393	2.400	0.943
	③	12.701	0.055	0.699	2.400	1.677
	④	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑤	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑥	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑦	55.860	0.055	3.072	0.300	0.922
소 계		115.395		6.347	-	10.745
토사 자중	ⓑ	9.850	0.055	0.542	4.200	2.275
	ⓒ	266.760	0.055	14.672	3.300	48.417
	ⓓ	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
소 계		276.610		15.214	-	50.692
계		392.005		21.560	2.850	61.437

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.800 − 2 x 0.882 = = 2.036 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 392.005 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 146.963 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 196.002 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.334 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 3.800 / 2 − (836.693 − (376.209 + 61.437)) / 392.005 = 0.882 m

B/3 = 3.800 / 3 = 1.267 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.912 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.882 m < B/3 = 1.267 m

x = 3·[B/2 - e] = 3 x (3.800 / 2 -0.882) = 3.054 m < 3.800 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 392.005 x 2 / 3.054 = 256.716 kN/m²

qmax = 256.716 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 256.716 kN/m² < qa = 450.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	0.000	10.00	2.036

여기서, ※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
58.5	10.000	5.400	179.608	89.366	0.323	0.316	0.067
58.6	10.000	5.400	178.943	89.367	0.323	0.316	0.067
58.7	10.000	5.400	178.280	89.368	0.323	0.316	0.067
58.8	10.000	5.400	177.619	89.367	0.323	0.316	0.067
58.9	10.000	5.400	176.959	89.364	0.323	0.316	0.067

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 87.538 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 18.560 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{We}{COS(\omega)}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.000	0.000	0.000	2.036	3.148

여기서, ※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
58.3	0.000	5.400	181.214	105.428	0.381	0.381	0.014
58.4	0.000	5.400	180.546	105.430	0.381	0.381	0.014
58.5	0.000	5.400	179.879	105.430	0.381	0.381	0.014
58.6	0.000	5.400	179.214	105.429	0.381	0.381	0.014
58.7	0.000	5.400	178.550	105.427	0.381	0.381	0.014

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 105.545 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 3.878 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 18.006 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	39.690	2.183	2.700	5.894
	②	7.144	0.393	1.800	0.707
	③	12.701	0.699	1.800	1.257
벽체하단		59.535	3.274		7.859
동 토 압			18.006	2.700	48.617
구체 자중	①	19.845	1.091	1.350	1.473
	②	0.179	0.010	0.900	0.009
	③	3.175	0.175	0.900	0.157
벽체중앙		23.198	1.276		1.639
동 토 압			4.502	1.350	6.077

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.400 m)

V= 87.538 = 87.538 kN

M= 87.538 x 5.400 / 3 = 157.569 kN/m

중 앙 부 (H= 2.700 m)

V= 21.885 = 21.885 kN

M= 21.885 x 2.700 / 3 = 19.696 kN/m

② **상재하중에 의한 벽체 단면력계산**

하 단 부 (H= 5.400 m)

Vq= kah x qL x H = 17.064 kN/m

Mq= Ph1 x y = 46.073 kN.m

중 앙 부 (H= 2.700 m)

Vq= kah x qL x H = 8.532 kN/m

Mq= Ph1 x y = 11.518 kN.m

③ 지진시

하 단 부 (H= 5.400 m)

Ve = 105.545 = 105.545 kN

Me= 105.545 x 5.400 /2 = 284.972 kN/m

중 앙 부 (H= 2.700 m)

Ve = 26.386 = 26.386 kN

Me= 26.386 x 2.700 / 2 = 35.621 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

-벽체하단

구 분		수평토압	상재하중	관성력
LCB1	전단력	140.061	27.302	0.000
	모멘트	252.110	73.717	0.000
LCB2	전단력	140.061	0.000	21.281
	모멘트	252.110	0.000	56.476
LCB3	전단력	87.538	17.064	0.000
	모멘트	157.569	46.073	0.000

-벽체중앙

구 분		수평토압	상재하중	관성력
LCB1	전단력	35.015	13.651	0.000
	모멘트	31.514	18.429	0.000
LCB2	전단력	35.015	0.000	5.777
	모멘트	31.514	0.000	7.716
LCB3	전단력	21.885	8.532	0.000
	모멘트	19.696	11.518	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
167.364	325.827	161.342	308.586	104.602	203.642

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
48.667	49.943	40.793	39.230	30.417	31.214

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

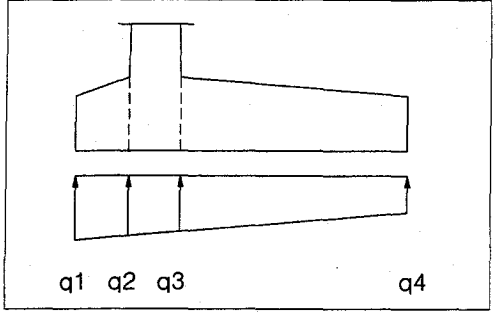
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	115.395	0.000	158.604	0.000
	재토자중	276.610	0.000	678.089	0.000
	토 압	0.000	114.000	0.000	228.000
	상재하중	27.920	19.980	67.120	59.940
	Σ	419.925	133.980	903.813	287.940
지진시	콘크리트	115.395	6.347	158.604	10.745
	재토자중	276.610	15.214	678.089	50.692
	토 압	0.000	114.000	0.000	228.000
	동 토 압	0.000	11.403	0.000	148.209
	Σ	392.005	146.963	836.693	437.65

② 계수하중조합

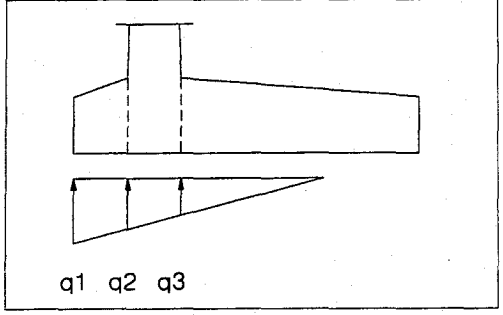
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	515.078	1111.423	460.704	0.637	삼각형 분포
LCB2	352.804	753.024	568.302	1.376	삼각형 분포
LCB3	419.925	903.813	287.940	0.433	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	271.880	228.827	185.774	0.000	0.637	2
LCB2	448.860	277.540	106.2188	-	1.376	2
LCB3	186.058	162.200	138.341	34.955	0.433	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력	거 리 (m)	Mr (kN·m)	비 고
		V (kN/m)	X	V · X	
구체 자중	⑥'	0.000	0.867	0.000	
	⑦'	38.220	1.300	49.686	
소 계		38.220	1.300	49.686	
토사 자중	ⓒ	266.760	1.300	346.788	
	ⓓ	0.000	1.733	0.000	
소 계		266.760	1.300	346.788	
계		304.980	1.300	396.474	

② 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	185.774	0.000	0.863	-240.485	-207.538
LCB2	106.219	0.000	0.124	-19.757	-2.450
LCB3	138.341	34.955	1.041	-225.285	-234.630

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	365.976	41.6000	-	-	-240.485	167.091
	Mu	475.769	54.0800	-	-	-207.538	322.310
LCB2	Vu	274.482	-	-	-	-19.757	254.725
	Mu	356.827	-	-	-	-2.450	354.377
LCB3	Vo	304.980	26.0000	-	-	-225.285	105.695
	Mo	396.474	33.8000	-	-	-234.630	195.644

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력	거 리 (m)	Mr (kN·m)	비 고
		V (kN/m)	X	V · X	
구체 자중	④'	0.000	0.200	0.000	
	⑦'	8.820	0.300	2.646	
소 계		8.820	0.300	2.646	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	271.880	228.827	0.309	150.212	46.355
LCB2	448.860	277.540	0.324	217.920	70.516
LCB3	186.058	162.200	0.307	104.477	32.059

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-10.584	-	150.212	139.628
	Mu	-3.175	-	46.355	43.180
LCB2	Vu	-7.938	-	217.920	209.982
	Mu	-2.381	-	70.516	68.134
LCB3	Vo	-8.820	-	104.477	95.657
	Mo	-2.646	-	32.059	29.413

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	325.827	167.364	203.642
벽 체 중 앙	49.943	48.667	31.214
뒷 굽	325.827	254.725	195.644
앞 굽	68.134	209.982	29.413

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	325.827	167.364	203.642

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 1909.252 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 36.136 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0044

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 2292 \times 400 \times (520.0 - a / 2)$ = 387.715 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 44.941 mm

≥ Mu (325.827 kN.m) [안전률 1.190] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 520.0$ = 318.434 kN

≥ Vu (=167.364kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 184.35 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 114.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.35) - 2.5 x 70.5 = 250.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 184.350) = = 341.7 mm

Sa = min (250.9 , 341.7) = 250.9 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 250.9 mm) ∴ - O.K -

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	450.0	370.0	80.0	49.943	48.667	31.214

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 401.221 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 7.784 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0031

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (370.0 − a / 2) = 139.789 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 ㎜

≥ Mu (49.943 kN.m) [안전률 2.799] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 370.0 = 226.578 kN

≥ Vu (=48.667kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 78.527 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 69.4 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.527) − 2.5 x 70.5 = 826.6 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 78.527) = = 802.3 mm

Sa = min (826.6 , 802.3) = 802.3 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 802.3 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	325.827	254.725	195.644

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 1909.252 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 36.136 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0044

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (520.0 − a / 2) = 387.715 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 ㎜

≥ Mu (325.827 kN.m) [안전률 1.190] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

≥ Vu (=254.725kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 177.11 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 114.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 177.11) − 2.5 x 70.5 = 268.4 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 177.110) = = 355.7 mm

Sa = min (268.4 , 355.7) = 268.4 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 268.4 mm) ∴ − O.K −

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	68.134	209.982	29.413

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 388.195 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$

−1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 7.556 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0015

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (520.0 − a / 2) = 138.346 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (68.134 kN.m) [안전률 2.03] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

≥ Vu (=209.982kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 74.582 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 70.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 74.582) − 2.5 x 72.0 = 875.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.582) = = 844.7 mm

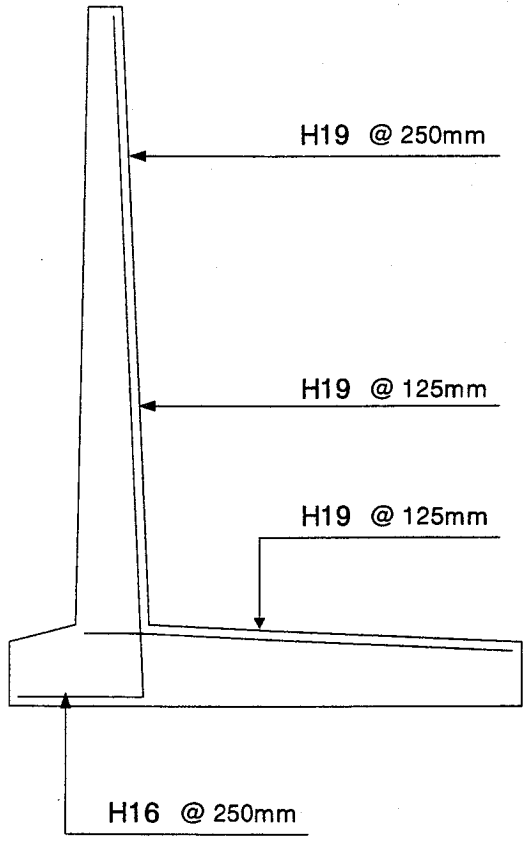
Sa = min (875.9 , 844.7) = 844.7 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 844.7 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.422	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.338	O.K

7. 주철근 조립도



역T형옹벽(T-32)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 3.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 3.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	3.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

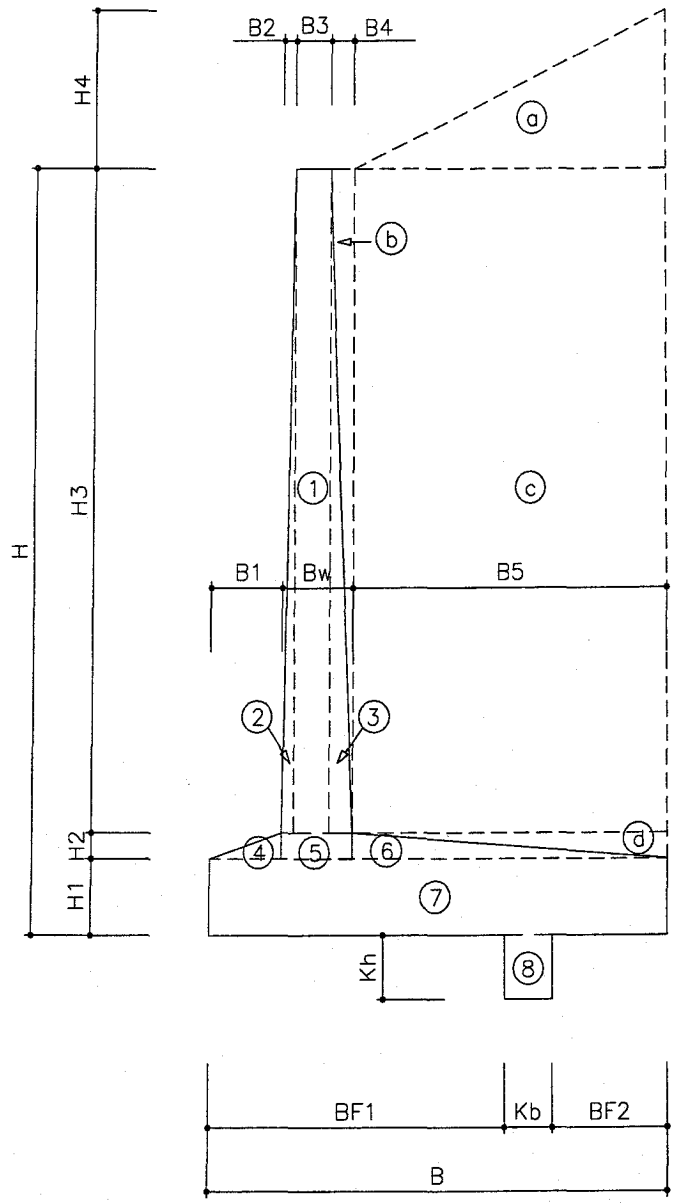
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.650	0.108	0.300	0.192	3.150	4.400	0.600

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.600	0.000	5.400	1.750	6.000	3.000	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
2.900	1.100	0.400	0.450			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
30.0	29.055	16.253	2.036

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
54.7	16.169	7.750	518.118	218.927	0.384	0.368	0.107
54.8	16.211	7.750	516.104	218.936	0.384	0.368	0.107
54.9	16.253	7.750	514.095	218.941	0.384	0.368	0.107
55.0	16.295	7.750	512.091	218.941	0.384	0.368	0.107
55.1	16.338	7.750	510.092	218.936	0.384	0.368	0.107

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 210.207 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 61.054 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	5.400 x 0.300 =	1.620	24.50	39.690
	②	5.400 x 0.108 x ½ =	0.292	24.50	7.144
	③	5.400 x 0.192 x ½ =	0.518	24.50	12.701
	④	0.000 x 0.650 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 0.600 =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.000 x 3.150 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑦	0.600 x 4.400 =	2.640	24.50	64.680
	⑧	0.450 x 0.400 =	0.180	24.50	4.410
토사 자중	ⓐ	1.750 x 3.150 x ½ =	2.756	19.00	52.369
	ⓑ	5.400 x 0.192 x ½ =	0.518	19.00	9.850
	ⓒ	5.400 x 3.150 =	17.010	19.00	323.190
	ⓓ	0.000 x 3.150 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상재하중		4.075 =	4.075	10.00	40.753

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	39.690	-	0.908	-	36.039	-
	②	7.144	-	0.722	-	5.158	-
	③	12.701	-	1.122	-	14.250	-
	④	0.000	-	0.433	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	0.950	-	0.000	-
	⑥	0.000	-	2.300	-	0.000	-
	⑦	64.680	-	2.200	-	142.296	-
	⑧	4.410	-	3.100	-	13.671	-
소 계		128.625				211.414	
토사 자중	ⓐ	52.369	-	3.350	-	175.435	-
	ⓑ	9.850	-	1.186	-	11.682	-
	ⓒ	323.190	-	2.825	-	913.012	-
	ⓓ	0.000	-	3.350	-	0.000	-
소 계		385.408				1100.129	
토 압		61.054	210.207	4.400	2.583	268.636	543.034
상재하중		4.361	15.014	4.400	2.583	19.187	38.785
총 계		579.447	225.220			1599.365	581.819

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.400 − 2 x 0.444 = 3.512 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 579.447 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 225.220 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 289.724 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.286 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 579.447 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi+\Theta)}{\cos^2\Theta\cos(\Theta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta)}{\cos(\Theta-\delta)\cos(\Theta-\beta)}}\right]^2}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 62.624 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 352.348 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.564 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 4.400 / 2 − (1599.365 − 581.819) / 579.447 = 0.444 m

B/6 = 4.400 / 6 = 0.733 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.749 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.444 m < B/6 = 0.733 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.400 / 2 − 0.444) = 5.268 m > 4.400 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 579.447 / 4.400 x (1 ± 6 x 0.444 / 4.400)

qmax = 211.415 kN/m² (앞 굽)

qmin = 51.970 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 211.415 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)	
30.0	29.055	20.2	2.036	3.148	※($\omega = \tan^{-1}Kh$) ※(δ = β'를 적용)

단 $\beta' + \omega \geq \Phi$ 일때 $\delta' \approx \Phi$ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
51.7	20.142	7.750	581.874	244.601	0.4287	0.402	0.148
51.8	20.181	7.750	579.693	244.610	0.4287	0.402	0.148
51.9	20.220	7.750	577.518	244.613	0.4287	0.402	0.148
52.0	20.259	7.750	575.349	244.612	0.4287	0.402	0.148
52.1	20.298	7.750	573.186	244.606	0.4287	0.402	0.149

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 =$ 229.379 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 =$ 84.448 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	128.625				211.414	
배 면 토	385.408				1100.129	
토 압	84.448	229.379	4.400	3.875	371.571	888.842
계	598.481	229.379	2.812	3.875	1683.113	888.842

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	39.690	0.055	2.183	3.300	7.204
	②	7.144	0.055	0.393	2.400	0.943
	③	12.701	0.055	0.699	2.400	1.677
	④	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑤	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑥	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑦	64.680	0.055	3.557	0.300	1.067
소 계		124.215		6.832	-	10.890
토사 자중	ⓐ	52.369	0.055	2.880	6.583	18.962
	ⓑ	9.850	0.055	0.542	4.200	2.275
	ⓒ	323.190	0.055	17.775	3.300	58.659
	ⓓ	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
소 계		385.408		21.197	-	79.896
계		509.623		28.029	3.239	90.786

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.400 − 2 x 1.025 = 2.350 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 598.481 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 257.408 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 299.241 kN/m --- N.G

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.163 < 1.2

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 598.481 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kpe = 2.611

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.00	0.00	11.67	0	3.148

수동토압 Ppe = 28.789 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Ppe = 328.029 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.274 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 4.400 / 2 − (1683.113 − (888.842 + 90.786)) / 598.481 = 1.025 m

B/3 = 4.400 / 3 = 1.467 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.718 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 1.025 m < B/3 = 1.467 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.400 / 2 −1.025) = 3.525 m < 4.400 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 598.481 x 2 / 3.525 = 339.564 kN/m²

qmax = 339.564 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 339.564 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	2.036

※ ($\delta = 1/3 \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
50.7	10.000	5.400	404.603	144.668	0.522	0.511	0.109
50.8	10.000	5.400	402.652	144.674	0.522	0.511	0.109
50.9	10.000	5.400	400.706	144.675	0.522	0.511	0.109
51.0	10.000	5.400	398.767	144.672	0.522	0.511	0.109
51.1	10.000	5.400	396.832	144.665	0.522	0.511	0.109

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 141.557 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 30.195 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.000	29.055	0.000	2.036	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
48.9	0.000	5.400	431.511	169.261	0.6110	0.611	0.022
49.0	0.000	5.400	429.451	169.268	0.6110	0.611	0.022
49.1	0.000	5.400	427.397	169.271	0.6110	0.611	0.022
49.2	0.000	5.400	425.349	169.270	0.6110	0.611	0.022
49.3	0.000	5.400	423.307	169.263	0.6110	0.611	0.022

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 169.259 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 6.094 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 27.702 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	39.690	2.183	2.700	5.894
	②	7.144	0.393	1.800	0.707
	③	12.701	0.699	1.800	1.257
벽체하단		59.535	3.274		7.859
동 토 압			27.702	2.700	74.795
구체 자중	①	19.845	1.091	1.350	1.473
	②	0.179	0.010	0.900	0.009
	③	3.175	0.175	0.900	0.157
벽체중앙		23.198	1.276		1.639
동 토 압			6.926	1.350	9.349

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.400 m)

V= 141.557 = 141.557 kN

M= 141.557 x 5.400 / 3 = 254.803 kN/m

중 앙 부 (H= 2.700 m)

V= 35.389 = 35.389 kN

M= 35.389 x 2.700 / 3 = 31.850 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 5.400 m)

Ve= 169.259 = 169.259 kN

Me= 169.259 x 5.400 /2 = 457.000 kN/m

중 앙 부 (H= 2.700 m)

Ve= 42.315 = 42.315 kN

Me= 42.315 x 2.700 / 2 = 57.125 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단		벽체중앙	
		수평토압	관성력	수평토압	관성력
LCB1	전단력	226.492	0.000	56.623	0.000
	모멘트	407.685	0.000	50.961	0.000
LCB2	전단력	226.492	30.976	56.623	8.201
	모멘트	407.685	82.654	50.961	10.988
LCB3	전단력	141.557	0.000	35.389	0.000
	모멘트	254.803	0.000	31.850	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
226.492	407.685	257.468	490.339	141.557	254.803

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
56.623	50.961	64.824	61.949	35.389	31.850

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

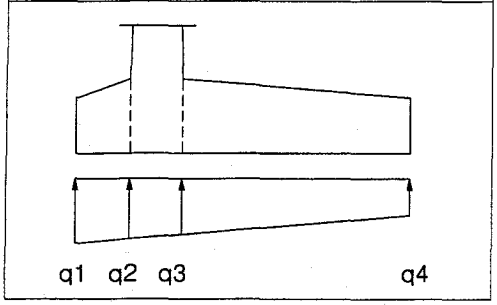
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	128.625	0.000	211.414	0.00
	재토자중	385.408	0.000	1100.129	0.00
	토 압	61.054	210.207	268.636	543.034
	상재하중	4.361	15.014	19.187	38.785
	Σ	579.447	225.220	1599.365	581.82
지진시	콘크리트	128.625	6.832	211.414	10.890
	재토자중	385.408	21.197	1100.129	79.896
	토 압	61.054	210.207	268.636	543.034
	동 토 압	23.394	19.172	102.935	345.808
	Σ	598.481	257.408	1683.113	979.63

② 계수하중조합

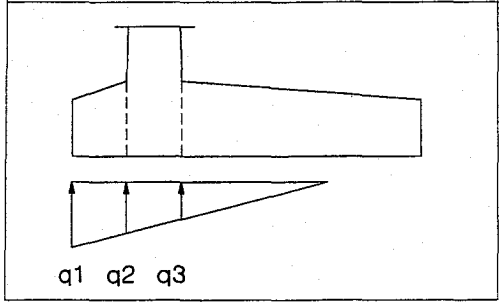
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	721.503	2034.367	930.911	0.671	사다리꼴 분포
LCB2	583.710	1713.140	1296.370	1.486	삼각형 분포
LCB3	579.447	1599.365	581.819	0.444	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	314.018	269.688	228.768	13.938	0.671	1
LCB2	545.014	379.627	226.962	-	1.486	2
LCB3	211.427	187.869	166.123	51.959	0.444	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑥'	0.000	1.050	0.000	
	⑦'	46.305	1.575	72.930	
	⑧'	4.410	1.850	8.159	
소 계		50.715	1.599	81.089	
토사 자중	ⓐ	52.369	2.036	106.623	
	ⓒ	323.190	1.575	509.024	
	ⓓ	0.000	2.100	0.000	
소 계		375.559	1.639	615.647	
계		426.274	1.634	696.736	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 61.054 kN

M = 61.054 x 3.150 = 192.319 kN·m

- 지진시

V = 61.054 + 23.394 = 84.448 kN

M1 = 61.054 x 3.150 = 192.319 kN·m

M2 = 23.394 x 3.150 = 73.692 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	228.768	13.938	1.110	-382.262	-424.425
LCB2	226.962	0.000	0.297	-101.225	-30.098
LCB3	166.123	51.959	1.300	-343.479	-446.580

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	511.529	-	97.686	-	-382.262	226.952
	Mu	836.083	-	307.710	-	-424.425	719.368
LCB2	Vu	383.646	-	97.686	23.394	-101.225	403.501
	Mu	627.062	-	307.710	73.692	-30.098	978.367
LCB3	Vo	426.274	-	61.054	-	-343.479	143.848
	Mo	696.736	-	192.319	-	-446.580	442.475

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	0.000	0.217	0.000	
	⑦'	9.555	0.325	3.105	
소 계		9.555	0.325	3.105	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	314.018	269.688	0.333	189.704	63.215
LCB2	545.014	379.627	0.344	300.508	103.488
LCB3	211.427	187.869	0.331	129.771	43.005

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-11.466	-	189.704	178.238
	Mu	-3.726	-	63.215	59.488
LCB2	Vu	-8.600	-	300.508	291.909
	Mu	-2.795	-	103.488	100.693
LCB3	Vo	-9.555	-	129.771	120.216
	Mo	-3.105	-	43.005	39.900

(4) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 62.624 kN/m

지진시 : Ppe = 28.789 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	164.726	0.450	62.624	14.953

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	23.925	100.199	14.953

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	490.339	257.468	254.803
벽 체 중 앙	61.949	64.824	31.850
뒷 굽	490.339	403.501	254.803
앞 굽	100.693	291.909	39.900
활동방지벽	23.925	100.199	14.953

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	490.339	257.468	254.803

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2926.432 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 54.381 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.006

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (520.0 − a / 2) = 515.547 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (490.339 kN.m) [안전률 1.051] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

≥ Vu (=257.468kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 172.618 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 130.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.618) − 2.5 x 69.0 = 283.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.618) = = 365.0 mm

Sa = min (283.7 , 365.0) = 283.7 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 283.7 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	450.0	370.0	80.0	61.949	64.824	31.850

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 498.951 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 9.656 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0042

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 1548.4 \times 400 \times (370.0 - a / 2)$ = 186.797 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 30.361 ㎜

≥ Mu (61.949 kN.m) [안전률 3.015] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 370.0$ = 226.578 kN

≥ Vu (=64.824kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 59.876 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 79.4 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.876) - 2.5 x 69.0 = 1142.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.876) = = 1052.2 mm

Sa = min (1,142.7 , 1,052.2 = 1,052.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,052.2 mm) ∴ - O.K -

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	490.339	403.501	254.803

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2926.432 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 54.381 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.006

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (520.0 − a / 2) = 515.547 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (490.339 kN.m) [안전률 1.051] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

< Vu (=403.501 kN), 전단보강 필요.

Av_min = 0.0625 x √24.0 x 1,000.0 x 500.0 / 400.0 = 191.366 ㎟ (≥ 0.35bs/fy)

Av_use = 506.800 ㎟ (H13 − 4 EA, C.T.C 250 mm)

Vs = 506.80 x 400.00 x 520.00 / 250.00 x 1000 = 421.658 kN

Vs_Max = 2 x √24.0 / 3 x 1000 x 520 x 1000 = 1698.313 kN ≥ 421.658 kN ∴ − O.K −

s = 250.0 mm ≤ 260.0 mm (d/2, 600mm) ∴ − O.K −

ΦVn = 0.75 x (318.434 + 421.658) = 555.069 kN ≥ 403.501 kN ∴ − O.K −

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 172.618 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 130.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.618) − 2.5 x 69.0 = 283.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.618) = = 365.0 mm

Sa = min (283.7 , 365.0) = 283.7 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 283.7 mm) ∴ − O.K −

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	100.693	291.909	39.900

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 575.715 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 11.167 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0015

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (520.0 − a / 2) = 138.346 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (100.693 kN.m) [안전률 1.374] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

≥ Vu (=291.909kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 101.173 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 70.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.173) − 2.5 x 72.0 = 598.4 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.173) = = 622.7 mm

Sa = min (598.4 , 622.7) = 598.4 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 598.4 mm) ∴ − O.K −

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	23.925	100.199	14.953

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 236.371 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 4.599 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (23.925 kN.m) [안전률 3.299] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (=100.199kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 66.628 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.628) − 2.5 x 92.0 = 951.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.628) = = 945.5 mm

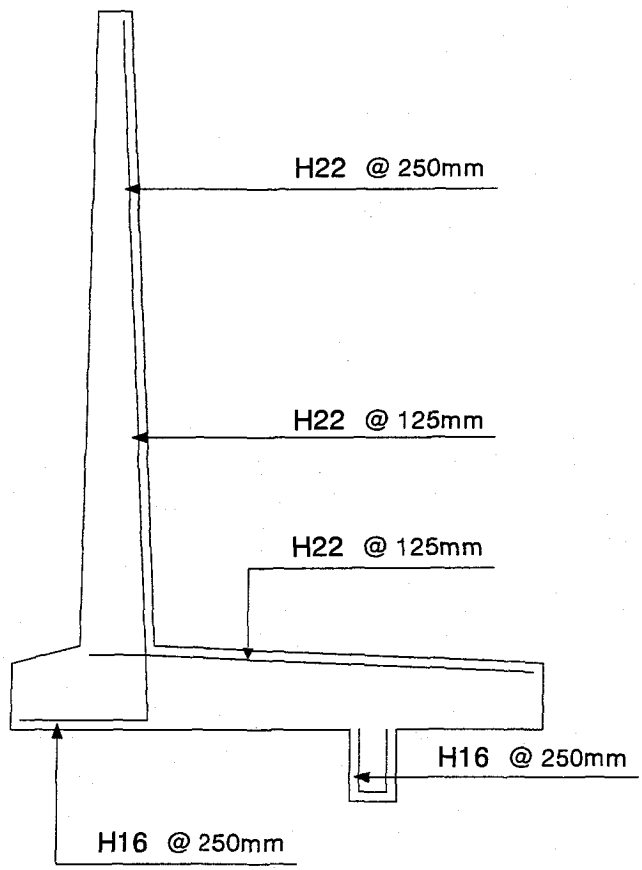
Sa = min (951.9 , 945.5) = 945.5 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 945.5 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.422	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.338	O.K

7. 주철근 조립도



빈 면

역T형옹벽(T-33)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 6.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 6.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	6.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

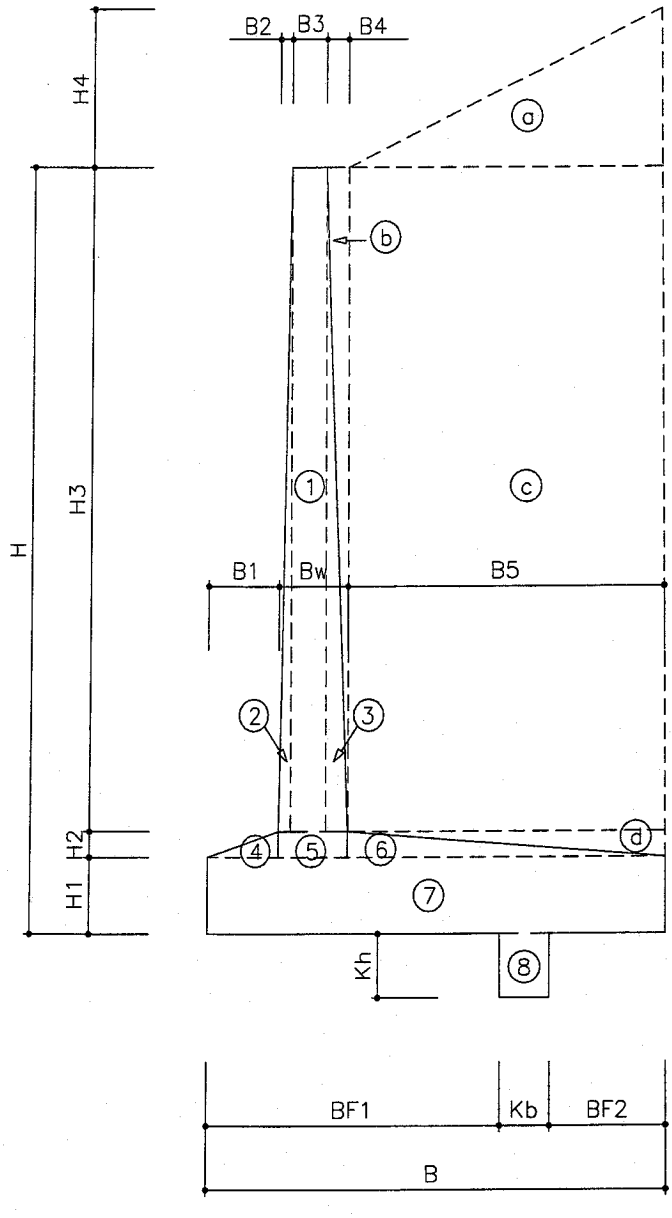
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.650	0.107	0.300	0.243	3.300	4.600	0.650

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.650	0.000	5.350	1.833	6.000	6.000	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
3.000	1.200	0.400	0.600			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	25.287	2.601

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
49.6	25.197	7.833	867.342	292.345	0.502	0.454	0.214
49.7	25.242	7.833	863.231	292.357	0.502	0.454	0.214
49.8	25.287	7.833	859.132	292.360	0.502	0.454	0.214
49.9	25.332	7.833	855.045	292.353	0.502	0.454	0.214
50.0	25.377	7.833	850.971	292.335	0.502	0.453	0.214

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 264.337 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 124.737 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	5.350 x 0.300 =	1.605	24.50	39.323
	②	5.350 x 0.107 x ½ =	0.286	24.50	7.013
	③	5.350 x 0.243 x ½ =	0.650	24.50	15.926
	④	0.000 x 0.650 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 0.650 =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.000 x 3.300 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑦	0.650 x 4.600 =	2.990	24.50	73.255
	⑧	0.600 x 0.400 =	0.240	24.50	5.880
토사 자중	ⓐ	1.833 x 3.299 x ½ =	3.024	19.00	57.454
	ⓑ	5.350 x 0.243 x ½ =	0.650	19.00	12.350
	ⓒ	5.350 x 3.300 =	17.655	19.00	335.445
	ⓓ	0.000 x 3.300 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상재하중		2.640 =	2.640	10.00	26.403

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	39.323	-	0.907	-	35.666	-
	②	7.013	-	0.721	-	5.058	-
	③	15.926	-	1.138	-	18.123	-
	④	0.000	-	0.433	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	0.975	-	0.000	-
	⑥	0.000	-	2.400	-	0.000	-
	⑦	73.255	-	2.300	-	168.487	-
	⑧	5.880	-	3.200	-	18.816	-
소 계		141.396				246.150	
토사 자중	ⓐ	57.454	-	3.500	-	201.089	-
	ⓑ	12.350	-	1.219	-	15.055	-
	ⓒ	335.445	-	2.950	-	989.563	-
	ⓓ	0.000	-	3.500	-	0.000	-
소 계		405.250				1205.707	
토 압		124.737	264.337	4.600	2.611	573.788	690.183
상재하중		5.650	11.974	4.600	2.611	25.991	31.264
총 계		677.032	276.310			2051.636	721.446

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.600 − 2 x 0.335 = 3.929 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 677.032 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 276.310 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 338.516 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.225 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 677.032 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 88.611 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 427.127 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.546 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 4.600 / 2 − (2051.636 − 721.446) / 677.032 = 0.335 m

B/6 = 4.600 / 6 = 0.767 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.844 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.335 m < B/6 = 0.767 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.600 / 2 − 0.335) = 5.894 m > 4.600 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 677.032 / 4.600 x (1 ± 6 x 0.335 / 4.600)

qmax = 211.543 kN/m² (앞 굽)

qmin = 82.819 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 211.543 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)	
30.0	29.055	29.7	2.601	3.148	※($\omega = \tan^{-1}Kh$) ※(δ = β'를 적용)

단 β' + ω ≥ Φ 일때 δ' = Φ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
46.7	29.647	7.833	993.720	346.195	0.5939	0.516	0.294
46.8	29.691	7.833	989.213	346.213	0.594	0.516	0.294
46.9	29.736	7.833	984.720	346.221	0.594	0.516	0.295
47.0	29.781	7.833	980.242	346.219	0.594	0.516	0.295
47.1	29.825	7.833	975.779	346.205	0.594	0.515	0.295

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 =$ 300.767 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 =$ 171.950 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	141.396				246.150	
배 면 토	405.250				1205.707	
토 압	171.950	300.767	4.600	3.917	790.969	1177.952
계	718.595	300.767	3.121	3.917	2242.826	1177.952

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	39.323	0.055	2.163	3.325	7.191
	②	7.013	0.055	0.386	2.433	0.939
	③	15.926	0.055	0.876	2.433	2.131
	④	0.000	0.055	0.000	0.650	0.000
	⑤	0.000	0.055	0.000	0.650	0.000
	⑥	0.000	0.055	0.000	0.650	0.000
	⑦	73.255	0.055	4.029	0.325	1.309
소 계		135.516		7.453	–	11.570
토사 자중	ⓐ	57.454	0.055	3.160	6.611	20.891
	ⓑ	12.350	0.055	0.679	4.217	2.864
	ⓒ	335.445	0.055	18.449	3.325	61.345
	ⓓ	0.000	0.055	0.000	0.650	0.000
소 계		405.250		22.289	–	85.099
계		540.765		29.742	3.250	96.669

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.600 − 2 x 0.953 = 2.694 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 718.595 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 330.509 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 359.298 kN/m --- N.G

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.087 < 1.2

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 718.595 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kpe = 2.611

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.00	0.00	11.67	0	3.148

수동토압 Ppe = 40.735 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Ppe = 400.032 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.210 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 4.600 / 2 − (2242.826 − (1177.952 + 96.669)) / 718.595 = 0.953 m

B/3 = 4.600 / 3 = 1.533 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.760 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.953 m < B/3 = 1.533 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.600 / 2 −0.953) = 4.041 m < 4.600 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 718.595 x 2 / 4.041 = 355.652 kN/m²

qmax = 355.652 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 355.652 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	2.601

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
44.4	10.000	5.350	646.478	160.852	0.592	0.577	0.129
44.5	10.000	5.350	642.122	160.863	0.592	0.577	0.129
44.6	10.000	5.350	637.782	160.863	0.592	0.577	0.129
44.7	10.000	5.350	633.458	160.853	0.592	0.577	0.129
44.8	10.000	5.350	629.148	160.832	0.592	0.577	0.129

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 156.894 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 35.077 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.000	29.055	0.000	2.601	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
42.4	0.000	5.350	725.752	197.415	0.7260	0.725	0.033
42.5	0.000	5.350	721.056	197.427	0.7261	0.725	0.033
42.6	0.000	5.350	716.378	197.429	0.7261	0.725	0.033
42.7	0.000	5.350	711.718	197.419	0.7260	0.725	0.033
42.8	0.000	5.350	707.076	197.399	0.7260	0.725	0.033

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 197.137 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 8.973 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 40.243 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	39.323	2.163	2.675	5.785
	②	7.013	0.386	1.783	0.688
	③	15.926	0.876	1.783	1.562
벽체하단		62.261	3.424		8.035
동 토 압			40.243	2.675	107.651
구체 자중	①	19.661	1.081	1.338	1.446
	②	0.175	0.010	0.892	0.009
	③	3.982	0.219	0.892	0.195
벽체중앙		23.819	1.310		1.650
동 토 압			10.061	1.338	13.456

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.350 m)

V= 156.894 = 156.894 kN

M= 156.894 x 5.350 / 3 = 279.795 kN/m

중 앙 부 (H= 2.675 m)

V= 39.224 = 39.224 kN

M= 39.224 x 2.675 / 3 = 34.974 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 5.350 m)

Ve= 197.137 = 197.137 kN

Me= 197.137 x 5.350 /2 = 527.343 kN/m

중 앙 부 (H= 2.675 m)

Ve= 49.284 = 49.284 kN

Me= 49.284 x 2.675 / 2 = 65.918 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단		벽체중앙	
		수평토압	관성력	수평토압	관성력
LCB1	전단력	251.031	0.000	62.758	0.000
	모멘트	447.672	0.000	55.959	0.000
LCB2	전단력	251.031	43.668	62.758	11.371
	모멘트	447.672	115.686	55.959	15.106
LCB3	전단력	156.894	0.000	39.224	0.000
	모멘트	279.795	0.000	34.974	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
251.031	447.672	294.698	563.357	156.894	279.795

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
62.758	55.959	74.129	71.065	39.224	34.974

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

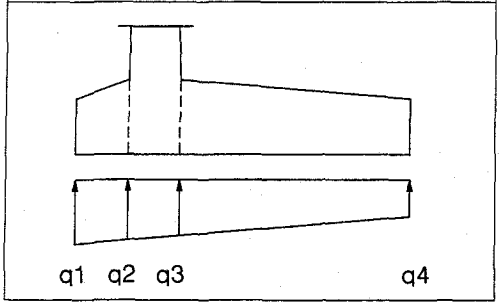
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	141.396	0.000	246.150	0.00
	재토자중	405.250	0.000	1205.707	0.00
	토 압	124.737	264.337	573.788	690.183
	상재하중	5.650	11.974	25.991	31.264
	Σ	677.032	276.310	2051.636	721.45
지진시	콘크리트	141.396	7.453	246.150	11.570
	재토자중	405.250	22.289	1205.707	85.099
	토 압	124.737	264.337	573.788	690.183
	동 토 압	47.213	36.430	217.181	487.770
	Σ	718.595	330.509	2242.826	1274.62

② 계수하중조합

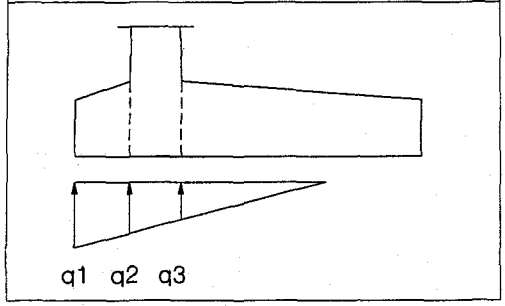
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	864.593	2701.875	1154.314	0.510	사다리꼴 분포
LCB2	738.772	2441.914	1679.064	1.267	삼각형 분포
LCB3	677.032	2051.636	721.446	0.335	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	312.986	277.651	242.316	62.924	0.510	1
LCB2	476.781	376.779	276.776	-	1.267	2
LCB3	211.493	193.317	175.142	82.869	0.335	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑥'	0.000	1.100	0.000	
	⑦'	52.553	1.650	86.712	
	⑧'	5.880	1.900	11.172	
소 계		58.433	1.675	97.884	
토사 자중	ⓐ	57.454	2.119	121.745	
	ⓒ	335.445	1.650	553.484	
	ⓓ	0.000	2.200	0.000	
소 계		392.899	1.719	675.229	
계		451.332	1.713	773.113	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 124.737 kN

M = 124.737 x 3.300 = 411.631 kN·m

- 지진시

V = 124.737 + 47.213 = 171.950 kN

M1 = 124.737 x 3.300 = 411.631 kN·m

M2 = 47.213 x 3.300 = 155.804 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	242.316	62.924	1.327	-503.647	-668.218
LCB2	276.776	0.000	0.600	-248.960	-149.293
LCB3	175.142	82.869	1.453	-425.719	-618.699

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	541.598	-	199.578	-	-503.647	237.530
	Mu	927.736	-	658.609	-	-668.218	918.126
LCB2	Vu	406.198	-	199.578	47.213	-248.960	404.030
	Mu	695.802	-	658.609	155.804	-149.293	1360.922
LCB3	Vo	451.332	-	124.737	-	-425.719	150.349
	Mo	773.113	-	411.631	-	-618.699	566.045

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	0.000	0.217	0.000	
	⑦'	10.351	0.325	3.364	
소 계		10.351	0.325	3.364	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	312.986	277.651	0.331	191.957	63.630
LCB2	476.781	376.779	0.338	277.407	93.678
LCB3	211.493	193.317	0.330	131.563	43.398

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-12.422	-	191.957	179.536
	Mu	-4.037	-	63.630	59.593
LCB2	Vu	-9.316	-	277.407	268.091
	Mu	-3.028	-	93.678	90.650
LCB3	Vo	-10.351	-	131.563	121.212
	Mo	-3.364	-	43.398	40.034

(4) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 88.611 kN/m

지진시 : Ppe = 40.735 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	181.766	0.600	88.611	28.628

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	45.805	141.778	28.628

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	563.357	294.698	279.795
벽 체 중 앙	71.065	74.129	34.974
뒷 굽	563.357	404.030	279.795
앞 굽	90.650	268.091	40.034
활동방지벽	45.805	141.778	28.628

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	563.357	294.698	279.795

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 3059.889 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 56.998 mm

② 사용철근량

Use As = H25 @ 125.0mm = 4053.6 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0071

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 4053.6 x 400 x (570.0 − a / 2) = 730.816 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 79.482 mm

≥ Mu (563.357 kN.m) [안전률 1.297] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 570.0 = 349.052 kN

≥ Vu (=294.698kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 133.054 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 153.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 25/2 = 67.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.054) − 2.5 x 67.5 = 423.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.054) = = 473.5 mm

Sa = min (423.1 , 473.5) = 423.1 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 423.1 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	475.0	395.0	80.0	71.065	74.129	34.974

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 536.195 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 10.376 mm

② 사용철근량

Use As = H25 @ 250.0mm = 2026.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0051

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 2026.8 \times 400 \times (395.0 - a / 2)$ = 258.506 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 39.741 mm

≥ Mu (71.065 kN.m) [안전률 3.638] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 395.0$ = 241.887 kN

≥ Vu (=74.129kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 47.39 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 92.6 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 25/2 = 67.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 47.39) - 2.5 x 67.5 = 1493.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 47.390) = = 1329.4 mm

Sa = min (1,493.0 , 1,329.4 = 1,329.4 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,329.4 mm) ∴ - O.K -

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	563.357	404.030	279.795

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 3059.889 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 56.998 ㎜

② 사용철근량

Use As = H25 @ 125.0mm = 4053.6 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0071

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (570.0 - a / 2)$ = 730.816 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 79.482 ㎜

≥ Mu (563.357 kN.m) [안전률 1.297] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 570.0$ = 349.052 kN

< Vu (=404.030 kN), 전단보강 필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 133.054 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 153.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 25/2 = 67.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.054) - 2.5 x 67.5 = 423.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.054) = = 473.5 mm

Sa = min (423.1 , 473.5) = 423.1 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 423.1 mm) ∴ - O.K -

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	90.650	268.091	40.034

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 471.546 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 9.172 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 794.4 \times 400 \times (570.0 - a / 2)$ = 151.851 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 15.576 ㎜

≥ Mu (90.650 kN.m) [안전률 1.675] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 570.0$ = 349.052 kN

≥ Vu (=268.091kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 92.426 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 74.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 92.426) - 2.5 x 72.0 = 672.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 92.426) = = 681.6 mm

Sa = min (672.0 , 681.6) = 672.0 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 672.0 mm) ∴ - O.K -

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	45.805	141.778	28.628

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 455.757 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 8.805 mm

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 mm

≥ Mu (45.805 kN.m) [안전률 1.723] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (=141.778kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 127.561 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.561) − 2.5 x 92.0 = 387.4 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 127.561) = = 493.9 mm

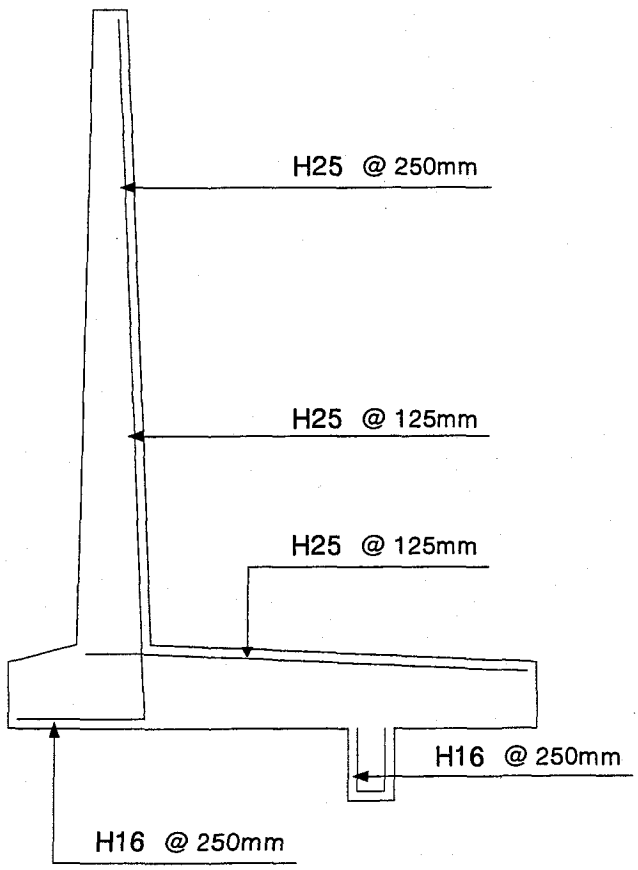
Sa = min (387.4 , 493.9) = 387.4 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 387.4 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.390	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.312	O.K

7. 주철근 조립도



빈 면

역T형옹벽(T-70)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.50

사면높이(Ho) : 3.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 3.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	3.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

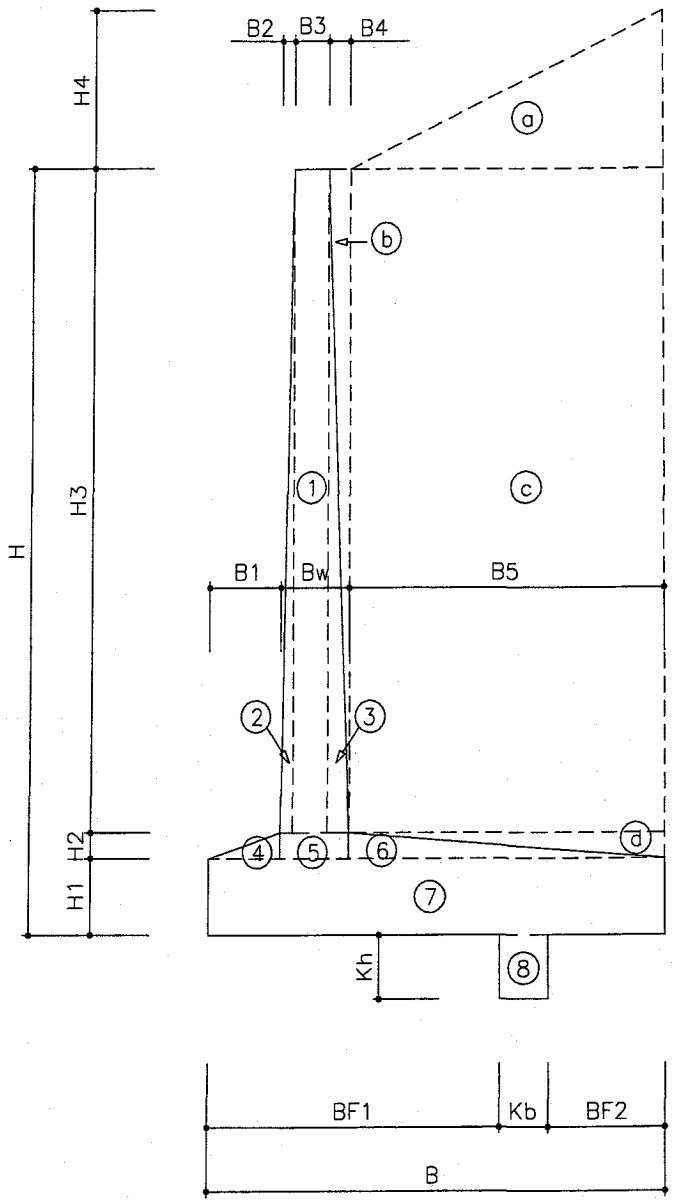
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.650	0.108	0.300	0.192	2.750	4.000	0.600

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.600	0.000	5.400	1.833	6.000	3.000	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
2.600	1.000	0.400	0.450			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.0	33.690	17.859	2.036

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
58.4	17.759	7.833	477.887	190.715	0.311	0.296	0.095
58.5	17.809	7.833	475.940	190.721	0.311	0.296	0.095
58.6	17.859	7.833	473.998	190.721	0.311	0.296	0.095
58.7	17.908	7.833	472.059	190.717	0.311	0.296	0.095
58.8	17.958	7.833	470.125	190.707	0.311	0.296	0.095

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 181.491 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 58.288 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	5.400 x 0.300 =	1.620	24.50	39.690
	②	5.400 x 0.108 x ½ =	0.292	24.50	7.144
	③	5.400 x 0.192 x ½ =	0.518	24.50	12.701
	④	0.000 x 0.650 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 0.600 =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.000 x 2.750 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑦	0.600 x 4.000 =	2.400	24.50	58.800
	⑧	0.450 x 0.400 =	0.180	24.50	4.410
토사 자중	ⓐ	1.833 x 2.750 x ½ =	2.520	20.00	50.398
	ⓑ	5.400 x 0.192 x ½ =	0.518	20.00	10.368
	ⓒ	5.400 x 2.750 =	14.850	20.00	297.000
	ⓓ	0.000 x 2.750 x ½ =	0.000	20.00	0.000
상재하중		3.743 =	3.743	10.00	37.431

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	39.690	-	0.908	-	36.039	-
	②	7.144	-	0.722	-	5.158	-
	③	12.701	-	1.122	-	14.250	-
	④	0.000	-	0.433	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	0.950	-	0.000	-
	⑥	0.000	-	2.167	-	0.000	-
	⑦	58.800	-	2.000	-	117.600	-
	⑧	4.410	-	2.800	-	12.348	-
소 계		122.745				185.395	
토사 자중	ⓐ	50.398	-	3.083	-	155.395	-
	ⓑ	10.368	-	1.186	-	12.296	-
	ⓒ	297.000	-	2.625	-	779.625	-
	ⓓ	0.000	-	3.083	-	0.000	-
소 계		357.766				947.316	
토 압		58.288	181.491	4.000	2.611	233.152	473.872
상재하중		3.556	11.072	4.000	2.611	14.224	28.909
총 계		542.355	192.563			1380.087	502.782

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.000 − 2 x 0.382 = 3.235 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 542.355 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 192.563 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 271.178 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.408 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 542.355 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 62.624 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 333.802 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.733 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 4.000 / 2 − (1380.087 − 502.782) / 542.355 = 0.382 m

B/6 = 4.000 / 6 = 0.667 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.745 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.382 m < B/6 = 0.667 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.000 / 2 − 0.382) = 4.853 m > 4.000 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 542.355 / 4.000 x (1 ± 6 x 0.382 / 4.000)

qmax = 213.366 kN/m² (앞 굽)

qmin = 57.812 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 213.366 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)	
35.0	33.690	21.8	2.036	3.148	※(δ = β'를 적용)

※($\omega = \tan^{-1}Kh$)

단 $\beta' + \omega \geq \Phi$ 일때 $\delta' = \Phi$ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
55.7	21.663	7.833	532.920	215.496	0.3512	0.326	0.130
55.8	21.709	7.833	530.848	215.502	0.3512	0.326	0.130
55.9	21.755	7.833	528.781	215.503	0.3512	0.326	0.130
56.0	21.800	7.833	526.718	215.499	0.3512	0.326	0.130
56.1	21.846	7.833	524.661	215.490	0.3512	0.326	0.131

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 =$ 200.020 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 =$ 79.763 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	122.745				185.395	
배 면 토	357.766				947.316	
토 압	79.763	200.020	4.000	3.917	319.051	783.379
계	560.274	200.020	2.591	3.917	1451.762	783.379

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	39.690	0.055	2.183	3.300	7.204
	②	7.144	0.055	0.393	2.400	0.943
	③	12.701	0.055	0.699	2.400	1.677
	④	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑤	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑥	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
	⑦	58.800	0.055	3.234	0.300	0.970
소 계		118.335		6.508	-	10.793
토사 자중	ⓐ	50.398	0.055	2.772	6.611	18.325
	ⓑ	10.368	0.055	0.570	4.200	2.395
	ⓒ	297.000	0.055	16.335	3.300	53.906
	ⓓ	0.000	0.055	0.000	0.600	0.000
소 계		357.766		19.677	-	74.626
계		476.101		26.186	3.262	85.419

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.000 − 2 x 0.96 = 2.080 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 560.274 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 226.206 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 280.137 kN/m --- O.K

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.238 > 1.2

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 4.000 / 2 − (1451.762 − (783.379 + 85.419)) / 560.274 = 0.960 m

B/3 = 4.000 / 3 = 1.333 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.671 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.960 m < B/3 = 1.333 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.000 / 2 −0.96) = 3.120 m < 4.000 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 560.274 x 2 / 3.120 = 359.150 kN/m²

qmax = 359.150 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 359.150 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	2.036

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
54.9	11.667	5.400	371.272	127.116	0.436	0.423	0.103
55.0	11.667	5.400	369.434	127.121	0.436	0.423	0.103
55.1	11.667	5.400	367.601	127.121	0.436	0.423	0.103
55.2	11.667	5.400	365.772	127.117	0.436	0.423	0.103
55.3	11.667	5.400	363.948	127.108	0.436	0.423	0.103

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 123.347 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 30.035 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.000	33.690	0.000	2.036	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
53.3	0.000	5.400	391.528	149.133	0.5114	0.511	0.018
53.4	0.000	5.400	389.612	149.138	0.5114	0.511	0.018
53.5	0.000	5.400	387.701	149.139	0.5115	0.511	0.018
53.6	0.000	5.400	385.795	149.136	0.5114	0.511	0.018
53.7	0.000	5.400	383.894	149.127	0.5114	0.511	0.018

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 149.008 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 5.249 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 25.661 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	39.690	2.183	2.700	5.894
	②	7.144	0.393	1.800	0.707
	③	12.701	0.699	1.800	1.257
벽체하단		59.535	3.274		7.859
동 토 압			25.661	2.700	69.284
구체 자중	①	19.845	1.091	1.350	1.473
	②	0.179	0.010	0.900	0.009
	③	3.175	0.175	0.900	0.157
벽체중앙		23.198	1.276		1.639
동 토 압			6.415	1.350	8.661

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.400 m)

V= 123.347 = 123.347 kN

M= 123.347 x 5.400 / 3 = 222.024 kN/m

중 앙 부 (H= 2.700 m)

V= 30.837 = 30.837 kN

M= 30.837 x 2.700 / 3 = 27.753 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 5.400 m)

Ve= 149.008 = 149.008 kN

Me= 149.008 x 5.400 /2 = 402.321 kN/m

중 앙 부 (H= 2.700 m)

Ve= 37.252 = 37.252 kN

Me= 37.252 x 2.700 / 2 = 50.290 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단		벽체중앙	
		수평토압	관성력	수평토압	관성력
LCB1	전단력	197.355	0.000	49.339	0.000
	모멘트	355.239	0.000	44.405	0.000
LCB2	전단력	197.355	28.935	49.339	7.691
	모멘트	355.239	77.143	44.405	10.300
LCB3	전단력	123.347	0.000	30.837	0.000
	모멘트	222.024	0.000	27.753	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
197.355	355.239	226.290	432.382	123.347	222.024

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
49.339	44.405	57.030	54.704	30.837	27.753

4.2 기초부

(1) 지반반력

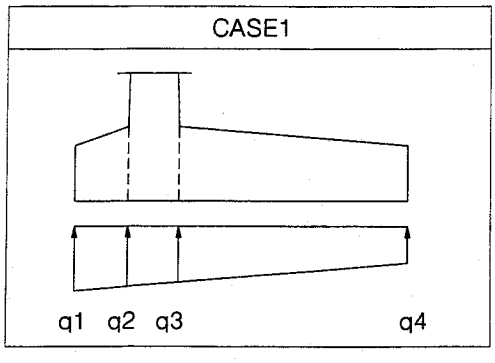
① 외력집계

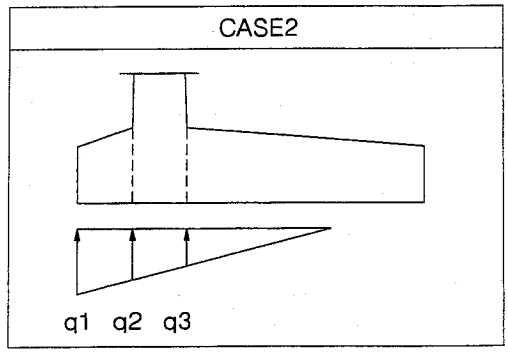
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	122.745	0.000	185.395	0.00
	재토자중	357.766	0.000	947.316	0.00
	토 압	58.288	181.491	233.152	473.872
	상재하중	3.556	11.072	14.224	28.909
	Σ	542.355	192.563	1380.087	502.78
지진시	콘크리트	122.745	6.508	185.395	10.793
	재토자중	357.766	19.677	947.316	74.626
	토 압	58.288	181.491	233.152	473.872
	동 토 압	21.475	18.529	85.898	309.507
	Σ	560.274	226.206	1451.762	868.80

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	675.564	1755.055	804.451	0.593	사다리꼴 분포
LCB2	547.196	1478.382	1144.580	1.390	삼각형 분포
LCB3	542.355	1380.087	502.782	0.382	사다리꼴 분포

③ 지반반력





구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	319.120	270.295	225.227	18.662	0.593	1
LCB2	598.028	385.614	189.539	-	1.390	2
LCB3	213.281	188.031	164.724	57.896	0.382	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑥'	0.000	0.917	0.000	
	⑦'	40.425	1.375	55.584	
	⑧'	4.410	1.550	6.836	
소 계		44.835	1.392	62.420	
토사 자중	ⓐ	50.398	1.769	89.171	
	ⓒ	297.000	1.375	408.375	
	ⓓ	0.000	1.833	0.000	
소 계		347.398	1.432	497.546	
계		392.233	1.428	559.966	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 58.288 kN

M = 58.288 x 2.750 = 160.292 kN·m

- 지진시

V = 58.288 + 21.475 = 79.763 kN

M1 = 58.288 x 2.750 = 160.292 kN·m

M2 = 21.475 x 2.750 = 59.055 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	225.227	18.662	0.987	-335.348	-330.924
LCB2	189.539	0.000	0.193	-54.966	-10.627
LCB3	164.724	57.896	1.155	-306.102	-353.568

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	470.680	-	93.261	-	-335.348	228.593
	Mu	671.960	-	256.468	-	-330.924	597.503
LCB2	Vu	353.010	-	93.261	21.475	-54.966	412.779
	Mu	503.970	-	256.468	59.055	-10.627	808.866
LCB3	Vo	392.233	-	58.288	-	-306.102	144.419
	Mo	559.966	-	160.292	-	-353.568	366.691

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	0.000	0.217	0.000	
	⑦'	9.555	0.325	3.105	
소 계		9.555	0.325	3.105	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	319.120	270.295	0.334	191.560	63.976
LCB2	598.028	385.614	0.348	319.684	111.376
LCB3	213.281	188.031	0.332	130.427	43.278

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-11.466	-	191.560	180.094
	Mu	-3.726	-	63.976	60.250
LCB2	Vu	-8.600	-	319.684	311.084
	Mu	-2.795	-	111.376	108.581
LCB3	Vo	-9.555	-	130.427	120.872
	Mo	-3.105	-	43.278	40.172

(4) 활동방지벽 검토

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 62.624 kN/m

지진시 : Ppe = 28.789 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	164.726	0.450	62.624	14.953

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	23.925	100.199	14.953

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	432.382	226.290	222.024
벽 체 중 앙	54.704	57.030	27.753
뒷 굽	432.382	412.779	222.024
앞 굽	108.581	311.084	40.172
활동방지벽	23.925	100.199	14.953

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	432.382	226.290	222.024

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2563.813 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$

−1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 47.953 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.006

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (520.0 − a / 2) = 515.547 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (432.382 kN.m) [안전률 1.192] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

≥ Vu (=226.290kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 150.411 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 130.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.411) − 2.5 x 69.0 = 351.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 150.411) = = 418.9 mm

Sa = min (351.1 , 418.9) = 351.1 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 351.1 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	450.0	370.0	80.0	54.704	57.030	27.753

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 439.921 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 8.527 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0042

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (370.0 − a / 2) = 186.797 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 30.361 ㎜

≥ Mu (54.704 kN.m) [안전률 3.415] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 370.0 = 226.578 kN

≥ Vu (=57.030kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 52.173 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 79.4 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 52.173) − 2.5 x 69.0 = 1336.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 52.173) = = 1207.5 mm

Sa = min (1,336.9 , 1,207.5 = 1,207.5 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,207.5 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	432.382	412.779	222.024

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 2563.813 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 47.953 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.006

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 3096.8 \times 400 \times (520.0 - a / 2)$ = 515.547 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 60.722 ㎜

≥ Mu (432.382 kN.m) [안전률 1.192] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 520.0$ = 318.434 kN

< Vu (=412.779 kN), 전단보강 필요.

$Av_min = 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 1{,}000.0 \times 500.0 / 400.0$ = 191.366 ㎟ (≥ 0.35bs/fy)

Av_use = 506.800 ㎟ (H13 - 4 EA, C.T.C 250 mm)

Vs = 506.80 x 400.00 x 520.00 / 250.00 x 1000 = 421.658 kN

Vs_Max = $2 \times \sqrt{24.0} / 3 \times 1000 \times 520 \times 1000$ = 1698.313 kN ≥ 421.658 kN ∴ - O.K -

s = 250.0 mm ≤ 260.0 mm (d/2, 600mm) ∴ - O.K -

$\Phi Vn = 0.75 \times (318.434 + 421.658)$ = 555.069 kN ≥ 412.779 kN ∴ - O.K -

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 150.411 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 130.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.411) - 2.5 x 69.0 = 351.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 150.411) = = 418.9 mm

Sa = min (351.1 , 418.9) = 351.1 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 351.1 mm) ∴ - O.K -

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	108.581	311.084	40.172

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 621.341 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$ −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 12.042 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0022

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (520.0 − a / 2) = 198.235 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 ㎜

≥ Mu (108.581 kN.m) [안전률 1.826] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

≥ Vu (=311.084kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 71.233 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 83.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 71.233) − 2.5 x 70.5 = 929.3 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 71.233) = = 884.4 mm

Sa = min (929.3 , 884.4) = 884.4 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 884.4 mm) ∴ − O.K −

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	23.925	100.199	14.953

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 236.371 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}$}/(0.85 x k1 x fck x b) = 4.599 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (23.925 kN.m) [안전률 3.299] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (=100.199kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 66.628 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.628) − 2.5 x 92.0 = 951.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.628) = = 945.5 mm

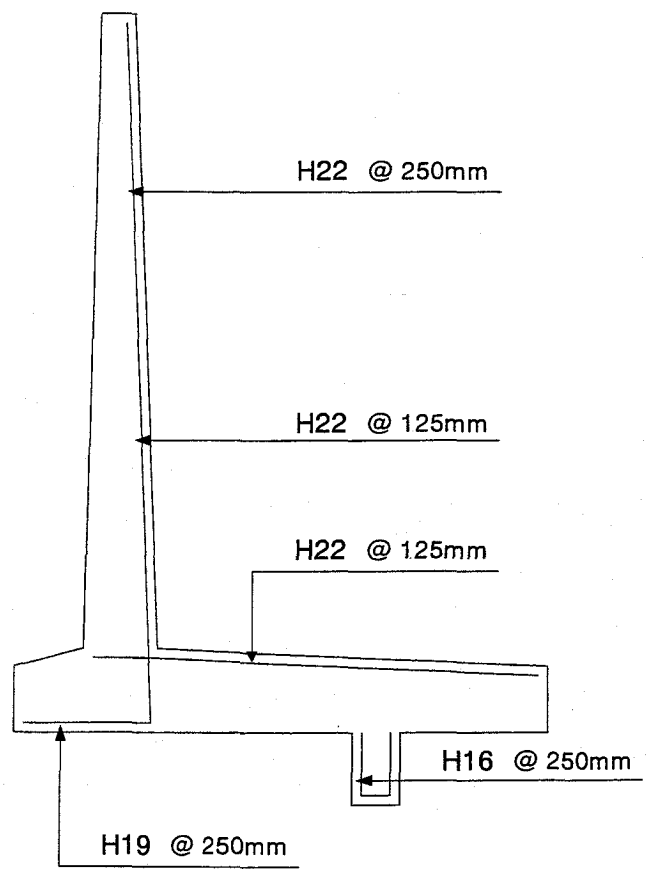
Sa = min (951.9 , 945.5) = 945.5 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 945.5 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.422	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.338	O.K

7. 주철근 조립도



빈 면

역T형옹벽(T-72)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.50

사면높이(Ho) : 12.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 12.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	12.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

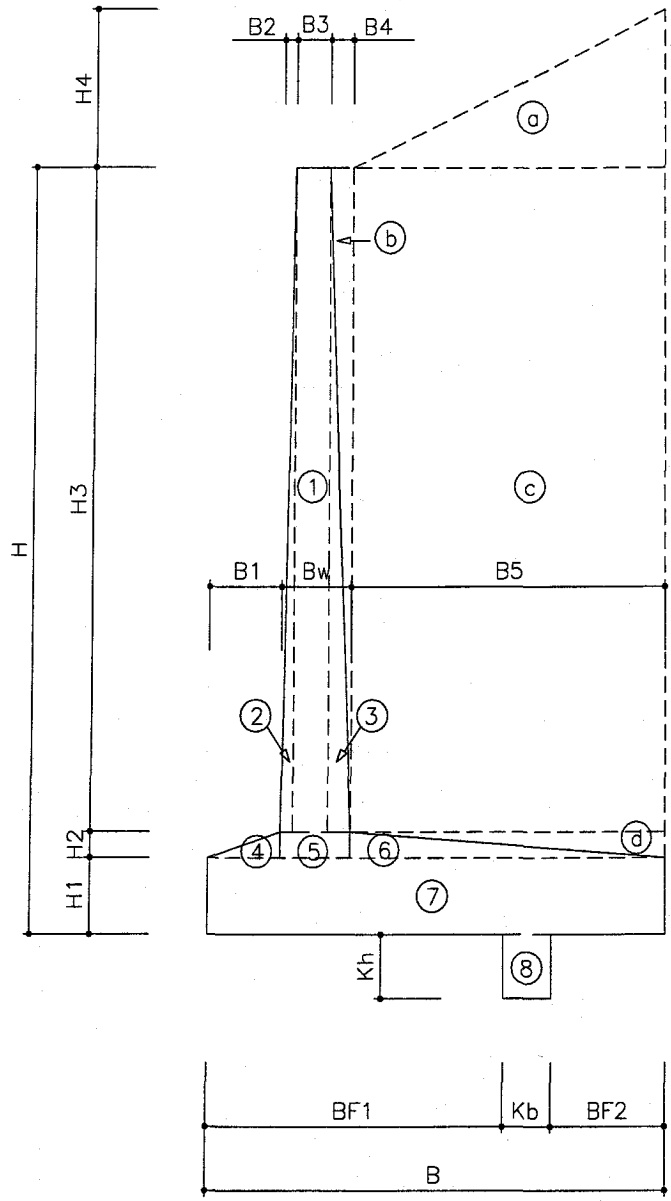
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.650	0.106	0.300	0.294	3.850	5.200	0.700

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.600	0.100	5.300	2.567	6.000	12.000	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
3.350	1.400	0.450	0.700			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.0	33.690	32.340	3.175

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
48.8	32.244	8.567	1501.680	377.598	0.515	0.435	0.275
48.9	32.292	8.567	1491.706	377.640	0.515	0.435	0.275
49.0	32.340	8.567	1481.763	377.654	0.515	0.435	0.275
49.1	32.388	8.567	1471.850	377.639	0.515	0.435	0.275
49.2	32.436	8.567	1461.967	377.596	0.515	0.435	0.275

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 319.115 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 201.832 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	5.300 x 0.300 =	1.590	24.50	38.955
	②	5.300 x 0.106 x ½ =	0.281	24.50	6.882
	③	5.300 x 0.294 x ½ =	0.779	24.50	19.088
	④	0.100 x 0.650 x ½ =	0.033	24.50	0.796
	⑤	0.100 x 0.700 =	0.070	24.50	1.715
	⑥	0.100 x 3.850 x ½ =	0.193	24.50	4.716
	⑦	0.600 x 5.200 =	3.120	24.50	76.440
	⑧	0.700 x 0.450 =	0.315	24.50	7.718
토사 자중	ⓐ	2.567 x 3.850 x ½ =	4.941	20.00	98.830
	ⓑ	5.300 x 0.294 x ½ =	0.779	20.00	15.582
	ⓒ	5.300 x 3.850 =	20.405	20.00	408.100
	ⓓ	0.100 x 3.850 x ½ =	0.193	20.00	3.850
상재하중		1.498 =	1.498	10.00	14.976

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	38.955	-	0.906	-	35.293	-
	②	6.882	-	0.721	-	4.960	-
	③	19.088	-	1.154	-	22.027	-
	④	0.796	-	0.433	-	0.345	-
	⑤	1.715	-	1.000	-	1.715	-
	⑥	4.716	-	2.633	-	12.419	-
	⑦	76.440	-	2.600	-	198.744	-
	⑧	7.718	-	3.575	-	27.590	-
소 계		156.310				303.094	
토사 자중	ⓐ	98.830	-	3.917	-	387.082	-
	ⓑ	15.582	-	1.252	-	19.509	-
	ⓒ	408.100	-	3.275	-	1336.528	-
	ⓓ	3.850	-	3.917	-	15.079	-
소 계		526.362				1758.198	
토 압		201.832	319.115	5.200	2.856	1049.527	911.286
상재하중		4.118	6.512	5.200	2.856	21.416	18.595
총 계		888.622	325.627			3132.234	929.881

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 5.200 − 2 x 0.122 = 4.957 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 888.622 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 325.627 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 444.311 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.364 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 888.622 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 107.356 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 551.667 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.694 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 5.200 / 2 − (3132.234 − 929.881) / 888.622 = 0.122 m

B/6 = 5.200 / 6 = 0.867 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.368 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.122 m < B/6 = 0.867 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (5.200 / 2 − 0.122) = 7.435 m > 5.200 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 888.622 / 5.200 x (1 ± 6 x 0.122 / 5.200)

qmax = 194.868 kN/m² (앞 굽)

qmin = 146.910 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 194.868 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)	
35.0	33.690	35.0	3.175	3.148	※($\omega = \tan^{-1}Kh$) ※(δ = Φ를 적용)

단 $\beta' + \omega \geq \Phi$ 일때 $\delta' = \Phi$ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
45.9	35.000	8.567	1807.781	480.713	0.655	0.537	0.376
46.0	35.000	8.567	1796.817	480.755	0.655	0.537	0.376
46.1	35.000	8.567	1785.891	480.766	0.655	0.537	0.376
46.2	35.000	8.567	1775.001	480.747	0.655	0.537	0.376
46.3	35.000	8.567	1764.148	480.698	0.655	0.537	0.376

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 =$ 394.123 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 =$ 275.960 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	156.310				303.094	
배 면 토	526.362				1758.198	
토 압	275.960	394.123	5.200	4.284	1434.989	1688.226
계	958.631	394.123	3.647	4.284	3496.281	1688.226

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	38.955	0.055	2.143	3.350	7.177
	②	6.882	0.055	0.379	2.467	0.934
	③	19.088	0.055	1.050	2.467	2.590
	④	0.796	0.055	0.044	0.633	0.028
	⑤	1.715	0.055	0.094	0.650	0.061
	⑥	4.716	0.055	0.259	0.633	0.164
	⑦	76.440	0.055	4.204	0.300	1.261
소 계		148.593		8.173	-	12.215
토사 자중	ⓐ	98.830	0.055	5.436	6.856	37.265
	ⓑ	15.582	0.055	0.857	4.233	3.628
	ⓒ	408.100	0.055	22.446	3.350	75.192
	ⓓ	3.850	0.055	0.212	0.667	0.141
소 계		526.362		28.950	-	116.226
계		674.954		37.122	3.460	128.441

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 5.200 − 2 x 0.848 = 3.504 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 958.631 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 431.246 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 479.316 kN/m --- N.G

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.111 < 1.2

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 958.631 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kpe = 2.611

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.00	0.00	11.67	0	3.148

수동토압 Ppe = 49.352 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Ppe = 528.667 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.226 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 5.200 / 2 − (3496.281 − (1688.226 + 128.441)) / 958.63 = 0.848 m

B/3 = 5.200 / 3 = 1.733 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.925 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.848 m < B/3 = 1.733 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (5.200 / 2 −0.848) = 5.256 m > 5.200 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

qmax = 364.734 kN/m² (앞 굽)

qmin = 3.971 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 364.734 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	3.175

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
43.6	11.667	5.300	998.431	150.191	0.535	0.517	0.137
43.7	11.667	5.300	987.467	150.227	0.535	0.517	0.137
43.8	11.667	5.300	976.544	150.232	0.535	0.517	0.137
43.9	11.667	5.300	965.660	150.205	0.535	0.517	0.137
44.0	11.667	5.300	954.815	150.146	0.535	0.517	0.137

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 145.225 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 38.483 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.000	33.690	0.000	3.175	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
41.7	0.000	5.300	1200.964	205.796	0.7326	0.731	0.041
41.8	0.000	5.300	1189.165	205.845	0.7328	0.732	0.041
41.9	0.000	5.300	1177.413	205.862	0.7329	0.732	0.041
42.0	0.000	5.300	1165.706	205.846	0.7328	0.732	0.041
42.1	0.000	5.300	1154.044	205.798	0.7326	0.731	0.041

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 205.619 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 11.517 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 60.394 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중 W (kN)	수평력 H (kN/m)	거 리 (m) Y	Mr (kN·m) H x Y
구체 자중	①	38.955	2.143	2.650	5.678
	②	6.882	0.379	1.767	0.669
	③	19.088	1.050	1.767	1.855
벽체하단		64.925	3.571		8.201
동 토 압			60.394	2.650	160.043
구체 자중	①	19.478	1.071	1.325	1.419
	②	0.172	0.009	0.883	0.008
	③	4.772	0.262	0.883	0.232
벽체중앙		24.421	1.343		1.660
동 토 압			15.098	1.325	20.005

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.300 m)

V= 145.225 = 145.225 kN

M= 145.225 x 5.300 / 3 = 256.565 kN/m

중 앙 부 (H= 2.650 m)

V= 36.306 = 36.306 kN

M= 36.306 x 2.650 / 3 = 32.071 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 5.300 m)

Ve= 205.619 = 205.619 kN

Me= 205.619 x 5.300 /2 = 544.890 kN/m

중 앙 부 (H= 2.650 m)

Ve= 51.405 = 51.405 kN

Me= 51.405 x 2.650 / 2 = 68.111 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단		벽체중앙	
		수평토압	관성력	수평토압	관성력
LCB1	전단력	232.360	0.000	58.090	0.000
	모멘트	410.504	0.000	51.313	0.000
LCB2	전단력	232.360	63.964	58.090	16.442
	모멘트	410.504	168.244	51.313	21.665
LCB3	전단력	145.225	0.000	36.306	0.000
	모멘트	256.565	0.000	32.071	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
232.360	410.504	296.325	578.747	145.225	256.565

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
58.090	51.313	74.532	72.978	36.306	32.071

4.2 기초부

(1) 지반반력

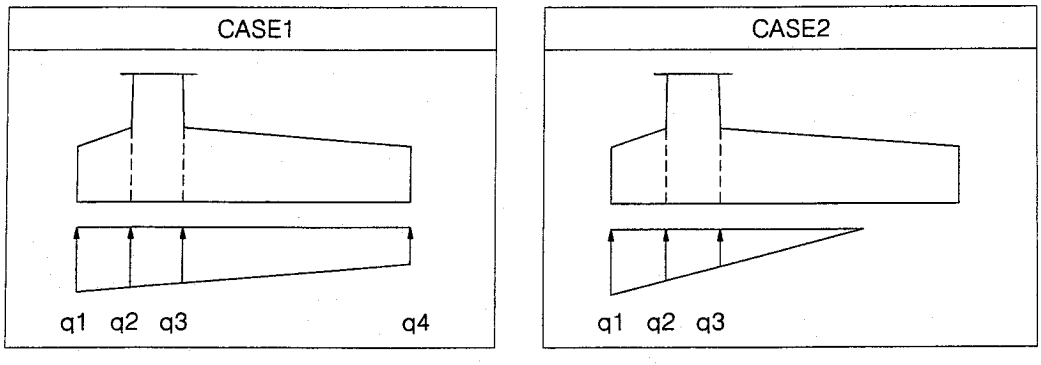
① 외력집계

구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	156.310	0.000	303.094	0.00
	재토자중	526.362	0.000	1758.198	0.00
	토 압	201.832	319.115	1049.527	911.286
	상재하중	4.118	6.512	21.416	18.595
	Σ	888.622	325.627	3132.234	929.88
지진시	콘크리트	156.310	8.173	303.094	12.215
	재토자중	526.362	28.950	1758.198	116.226
	토 압	201.832	319.115	1049.527	911.286
	동 토 압	74.127	75.008	385.463	776.940
	Σ	958.631	431.246	3496.281	1816.67

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	1148.727	4187.058	1487.809	0.250	사다리꼴 분포
LCB2	1011.463	3919.868	2350.594	1.049	삼각형 분포
LCB3	888.622	3132.234	929.881	0.122	사다리꼴 분포

③ 지반반력



구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	284.633	268.702	251.545	157.185	0.250	1
LCB2	434.757	374.024	308.619	-	1.049	2
LCB3	194.945	188.931	182.454	146.833	0.122	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑥'	4.716	1.283	6.053	
	⑦'	56.595	1.925	108.945	
	⑧'	7.718	2.225	17.171	
소 계		69.029	1.915	132.169	
토사 자중	ⓐ	98.830	2.469	243.977	
	ⓒ	408.100	1.925	785.593	
	ⓓ	3.850	2.567	9.882	
소 계		510.780	2.035	1039.451	
계		579.808	2.021	1171.621	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 201.832 kN

M = 201.832 x 3.850 = 777.054 kN·m

- 지진시

V = 201.832 + 74.127 = 275.960 kN

M1 = 201.832 x 3.850 = 777.054 kN·m

M2 = 74.127 x 3.850 = 285.391 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	251.545	157.185	1.777	-786.806	-1398.048
LCB2	308.619	0.000	1.101	-509.684	-561.162
LCB3	182.454	146.833	1.856	-633.878	-1176.215

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	695.770	-	322.931	-	-786.806	231.895
	Mu	1405.945	-	1243.286	-	-1398.048	1251.182
LCB2	Vu	521.827	-	322.931	74.127	-509.684	409.202
	Mu	1054.459	-	1243.286	285.391	-561.162	2021.973
LCB3	Vo	579.808	-	201.832	-	-633.878	147.763
	Mo	1171.621	-	777.054	-	-1176.215	772.459

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	0.796	0.217	0.173	
	⑦'	9.555	0.325	3.105	
소 계		10.351	0.317	3.278	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	284.633	268.702	0.328	179.834	59.007
LCB2	434.757	374.024	0.333	262.854	87.566
LCB3	194.945	188.931	0.327	124.760	40.759

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-12.422	-	179.834	167.412
	Mu	-3.933	-	59.007	55.073
LCB2	Vu	-9.316	-	262.854	253.538
	Mu	-2.950	-	87.566	84.616
LCB3	Vo	-10.351	-	124.760	114.408
	Mo	-3.278	-	40.759	37.481

(4) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 107.356 kN/m

지진시 : Ppe = 49.352 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	193.126	0.700	107.356	40.822

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	65.315	171.769	40.822

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	578.747	296.325	256.565
벽 체 중 앙	72.978	74.532	32.071
뒷 굽	578.747	409.202	256.565
앞 굽	84.616	253.538	37.481
활동방지벽	65.315	171.769	40.822

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	700.0	620.0	80.0	578.747	296.325	256.565

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2870.081 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 53.833 mm

② 사용철근량

Use As = H25 @ 125.0mm = 4053.6 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0065

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 4053.6 x 400 x (620.0 − a / 2) = 799.727 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 79.482 mm

≥ Mu (578.747 kN.m) [안전률 1.382] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 620.0 = 379.671 kN

≥ Vu (=296.325kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 111.781 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 161.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 25/2 = 67.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.781) − 2.5 x 67.5 = 535.8 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 111.781) = = 563.6 mm

Sa = min (535.8 , 563.6) = 535.8 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 535.8 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	72.978	74.532	32.071

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 517.223 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 10.021 mm

② 사용철근량

Use As = H25 @ 250.0mm = 2026.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0048

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 2026.8 \times 400 \times (420.0 - a / 2)$ = 275.734 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 39.741 mm

≥ Mu (72.978 kN.m) [안전률 3.778] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 420.0$ = 257.196 kN

≥ Vu (=74.532kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 40.778 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 95.9 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 25/2 = 67.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 40.778) - 2.5 x 67.5 = 1762.4 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 40.778) = = 1545.0 mm

Sa = min (1,762.4 , 1,545.0 = 1,545.0 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,545.0 mm) ∴ - O.K -

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	700.0	620.0	80.0	578.747	409.202	256.565

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 2870.081 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 53.833 ㎜

② 사용철근량

Use As = H25 @ 125.0mm = 4053.6 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0065

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (620.0 - a / 2)$ = 799.727 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 79.482 ㎜

≥ Mu (578.747 kN.m) [안전률 1.382] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 620.0$ = 379.671 kN

< Vu (=409.202 kN), 전단보강 필요.

$Av_min = 0.0625 \times \sqrt{24.0} \times 1{,}000.0 \times 500.0 / 400.0$ = 191.366 ㎟ (≥ 0.35bs/fy)

Av_use = 506.800 ㎟ (H13 - 4 EA, C.T.C 250 mm)

Vs = 506.80 x 400.00 x 620.00 / 250.00 x 1000 = 502.746 kN

$Vs_Max = 2 \times \sqrt{24.0} / 3 \times 1000 \times 620 \times 1000$ = 2024.912 kN ≥ 502.746 kN ∴ - O.K -

s = 250.0 mm ≤ 310.0 mm (d/2, 600mm) ∴ - O.K -

$\Phi Vn = 0.75 \times (379.671 + 502.746)$ = 661.813 kN ≥ 409.202 kN ∴ - O.K -

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 111.781 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 161.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 25/2 = 67.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 111.781) - 2.5 x 67.5 = 535.8 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 111.781) = = 563.6 mm

Sa = min (535.8 , 563.6) = 535.8 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 535.8 mm) ∴ - O.K -

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	700.0	620.0	80.0	84.616	253.538	37.481

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 403.967 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$

−1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 7.871 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0013

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (620.0 − a / 2) = 165.356 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (84.616 kN.m) [안전률 1.954] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 620.0 = 379.671 kN

≥ Vu (=253.538kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 79.415 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 77.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.415) − 2.5 x 72.0 = 811.6 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 79.415) = = 793.3 mm

Sa = min (811.6 , 793.3) = 793.3 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 793.3 mm) ∴ − O.K −

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	450.0	350.0	100.0	65.315	171.769	40.822

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 557.436 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 10.762 mm

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0023

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (350.0 − a / 2) = 92.43 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 mm

≥ Mu (65.315 kN.m) [안전률 1.415] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 350.0 = 214.33 kN

≥ Vu (=171.769kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 155.26 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 57.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 155.26) − 2.5 x 92.0 = 277.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 155.260) = = 405.8 mm

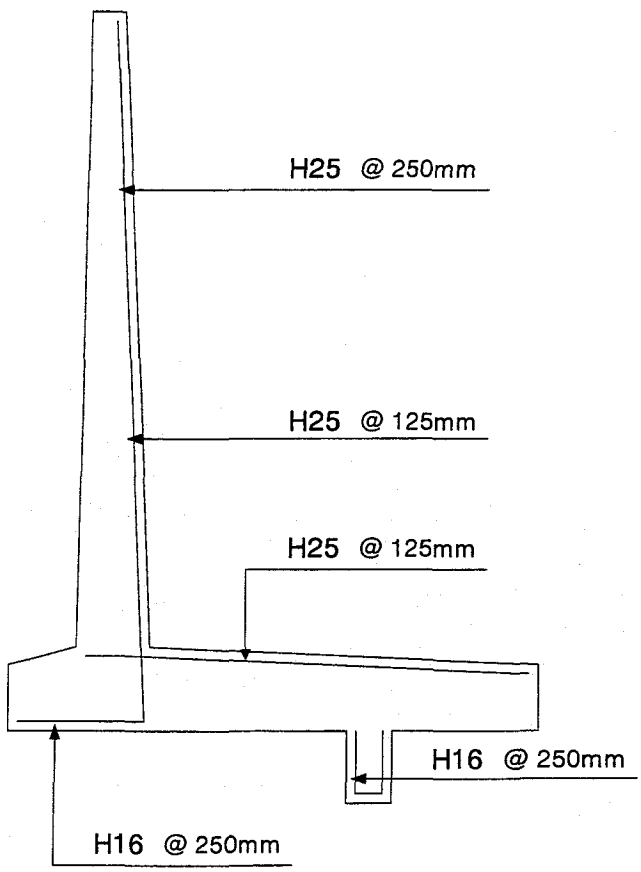
Sa = min (277.2 , 405.8) = 277.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 277.2 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.362	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.290	O.K

7. 주철근 조립도



빈 면

역T형옹벽(T-105)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 3.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 3.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	3.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

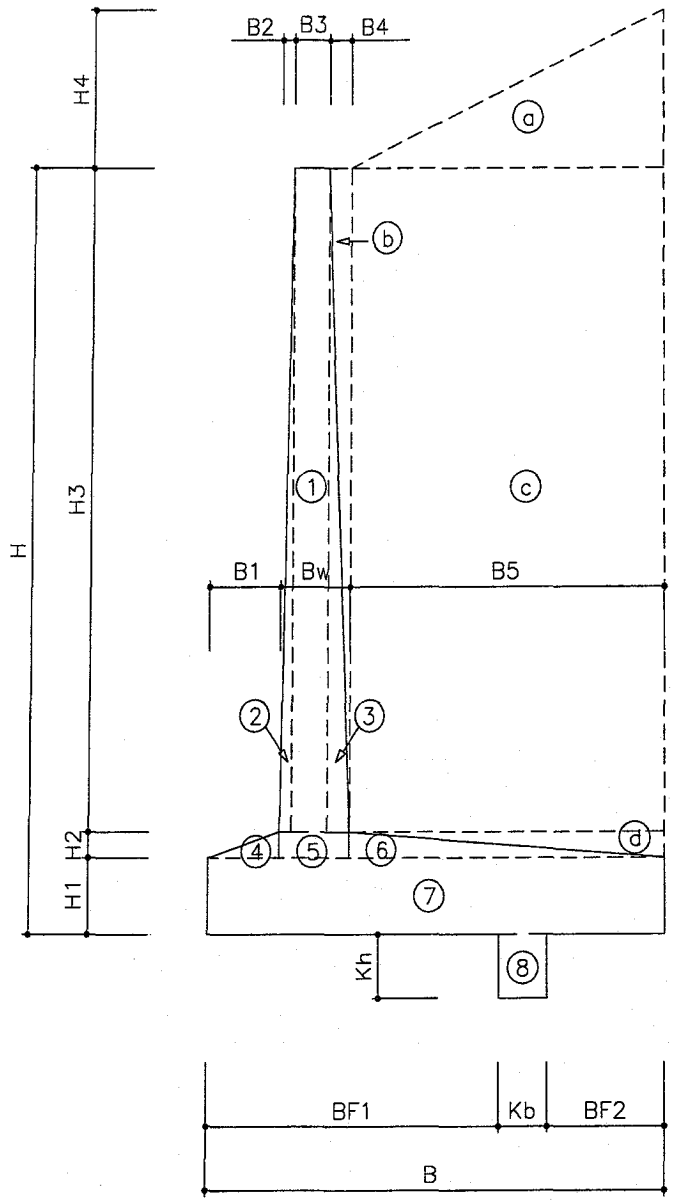
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.600	0.108	0.300	0.192	3.000	4.200	0.600

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.600	0.000	5.400	1.667	6.000	3.000	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
2.800	1.000	0.400	0.450			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	16.949	2.036

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
54.6	16.863	7.667	516.471	216.972	0.389	0.372	0.113
54.7	16.906	7.667	514.452	216.977	0.389	0.372	0.113
54.8	16.949	7.667	512.438	216.977	0.389	0.372	0.113
54.9	16.992	7.667	510.429	216.973	0.389	0.372	0.113
55.0	17.035	7.667	508.425	216.963	0.389	0.372	0.113

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 207.515 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 63.103 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	5.400 x 0.300 =	1.620	24.50	39.690
	②	5.400 x 0.108 x ½ =	0.292	24.50	7.144
	③	5.400 x 0.192 x ½ =	0.518	24.50	12.701
	④	0.000 x 0.600 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 0.600 =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.000 x 3.000 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑦	0.600 x 4.200 =	2.520	24.50	61.740
	⑧	0.450 x 0.400 =	0.180	24.50	4.410
토사 자중	ⓐ	1.667 x 3.000 x ½ =	2.501	19.00	47.510
	ⓑ	5.400 x 0.192 x ½ =	0.518	19.00	9.850
	ⓒ	5.400 x 3.000 =	16.200	19.00	307.800
	ⓓ	0.000 x 3.000 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상재하중		3.949 =	3.949	10.00	39.494

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	39.690	-	0.858	-	34.054	-
	②	7.144	-	0.672	-	4.801	-
	③	12.701	-	1.072	-	13.615	-
	④	0.000	-	0.400	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	0.900	-	0.000	-
	⑥	0.000	-	2.200	-	0.000	-
	⑦	61.740	-	2.100	-	129.654	-
	⑧	4.410	-	3.000	-	13.230	-
소 계		125.685				195.354	
토사 자중	ⓐ	47.510	-	3.200	-	152.030	-
	ⓑ	9.850	-	1.136	-	11.189	-
	ⓒ	307.800	-	2.700	-	831.060	-
	ⓓ	0.000	-	3.200	-	0.000	-
소 계		365.159				994.280	
토 압		63.103	207.515	4.200	2.556	265.034	530.340
상재하중		4.463	14.676	4.200	2.556	18.744	37.507
총 계		558.410	222.191			1473.412	567.847

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.200 − 2 x 0.478 = 3.243 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 558.410 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 222.191 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 279.205 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.257 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 558.410 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 62.624 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 341.829 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.538 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 4.200 / 2 − (1473.412 − 567.847) / 558.41 = 0.478 m

B/6 = 4.200 / 6 = 0.700 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.595 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.478 m < B/6 = 0.700 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.200 / 2 − 0.478) = 4.865 m > 4.200 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 558.410 / 4.200 x (1 ± 6 x 0.478 / 4.200)

qmax = 223.804 kN/m² (앞 굽)

qmin = 42.106 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 223.804 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	2.036

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
50.7	10.000	5.400	404.603	144.668	0.522	0.511	0.109
50.8	10.000	5.400	402.652	144.674	0.522	0.511	0.109
50.9	10.000	5.400	400.706	144.675	0.522	0.511	0.109
51.0	10.000	5.400	398.767	144.672	0.522	0.511	0.109
51.1	10.000	5.400	396.832	144.665	0.522	0.511	0.109

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 141.557 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 30.195 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.400 m)

V= 141.557 = 141.557 kN

M= 141.557 x 5.400 / 3 = 254.803 kN/m

중 앙 부 (H= 2.700 m)

V= 35.389 = 35.389 kN

M= 35.389 x 2.700 / 3 = 31.850 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	226.492	56.623
	모멘트	407.685	50.961
LCB2	전단력	141.557	35.389
	모멘트	254.803	31.850

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
226.492	407.685	141.557	254.803	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
56.623	50.961	35.389	31.850	

4.2 기초부

(1) 지반반력

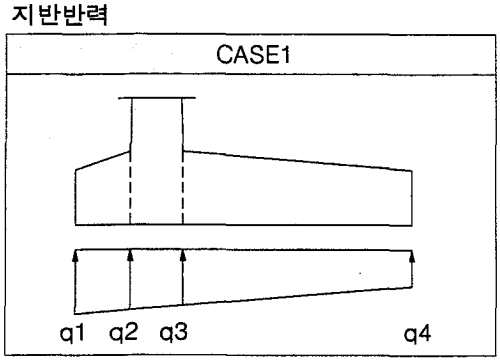
① 외력집계

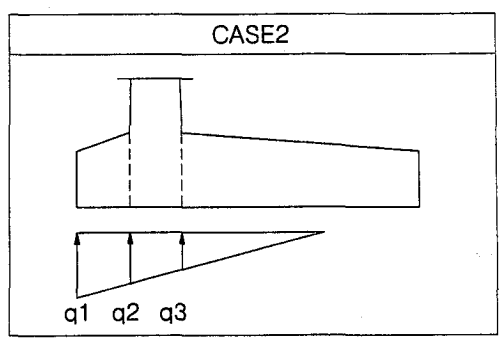
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	125.685	0.000	195.354	0.00
	재토자중	365.159	0.000	994.280	0.00
	토 압	63.103	207.515	265.034	530.340
	상재하중	4.463	14.676	18.744	37.507
	Σ	558.410	222.191	1473.412	567.85

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	697.119	1881.606	908.556	0.704	삼각형 분포
LCB2	558.410	1473.412	567.847	0.478	사다리꼴 분포

③ 지반반력





구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	332.913	285.217	237.522	0.000	0.704	2
LCB2	223.744	197.804	171.865	42.166	0.478	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑥'	0.000	1.000	0.000	
	⑦'	44.100	1.500	66.150	
	⑧'	4.410	1.800	7.938	
소 계		48.510	1.527	74.088	
토사 자중	ⓐ	47.510	1.936	91.978	
	ⓒ	307.800	1.500	461.700	
	ⓓ	0.000	2.000	0.000	
소 계		355.310	1.558	553.678	
계		403.820	1.555	627.766	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 63.103 kN

M = 63.103 x 3.000 = 189.310 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	237.522	0.000	0.996	-356.283	-354.858
LCB2	171.865	42.166	1.197	-321.045	-384.294

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	484.583	-	100.965	-356.283	229.266
	Mu	753.320	-	302.896	-354.858	701.358
LCB2	Vo	403.820	-	63.103	-321.045	145.878
	Mo	627.766	-	189.310	-384.294	432.783

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력	거 리 (m)	Mr (kN·m)	비 고
		V (kN/m)	X	V · X	
구체 자중	④'	0.000	0.200	0.000	
	⑦'	8.820	0.300	2.646	
소 계		8.820	0.300	2.646	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	332.913	285.217	0.308	185.439	57.063
LCB2	223.744	197.804	0.306	126.464	38.718

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-10.584	-	185.439	174.855
	Mu	-3.175	-	57.063	53.887
LCB2	Vo	-8.820	-	126.464	117.644
	Mo	-2.646	-	38.718	36.072

(4) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 62.624 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	164.726	0.450	62.624	14.953

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	23.925	100.199	14.953

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	407.685	226.492	254.803
벽 체 중 앙	50.961	56.623	31.850
뒷 굽	407.685	229.266	254.803
앞 굽	53.887	174.855	36.072
활동방지벽	23.925	100.199	14.953

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	407.685	226.492	254.803

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 2410.715 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 45.214 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.006

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 3096.8 \times 400 \times (520.0 - a / 2)$ = 515.547 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 60.722 ㎜

≥ Mu (407.685 kN.m) [안전률 1.265] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 520.0$ = 318.434 kN

≥ Vu (=226.492kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 172.618 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 130.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.618) - 2.5 x 69.0 = 283.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.618) = = 365.0 mm

Sa = min (283.7 , 365.0) = 283.7 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 283.7 mm) ∴ - O.K -

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	450.0	370.0	80.0	50.961	56.623	31.850

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 409.488 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 7.943 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0042

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (370.0 − a / 2) = 186.797 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 30.361 ㎜

≥ Mu (50.961 kN.m) [안전률 3.666] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 370.0 = 226.578 kN

≥ Vu (=56.623kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 59.876 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 79.4 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.876) − 2.5 x 69.0 = 1142.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.876) = = 1052.2 mm

Sa = min (1,142.7 , 1,052.2 = 1,052.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (≈ 1,052.2 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	407.685	229.266	254.803

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2410.715 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{(0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 45.214 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.006

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (520.0 − a / 2) = 515.547 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (407.685 kN.m) [안전률 1.265] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

≥ Vu (=229.266kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 172.618 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 130.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.618) − 2.5 x 69.0 = 283.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.618) = = 365.0 mm

Sa = min (283.7 , 365.0) = 283.7 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 283.7 mm) ∴ − O.K −

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	600.0	520.0	80.0	53.887	174.855	36.072

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 306.554 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 5.976 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0015

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (520.0 − a / 2) = 138.346 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (53.887 kN.m) [안전률 2.567] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 520.0 = 318.434 kN

≥ Vu (=174.855kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 91.466 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 70.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 91.466) − 2.5 x 72.0 = 681.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 91.466) = = 688.8 mm

Sa = min (681.0 , 688.8) = 681.0 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 681.0 mm) ∴ − O.K −

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	23.925	100.199	14.953

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 236.371 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 4.599 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 794.4 \times 400 \times (300.0 - a / 2)$ = 78.925 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 15.576 ㎜

≥ Mu (23.925 kN.m) [안전률 3.299] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 300.0$ = 183.712 kN

≥ Vu (=100.199kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 66.628 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 - 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.628) - 2.5 x 92.0 = 951.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 66.628) = = 945.5 mm

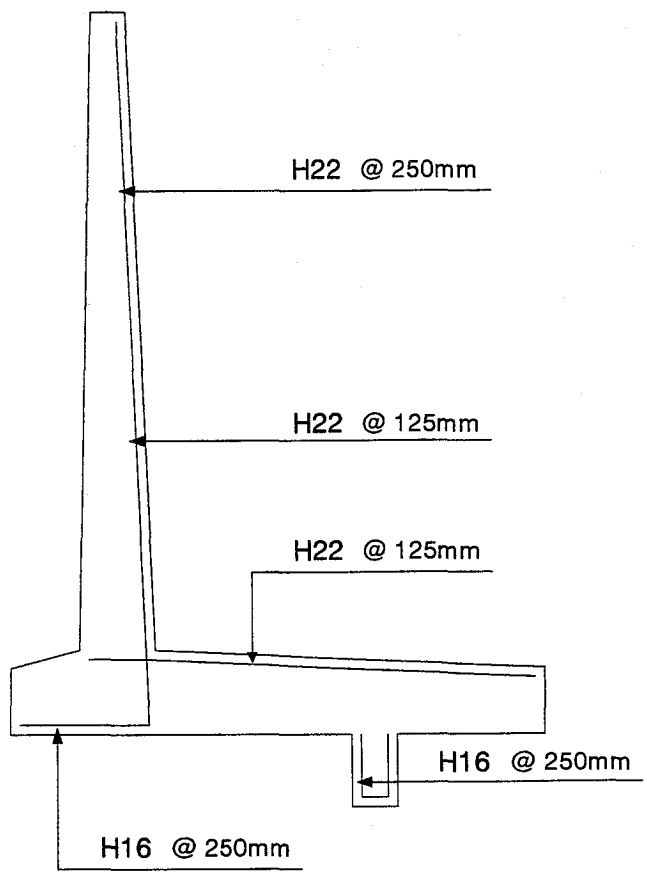
Sa = min (951.9 , 945.5) = 945.5 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 945.5 mm) ∴ - O.K -

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.422	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.338	O.K

7. 주철근 조립도



역T형옹벽(T-106)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 6.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 6.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	6.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

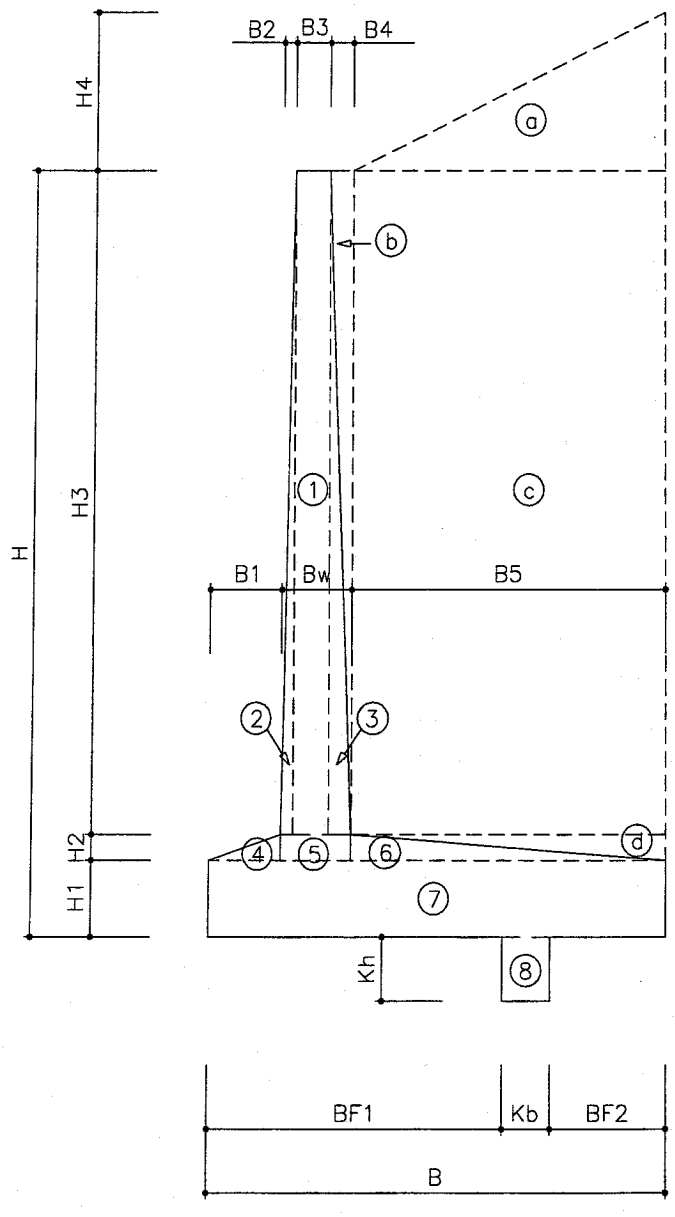
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.600	0.107	0.300	0.243	3.150	4.400	0.650

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.650	0.000	5.350	1.750	6.000	6.000	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
2.800	1.200	0.400	0.600			

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	25.448	2.601

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
49.4	25.358	7.750	863.654	288.430	0.506	0.457	0.217
49.5	25.403	7.750	859.519	288.443	0.506	0.457	0.217
49.6	25.448	7.750	855.396	288.445	0.506	0.457	0.217
49.7	25.493	7.750	851.285	288.437	0.506	0.457	0.217
49.8	25.537	7.750	847.186	288.419	0.506	0.457	0.217

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 260.476 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 123.819 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	5.350 x 0.300 =	1.605	24.50	39.323
	②	5.350 x 0.107 x ½ =	0.286	24.50	7.013
	③	5.350 x 0.243 x ½ =	0.650	24.50	15.926
	④	0.000 x 0.600 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 0.650 =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.000 x 3.150 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑦	0.650 x 4.400 =	2.860	24.50	70.070
	⑧	0.600 x 0.400 =	0.240	24.50	5.880
토사 자중	ⓐ	1.750 x 3.150 x ½ =	2.756	19.00	52.369
	ⓑ	5.350 x 0.243 x ½ =	0.650	19.00	12.350
	ⓒ	5.350 x 3.150 =	16.853	19.00	320.198
	ⓓ	0.000 x 3.150 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상재하중		2.563 =	2.563	10.00	25.629

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	39.323	-	0.857	-	33.699	-
	②	7.013	-	0.671	-	4.708	-
	③	15.926	-	1.088	-	17.327	-
	④	0.000	-	0.400	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	0.925	-	0.000	-
	⑥	0.000	-	2.300	-	0.000	-
	⑦	70.070	-	2.200	-	154.154	-
	⑧	5.880	-	3.000	-	17.640	-
소 계		138.211				227.528	
토사 자중	ⓐ	52.369	-	3.350	-	175.435	-
	ⓑ	12.350	-	1.169	-	14.438	-
	ⓒ	320.198	-	2.825	-	904.558	-
	ⓓ	0.000	-	3.350	-	0.000	-
소 계		384.917				1094.431	
토 압		123.819	260.476	4.400	2.583	544.803	672.896
상재하중		5.562	11.700	4.400	2.583	24.471	30.224
총 계		652.508	272.176			1891.233	703.121

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.400 − 2 x 0.379 = 3.642 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 652.508 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 272.176 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 326.254 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.199 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 652.508 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 88.611 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 414.865 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.524 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 4.400 / 2 − (1891.233 − 703.121) / 652.508 = 0.379 m

B/6 = 4.400 / 6 = 0.733 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.690 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.379 m < B/6 = 0.733 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.400 / 2 − 0.379) = 5.463 m > 4.400 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 652.508 / 4.400 x (1 ± 6 x 0.379 / 4.400)

qmax = 224.972 kN/m² (앞 굽)

qmin = 71.622 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 224.972 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	2.601

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
44.4	10.000	5.350	646.478	160.852	0.592	0.577	0.129
44.5	10.000	5.350	642.122	160.863	0.592	0.577	0.129
44.6	10.000	5.350	637.782	160.863	0.592	0.577	0.129
44.7	10.000	5.350	633.458	160.853	0.592	0.577	0.129
44.8	10.000	5.350	629.148	160.832	0.592	0.577	0.129

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 156.894 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 35.077 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.350 m)

V= 156.894 = 156.894 kN

M= 156.894 x 5.350 / 3 = 279.795 kN/m

중 앙 부 (H= 2.675 m)

V= 39.224 = 39.224 kN

M= 39.224 x 2.675 / 3 = 34.974 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	251.031	62.758
	모멘트	447.672	55.959
LCB2	전단력	156.894	39.224
	모멘트	279.795	34.974

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
251.031	447.672	156.894	279.795	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
62.758	55.959	39.224	34.974	

4.2 기초부

(1) 지반반력

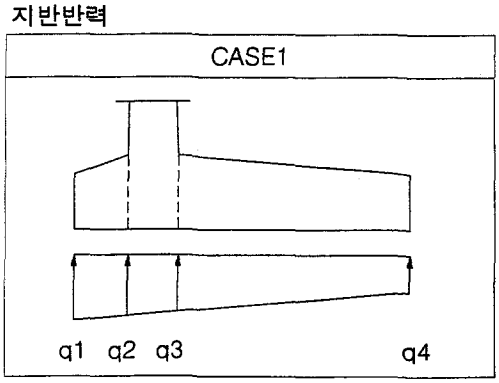
① 외력집계

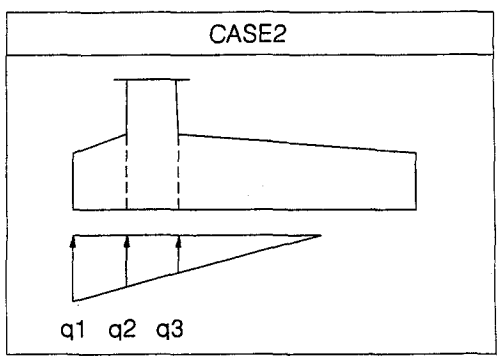
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	138.211	0.000	227.528	0.00
	재토자중	384.917	0.000	1094.431	0.00
	토 압	123.819	260.476	544.803	672.896
	상재하중	5.562	11.700	24.471	30.224
	Σ	652.508	272.176	1891.233	703.12

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	834.761	2497.189	1124.993	0.556	사다리꼴 분포
LCB2	652.508	1891.233	703.121	0.379	사다리꼴 분포

③ 지반반력





구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	333.560	294.330	251.832	45.877	0.556	1
LCB2	224.940	204.037	181.393	71.655	0.379	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑥'	0.000	1.050	0.000	
	⑦'	50.164	1.575	79.008	
	⑧'	5.880	1.750	10.290	
소 계		56.044	1.593	89.298	
토사 자중	ⓐ	52.369	2.019	105.733	
	ⓒ	320.198	1.575	504.311	
	ⓓ	0.000	2.100	0.000	
소 계		372.566	1.637	610.044	
계		428.610	1.632	699.341	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 123.819 kN

M = 123.819 x 3.150 = 390.029 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	251.832	45.877	1.212	-468.892	-568.206
LCB2	181.393	71.655	1.347	-398.550	-536.976

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	514.332	-	198.110	-468.892	243.550
	Mu	839.210	-	624.047	-568.206	895.051
LCB2	Vo	428.610	-	123.819	-398.550	153.879
	Mo	699.341	-	390.029	-536.976	552.395

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력	거 리 (m)	Mr (kN·m)	비 고
		V (kN/m)	X	V · X	
구체 자중	④'	0.000	0.200	0.000	
	⑦'	9.555	0.300	2.867	
소 계		9.555	0.300	2.867	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	333.560	294.330	0.306	188.367	57.687
LCB2	224.940	204.037	0.305	128.693	39.235

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-11.466	-	188.367	176.901
	Mu	-3.440	-	57.687	54.247
LCB2	Vo	-9.555	-	128.693	119.138
	Mo	-2.867	-	39.235	36.369

(4) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 88.611 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	181.766	0.600	88.611	28.628

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	45.805	141.778	28.628

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	447.672	251.031	279.795
벽 체 중 앙	55.959	62.758	34.974
뒷 굽	447.672	243.550	279.795
앞 굽	54.247	176.901	36.369
활동방지벽	45.805	141.778	28.628

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	447.672	251.031	279.795

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2405.542 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 45.293 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0054

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (570.0 − a / 2) = 568.192 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (447.672 kN.m) [안전률 1.269] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 570.0 = 349.052 kN

≥ Vu (=251.031kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 172.315 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 137.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.315) − 2.5 x 69.0 = 284.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.315) = = 365.6 mm

Sa = min (284.5 , 365.6) = 284.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 284.5 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	475.0	395.0	80.0	55.959	62.758	34.974

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 421.025 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 8.170 mm

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0039

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (395.0 − a / 2) = 199.958 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 30.361 mm

≥ Mu (55.959 kN.m) [안전률 3.573] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 395.0 = 241.887 kN

≥ Vu (=62.758kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 61.453 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 82.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.453) − 2.5 x 69.0 = 1109.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 61.453) = = 1025.2 mm

Sa = min (1,109.0 , 1,025.2 = 1,025.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,025.2 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	447.672	243.550	279.795

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2405.542 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 45.293 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0054

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (570.0 − a / 2) = 568.192 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (447.672 kN.m) [안전률 1.269] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 570.0 = 349.052 kN

≥ Vu (=243.550kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 172.315 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 137.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.315) − 2.5 x 69.0 = 284.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.315) = = 365.6 mm

Sa = min (284.5 , 365.6) = 284.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 284.5 mm) ∴ − O.K −

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	54.247	176.901	36.369

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 281.267 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 5.488 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (570.0 − a / 2) = 151.851 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (54.247 kN.m) [안전률 2.799] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 570.0 = 349.052 kN

≥ Vu (=176.901kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 83.964 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 74.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 83.964) − 2.5 x 72.0 = 757.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 83.964) = = 750.3 mm

Sa = min (757.9 , 750.3) = 750.3 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 750.3 mm) ∴ − O.K −

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	45.805	141.778	28.628

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 455.757 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 8.805 mm

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 mm

≥ Mu (45.805 kN.m) [안전률 1.723] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (=141.778kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 127.561 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.561) − 2.5 x 92.0 = 387.4 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 127.561) = = 493.9 mm

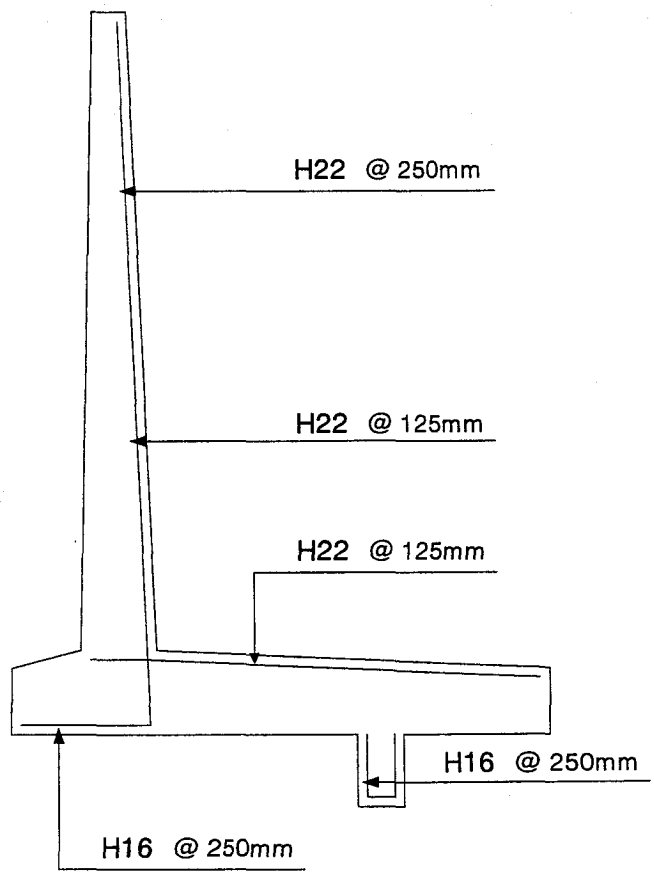
Sa = min (387.4 , 493.9) = 387.4 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 387.4 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.390	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.312	O.K

7. 주철근 조립도



역T형옹벽(T-107)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 12.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 12.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000 m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80
(4)	배면토의 높이	:	12.000 m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

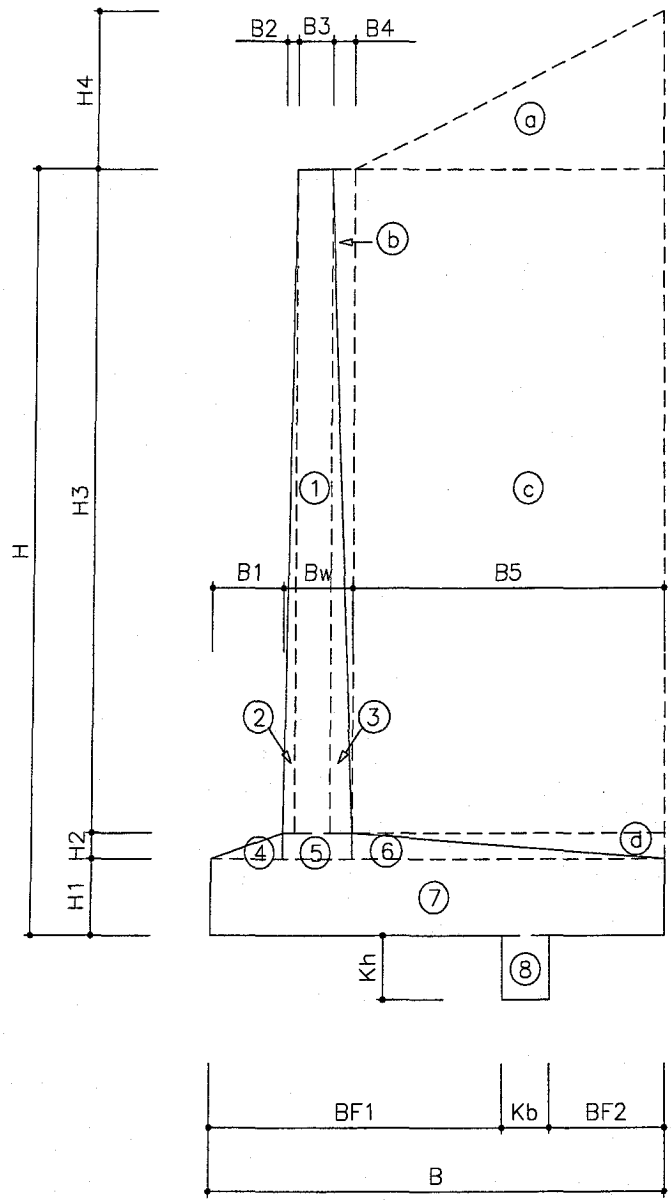
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.600	0.106	0.300	0.294	3.700	5.000	0.700

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.600	0.100	5.300	2.056	6.000	12.000	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
2.950	1.600	0.450	0.800			

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	28.172	3.175

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
42.9	28.086	8.056	1621.448	375.086	0.608	0.536	0.287
43.0	28.129	8.056	1609.877	375.146	0.609	0.536	0.287
43.1	28.172	8.056	1598.348	375.174	0.609	0.536	0.287
43.2	28.215	8.056	1586.863	375.171	0.609	0.536	0.287
43.3	28.259	8.056	1575.420	375.137	0.609	0.536	0.287

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 330.713 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 176.947 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	5.300 x 0.300 =	1.590	24.50	38.955
	②	5.300 x 0.106 x ½ =	0.281	24.50	6.882
	③	5.300 x 0.294 x ½ =	0.779	24.50	19.088
	④	0.100 x 0.600 x ½ =	0.030	24.50	0.735
	⑤	0.100 x 0.700 =	0.070	24.50	1.715
	⑥	0.100 x 3.700 x ½ =	0.185	24.50	4.533
	⑦	0.600 x 5.000 =	3.000	24.50	73.500
	⑧	0.800 x 0.450 =	0.360	24.50	8.820
토사 자중	ⓐ	2.056 x 3.700 x ½ =	3.804	19.00	72.268
	ⓑ	5.300 x 0.294 x ½ =	0.779	19.00	14.803
	ⓒ	5.300 x 3.700 =	19.610	19.00	372.590
	ⓓ	0.100 x 3.700 x ½ =	0.185	19.00	3.515
상재하중		1.336 =	1.336	10.00	13.363

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	38.955	-	0.856	-	33.345	-
	②	6.882	-	0.671	-	4.616	-
	③	19.088	-	1.104	-	21.073	-
	④	0.735	-	0.400	-	0.294	-
	⑤	1.715	-	0.950	-	1.629	-
	⑥	4.533	-	2.533	-	11.482	-
	⑦	73.500	-	2.500	-	183.750	-
	⑧	8.820	-	3.175	-	28.004	-
소 계		154.228				284.193	
토사 자중	ⓐ	72.268	-	3.767	-	272.211	-
	ⓑ	14.803	-	1.202	-	17.793	-
	ⓒ	372.590	-	3.150	-	1173.659	-
	ⓓ	3.515	-	3.767	-	13.240	-
소 계		463.176				1476.902	
토 압		176.947	330.713	5.000	2.685	884.737	888.075
상재하중		3.835	7.168	5.000	2.685	19.176	19.248
총 계		798.187	337.881			2665.009	907.323

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 5.000 − 2 x 0.298 = 4.404 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 798.187 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 337.881 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 399.093 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.181 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 798.187 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 127.236 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 526.330 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.558 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 5.000 / 2 − (2665.009 − 907.323) / 798.187 = 0.298 m

B/6 = 5.000 / 6 = 0.833 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.937 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.298 m < B/6 = 0.833 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (5.000 / 2 − 0.298) = 6.606 m > 5.000 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 798.187 / 5.000 x (1 ± 6 x 0.298 / 5.000)

qmax = 216.705 kN/m² (앞 굽)

qmin = 102.570 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 216.705 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	3.175

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
38.4	10.000	5.300	1139.738	167.076	0.626	0.610	0.143
38.5	10.000	5.300	1126.904	167.123	0.626	0.610	0.143
38.6	10.000	5.300	1114.127	167.134	0.626	0.610	0.143
38.7	10.000	5.300	1101.405	167.109	0.626	0.610	0.143
38.8	10.000	5.300	1088.739	167.048	0.626	0.610	0.143

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 162.782 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 38.160 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.300 m)

V= 162.782 = 162.782 kN

M= 162.782 x 5.300 / 3 = 287.581 kN/m

중 앙 부 (H= 2.650 m)

V= 40.695 = 40.695 kN

M= 40.695 x 2.650 / 3 = 35.948 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	260.450	65.113
	모멘트	460.129	57.516
LCB2	전단력	162.782	40.695
	모멘트	287.581	35.948

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
260.450	460.129	162.782	287.581	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
65.113	57.516	40.695	35.948	

4.2 기초부

(1) 지반반력

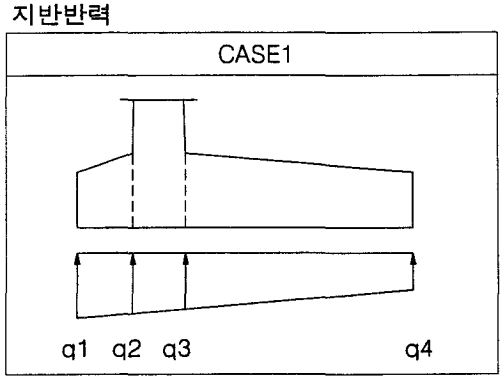
① 외력집계

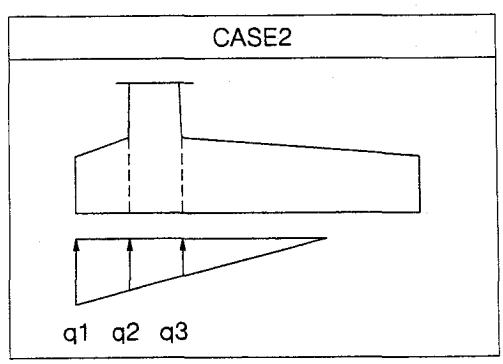
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	154.228	0.000	284.193	0.00
	재토자중	463.176	0.000	1476.902	0.00
	토 압	176.947	330.713	884.737	888.075
	상재하중	3.835	7.168	19.176	19.248
	Σ	798.187	337.881	2665.009	907.32

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	1030.137	3559.576	1451.717	0.454	사다리꼴 분포
LCB2	798.187	2665.009	907.323	0.298	사다리꼴 분포

③ 지반반력





구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	318.271	291.333	259.904	93.784	0.454	1
LCB2	216.724	203.023	187.039	102.551	0.298	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑥'	4.533	1.233	5.590	
	⑦'	54.390	1.850	100.622	
	⑧'	8.820	1.875	16.538	
소 계		67.743	1.812	122.749	
토사 자중	ⓐ	72.268	2.369	171.180	
	ⓒ	372.590	1.850	689.292	
	ⓓ	3.515	2.467	8.670	
소 계		448.373	1.938	869.142	
계		516.116	1.922	991.891	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 176.947 kN

M = 176.947 x 3.700 = 654.706 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	259.904	93.784	1.560	-654.323	-1020.981
LCB2	187.039	102.551	1.670	-535.741	-894.734

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	619.339	-	283.116	-654.323	248.132
	Mu	1190.269	-	1047.529	-1020.981	1216.817
LCB2	Vo	516.116	-	176.947	-535.741	157.322
	Mo	991.891	-	654.706	-894.734	751.862

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력	거 리 (m)	Mr (kN·m)	비 고
		V (kN/m)	X	V · X	
구체 자중	④'	0.735	0.200	0.147	
	⑦'	8.820	0.300	2.646	
소 계		9.555	0.292	2.793	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	318.271	291.333	0.304	182.881	55.672
LCB2	216.724	203.023	0.303	125.924	38.188

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-11.466	-	182.881	171.415
	Mu	-3.352	-	55.672	52.321
LCB2	Vo	-9.555	-	125.924	116.369
	Mo	-2.793	-	38.188	35.395

(4) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 127.236 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	204.487	0.800	127.236	55.742

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	89.187	203.578	55.742

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	460.129	260.450	287.581
벽 체 중 앙	57.516	65.113	35.948
뒷 굽	460.129	248.132	287.581
앞 굽	52.321	171.415	35.395
활동방지벽	89.187	203.578	55.742

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	700.0	620.0	80.0	460.129	260.450	287.581

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2260.810 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 42.800 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.005

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (620.0 − a / 2) = 620.838 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (460.129 kN.m) [안전률 1.349] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 620.0 = 379.671 kN

≥ Vu (=260.450kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 162.321 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 143.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.321) − 2.5 x 69.0 = 312.6 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.321) = = 388.1 mm

Sa = min (312.6 , 388.1) = 312.6 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 312.6 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	57.516	65.113	35.948

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 406.597 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 7.898 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0037

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 1548.4 \times 400 \times (420.0 - a / 2)$ = 213.12 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 30.361 ㎜

≥ Mu (57.516 kN.m) [안전률 3.705] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 420.0$ = 257.196 kN

≥ Vu (=65.113kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 59.285 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 85.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.285) - 2.5 x 69.0 = 1155.8 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.285) = = 1062.7 mm

Sa = min (1,155.8 , 1,062.7 = 1,062.7 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,062.7 mm) ∴ - O.K -

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	700.0	620.0	80.0	460.129	248.132	287.581

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2260.810 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$

−1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 42.800 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.005

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (620.0 − a / 2) = 620.838 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (460.129 kN.m) [안전률 1.349] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 620.0 = 379.671 kN

≥ Vu (=248.132kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 162.321 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 143.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.321) − 2.5 x 69.0 = 312.6 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.321) = = 388.1 mm

Sa = min (312.6 , 388.1) = 312.6 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 312.6 mm) ∴ − O.K −

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	700.0	620.0	80.0	52.321	171.415	35.395

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 249.180 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 4.867 mm

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0013

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (620.0 − a / 2) = 165.356 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 mm

≥ Mu (52.321 kN.m) [안전률 3.160] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 620.0 = 379.671 kN

≥ Vu (=171.415kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 74.996 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 77.7 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 74.996) − 2.5 x 72.0 = 870.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.996) = = 840.0 mm

Sa = min (870.1 , 840.0) = 840.0 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 840.0 mm) ∴ − O.K −

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	450.0	350.0	100.0	89.187	203.578	55.742

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 765.542 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$ −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 14.696 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0033

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (350.0 − a / 2) = 131.996 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 ㎜

≥ Mu (89.187 kN.m) [안전률 1.480] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 350.0 = 214.33 kN

≥ Vu (=203.578kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 148.497 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 67.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 19/2 = 90.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 148.497) − 2.5 x 90.5 = 304.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 148.497) = = 424.3 mm

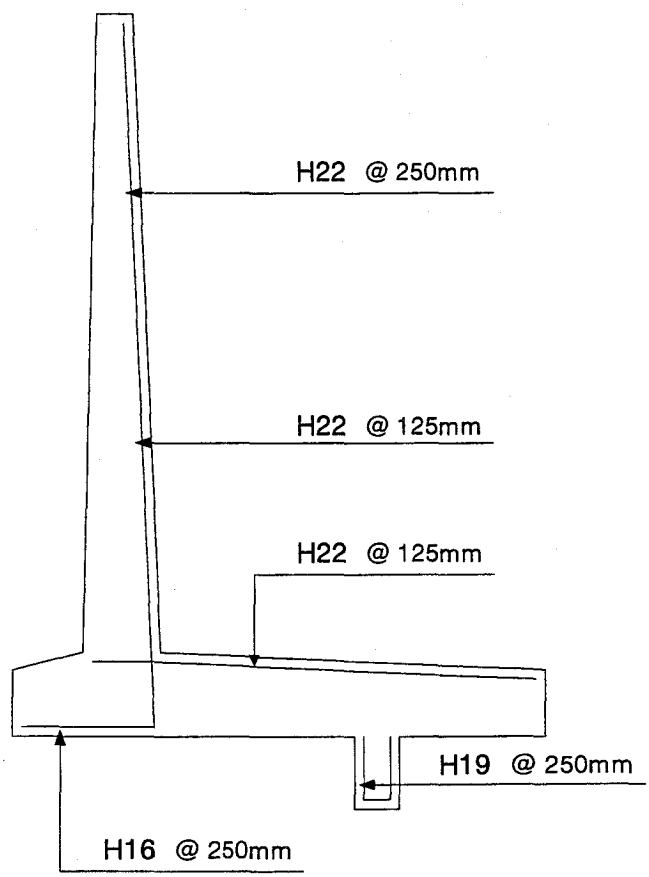
Sa = min (304.1 , 424.3) = 304.1 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 304.1 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.362	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.290	O.K

7. 주철근 조립도



역T형옹벽(T-145)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.50

사면높이(Ho) : 12.00m

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 12.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	12.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

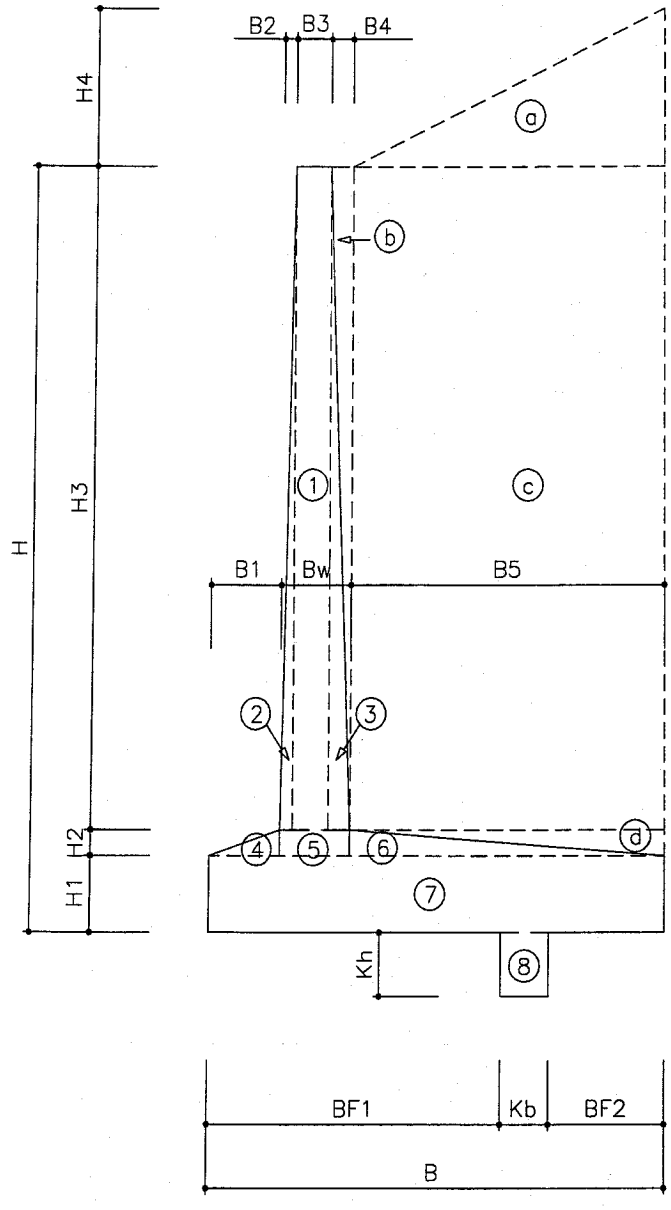
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.600	0.107	0.300	0.243	2.950	4.200	0.650

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.650	0.000	5.350	1.967	6.000	12.000	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
2.700	1.100	0.400	0.550			

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.0	33.690	32.699	2.601

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
47.8	32.604	7.967	1427.932	336.244	0.530	0.446	0.286
47.9	32.652	7.967	1417.644	336.274	0.530	0.446	0.286
48.0	32.699	7.967	1407.389	336.274	0.530	0.446	0.286
48.1	32.747	7.967	1397.166	336.244	0.530	0.446	0.286
48.2	32.794	7.967	1386.974	336.185	0.530	0.446	0.286

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 282.963 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 181.533 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	5.350 x 0.300 =	1.605	24.50	39.323
	②	5.350 x 0.107 x ½ =	0.286	24.50	7.013
	③	5.350 x 0.243 x ½ =	0.650	24.50	15.926
	④	0.000 x 0.600 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 0.650 =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.000 x 2.950 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑦	0.650 x 4.200 =	2.730	24.50	66.885
	⑧	0.550 x 0.400 =	0.220	24.50	5.390
토사 자중	ⓐ	1.967 x 2.950 x ½ =	2.901	20.00	58.027
	ⓑ	5.350 x 0.243 x ½ =	0.650	20.00	13.001
	ⓒ	5.350 x 2.950 =	15.783	20.00	315.650
	ⓓ	0.000 x 2.950 x ½ =	0.000	20.00	0.000
상재하중		1.158 =	1.158	10.00	11.577

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	39.323	-	0.857	-	33.699	-
	②	7.013	-	0.671	-	4.708	-
	③	15.926	-	1.088	-	17.327	-
	④	0.000	-	0.400	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	0.925	-	0.000	-
	⑥	0.000	-	2.233	-	0.000	-
	⑦	66.885	-	2.100	-	140.459	-
	⑧	5.390	-	2.900	-	15.631	-
소 계		134.536				211.824	
토사 자중	ⓐ	58.027	-	3.217	-	186.652	-
	ⓑ	13.001	-	1.169	-	15.198	-
	ⓒ	315.650	-	2.725	-	860.146	-
	ⓓ	0.000	-	3.217	-	0.000	-
소 계		386.677				1061.996	
토 압		181.533	282.963	4.200	2.656	762.439	751.455
상재하중		3.311	5.161	4.200	2.656	13.907	13.706
총 계		706.057	288.124			2050.165	765.162

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.200 − 2 x 0.280 = 3.640 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 706.057 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 288.124 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 353.028 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.225 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 706.057 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 79.665 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 432.693 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.502 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 4.200 / 2 − (2050.165 − 765.162) / 706.057 = 0.280 m

B/6 = 4.200 / 6 = 0.700 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.679 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.280 m < B/6 = 0.700 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.200 / 2 − 0.280) = 5.460 m > 4.200 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 706.057 / 4.200 x (1 ± 6 x 0.280 / 4.200)

qmax = 235.359 kN/m² (앞 굽)

qmin = 100.858 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 235.359 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	2.601

※ ($\delta = 1/3 \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
43.6	11.667	5.350	1014.043	152.380	0.532	0.516	0.131
43.7	11.667	5.350	1003.016	152.436	0.533	0.516	0.131
43.8	11.667	5.350	992.029	152.460	0.533	0.516	0.131
43.9	11.667	5.350	981.082	152.452	0.533	0.516	0.131
44.0	11.667	5.350	970.174	152.412	0.533	0.516	0.131

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 147.692 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 37.495 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 5.350 m)

V= 147.692 = 147.692 kN

M= 147.692 x 5.350 / 3 = 263.384 kN/m

중 앙 부 (H= 2.675 m)

V= 36.923 = 36.923 kN

M= 36.923 x 2.675 / 3 = 32.923 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	236.307	59.077
	모멘트	421.415	52.677
LCB2	전단력	147.692	36.923
	모멘트	263.384	32.923

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
236.307	421.415	147.692	263.384	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
59.077	52.677	36.923	32.923	

4.2 기초부

(1) 지반반력

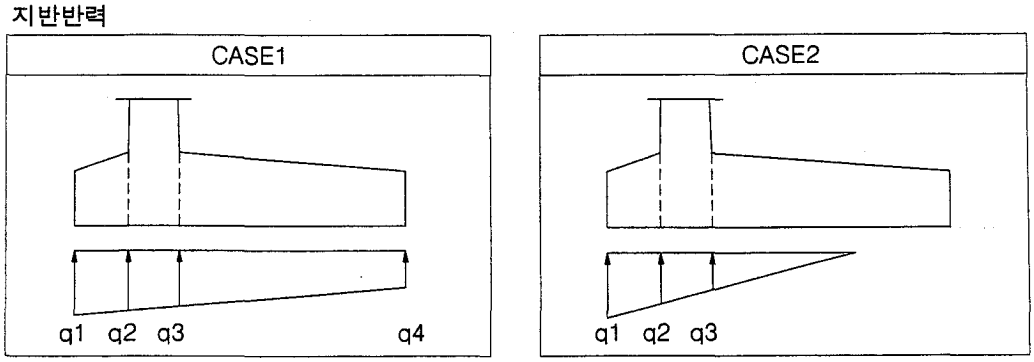
① 외력집계

구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	134.536	0.000	211.824	0.00
	재토자중	386.677	0.000	1061.996	0.00
	토 압	181.533	282.963	762.439	751.455
	상재하중	3.311	5.161	13.907	13.706
	Σ	706.057	288.124	2050.165	765.16

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	921.206	2770.736	1224.259	0.421	사다리꼴 분포
LCB2	706.057	2050.165	765.162	0.280	사다리꼴 분포

③ 지반반력



구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	351.249	313.559	272.729	87.421	0.421	1
LCB2	235.352	216.140	195.326	100.865	0.280	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑥'	0.000	0.983	0.000	
	⑦'	46.979	1.475	69.294	
	⑧'	5.390	1.650	8.894	
소 계		52.369	1.493	78.187	
토사 자중	ⓐ	58.027	1.886	109.419	
	ⓒ	315.650	1.475	465.584	
	ⓓ	0.000	1.967	0.000	
소 계		373.677	1.539	575.002	
계		426.045	1.533	653.190	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 181.533 kN

M = 181.533 x 2.950 = 535.522 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	272.729	87.421	1.222	-531.220	-649.162
LCB2	195.326	100.865	1.318	-436.883	-575.898

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	511.254	-	290.453	-531.220	270.487
	Mu	783.827	-	856.836	-649.162	991.501
LCB2	Vo	426.045	-	181.533	-436.883	170.696
	Mo	653.190	-	535.522	-575.898	612.814

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	0.000	0.200	0.000	
	⑦'	9.555	0.300	2.867	
소 계		9.555	0.300	2.867	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	351.249	313.559	0.306	199.442	60.963
LCB2	235.352	216.140	0.304	135.448	41.211

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-11.466	-	199.442	187.976
	Mu	-3.440	-	60.963	57.524
LCB2	Vo	-9.555	-	135.448	125.893
	Mo	-2.867	-	41.211	38.344

(4) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 79.665 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	176.086	0.550	79.665	23.483

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	37.573	127.463	23.483

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	421.415	236.307	263.384
벽 체 중 앙	52.677	59.077	32.923
뒷 굽	421.415	270.487	263.384
앞 굽	57.524	187.976	38.344
활동방지벽	37.573	127.463	23.483

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	421.415	236.307	263.384

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2258.970 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 42.637 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0054

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 3096.8 \times 400 \times (570.0 - a / 2)$ = 568.192 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (421.415 kN.m) [안전률 1.348] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 570.0$ = 349.052 kN

≥ Vu (=236.307kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 162.208 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 137.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.208) − 2.5 x 69.0 = 313.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.208) = = 388.4 mm

Sa = min (313.0 , 388.4) = 313.0 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 313.0 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	475.0	395.0	80.0	52.677	59.077	32.923

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 396.089 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 7.691 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0039

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (395.0 − a / 2) = 199.958 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 30.361 ㎜

≥ Mu (52.677 kN.m) [안전률 3.796] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 395.0 = 241.887 kN

≥ Vu (=59.077kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 57.848 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 82.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.848) − 2.5 x 69.0 = 1188.8 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 57.848) = = 1089.1 mm

Sa = min (1,188.8 , 1,089.1 = 1,089.1 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,089.1 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	421.415	270.487	263.384

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 2258.970 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 42.637 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0054

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 3096.8 \times 400 \times (570.0 - a / 2)$ = 568.192 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 60.722 ㎜

≥ Mu (421.415 kN.m) [안전률 1.348] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 570.0$ = 349.052 kN

≥ Vu (=270.487kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 162.208 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 137.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.208) - 2.5 x 69.0 = 313.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.208) = = 388.4 mm

Sa = min (313.0 , 388.4) = 313.0 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 313.0 mm) ∴ - O.K -

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	57.524	187.976	38.344

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 298.343 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 5.820 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (570.0 − a / 2) = 151.851 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (57.524 kN.m) [안전률 2.640] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 570.0 = 349.052 kN

≥ Vu (=187.976kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 88.525 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 74.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.525) − 2.5 x 72.0 = 709.6 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.525) = = 711.7 mm

Sa = min (709.6 , 711.7) = 709.6 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 709.6 mm) ∴ − O.K −

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	37.573	127.463	23.483

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 372.851 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 7.223 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (37.573 kN.m) [안전률 2.101] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (=127.463kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 104.636 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.636) − 2.5 x 92.0 = 522.6 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.636) = = 602.1 mm

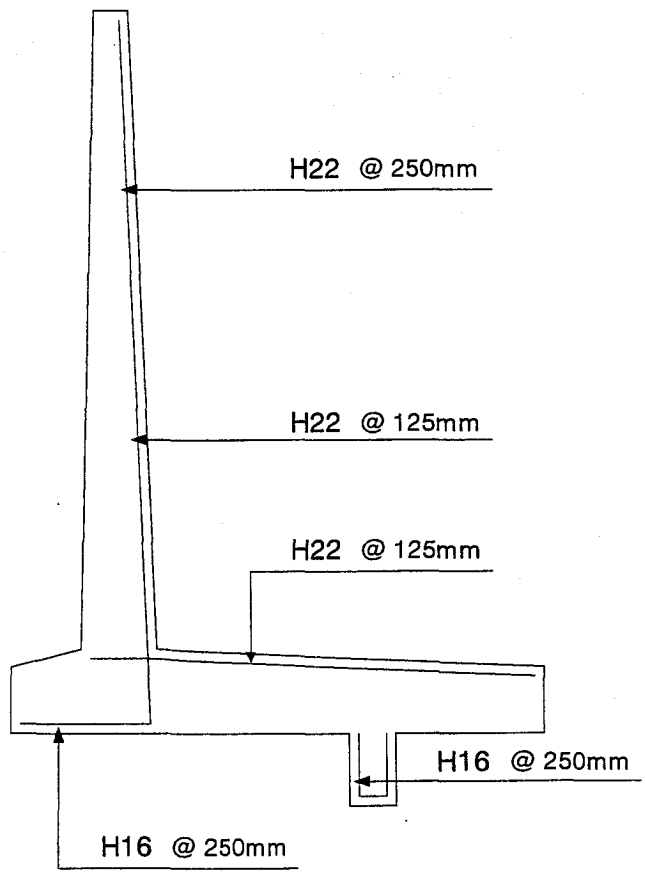
Sa = min (522.6 , 602.1) = 522.6 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 522.6 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.390	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.312	O.K

7. 주철근 조립도



역T형옹벽(T-146)

옹벽높이(H) : 6.00m

사면경사(s) : 1:1.50

사면높이(Ho) : ∞

1. 설 계 조 건 (H=6.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= ∞)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	역 T 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	6.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	∞	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	(1) 상 재 하 중	:	qL =	0.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

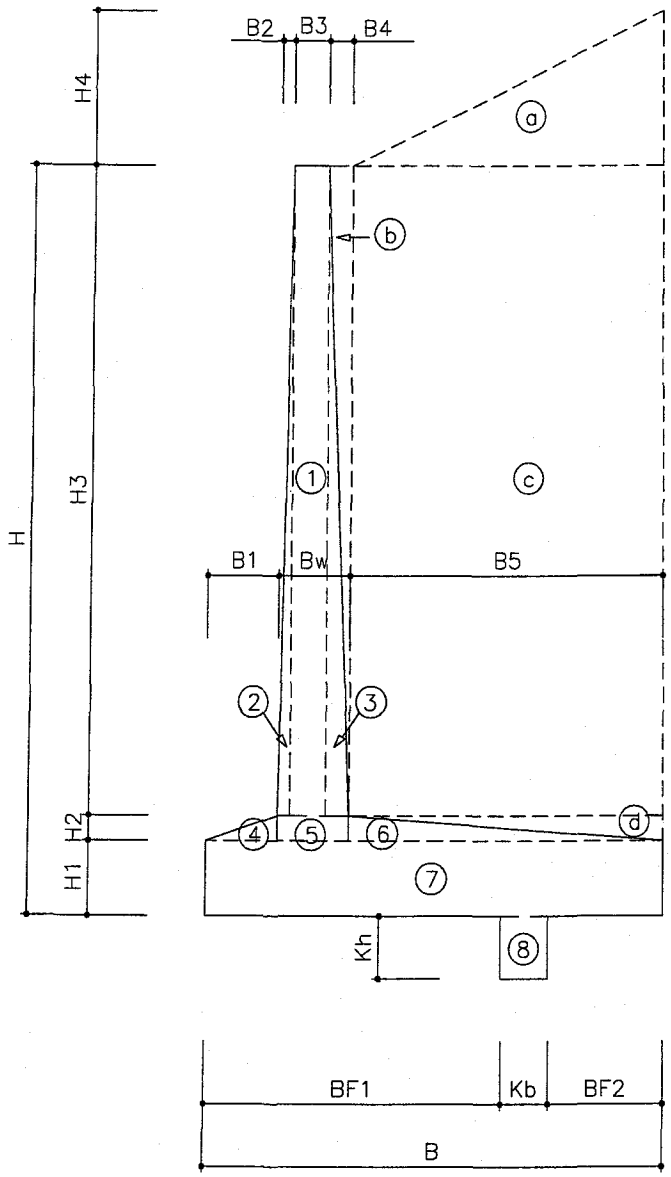
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B5	B	Bw
0.600	0.107	0.300	0.243	3.450	4.700	0.650

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho	
0.650	0.000	5.350	2.300	6.000	∞	

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh			
3.100	1.200	0.400	0.600			

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.0	33.690	33.690	2.601

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
41.5	33.690	8.300	3159.218	402.063	0.584	0.486	0.324
41.6	33.690	8.300	3114.706	402.110	0.584	0.486	0.324
41.7	33.690	8.300	3071.298	402.128	0.584	0.486	0.324
41.8	33.690	8.300	3028.954	402.119	0.584	0.486	0.324
41.9	33.690	8.300	2987.635	402.083	0.584	0.486	0.324

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 334.805 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 223.204 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거			단위중량	하중
구체자중	①	5.350 x 0.300	=	1.605	24.50	39.323
	②	5.350 x 0.107 x ½	=	0.286	24.50	7.013
	③	5.350 x 0.243 x ½	=	0.650	24.50	15.926
	④	0.000 x 0.600 x ½	=	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 0.650	=	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.000 x 3.450 x ½	=	0.000	24.50	0.000
	⑦	0.650 x 4.700	=	3.055	24.50	74.848
	⑧	0.600 x 0.400	=	0.240	24.50	5.880
배면토사자중	ⓐ	2.300 x 3.450 x ½	=	3.968	20.00	79.350
	ⓑ	5.350 x 0.243 x ½	=	0.650	20.00	13.001
	ⓒ	5.350 x 3.450	=	18.458	20.00	369.150
	ⓓ	0.000 x 3.450 x ½	=	0.000	20.00	0.000

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력 V (kN/m)	수평력 H (kN/m)	거 리 (m) X	거 리 (m) Y	MOMENT (kN·m) V·X(Mr)	MOMENT (kN·m) H·Y(Mo)
구체자중	①	39.323	-	0.857	-	33.699	-
	②	7.013	-	0.671	-	4.708	-
	③	15.926	-	1.088	-	17.327	-
	④	0.000	-	0.400	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	0.925	-	0.000	-
	⑥	0.000	-	2.400	-	0.000	-
	⑦	74.848	-	2.350	-	175.892	-
	⑧	5.880	-	3.300	-	19.404	-
소 계		142.988				251.030	
배면토사자중	ⓐ	79.350	-	3.550	-	281.693	-
	ⓑ	13.001	-	1.169	-	15.198	-
	ⓒ	369.150	-	2.975	-	1098.221	-
	ⓓ	0.000	-	3.550	-	0.000	-
소 계		461.501				1395.111	
토 압		223.204	334.805	4.700	2.767	1049.057	926.295
총 계		827.692	334.805			2695.198	926.295

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.700 − 2 x 0.213 = 4.274 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 827.692 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 334.805 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 413.846 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.236 < 1.5 ---- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 827.692 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 88.611 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 502.457 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.501 > 1.5 ---- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 – (ΣMr – ΣMo)/ΣV

= 4.700 / 2 – (2695.198 – 926.295) / 827.692 = 0.213 m

B/6 = 4.700 / 6 = 0.783 > e ---- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.910 > 2.0 ---- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.213 m < B/6 = 0.783 m

x = 3·[B/2 – e] = 3 x (4.700 / 2 – 0.213) = 6.411 m > 4.700 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 827.692 / 4.700 x (1 ± 6 x 0.213 / 4.700)

qmax = 223.990 kN/m² (앞 굽)

qmin = 128.219 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 223.990 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² ---- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	2.601

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
43.0	11.667	5.350	1089.641	152.561	0.533	0.517	0.131
43.1	11.667	5.350	1076.565	152.573	0.533	0.517	0.131
43.2	11.667	5.350	1063.763	152.578	0.533	0.517	0.131
43.3	11.667	5.350	1051.224	152.578	0.533	0.517	0.131
43.4	11.667	5.350	1038.941	152.571	0.533	0.517	0.131

수평 토압 : Pah = 1/2 x kah x γt x H^2 = 147.978 kN/m³

연직 토압 : Pav = 1/2 x kav x γt x H^2 = 37.495 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상 시

하 단 부 (H= 5.350 m)

V= 147.978 = 147.978 KN

M= 147.978 x 5.350 / 3 = 263.895 KN/m

중 앙 부 (H= 2.675 m)

V= 36.995 = 36.995 KN

M= 36.995 x 2.675 / 3 = 32.987 KN/m

(3) 설계단면력

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	236.765	59.191
	모멘트	422.231	52.779
LCB2	전단력	147.978	36.995
	모멘트	263.895	32.987

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
236.765	422.231	147.978	263.895	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
59.191	52.779	36.995	32.987	

4.2 기초부

(1) 지반반력

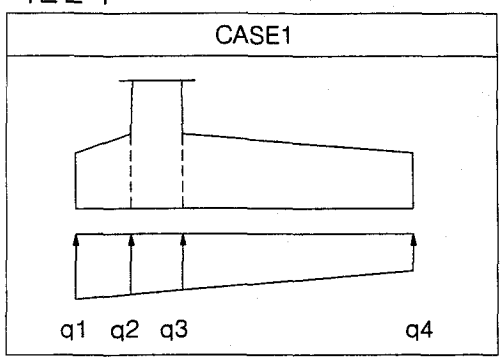
① 외력집계

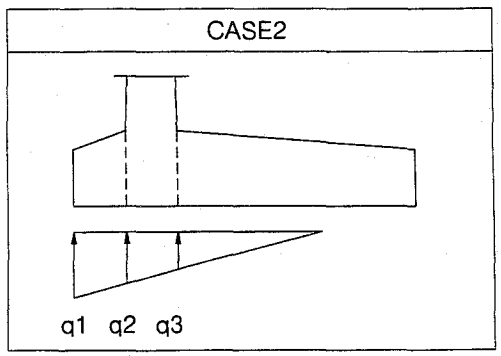
구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
콘크리트	142.988	0.000	251.030	0.00
재토자중	461.501	0.000	1395.111	0.00
토 압	223.204	334.805	1049.057	926.295
Σ	827.692	334.805	2695.198	926.29

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	1082.512	3653.860	1482.072	0.344	사다리꼴 분포
LCB2	827.692	2695.198	926.295	0.213	사다리꼴 분포

③ 지반반력





구 분	q1	q2	q3	q4	e	CASE
LCB1	331.467	305.643	277.666	129.176	0.344	1
LCB2	223.990	211.764	198.519	128.219	0.213	1

(2) 뒷굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력	거 리 (m)	Mr (kN·m)	비 고
		V (kN/m)	X	V · X	
구체자중	⑥'	0.000	1.150	0.000	
	⑦'	54.941	1.725	94.774	
	⑧'	5.880	2.050	12.054	
소 계		60.821	1.756	106.828	
토사자중	ⓐ	79.350	2.219	176.078	
	ⓒ	369.150	1.725	636.784	
	ⓓ	0.000	2.300	0.000	
소 계		448.500	1.812	812.861	
계		509.321	1.806	919.689	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 223.204 kN

M = 223.204 x 3.450 = 770.052 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q3	q4	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	277.666	129.176	1.515	-701.804	-1063.327
LCB2	198.519	128.219	1.601	-563.624	-902.522

※ V = (q4 + q3)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	611.186	-	357.126	-701.804	266.508
	Mu	1103.627	-	1232.084	-1063.327	1272.383
LCB2	Vo	509.321	-	223.204	-563.624	168.901
	Mo	919.689	-	770.052	-902.522	787.219

(3) 앞굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	④'	0.000	0.200	0.000	
	⑦'	9.555	0.300	2.867	
소 계		9.555	0.300	2.867	

② 지반반력

하 중	q1	q2	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	331.467	305.643	0.304	191.133	58.115
LCB2	223.990	211.764	0.303	130.726	39.585

※ V = (q1 + q2)/2 × B1(압굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	H	지반반력	계
LCB1	Vu	-11.466	-	191.133	179.667
	Mu	-3.440	-	58.115	54.675
LCB2	Vo	-9.555	-	130.726	121.171
	Mo	-2.867	-	39.585	36.718

(4) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 88.611 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	181.766	0.600	88.611	28.628

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	45.805	141.778	28.628

4.3 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	422.231	236.765	263.895
벽 체 중 앙	52.779	59.191	32.987
뒷 굽	422.231	266.508	263.895
앞 굽	54.675	179.667	36.718
활동방지벽	45.805	141.778	28.628

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	422.231	236.765	263.895

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2263.519 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 42.720 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0054

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (570.0 − a / 2) = 568.192 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (422.231 kN.m) [안전률 1.346] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 570.0 = 349.052 kN

≥ Vu (=236.765kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 162.522 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 137.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.522) − 2.5 x 69.0 = 312.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.522) = = 387.6 mm

Sa = min (312.0 , 387.6) = 312.0 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 312.0 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	475.0	395.0	80.0	52.779	59.191	32.987

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 396.864 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 7.706 mm

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0039

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (395.0 − a / 2) = 199.958 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 30.361 mm

≥ Mu (52.779 kN.m) [안전률 3.789] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 395.0 = 241.887 kN

≥ Vu (=59.191kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 57.961 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 82.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.961) − 2.5 x 69.0 = 1186.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 57.961) = = 1086.9 mm

Sa = min (1,186.2 , 1,086.9 = 1,086.9 mm

S = 250 mm ≤ Sa (≈ 1,086.9 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	422.231	266.508	263.895

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2263.519 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 42.720 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0054

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (570.0 − a / 2) = 568.192 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (422.231 kN.m) [안전률 1.346] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 570.0 = 349.052 kN

≥ Vu (≒266.508kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 162.522 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 137.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.522) − 2.5 x 69.0 = 312.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.522) = = 387.6 mm

Sa = min (312.0 , 387.6) = 312.0 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 312.0 mm) ∴ − O.K −

5.4 앞 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	650.0	570.0	80.0	54.675	179.667	36.718

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 283.496 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 5.532 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0014

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (570.0 − a / 2) = 151.851 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (54.675 kN.m) [안전률 2.777] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 570.0 = 349.052 kN

≥ Vu (=179.667kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 84.771 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 74.3 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.771) − 2.5 x 72.0 = 749.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 84.771) = = 743.2 mm

Sa = min (749.0 , 743.2) = 743.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 743.2 mm) ∴ − O.K −

5.5 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	45.805	141.778	28.628

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 426.503 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 8.255 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (320.0 − a / 2) = 84.327 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (45.805 kN.m) [안전률 1.841] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=141.778kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 119.375 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 54.4 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 119.375) − 2.5 x 72.0 = 479.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 119.375) = = 527.7 mm

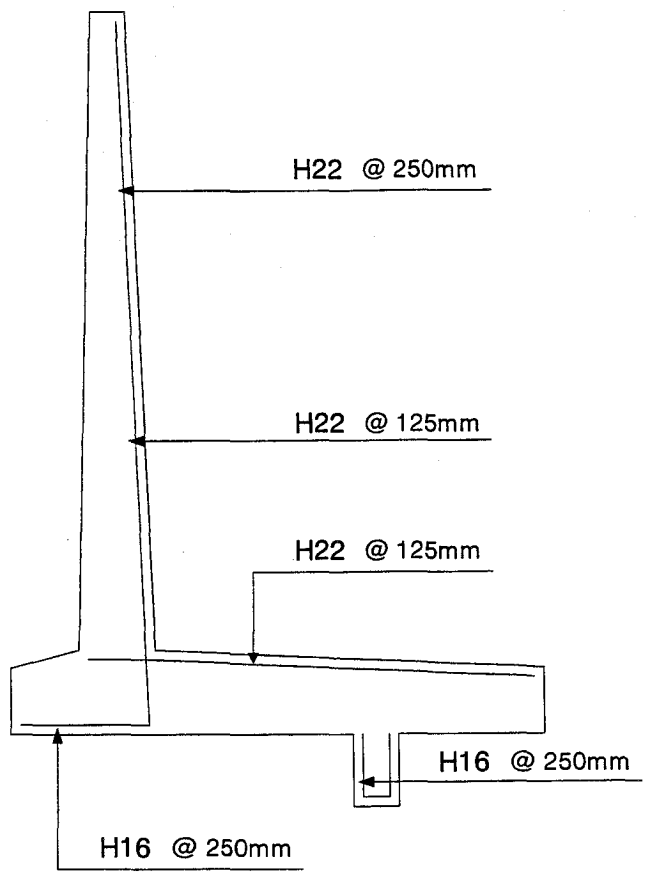
Sa = min (479.7 , 527.7) = 479.7 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 479.7 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.3898	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.3119	O.K

7. 주철근 조립도



Ⅳ. L형 옹벽

빈 면

L형 옹벽 구조계산서 일람표

▨ 지진을 고려하는 경우

사면경사 / 옹벽 높이(H) / 성토고	수평	1 : 1.8				1 : 1.5			
		½H	½H	1.0H	2.0H	½H	½H	1.0H	2.0H
3.0m	L-1	L-12	L-13	L-13	L-14	L-42	L-43	L-43	L-43
3.5m	L-2	L-15	L-16	L-16	L-17	L-44	L-45	L-45	L-45
4.0m	L-3	L-18	L-19	L-19	L-20	L-46	L-47	L-47	L-48
4.5m	L-4	L-21	L-22	L-22	L-23	L-49	L-50	L-50	L-51
5.0m	L-5	L-24	L-25	L-26	L-27	L-52	L-53	L-54	L-55
5.5m	L-6	L-28	L-29	L-29	L-30	L-56	L-57	L-58	L-59
6.0m	L-7	L-31	L-32	L-33	L-34	L-60	L-61	L-62	L-63
6.5m	L-8	L-35	L-36	L-37	L-38	L-64	L-65	L-66	L-67
7.0m	L-9	L-39				L-68	L-69	L-70	
7.5m	L-10	L-40				L-71			
8.0m	L-11	L-41				L-72			

▨ 지진을 고려하지 않는 경우

사면경사 / 옹벽 높이(H) / 성토고	수 평	1 : 1.8					1 : 1.5				
		½H	½H	1.0H	2.0H	∞	½H	½H	1.0H	2.0H	∞
3.0m	L-1	L-12	L-13	L-13	L-73	L-74	L-42	L-102	L-103	L-103	L-104
3.5m	L-2	L-15	L-16	L-16	L-75	L-76	L-44	L-105	L-106	L-106	L-107
4.0m	L-3	L-18	L-77	L-77	L-78	L-79	L-46	L-108	L-109	L-109	L-110
4.5m	L-4	L-21	L-80	L-80	L-81	L-82	L-49	L-111	L-112	L-112	L-113
5.0m	L-5	L-24	L-83	L-83	L-84	L-85	L-52	L-114	L-115	L-115	L-116
5.5m	L-6	L-28	L-86	L-87	L-88	L-89	L-56	L-117	L-118	L-119	L-120
6.0m	L-7	L-31	L-90	L-91	L-92	L-93	L-60	L-121	L-122	L-123	L-124
6.5m	L-8	L-94	L-95	L-96	L-97	L-98	L-64	L-125	L-126	L-127	L-128
7.0m	L-9	L-99					L-129	L-130	L-131		
7.5m	L-10	L-100					L-132				
8.0m	L-11	L-101					L-133				

빈 면

L형옹벽(L-5)

옹벽높이(H) : 5.0m

사면경사(s) : LEVEL

사면높이(Ho) : 0.0m

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= LEVEL , Ho= 0.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	LEVEL	
(4)	배면토의 높이	:	0.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

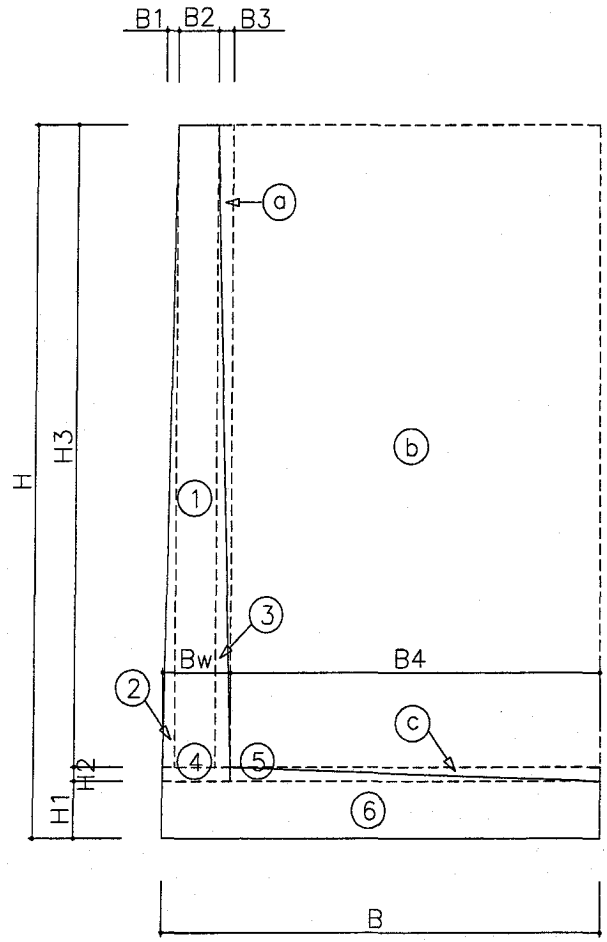
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw	
0.090	0.300	0.110	2.700	3.200	0.500	

- 높 이

H1	H2	H3	H	Ho		
0.500	0.000	4.500	5.000	0.000		

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	0.000	0.000	1.400

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
59.8	0.000	5.000	138.228	79.164	0.333	0.333	0.000
59.9	0.000	5.000	137.674	79.166	0.333	0.333	0.000
60.0	0.000	5.000	137.121	79.167	0.333	0.333	0.000
60.1	0.000	5.000	136.569	79.166	0.333	0.333	0.000
60.2	0.000	5.000	136.018	79.164	0.333	0.333	0.000

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 79.167 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 0.000 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 2.700 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 3.200 =	1.600	24.50	39.200
토사 자중	ⓐ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	19.00	4.703
	ⓑ	4.500 x 2.700 =	12.150	19.00	230.850
	ⓒ	0.000 x 2.700 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상 재 하 중		2.810 =	2.810	10.00	28.100

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.400	-	0.000	-
	⑥	39.200	-	1.600	-	62.720	-
소 계		83.300				73.543	
토사 자중	ⓐ	4.703	-	0.463	-	2.179	-
	ⓑ	230.850	-	1.850	-	427.073	-
	ⓒ	0.000	-	2.300	-	0.000	-
소 계		235.553				429.251	
토 압		0.000	79.167	3.200	1.667	0.000	131.944
상재하중		28.100	16.650	1.795	2.500	50.440	41.625
총 계		346.953	95.817			553.234	173.569

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.200 − 2 x 0.506 = 2.188 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 346.953 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 95.817 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 173.476 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.811 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 3.200 / 2 − (553.234 − 173.569) / 346.953 = 0.506 m

B/6 = 3.200 / 6 = 0.533 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 3.187 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.506 m < B/6 = 0.533 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.200 / 2 − 0.506) = 3.282 m > 3.200 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 346.953 / 3.200 x (1 ± 6 x 0.506 / 3.200)

qmax = 211.289 kN/m² (앞 굽)

qmin = 5.557 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 211.289 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{We}{COS(\omega)}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.0	0.000	0.000	1.400	3.148

여기서, ※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

단 $\beta + \omega \geq \Phi$ 일때 $\delta' = \Phi$ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
57.3	0.000	5.000	152.703	87.083	0.367	0.367	0.000
57.4	0.000	5.000	152.117	87.085	0.367	0.367	0.000
57.5	0.000	5.000	151.533	87.085	0.367	0.367	0.000
57.6	0.000	5.000	150.950	87.085	0.367	0.367	0.000
57.7	0.000	5.000	150.368	87.083	0.367	0.367	0.000

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 87.085 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 0.000 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	83.300				73.543	
배면토	235.553				429.251	
토 압	0.000	87.085	3.200	2.500	0.000	217.714
계	318.853	87.085	1.577	2.500	502.794	217.714

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	33.075	0.055	1.819	2.750	5.003
	②	4.961	0.055	0.273	2.000	0.546
	③	6.064	0.055	0.334	2.000	0.667
	④	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
	⑤	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
	⑥	39.200	0.055	2.156	0.250	0.539
소 계		83.300		4.582	-	6.754
토사 자중	ⓐ	4.703	0.055	0.259	3.500	0.905
	ⓑ	230.850	0.055	12.697	2.750	34.916
	ⓒ	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
소 계		235.553		12.955	-	35.821
계		318.853		17.537	2.428	42.575

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.200 − 2 x 0.839 = = 1.522 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 318.853 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 104.622 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 159.426 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.524 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 3.200 / 2 − (502.794 − (217.714 + 42.575)) / 318.853 = 0.839 m

B/3 = 3.200 / 3 = 1.067 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.932 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.839 m < B/3 = 1.067 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.200 / 2 −0.839) = 2.283 m < 3.200 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

qmax = 279.328 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 279.328 kN/m² < qa = 450.000 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	0.000	10.00	1.400

여기서, ※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
58.2	10.000	4.500	123.980	61.199	0.318	0.312	0.063
58.3	10.000	4.500	123.516	61.200	0.318	0.312	0.063
58.4	10.000	4.500	123.052	61.201	0.318	0.312	0.063
58.5	10.000	4.500	122.590	61.200	0.318	0.312	0.063
58.6	10.000	4.500	122.129	61.199	0.318	0.312	0.063

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 60.021 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 12.120 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{We}{COS(\omega)}$$

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.000	0.000	0.000	1.400	3.148

여기서, ※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
58.0	0.000	4.500	125.101	72.368	0.376	0.376	0.009
58.1	0.000	4.500	124.633	72.369	0.376	0.376	0.009
58.2	0.000	4.500	124.167	72.370	0.376	0.376	0.009
58.3	0.000	4.500	123.702	72.369	0.376	0.376	0.009
58.4	0.000	4.500	123.238	72.367	0.376	0.376	0.009

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 72.333 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 1.731 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 12.312 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	33.075	1.819	2.250	4.093
	②	4.961	0.273	1.500	0.409
	③	6.064	0.334	1.500	0.500
벽체하단		44.100	2.426		5.003
동 토 압			12.312	2.250	27.702
구체 자중	①	16.538	0.910	1.125	1.023
	②	0.124	0.007	0.750	0.005
	③	1.516	0.083	0.750	0.063
벽체중앙		18.177	1.000		1.091
동 토 압			3.078	1.125	3.463

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 60.021 = 60.021 kN

M= 60.021 x 4.500 / 3 = 90.032 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 15.005 = 15.005 kN

M= 15.005 x 2.250 / 3 = 11.254 kN/m

② 상재하중에 의한 벽체 단면력계산

하 단 부 (H= 4.500 m)

Vq= kah x qL x H = 14.040 kN/m

Mq= Ph1 x y = 31.590 kN.m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

Vq= kah x qL x H = 7.020 kN/m

Mq= Ph1 x y = 7.898 kN.m

③ 지진시

하 단 부 (H= 4.500 m)

Ve= 72.333 = 72.333 kN

Me= 72.333 x 4.500 /2 = 162.749 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

Ve= 18.083 = 18.083 kN

Me= 18.083 x 2.250 / 2 = 20.344 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

-벽체하단

구 분		수평토압	상재하중	관성력
LCB1	전단력	96.034	22.464	0.000
	모멘트	144.050	50.544	0.000
LCB2	전단력	96.034	0.000	14.738
	모멘트	144.050	0.000	32.705
LCB3	전단력	60.021	14.040	0.000
	모멘트	90.032	31.590	0.000

-벽체중앙

구 분		수평토압	상재하중	관성력
LCB1	전단력	24.008	11.232	0.000
	모멘트	18.006	12.637	0.000
LCB2	전단력	24.008	0.000	4.078
	모멘트	18.006	0.000	4.554
LCB3	전단력	15.005	7.020	0.000
	모멘트	11.254	7.898	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
118.498	194.594	110.771	176.755	74.061	121.622

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
35.240	30.643	28.086	22.560	22.025	19.152

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

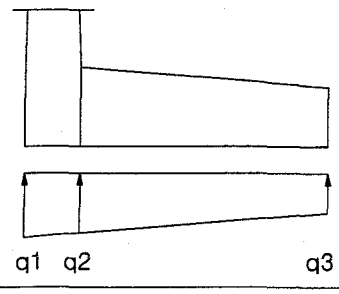
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	83.300	0.000	73.543	0.000
	재토자중	235.553	0.000	429.251	0.000
	토 압	0.000	79.167	0.000	131.944
	상재하중	28.100	16.650	50.440	41.625
	Σ	346.953	95.817	553.234	173.569
지진시	콘크리트	83.300	4.582	73.543	6.754
	재토자중	235.553	12.955	429.251	35.821
	토 압	0.000	79.167	0.000	131.944
	동 토 압	0.000	7.919	0.000	85.769
	Σ	318.853	104.622	502.794	260.29

② 계수하중조합

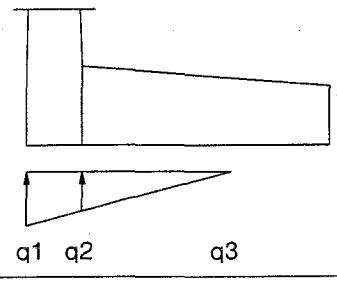
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	427.583	684.056	277.711	0.650	삼각형 분포
LCB2	286.967	452.515	335.198	1.191	삼각형 분포
LCB3	346.953	553.234	173.569	0.506	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	300.058	247.416	-	0.650	2
LCB2	467.754	277.145	-	1.191	2
LCB3	211.289	179.143	5.557	0.506	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	0.900	0.000	
	⑥'	33.075	1.350	44.651	
소 계		33.075	1.350	44.651	
토사 자중	ⓑ	230.850	1.350	311.648	
	ⓒ	0.000	1.800	0.000	
소 계		230.850	1.350	311.648	
계		263.925	1.350	356.299	

② 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	247.416	0.000	0.783	-290.714	-227.726
LCB2	277.145	0.000	0.242	-100.742	-24.413
LCB3	179.143	5.557	0.927	-249.345	-231.161

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

③ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	316.710	43.2000	-	-	-290.714	69.196
	Mu	427.559	58.3200	-	-	-227.726	258.152
LCB2	Vu	237.533	-	-	-	-100.742	136.790
	Mu	320.669	-	-	-	-24.413	296.256
LCB3	Vo	263.925	27.0000	-	-	-249.345	41.580
	Mo	356.299	36.4500	-	-	-231.161	161.587

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	194.594	118.498	121.622
벽 체 중 앙	30.643	35.240	19.152
뒷 굽	194.594	136.790	121.622

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	194.594	118.498	121.622

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 1407.477 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 26.720 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 125.0mm = 1588.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0038

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1588.8 x 400 x (420.0 − a / 2) = 218.466 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 31.153 ㎜

≥ Mu (194.594 kN.m) [안전률 1.123] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=118.498kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 195.64 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 86.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.64) − 2.5 x 72.0 = 222.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 195.640) = = 322.0 mm

Sa = min (222.5 , 322.0) = 222.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 222.5 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	30.643	35.240	19.152

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 284.098 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 5.522 mm

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (320.0 − a / 2) = 84.327 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 mm

≥ Mu (30.643 kN.m) [안전률 2.752] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=35.240kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 79.861 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 54.4 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.861) − 2.5 x 72.0 = 806.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 79.861) = = 788.9 mm

Sa = min (806.1 , 788.9) = 788.9 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 788.9 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	194.594	136.790	121.622

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 1407.477 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 26.720 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 125.0mm = 1588.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0038

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1588.8 x 400 x (420.0 − a / 2) = 218.466 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 31.153 ㎜

≥ Mu (194.594 kN.m) [안전률 1.123] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=136.790kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 195.64 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 86.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.64) − 2.5 x 72.0 = 222.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 195.640) = = 322.0 mm

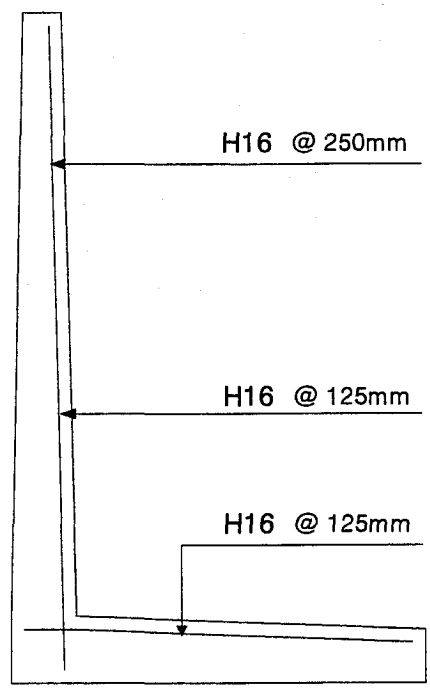
Sa = min (222.5 , 322.0) = 222.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 222.5 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



L형옹벽(L-25)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 2.50m

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 2.500)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	2.500	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

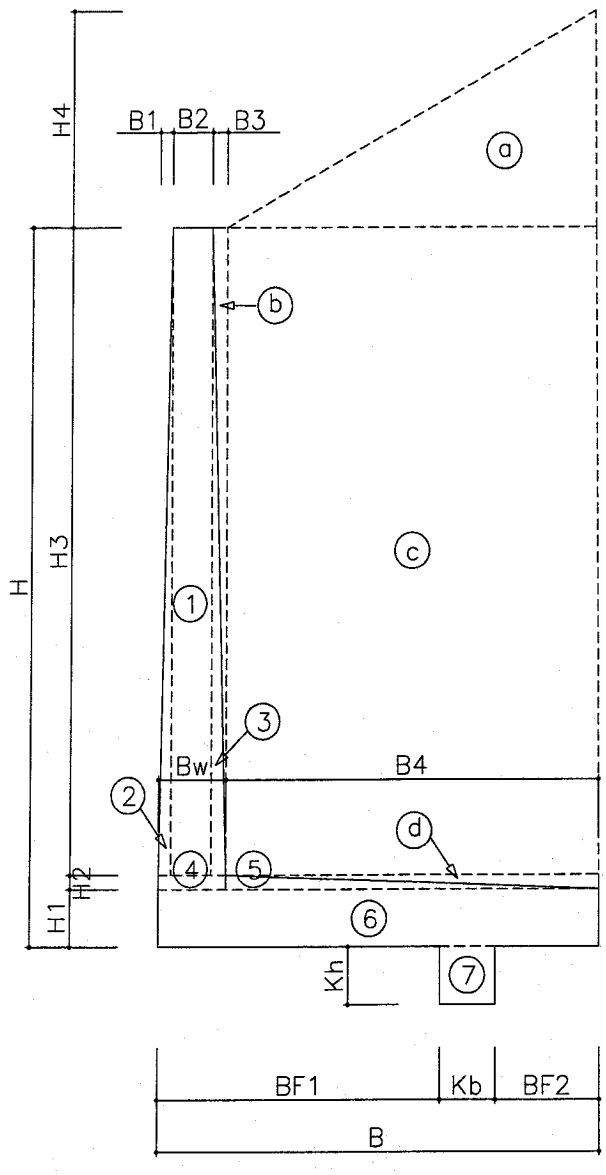
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.090	0.300	0.110	3.400	3.900	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho
0.500	0.000	4.500	1.889	5.000	2.500

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.700	0.800	0.400	0.400		

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	11.291	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
56.0	11.223	6.889	354.057	160.517	0.356	0.349	0.069
56.1	11.257	6.889	352.701	160.524	0.356	0.349	0.069
56.2	11.291	6.889	351.349	160.527	0.356	0.349	0.070
56.3	11.325	6.889	350.000	160.527	0.356	0.349	0.070
56.4	11.359	6.889	348.654	160.523	0.356	0.349	0.070

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 157.438 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 31.560 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 3.400 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 3.900 =	1.950	24.50	47.775
	⑦	0.400 x 0.400 =	0.160	24.50	3.920
토사 자중	ⓐ	1.889 x 3.400 x ½ =	3.211	19.00	61.015
	ⓑ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	19.00	4.703
	ⓒ	4.500 x 3.400 =	15.300	19.00	290.700
	ⓓ	0.000 x 3.400 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상재하중		3.921 =	3.921	10.00	39.210

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력 V (kN/m)	수평력 H (kN/m)	거 리 (m) X	거 리 (m) Y	MOMENT (kN·m) V·X(Mr)	MOMENT (kN·m) H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.633	-	0.000	-
	⑥	47.775	-	1.950	-	93.161	-
	⑦	3.920	-	2.900	-	11.368	-
소 계		95.795				115.352	
토사 자중	ⓐ	61.015	-	2.767	-	168.807	-
	ⓑ	4.703	-	0.463	-	2.179	-
	ⓒ	290.700	-	2.200	-	639.540	-
	ⓓ	0.000	-	2.767	-	0.000	-
소 계		356.417				810.526	
토 압		31.560	157.438	3.900	2.296	123.083	361.531
상재하중		2.745	13.692	3.900	2.296	10.704	31.442
총 계		486.517	171.130			1059.666	392.973

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.900 − 2 x 0.580 = 2.741 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 486.517 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 171.130 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 243.258 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.421 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 486.517 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 54.530 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 297.788 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.740 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo)/\Sigma V$

$= 3.900 / 2 - (1059.666 - 392.973) / 486.517 = 0.580$ m

$B/6 = 3.900 / 6 = 0.650 > e$ ---- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) $= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2.697 > 2.0$ ---- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

$e = 0.580$ m $< B/6 = 0.650$ m

$x = 3 \cdot [B/2 - e] = 3 \times (3.900 / 2 - 0.580) = 4.111$ m > 3.900 m

∴ 사다리꼴 분포.!

$q(max,min) = (\Sigma V / B) \times (1 \pm 6 \cdot e / B)$

$= 486.517 / 3.900 \times (1 \pm 6 \times 0.580 / 3.900)$

qmax = 235.996 kN/m² (앞 굽)

qmin = 13.500 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 235.996 kN/m² < qa = 300 kN/m² ---- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)	
30.0	29.055	14.9	1.400	3.148	※($\omega = \tan^{-1}Kh$) ※($\delta = \beta'$를 적용)

단 $\beta + \omega \geq \Phi$ 일때 $\delta' = \Phi$ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
53.0	14.807	6.889	396.896	176.712	0.392	0.379	0.100
53.1	14.838	6.889	395.433	176.717	0.392	0.379	0.100
53.2	14.869	6.889	393.974	176.720	0.392	0.379	0.101
53.3	14.899	6.889	392.519	176.718	0.392	0.379	0.101
53.4	14.930	6.889	391.068	176.714	0.392	0.379	0.101

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 =$ 170.874 kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 =$ 45.536 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	95.795				115.352	
배 면 토	356.417				810.526	
토 압	45.536	170.874	3.900	3.445	177.591	588.574
계	497.748	170.874	2.217	3.445	1103.470	588.574

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력 H (kN/m)	MOMENT (kN·m) Y	H · Y
구체 자중	①	33.075	0.055	1.819	2.750	5.003
	②	4.961	0.055	0.273	2.000	0.546
	③	6.064	0.055	0.334	2.000	0.667
소 계		44.100		2.426	-	6.215
토사 자중	ⓐ	61.015	0.055	3.356	5.630	18.892
	ⓑ	4.703	0.055	0.259	3.500	0.905
	ⓒ	290.700	0.055	15.989	2.750	43.968
	ⓓ	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
소 계		356.417		19.603	-	63.766
계		400.517		22.028	3.177	69.981

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.900 − 2 x 1.056 = 1.788 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 497.748 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 192.902 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 248.874 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.290 > 1.2 ---- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 3.900 / 2 − (1103.47 − (588.574 + 69.981)) / 497.748 = 1.056 m

B/3 = 3.900 / 3 = 1.300 > e ---- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.676 > 1.5 ---- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 1.056 m < B/3 = 1.300 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.900 / 2 −1.056) = 2.682 m < 3.900 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 497.748 x 2 / 2.682 = 371.177 kN/m²

qmax = 371.177 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 371.177 kN/m² < qa = 450 kN/m² ---- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	1.400

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
50.6	10.000	4.500	280.195	99.869	0.519	0.509	0.103
50.7	10.000	4.500	278.837	99.874	0.519	0.509	0.103
50.8	10.000	4.500	277.482	99.877	0.519	0.509	0.103
50.9	10.000	4.500	276.131	99.876	0.519	0.509	0.103
51.0	10.000	4.500	274.784	99.872	0.519	0.509	0.103

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 97.919 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 19.815 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.000	29.055	0.000	1.400	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
49.0	0.000	4.500	298.230	117.954	0.6131	0.613	0.015
49.1	0.000	4.500	296.803	117.958	0.6132	0.613	0.015
49.2	0.000	4.500	295.381	117.960	0.6132	0.613	0.015
49.3	0.000	4.500	293.963	117.958	0.6132	0.613	0.015
49.4	0.000	4.500	292.550	117.953	0.6131	0.613	0.015

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 117.926 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 2.886 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 20.007 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	33.075	1.819	2.250	4.093
	②	4.961	0.273	1.500	0.409
	③	6.064	0.334	1.500	0.500
벽체하단		44.100	2.426		5.003
동 토 압			20.007	2.250	45.016
구체 자중	①	16.538	0.910	1.125	1.023
	②	0.124	0.007	0.750	0.005
	③	1.516	0.083	0.750	0.063
벽체중앙		18.177	1.000		1.091
동 토 압			5.002	1.125	5.627

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 97.919 = 97.919 kN

M= 97.919 x 4.500 / 3 = 146.878 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 24.480 = 24.480 kN

M= 24.480 x 2.250 / 3 = 18.360 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 4.500 m)

Ve= 117.926 = 117.926 kN

Me= 117.926 x 4.500 /2 = 265.333 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

Ve= 29.481 = 29.481 kN

Me= 29.481 x 2.250 / 2 = 33.167 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단		벽체중앙	
		수평토압	관성력	수평토압	관성력
LCB1	전단력	156.670	0.000	39.168	0.000
	모멘트	235.005	0.000	29.376	0.000
LCB2	전단력	156.670	22.433	39.168	6.001
	모멘트	235.005	50.019	29.376	6.718
LCB3	전단력	97.919	0.000	24.480	0.000
	모멘트	146.878	0.000	18.360	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
156.670	235.005	179.103	285.024	97.919	146.878

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
39.168	29.376	45.169	36.094	24.480	18.360

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

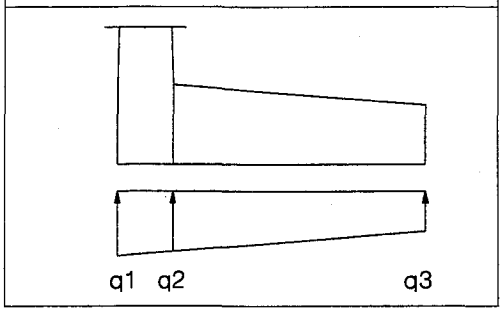
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	95.795	0.000	115.352	0.00
	재토자중	356.417	0.000	810.526	0.00
	토 압	31.560	157.438	123.083	361.531
	상재하중	2.745	13.692	10.704	31.442
	Σ	486.517	171.130	1059.666	392.97
지진시	콘크리트	95.795	2.426	115.352	6.215
	재토자중	356.417	19.603	810.526	63.766
	토 압	31.560	157.438	123.083	361.531
	동 토 압	13.976	13.435	54.508	227.044
	Σ	497.748	192.902	1103.470	658.56

② 계수하중조합

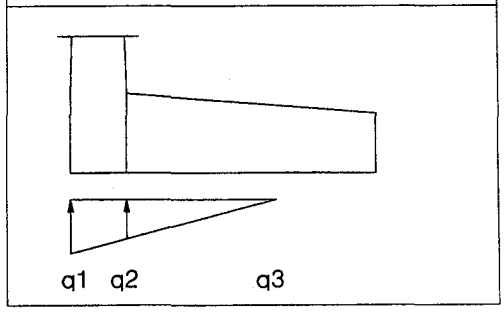
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	597.542	1325.114	628.756	0.785	삼각형 분포
LCB2	471.463	1084.732	868.476	1.491	삼각형 분포
LCB3	486.517	1059.666	392.973	0.580	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	341.941	293.022	0.000	0.785	2
LCB2	684.768	436.123	-	1.491	2
LCB3	236.061	207.519	13.434	0.580	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.133	0.000	
	⑥'	41.650	1.700	70.805	
	⑦'	3.920	2.400	9.408	
소 계		45.570	1.760	80.213	
토사 자중	ⓐ	61.015	2.230	136.063	
	ⓑ	290.700	1.700	494.190	
	ⓒ	0.000	2.267	0.000	
소 계		351.715	1.792	630.253	
계		397.285	1.788	710.466	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 31.560 kN

M = 31.560 x 3.400 = 107.303 kN·m

- 지진시

V = 31.560 + 13.976 = 45.536 kN

M1 = 31.560 x 3.400 = 107.303 kN·m

M2 = 13.976 x 3.400 = 47.520 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	293.022	0.000	0.998	-438.801	-438.070
LCB2	436.123	0.000	0.292	-191.240	-55.906
LCB3	207.519	13.434	1.202	-375.622	-451.588

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	476.742	-	50.496	-	-438.801	88.436
	Mu	852.559	-	171.685	-	-438.070	586.174
LCB2	Vu	357.556	-	50.496	13.976	-191.240	230.788
	Mu	639.419	-	171.685	47.520	-55.906	802.719
LCB3	Vo	397.285	-	31.560	-	-375.622	53.223
	Mo	710.466	-	107.303	-	-451.588	366.181

(3) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

지진시 : Ppe = 25.068 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	159.045	0.400	54.530	11.512

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	18.419	87.248	11.512

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	285.024	179.103	146.878
벽 체 중 앙	36.094	45.169	18.360
뒷 굽	285.024	230.788	146.878
활동방지벽	18.419	87.248	11.512

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	285.024	179.103	146.878

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2093.506 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 39.137 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 ㎜

≥ Mu (285.024 kN.m) [안전률 1.087] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=179.103kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 165.896 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.896) − 2.5 x 70.5 = 298.4 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 165.896) = = 379.8 mm

Sa = min (298.4 , 379.8) = 298.4 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 298.4 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	36.094	45.169	18.360

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 335.149 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 6.505 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm ≒ 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin ≒ 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = *0.0036*

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (320.0 − a / 2) = 120.307 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 ㎜

≥ Mu (36.094 kN.m) [안전률 3.333] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=45.169kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 53.646 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 64.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 53.646) − 2.5 x 70.5 = 1291.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 53.646) = = 1174.4 mm

Sa = min (1,291.7 , 1,174.4 = 1,174.4 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,174.4 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	285.024	230.788	146.878

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 2093.506 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 39.137 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 2292 \times 400 \times (420.0 - a / 2)$ = 309.787 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 44.941 ㎜

≥ Mu (285.024 kN.m) [안전률 1.087] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 420.0$ = 257.196 kN

≥ Vu (=230.788kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 165.896 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.896) - 2.5 x 70.5 = 298.4 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 165.896) = = 379.8 mm

Sa = min (298.4 , 379.8) = 298.4 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 298.4 mm) ∴ - O.K -

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	18.419	87.248	11.512

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 181.650 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 3.541 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (18.419 kN.m) [안전률 4.285] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (=87.248kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 51.295 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.295) − 2.5 x 92.0 = 1305.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.295) = = 1228.2 mm

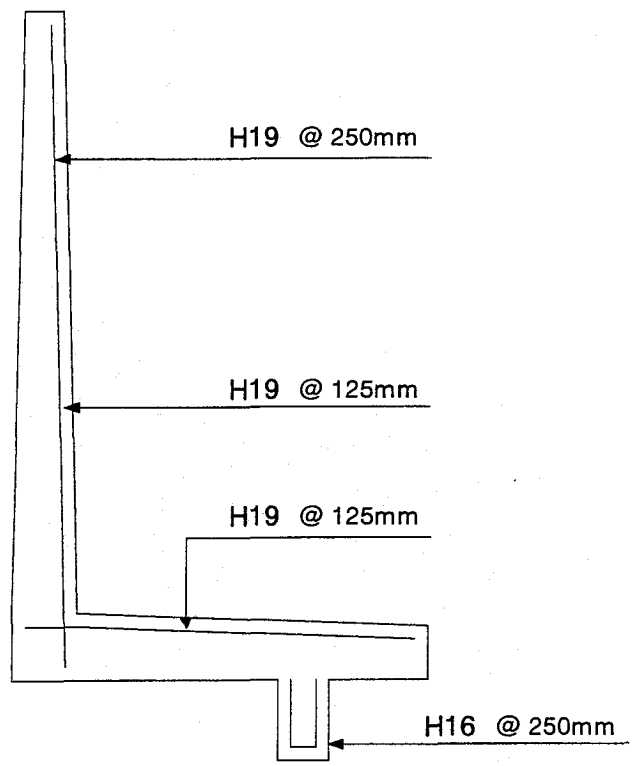
Sa = min (1,305.2 , 1,228.2 = 1,228.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,228.2 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



빈 면

L형옹벽(L-26)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 5.00m

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 5.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	5.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

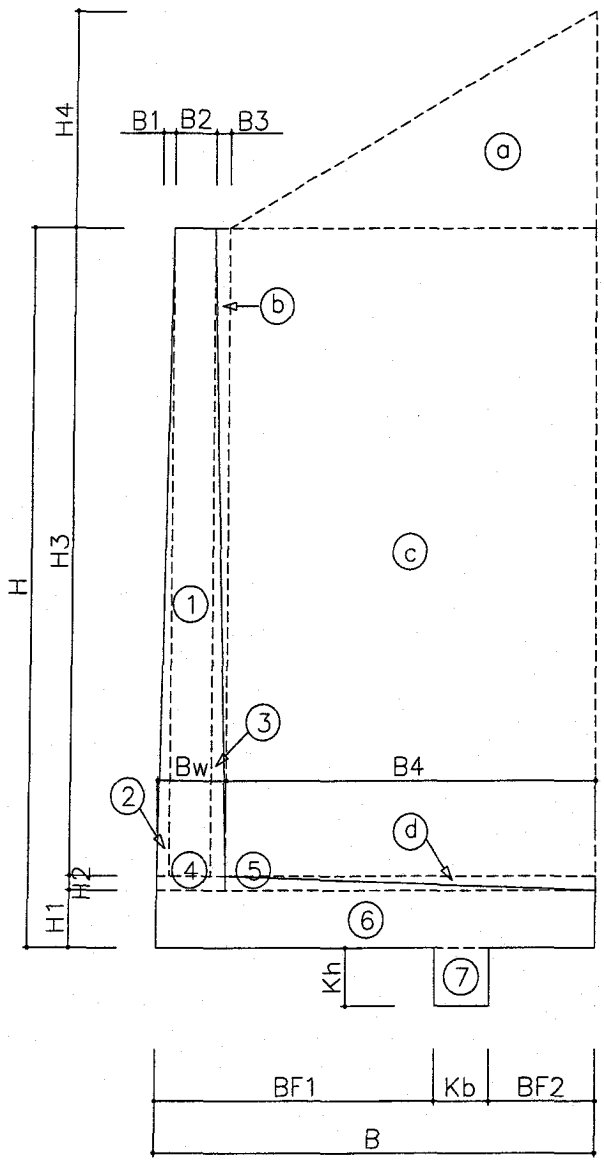
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.090	0.300	0.110	3.400	3.900	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho
0.500	0.000	4.500	1.889	5.000	5.000

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.700	0.800	0.400	0.400		

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
30.0	29.055	24.339	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
50.6	24.248	6.889	614.842	216.766	0.481	0.438	0.197
50.7	24.293	6.889	612.069	216.777	0.481	0.438	0.198
50.8	24.339	6.889	609.304	216.782	0.481	0.438	0.198
50.9	24.384	6.889	606.547	216.779	0.481	0.438	0.198
51.0	24.430	6.889	603.798	216.770	0.481	0.438	0.199

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 197.519 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 89.269 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 3.400 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 3.900 =	1.950	24.50	47.775
	⑦	0.400 x 0.400 =	0.160	24.50	3.920
토사 자중	ⓐ	1.889 x 3.400 x ½ =	3.211	19.00	61.015
	ⓑ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	19.00	4.703
	ⓒ	4.500 x 3.400 =	15.300	19.00	290.700
	ⓓ	0.000 x 3.400 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상재하중		2.556 =	2.556	10.00	25.561

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.633	-	0.000	-
	⑥	47.775	-	1.950	-	93.161	-
	⑦	3.920	-	2.900	-	11.368	-
소 계		95.795				115.352	
토사 자중	ⓐ	61.015	-	2.767	-	168.807	-
	ⓑ	4.703	-	0.463	-	2.179	-
	ⓒ	290.700	-	2.200	-	639.540	-
	ⓓ	0.000	-	2.767	-	0.000	-
소 계		356.417				810.526	
토 압		89.269	197.519	3.900	2.296	348.149	453.570
상재하중		5.061	11.198	3.900	2.296	19.738	25.715
총 계		546.542	208.717			1293.766	479.285

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.900 − 2 x 0.460 = 2.980 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 546.542 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 208.717 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 273.271 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.309 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 546.542 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 54.530 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 327.801 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.571 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo)/\Sigma V$

$= 3.900 / 2 - (1293.766 - 479.285) / 546.542 = 0.460$ m

$B/6 = 3.900 / 6 = 0.650 > e$ --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) $= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2.699 > 2.0$ --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

$e = 0.460$ m $< B/6 = 0.650$ m

$x = 3\cdot[B/2 - e] = 3 \times (3.900 / 2 - 0.460) = 4.471$ m > 3.900 m

∴ 사다리꼴 분포.!

$q(max,min) = (\Sigma V / B) \times (1 \pm 6\cdot e / B)$

$= 546.542 / 3.900 \times (1 \pm 6 \times 0.460 / 3.900)$

$q_{max} = 239.262$ kN/m² (앞 굽)

$q_{min} = 41.016$ kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

$q_{max} = 239.262$ kN/m² $< q_a = 300$ kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.0	29.055	27.6	1.400	3.148

※($\omega = \tan^{-1}Kh$)

※($\delta = \beta'$를 적용)

단 $\beta + \omega \geq \Phi$ 일때 $\delta' = \Phi$ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
47.8	27.535	6.889	696.963	252.819	0.561	0.497	0.259
47.9	27.580	6.889	693.941	252.829	0.561	0.497	0.260
48.0	27.625	6.889	690.930	252.831	0.561	0.497	0.260
48.1	27.669	6.889	687.928	252.827	0.561	0.497	0.260
48.2	27.714	6.889	684.935	252.816	0.561	0.496	0.261

수평토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2 = 224.074$ kN/m³

연직토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2 = 117.222$ kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	95.795				115.352	
배 면 토	356.417				810.526	
토 압	117.222	224.074	3.900	3.445	457.166	771.824
계	569.434	224.074	2.429	3.445	1383.044	771.824

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력 H (kN/m)	MOMENT (kN·m) Y	H · Y
구체 자중	①	33.075	0.055	1.819	2.750	5.003
	②	4.961	0.055	0.273	2.000	0.546
	③	6.064	0.055	0.334	2.000	0.667
소 계		44.100		2.426	-	6.215
토사 자중	ⓐ	61.015	0.055	3.356	5.630	18.892
	ⓑ	4.703	0.055	0.259	3.500	0.905
	ⓒ	290.700	0.055	15.989	2.750	43.968
	ⓓ	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
소 계		356.417		19.603	-	63.766
계		400.517		22.028	3.177	69.981

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.900 − 2 x 1 = 1.900 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 569.434 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 246.103 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 284.717 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.157 < 1.2 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 569.434 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kpe = 2.611

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.00	0.00	11.67	0	3.148

수동토압 Ppe = 25.068 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Ppe = 309.785 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.259 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 3.900 / 2 − (1383.044 − (771.824 + 69.981)) / 569.434 = 1.000 m

B/3 = 3.900 / 3 = 1.300 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.643 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 1.000 m < B/3 = 1.300 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.900 / 2 −1) = 2.850 m < 3.900 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 569.434 x 2 / 2.850 = 399.603 kN/m²

qmax = 399.603 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 399.603 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	1.400

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
44.4	10.000	4.500	452.732	112.744	0.586	0.575	0.116
44.5	10.000	4.500	449.681	112.756	0.586	0.575	0.116
44.6	10.000	4.500	446.640	112.760	0.586	0.575	0.116
44.7	10.000	4.500	443.610	112.757	0.586	0.575	0.116
44.8	10.000	4.500	440.591	112.746	0.586	0.575	0.116

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 110.616 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 22.316 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
30.000	29.055	0.000	1.400	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
42.5	0.000	4.500	508.936	139.891	0.7272	0.727	0.018
42.6	0.000	4.500	505.658	139.903	0.7272	0.727	0.018
42.7	0.000	4.500	502.393	139.909	0.7273	0.727	0.018
42.8	0.000	4.500	499.141	139.907	0.7273	0.727	0.018
42.9	0.000	4.500	495.901	139.897	0.7272	0.727	0.018

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 139.857 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 3.463 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 29.241 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	33.075	1.819	2.250	4.093
	②	4.961	0.273	1.500	0.409
	③	6.064	0.334	1.500	0.500
벽체하단		44.100	2.426		5.003
동 토 압			29.241	2.250	65.792
구체 자중	①	16.538	0.910	1.125	1.023
	②	0.124	0.007	0.750	0.005
	③	1.516	0.083	0.750	0.063
벽체중앙		18.177	1.000		1.091
동 토 압			7.310	1.125	8.224

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 110.616 = 110.616 kN

M= 110.616 x 4.500 / 3 = 165.923 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 27.654 = 27.654 kN

M= 27.654 x 2.250 / 3 = 20.740 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 4.500 m)

Ve= 139.857 = 139.857 kN

Me= 139.857 x 4.500 /2 = 314.677 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

Ve= 34.964 = 34.964 kN

Me= 34.964 x 2.250 / 2 = 39.335 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단		벽체중앙	
		수평토압	관성력	수평토압	관성력
LCB1	전단력	176.985	0.000	44.246	0.000
	모멘트	265.478	0.000	33.185	0.000
LCB2	전단력	176.985	31.667	44.246	8.310
	모멘트	265.478	70.795	33.185	9.315
LCB3	전단력	110.616	0.000	27.654	0.000
	모멘트	165.923	0.000	20.740	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
176.985	265.478	208.652	336.273	110.616	165.923

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
44.246	33.185	52.556	42.500	27.654	20.740

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

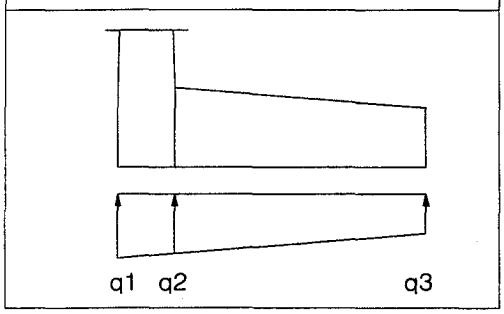
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	95.795	0.000	115.352	0.00
	재토자중	356.417	0.000	810.526	0.00
	토 압	89.269	197.519	348.149	453.570
	상재하중	5.061	11.198	19.738	25.715
	Σ	546.542	208.717	1293.766	479.28
지진시	콘크리트	95.795	2.426	115.352	6.215
	재토자중	356.417	19.603	810.526	63.766
	토 압	89.269	197.519	348.149	453.570
	동 토 압	27.953	26.555	109.017	318.255
	Σ	569.434	246.103	1383.044	841.81

② 계수하중조합

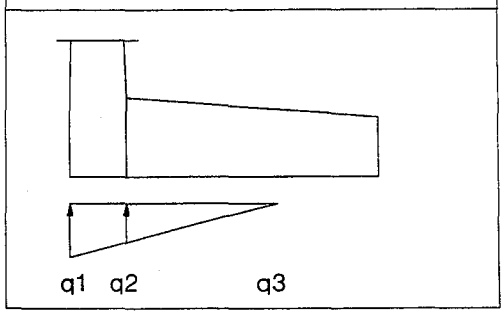
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	693.583	1699.674	766.856	0.605	사다리꼴 분포
LCB2	577.774	1499.346	1106.949	1.271	삼각형 분포
LCB3	546.542	1293.766	479.285	0.460	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	343.371	300.928	12.312	0.605	1
LCB2	567.280	428.036	-	1.271	2
LCB3	239.314	213.885	40.964	0.460	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.133	0.000	
	⑥'	41.650	1.700	70.805	
	⑦'	3.920	2.400	9.408	
소 계		45.570	1.760	80.213	
토사 자중	ⓐ	61.015	2.230	136.063	
	ⓑ	290.700	1.700	494.190	
	ⓒ	0.000	2.267	0.000	
소 계		351.715	1.792	630.253	
계		397.285	1.788	710.466	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 89.269 kN

M = 89.269 x 3.400 = 303.515 kN·m

- 지진시

V = 89.269 + 27.953 = 117.222 kN

M1 = 89.269 x 3.400 = 303.515 kN·m

M2 = 27.953 x 3.400 = 95.040 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	300.928	12.312	1.178	-532.508	-627.231
LCB2	428.036	0.000	0.512	-328.946	-168.530
LCB3	213.885	40.964	1.316	-433.243	-569.932

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	476.742	-	142.831	-	-532.508	87.064
	Mu	852.559	-	485.624	-	-627.231	710.952
LCB2	Vu	357.556	-	142.831	27.953	-328.946	199.394
	Mu	639.419	-	485.624	95.040	-168.530	1051.553
LCB3	Vo	397.285	-	89.269	-	-433.243	53.311
	Mo	710.466	-	303.515	-	-569.932	444.049

(3) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

지진시 : Ppe = 25.068 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	159.045	0.400	54.530	11.512

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	18.419	87.248	11.512

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	336.273	208.652	165.923
벽 체 중 앙	42.500	52.556	20.740
뒷 굽	336.273	199.394	165.923
활동방지벽	18.419	87.248	11.512

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	336.273	208.652	165.923

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 2491.823 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 46.174 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0074

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 3096.8 \times 400 \times (420.0 - a / 2)$ = 410.256 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 60.722 ㎜

≥ Mu (336.273 kN.m) [안전률 1.220] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 420.0$ = 257.196 kN

≥ Vu (=208.652kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 140.381 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 115.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.381) - 2.5 x 69.0 = 388.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.381) = = 448.8 mm

Sa = min (388.5 , 448.8) = 388.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 388.5 mm) ∴ - O.K -

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	42.500	52.556	20.740

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 395.354 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 7.659 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0048

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (320.0 − a / 2) = 160.474 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 30.361 ㎜

≥ Mu (42.500 kN.m) [안전률 3.776] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (≈52.556kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 45.311 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 73.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 45.311) − 2.5 x 69.0 = 1565.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 45.311) = = 1390.4 mm

Sa = min (1,565.5 , 1,390.4 = 1,390.4 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,390.4 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	336.273	199.394	165.923

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2491.823 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 46.174 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0074

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (420.0 − a / 2) = 410.256 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (336.273 kN.m) [안전률 1.220] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=199.394kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 140.381 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 115.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.381) − 2.5 x 69.0 = 388.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.381) = = 448.8 mm

Sa = min (388.5 , 448.8) = 388.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 388.5 mm) ∴ − O.K −

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	18.419	87.248	11.512

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 181.650 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 3.541 mm

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 mm

≥ Mu (18.419 kN.m) [안전률 4.285] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (=87.248kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 51.295 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.295) − 2.5 x 92.0 = 1305.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.295) = = 1228.2 mm

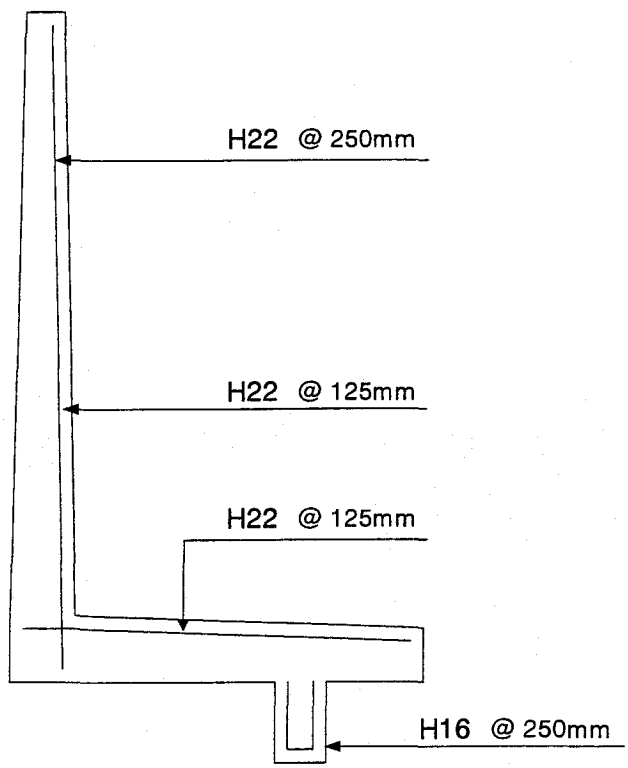
Sa = min (1,305.2 , 1,228.2 = 1,228.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,228.2 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



빈 면

L형옹벽(L-53)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.50

사면높이(Ho) : 2.50m

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 2.500)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	2.500	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

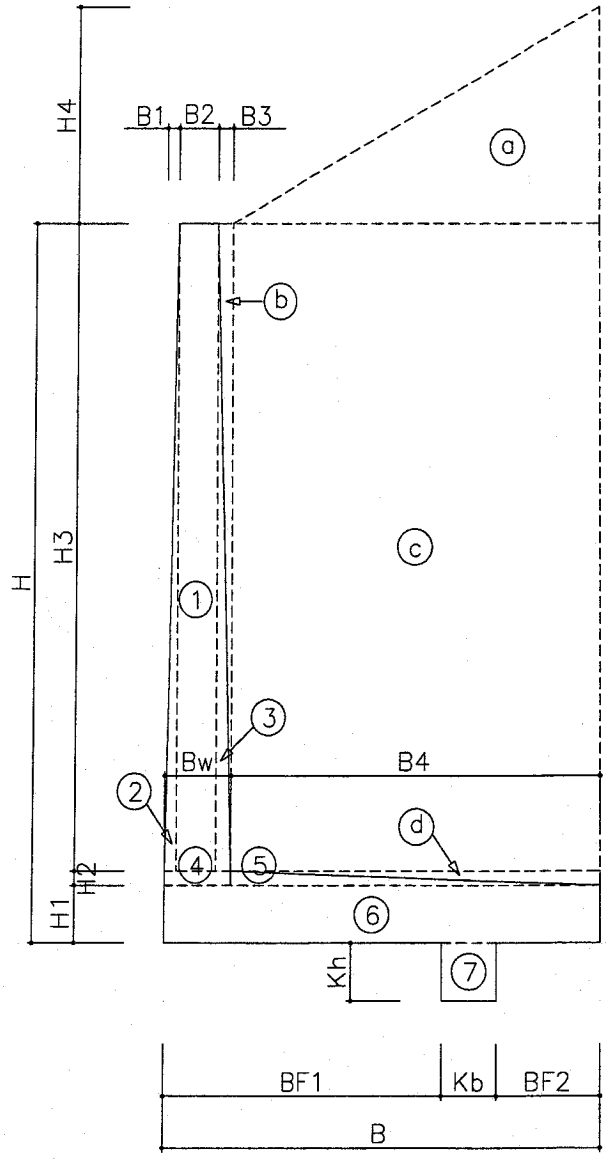
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.090	0.300	0.110	3.400	3.900	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho
0.500	0.000	4.500	2.267	5.000	2.500

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.700	0.800	0.400	0.400		

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.0	33.690	5.859	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
60.6	5.815	7.267	316.138	145.168	0.275	0.274	0.028
60.7	5.837	7.267	314.846	145.172	0.275	0.274	0.028
60.8	5.859	7.267	313.556	145.173	0.275	0.274	0.028
60.9	5.881	7.267	312.269	145.171	0.275	0.274	0.028
61.0	5.903	7.267	310.985	145.165	0.275	0.273	0.028

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 144.433 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 14.787 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 3.400 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 3.900 =	1.950	24.50	47.775
	⑦	0.400 x 0.400 =	0.160	24.50	3.920
토사 자중	ⓐ	2.267 x 3.400 x ½ =	3.854	20.00	77.078
	ⓑ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	20.00	4.950
	ⓒ	4.500 x 3.400 =	15.300	20.00	306.000
	ⓓ	0.000 x 3.400 x ½ =	0.000	20.00	0.000
상재하중		3.842 =	3.842	10.00	38.421

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.633	-	0.000	-
	⑥	47.775	-	1.950	-	93.161	-
	⑦	3.920	-	2.900	-	11.368	-
소 계		95.795				115.352	
토사 자중	ⓐ	77.078	-	2.767	-	213.249	-
	ⓑ	4.950	-	0.463	-	2.294	-
	ⓒ	306.000	-	2.200	-	673.200	-
	ⓓ	0.000	-	2.767	-	0.000	-
소 계		388.028				888.743	
토 압		14.787	144.433	3.900	2.422	57.668	349.866
상재하중		1.076	10.508	3.900	2.422	4.196	25.454
총 계		499.685	154.942			1065.958	375.320

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.900 − 2 x 0.568 = 2.764 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 499.685 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 154.942 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 249.843 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.612 > 1.5 ---- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

= 3.900 / 2 − (1065.958 − 375.32) / 499.685 = 0.568 m

B/6 = 3.900 / 6 = 0.650 > e ---- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.840 > 2.0 ---- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.568 m < B/6 = 0.650 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.900 / 2 − 0.568) = 4.146 m > 3.900 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 499.685 / 3.900 x (1 ± 6 x 0.568 / 3.900)

qmax = 240.057 kN/m² (앞굽)

qmin = 16.192 kN/m² (뒷굽)

안정 판단

qmax = 240.057 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)	
35.0	33.690	9.8	1.400	3.148	※(ω = $\tan^{-1}$Kh)
					※(δ = β'를 적용)

단 β + ω ≥ Φ 일때 δ' = Φ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
57.8	9.797	7.267	353.945	158.946	0.301	0.297	0.051
57.9	9.816	7.267	352.573	158.950	0.301	0.297	0.051
58.0	9.835	7.267	351.205	158.951	0.301	0.297	0.051
58.1	9.854	7.267	349.839	158.948	0.301	0.297	0.052
58.2	9.873	7.267	348.476	158.942	0.301	0.297	0.052

수평토압 : Paeh = 1/2 x kaeh x γt x H^2 = 156.844 kN/m³

연직토압 : Paev = 1/2 x kaev x γt x H^2 = 26.933 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	95.795				115.352	
배 면 토	388.028				888.743	
토 압	26.933	156.844	3.900	3.634	105.038	569.891
계	510.756	156.844	2.172	3.634	1109.132	569.891

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력	MOMENT (kN·m)	
				H (kN/m)	Y	H · Y
구체 자중	①	33.075	0.055	1.819	2.750	5.003
	②	4.961	0.055	0.273	2.000	0.546
	③	6.064	0.055	0.334	2.000	0.667
소 계		44.100		2.426	-	6.215
토사 자중	ⓐ	77.078	0.055	4.239	5.756	24.400
	ⓑ	4.950	0.055	0.272	3.500	0.953
	ⓒ	306.000	0.055	16.830	2.750	46.283
	ⓓ	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
소 계		388.028		21.342	-	71.635
계		432.128		23.767	3.276	77.850

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.900 − 2 x 1.047 = 1.806 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 510.756 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 180.611 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 255.378 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.414 > 1.2 ---- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

② 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 3.900 / 2 − (1109.132 − (569.891 + 77.85)) / 510.756 = 1.047 m

B/3 = 3.900 / 3 = 1.300 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.712 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

③ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 1.047 m < B/3 = 1.300 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (3.900 / 2 −1.047) = 2.709 m < 3.900 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 510.756 x 2 / 2.709 = 377.081 kN/m²

qmax = 377.081 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 377.081 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	1.400

※ ($\delta = \frac{1}{3} \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
54.8	11.667	4.500	256.857	87.611	0.433	0.421	0.098
54.9	11.667	4.500	255.578	87.616	0.433	0.421	0.098
55.0	11.667	4.500	254.301	87.617	0.433	0.421	0.098
55.1	11.667	4.500	253.028	87.615	0.433	0.421	0.098
55.2	11.667	4.500	251.759	87.610	0.433	0.421	0.098

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 85.253 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 19.845 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.000	33.690	0.000	1.400	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
53.3	0.000	4.500	271.895	103.908	0.5131	0.513	0.013
53.4	0.000	4.500	270.564	103.913	0.5132	0.513	0.013
53.5	0.000	4.500	269.237	103.916	0.5132	0.513	0.013
53.6	0.000	4.500	267.913	103.916	0.5132	0.513	0.013
53.7	0.000	4.500	266.593	103.912	0.5131	0.513	0.013

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 103.883 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 2.633 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 18.630 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	33.075	1.819	2.250	4.093
	②	4.961	0.273	1.500	0.409
	③	6.064	0.334	1.500	0.500
벽체하단		44.100	2.426		5.003
동 토 압			18.630	2.250	41.918
구체 자중	①	16.538	0.910	1.125	1.023
	②	0.124	0.007	0.750	0.005
	③	1.516	0.083	0.750	0.063
벽체중앙		18.177	1.000		1.091
동 토 압			4.658	1.125	5.240

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 85.253 = 85.253 kN

M= 85.253 x 4.500 / 3 = 127.879 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 21.313 = 21.313 kN

M= 21.313 x 2.250 / 3 = 15.985 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 4.500 m)

Ve= 103.883 = 103.883 kN

Me= 103.883 x 4.500 /2 = 233.736 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

Ve= 25.971 = 25.971 kN

Me= 25.971 x 2.250 / 2 = 29.217 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단		벽체중앙	
		수평토압	관성력	수평토압	관성력
LCB1	전단력	136.404	0.000	34.101	0.000
	모멘트	204.606	0.000	25.576	0.000
LCB2	전단력	136.404	21.056	34.101	5.657
	모멘트	204.606	46.921	25.576	6.331
LCB3	전단력	85.253	0.000	21.313	0.000
	모멘트	127.879	0.000	15.985	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
136.404	204.606	157.460	251.527	85.253	127.879

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
34.101	25.576	39.758	31.906	21.313	15.985

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

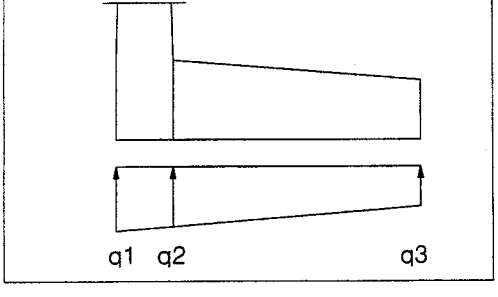
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	95.795	0.000	115.352	0.00
	재토자중	388.028	0.000	888.743	0.00
	토 압	14.787	144.433	57.668	349.866
	상재하중	1.076	10.508	4.196	25.454
	Σ	499.685	154.942	1065.958	375.32
지진시	콘크리트	95.795	2.426	115.352	6.215
	재토자중	388.028	21.342	888.743	71.635
	토 압	14.787	144.433	57.668	349.866
	동 토 압	12.146	12.410	47.370	220.025
	Σ	510.756	180.611	1109.132	647.74

② 계수하중조합

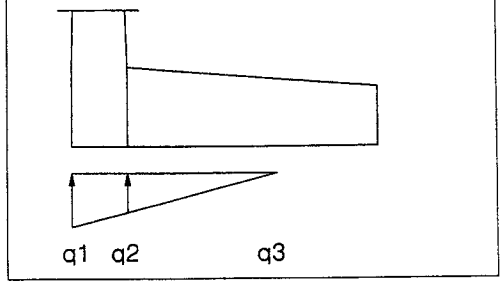
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	605.967	1303.895	600.512	0.789	삼각형 분포
LCB2	471.245	1043.324	849.876	1.539	삼각형 분포
LCB3	499.685	1065.958	375.320	0.568	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	347.957	298.006	0.000	0.789	2
LCB2	764.388	454.417	-	1.539	2
LCB3	240.086	211.378	16.163	0.568	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.133	0.000	
	⑥'	41.650	1.700	70.805	
	⑦'	3.920	2.400	9.408	
소 계		45.570	1.760	80.213	
토사 자중	ⓐ	77.078	2.230	171.884	
	ⓑ	306.000	1.700	520.200	
	ⓒ	0.000	2.267	0.000	
소 계		383.078	1.807	692.084	
계		428.648	1.802	772.297	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 14.787 kN

M = 14.787 x 3.400 = 50.274 kN·m

- 지진시

V = 14.787 + 12.146 = 26.933 kN

M1 = 14.787 x 3.400 = 50.274 kN·m

M2 = 12.146 x 3.400 = 41.297 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	298.006	0.000	0.994	-444.477	-441.958
LCB2	454.417	0.000	0.244	-166.544	-40.692
LCB3	211.378	16.163	1.214	-386.820	-469.537

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	514.378	-	23.659	-	-444.477	93.560
	Mu	926.756	-	80.439	-	-441.958	565.238
LCB2	Vu	385.783	-	23.659	12.146	-166.544	255.044
	Mu	695.067	-	80.439	41.297	-40.692	776.111
LCB3	Vo	428.648	-	14.787	-	-386.820	56.615
	Mo	772.297	-	50.274	-	-469.537	353.034

(3) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

지진시 : Ppe = 25.068 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	159.045	0.400	54.530	11.512

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	18.419	87.248	11.512

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	251.527	157.460	127.879
벽 체 중 앙	31.906	39.758	15.985
뒷 굽	251.527	255.044	127.879
활동방지벽	18.419	87.248	11.512

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	251.527	157.460	127.879

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 1836.916 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$

−1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 34.537 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 ㎜

≥ Mu (251.527 kN.m) [안전률 1.232] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=157.460kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 144.437 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.437) − 2.5 x 70.5 = 369.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.437) = = 436.2 mm

Sa = min (369.0 , 436.2) = 369.0 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 369.0 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	31.906	39.758	15.985

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 295.916 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 5.750 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0036

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (320.0 − a / 2) = 120.307 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 ㎜

≥ Mu (31.906 kN.m) [안전률 3.771] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=39.758kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 46.706 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 64.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 46.706) − 2.5 x 70.5 = 1509.8 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 46.706) = = 1348.9 mm

Sa = min (1,509.8 , 1,348.9 = 1,348.9 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,348.9 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	251.527	255.044	127.879

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 1836.916 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 34.537 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 mm

≥ Mu (251.527 kN.m) [안전률 1.232] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=255.044kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 144.437 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.437) − 2.5 x 70.5 = 369.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.437) = = 436.2 mm

Sa = min (369.0 , 436.2) = 369.0 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 369.0 mm) ∴ − O.K −

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	18.419	87.248	11.512

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 181.650 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 3.541 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 794.4 \times 400 \times (300.0 - a / 2)$ = 78.925 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 15.576 ㎜

≥ Mu (18.419 kN.m) [안전률 4.285] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 300.0$ = 183.712 kN

≥ Vu (=87.248kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 51.295 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.295) − 2.5 x 92.0 = 1305.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.295) = 1228.2 mm

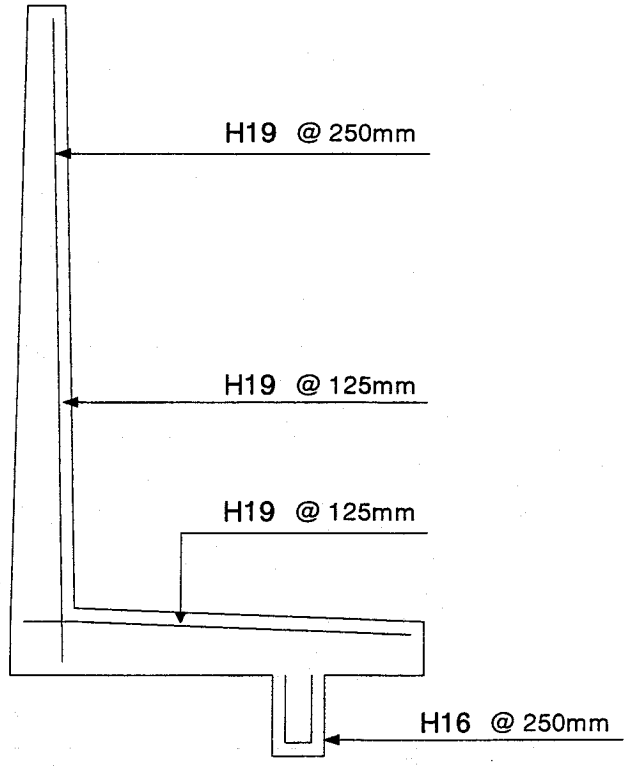
Sa = min (1,305.2 , 1,228.2 = 1,228.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,228.2 mm) ∴ - O.K -

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



빈 면

L형옹벽(L-55)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.50

사면높이(Ho) : 10.00m

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 10.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	10.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²
(2)	설계 수평 진도(2등급)	:	Kh =	0.055	

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

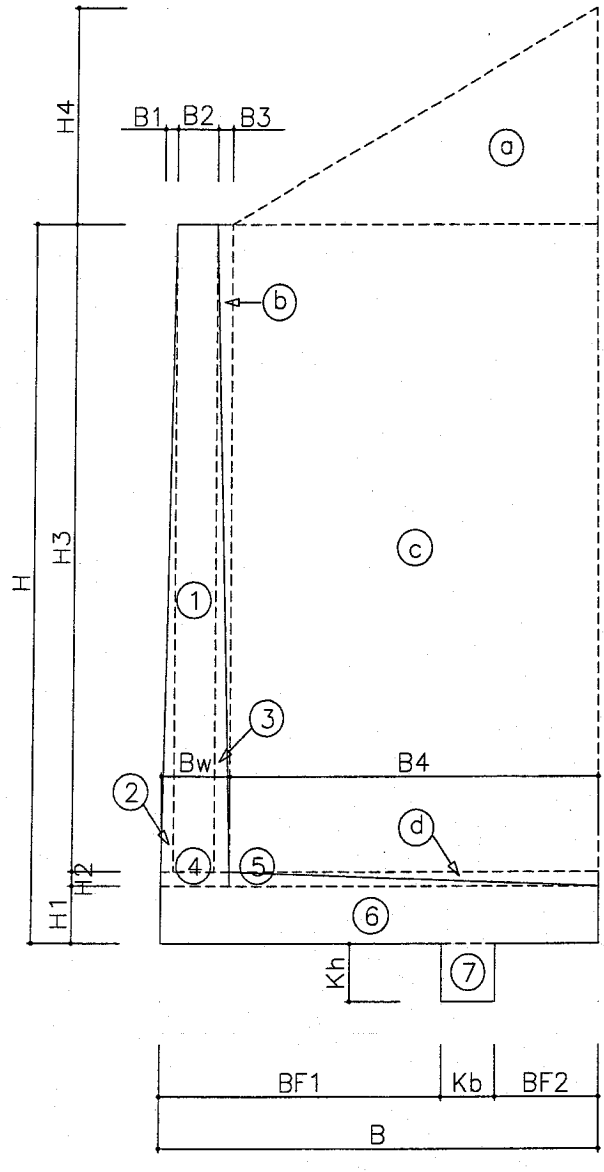
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.090	0.300	0.110	3.500	4.000	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho
0.500	0.000	4.500	2.333	5.000	10.000

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.800	0.800	0.400	0.400		

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.0	33.690	32.192	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
49.2	32.096	7.333	1060.402	273.351	0.508	0.431	0.270
49.3	32.144	7.333	1053.560	273.380	0.508	0.431	0.270
49.4	32.192	7.333	1046.738	273.389	0.508	0.430	0.271
49.5	32.241	7.333	1039.936	273.380	0.508	0.430	0.271
49.6	32.289	7.333	1033.155	273.350	0.508	0.430	0.272

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 231.331 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 145.725 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 3.500 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 4.000 =	2.000	24.50	49.000
	⑦	0.400 x 0.400 =	0.160	24.50	3.920
토사 자중	ⓐ	2.333 x 3.500 x ½ =	4.083	20.00	81.655
	ⓑ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	20.00	4.950
	ⓒ	4.500 x 3.500 =	15.750	20.00	315.000
	ⓓ	0.000 x 3.500 x ½ =	0.000	20.00	0.000
상재하중		1.356 =	1.356	10.00	13.560

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력 V (kN/m)	수평력 H (kN/m)	거 리 (m) X	거 리 (m) Y	MOMENT (kN·m) V·X(Mr)	MOMENT (kN·m) H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.667	-	0.000	-
	⑥	49.000	-	2.000	-	98.000	-
	⑦	3.920	-	3.000	-	11.760	-
소 계		97.020				120.583	
토사 자중	ⓐ	81.655	-	2.833	-	231.356	-
	ⓑ	4.950	-	0.463	-	2.294	-
	ⓒ	315.000	-	2.250	-	708.750	-
	ⓓ	0.000	-	2.833	-	0.000	-
소 계		401.605				942.399	
토 압		145.725	231.331	4.000	2.444	582.898	565.450
상재하중		3.675	5.834	4.000	2.444	14.699	14.259
총 계		648.024	237.165			1660.580	579.709

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.000 − 2 x 0.332 = 3.336 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 648.024 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 237.165 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 324.012 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.366 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 648.024 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 54.530 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 378.542 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.596 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 – (ΣMr – ΣMo)/ΣV

= 4.000 / 2 – (1660.58 – 579.709) / 648.024 = 0.332 m

B/6 = 4.000 / 6 = 0.667 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.865 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.332 m < B/6 = 0.667 m

x = 3·[B/2 – e] = 3 x (4.000 / 2 – 0.332) = 5.004 m > 4.000 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 648.024 / 4.000 x (1 ± 6 x 0.332 / 4.000)

qmax = 242.698 kN/m² (앞 굽)

qmin = 81.314 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 242.698 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

3.2 지 진 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta')} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)	
35.0	33.690	35.0	1.400	3.148	※(δ = Φ를 적용)

※($\omega = \tan^{-1}Kh$)

단 β + ω ≥ Φ 일때 δ' = Φ 로 한다.

α(°)	δ'(°)	H (m)	We (kN/m)	Pae (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
46.2	35.000	7.333	1277.855	346.099	0.644	0.527	0.369
46.3	35.000	7.333	1270.318	346.138	0.644	0.527	0.369
46.4	35.000	7.333	1262.806	346.157	0.644	0.527	0.369
46.5	35.000	7.333	1255.319	346.155	0.644	0.527	0.369
46.6	35.000	7.333	1247.857	346.132	0.644	0.527	0.369

수평토압 : Paeh = 1/2 x kaeh x γt x H^2 = 283.383 kN/m³

연직토압 : Paev = 1/2 x kaev x γt x H^2 = 198.422 kN/m³

(2) 하중계산

하 중	연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
	V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V · X	H · Y
구체자중	97.020				120.583	
배 면 토	401.605				942.399	
토 압	198.422	283.383	4.000	3.667	793.688	1039.024
계	697.047	283.383	2.664	3.667	1856.670	1039.024

(3) 관성력에 대한 O점에서 모멘트

하 중		산 출 근 거	설 계 수평진도	수평력 H (kN/m)	MOMENT (kN·m) Y	H · Y
구체 자중	①	33.075	0.055	1.819	2.750	5.003
	②	4.961	0.055	0.273	2.000	0.546
	③	6.064	0.055	0.334	2.000	0.667
소 계		44.100		2.426	-	6.215
토사 자중	ⓐ	81.655	0.055	4.491	5.778	25.948
	ⓑ	4.950	0.055	0.272	3.500	0.953
	ⓒ	315.000	0.055	17.325	2.750	47.644
	ⓓ	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
소 계		401.605		22.088	-	74.544
계		445.705		24.514	3.294	80.759

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.000 − 2 x 0.943 = 2.114 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 697.047 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 307.897 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 348.523 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.132 < 1.2 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 697.047 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kpe = 2.611

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.00	0.00	11.67	0	3.148

수동토압 Ppe = 25.068 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Ppe = 373.591 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.213 > 1.2 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 − (ΣMr − ΣMo)/ΣV

e = 4.000 / 2 − (1856.67 − (1039.024 + 80.759)) / 697.047 = 0.943 m

B/3 = 4.000 / 3 = 1.333 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 1.658 > 1.5 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.943 m < B/3 = 1.333 m

x = 3·[B/2 − e] = 3 x (4.000 / 2 −0.943) = 3.171 m < 4.000 m

∴ 삼각형 분포.!

qmax = 2·ΣV / X

= 697.047 x 2 / 3.171 = 439.639 kN/m²

qmax = 439.639 kN/m² (앞 굽)

qmin = 0.000 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 439.639 kN/m² < qa = 450 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	1.400

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
43.7	11.667	4.500	705.087	106.962	0.528	0.515	0.119
43.8	11.667	4.500	697.413	106.991	0.528	0.515	0.119
43.9	11.667	4.500	689.767	106.997	0.528	0.515	0.119
44.0	11.667	4.500	682.149	106.981	0.528	0.515	0.119
44.1	11.667	4.500	674.558	106.943	0.528	0.514	0.119

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 104.288 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 24.098 kN/m³

② 지진시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi + \omega)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times \frac{W}{COS(\omega)}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)	ω(°)
35.000	33.690	0.000	1.400	3.148

※ $\omega = \tan^{-1}Kh$

α(°)	δ(°)	H (m)	We (kN/m)	Pa (kN/m)	Kae	Kaeh	Kaev
41.9	0.000	4.500	844.545	148.032	0.7310	0.731	0.018
42.0	0.000	4.500	836.321	148.059	0.7312	0.731	0.018
42.1	0.000	4.500	828.129	148.064	0.7312	0.731	0.018
42.2	0.000	4.500	819.968	148.046	0.7311	0.731	0.018
42.3	0.000	4.500	811.839	148.005	0.7309	0.731	0.018

수평 토압 : $Paeh = 1/2 \times kaeh \times \gamma t \times H^2$ = 148.028 kN/m³

연직 토압 : $Paev = 1/2 \times kaev \times \gamma t \times H^2$ = 3.645 kN/m³

동 토 압 : $Paeh' = 1/2 \times kaeh' \times \gamma t \times H^2$ = 43.740 kN/m³

지진시 벽체 관성력에 의한 단면력

하 중		하 중	수평력	거 리 (m)	Mr (kN·m)
		W (kN)	H (kN/m)	Y	H x Y
구체 자중	①	33.075	1.819	2.250	4.093
	②	4.961	0.273	1.500	0.409
	③	6.064	0.334	1.500	0.500
벽체하단		44.100	2.426		5.003
동 토 압			43.740	2.250	98.415
구체 자중	①	16.538	0.910	1.125	1.023
	②	0.124	0.007	0.750	0.005
	③	1.516	0.083	0.750	0.063
벽체중앙		18.177	1.000		1.091
동 토 압			10.935	1.125	12.302

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 104.288 = 104.288 kN

M= 104.288 x 4.500 / 3 = 156.431 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 26.072 = 26.072 kN

M= 26.072 x 2.250 / 3 = 19.554 kN/m

② 지진시

하 단 부 (H= 4.500 m)

Ve= 148.028 = 148.028 kN

Me= 148.028 x 4.500 /2 = 333.062 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

Ve= 37.007 = 37.007 kN

Me= 37.007 x 2.250 / 2 = 41.633 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단		벽체중앙	
		수평토압	관성력	수평토압	관성력
LCB1	전단력	166.860	0.000	41.715	0.000
	모멘트	250.290	0.000	31.286	0.000
LCB2	전단력	166.860	46.166	41.715	11.935
	모멘트	250.290	103.418	31.286	13.393
LCB3	전단력	104.288	0.000	26.072	0.000
	모멘트	156.431	0.000	19.554	0.000

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
166.860	250.290	213.026	353.708	104.288	156.431

-벽체중앙

LCB1		LCB2		LCB3	
전단력	모멘트	전단력	모멘트	전단력	모멘트
41.715	31.286	53.650	44.679	26.072	19.554

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

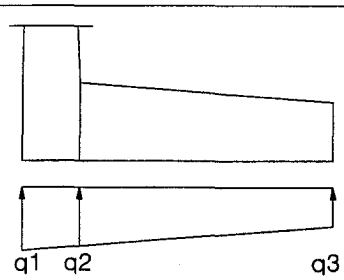
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	97.020	0.000	120.583	0.00
	재토자중	401.605	0.000	942.399	0.00
	토 압	145.725	231.331	582.898	565.450
	상재하중	3.675	5.834	14.699	14.259
	Σ	648.024	237.165	1660.580	579.71
지진시	콘크리트	97.020	2.426	120.583	6.215
	재토자중	401.605	22.088	942.399	74.544
	토 압	145.725	231.331	582.898	565.450
	동 토 압	52.697	52.052	210.790	473.574
	Σ	697.047	307.897	1856.670	1119.78

② 계수하중조합

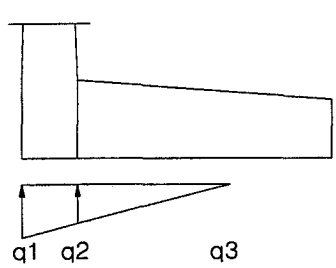
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	837.389	2231.735	927.535	0.443	사다리꼴 분포
LCB2	734.619	2100.111	1450.977	1.116	삼각형 분포
LCB3	648.024	1660.580	579.709	0.332	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	348.458	313.681	70.236	0.443	1
LCB2	554.011	449.560	-	1.116	2
LCB3	242.685	222.515	81.327	0.332	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.167	0.000	
	⑥'	42.875	1.750	75.031	
	⑦'	3.920	2.500	9.800	
소 계		46.795	1.813	84.831	
토사 자중	ⓐ	81.655	2.297	187.534	
	ⓑ	315.000	1.750	551.250	
	ⓒ	0.000	2.333	0.000	
소 계		396.655	1.863	738.784	
계		443.450	1.857	823.616	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 145.725 kN

M = 145.725 x 3.500 = 510.036 kN·m

- 지진시

V = 145.725 + 52.697 = 198.422 kN

M1 = 145.725 x 3.500 = 510.036 kN·m

M2 = 52.697 x 3.500 = 184.441 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	313.681	70.236	1.380	-671.854	-927.228
LCB2	449.560	0.000	0.717	-483.726	-346.993
LCB3	222.515	81.327	1.479	-531.724	-786.388

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9 D + 1.6 H + 1.0 E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	E	지반반력	계
LCB1	Vu	532.140	-	233.159	-	-671.854	93.445
	Mu	988.339	-	816.057	-	-927.228	877.168
LCB2	Vu	399.105	-	233.159	52.697	-483.726	201.235
	Mu	741.254	-	816.057	184.441	-346.993	1394.759
LCB3	Vo	443.450	-	145.725	-	-531.724	57.450
	Mo	823.616	-	510.036	-	-786.388	547.264

(3) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

지진시 : Ppe = 25.068 kN/m ∴ 상시단면력적용

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	159.045	0.400	54.530	11.512

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	18.419	87.248	11.512

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	353.708	213.026	156.431
벽 체 중 앙	44.679	53.650	19.554
뒷 굽	353.708	201.235	156.431
활동방지벽	18.419	87.248	11.512

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	353.708	213.026	156.431

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2628.949 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 48.568 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0074

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (420.0 − a / 2) = 410.256 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (353.708 kN.m) [안전률 1.160] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=213.026kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 132.35 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 115.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.35) − 2.5 x 69.0 = 422.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 132.350) = = 476.0 mm

Sa = min (422.5 , 476.0) = 422.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 422.5 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	44.679	53.650	19.554

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 415.886 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 8.052 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0048

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (320.0 − a / 2) = 160.474 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 30.361 ㎜

≥ Mu (44.679 kN.m) [안전률 3.592] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (≈53.650kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 42.719 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 73.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 42.719) − 2.5 x 69.0 = 1670.9 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 42.719) = = 1474.8 mm

Sa = min (1,670.9 , 1,474.8 = 1,474.8 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,474.8 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	353.708	201.235	156.431

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2628.949 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 48.568 ㎜

② 사용철근량

Use As = H22 @ 125.0mm = 3096.8 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0074

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 3096.8 x 400 x (420.0 − a / 2) = 410.256 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 60.722 ㎜

≥ Mu (353.708 kN.m) [안전률 1.160] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=201.235kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 132.35 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 115.0 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 22/2 = 69.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.35) − 2.5 x 69.0 = 422.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 132.350) = = 476.0 mm

Sa = min (422.5 , 476.0) = 422.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 422.5 mm) ∴ − O.K −

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	18.419	87.248	11.512

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 181.650 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 3.541 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (18.419 kN.m) [안전률 4.285] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (=87.248kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 51.295 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.295) − 2.5 x 92.0 = 1305.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.295) = = 1228.2 mm

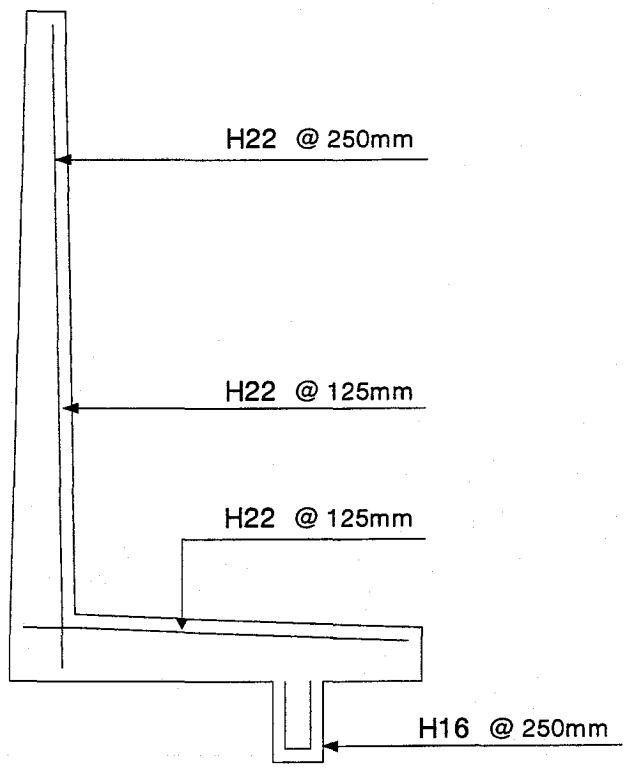
Sa = min (1,305.2 , 1,228.2 = 1,228.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,228.2 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



빈 면

L형옹벽(L-83)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 5.00m

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 5.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	5.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

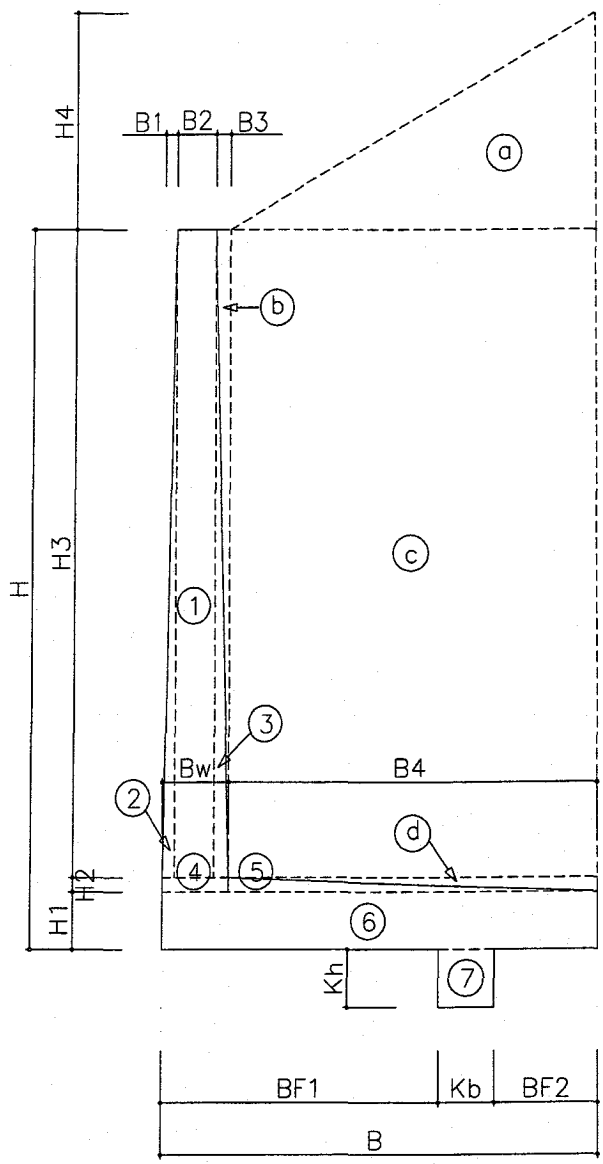
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.090	0.300	0.110	3.300	3.800	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho
0.500	0.000	4.500	1.833	5.000	5.000

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.600	0.800	0.400	0.400		

3. 안 정 검 토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	24.521	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
50.5	24.430	6.833	611.611	214.696	0.484	0.441	0.200
50.6	24.475	6.833	608.830	214.703	0.484	0.441	0.201
50.7	24.521	6.833	606.058	214.703	0.484	0.440	0.201
50.8	24.566	6.833	603.293	214.697	0.484	0.440	0.201
50.9	24.612	6.833	600.536	214.684	0.484	0.440	0.202

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 195.341 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 89.154 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 3.300 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 3.800 =	1.900	24.50	46.550
	⑦	0.400 x 0.400 =	0.160	24.50	3.920
토사 자중	ⓐ	1.833 x 3.300 x ½ =	3.024	19.00	57.465
	ⓑ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	19.00	4.703
	ⓒ	4.500 x 3.300 =	14.850	19.00	282.150
	ⓓ	0.000 x 3.300 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상재하중		2.484 =	2.484	10.00	24.844

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.600	-	0.000	-
	⑥	46.550	-	1.900	-	88.445	-
	⑦	3.920	-	2.800	-	10.976	-
소 계		94.570				110.244	
토사 자중	ⓐ	57.465	-	2.700	-	155.154	-
	ⓑ	4.703	-	0.463	-	2.179	-
	ⓒ	282.150	-	2.150	-	606.623	-
	ⓓ	0.000	-	2.700	-	0.000	-
소 계		344.317				763.956	
토 압		89.154	195.341	3.800	2.278	338.787	444.922
상재하중		4.994	10.941	3.800	2.278	18.976	24.921
총 계		533.035	206.282			1231.962	469.843

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.800 − 2 x 0.470 = 2.860 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 533.035 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 206.282 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 266.518 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.292 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 533.035 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 54.530 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 321.047 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.556 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 – (ΣMr – ΣMo)/ΣV

= 3.800 / 2 – (1231.962 – 469.843) / 533.035 = 0.470 m

B/6 = 3.800 / 6 = 0.633 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.622 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.470 m < B/6 = 0.633 m

x = 3·[B/2 – e] = 3 x (3.800 / 2 – 0.470) = 4.289 m > 3.800 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 533.035 / 3.800 x (1 ± 6 x 0.470 / 3.800)

qmax = 244.419 kN/m² (앞 굽)

qmin = 36.125 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 244.419 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	1.400

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
44.4	10.000	4.500	452.732	112.744	0.586	0.575	0.116
44.5	10.000	4.500	449.681	112.756	0.586	0.575	0.116
44.6	10.000	4.500	446.640	112.760	0.586	0.575	0.116
44.7	10.000	4.500	443.610	112.757	0.586	0.575	0.116
44.8	10.000	4.500	440.591	112.746	0.586	0.575	0.116

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 110.616 kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 22.316 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 110.616 = 110.616 kN

M= 110.616 x 4.500 / 3 = 165.923 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 27.654 = 27.654 kN

M= 27.654 x 2.250 / 3 = 20.740 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	176.985	44.246
	모멘트	265.478	33.185
LCB2	전단력	110.616	27.654
	모멘트	165.923	20.740

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
176.985	265.478	110.616	165.923	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
44.246	33.185	27.654	20.740	

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

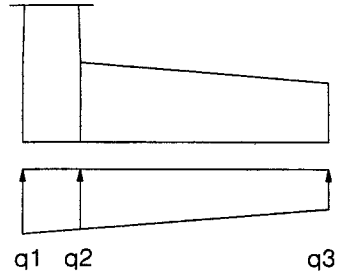
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	94.570	0.000	110.244	0.00
	재토자중	344.317	0.000	763.956	0.00
	토 압	89.154	195.341	338.787	444.922
	상재하중	4.994	10.941	18.976	24.921
	Σ	533.035	206.282	1231.962	469.84

② 계수하중조합

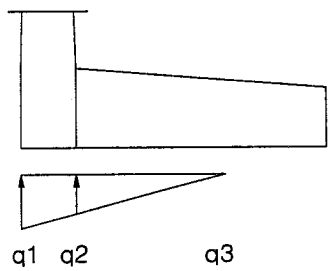
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	677.301	1621.459	751.748	0.616	사다리꼴 분포
LCB2	533.035	1231.962	469.843	0.470	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	351.596	305.975	4.878	0.616	1
LCB2	244.369	216.975	36.176	0.470	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.100	0.000	
	⑥'	40.425	1.650	66.701	
	⑦'	3.920	2.300	9.016	
소 계		44.345	1.707	75.717	
토사 자중	ⓐ	57.465	2.163	124.315	
	ⓑ	282.150	1.650	465.548	
	ⓒ	0.000	2.200	0.000	
소 계		339.615	1.737	589.862	
계		383.960	1.733	665.580	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 89.154 kN

M = 89.154 x 3.300 = 294.209 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	305.975	4.878	1.117	-512.908	-573.053
LCB2	216.975	36.176	1.257	-417.699	-525.127

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	460.751	-	142.647	-512.908	90.490
	Mu	798.696	-	470.735	-573.053	696.378
LCB2	Vo	383.960	-	89.154	-417.699	55.415
	Mo	665.580	-	294.209	-525.127	434.662

(3) 활동방지벽 검토

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	159.045	0.400	54.530	11.512

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	18.419	87.248	11.512

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	265.478	176.985	165.923
벽 체 중 앙	33.185	44.246	20.740
뒷 굽	265.478	90.490	165.923
활동방지벽	18.419	87.248	11.512

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	265.478	176.985	165.923

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 1943.423 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 36.453 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 2292 \times 400 \times (420.0 - a / 2)$ = 309.787 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 44.941 mm

≥ Mu (265.478 kN.m) [안전률 1.167] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 420.0$ = 257.196 kN

≥ Vu (=176.985kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 187.408 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 19/2 = 70.5 mm

$S1 = 375 \times (210 / fs) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 187.408) - 2.5 \times 70.5$ = 244.0 mm

$S2 = 300 \times (210 / fs) = 300 \times (210 / 187.408)$ = 336.2 mm

Sa = min (244.0 , 336.2) = 244.0 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 244.0 mm) ∴ - O.K -

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	33.185	44.246	20.740

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 307.883 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 5.981 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0036

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (320.0 − a / 2) = 120.307 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 ㎜

≥ Mu (33.185 kN.m) [안전률 3.625] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=44.246kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 60.602 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 64.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.602) − 2.5 x 70.5 = 1123.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 60.602) = = 1039.6 mm

Sa = min (1,123.2 , 1,039.6 = 1,039.6 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,039.6 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	265.478	90.490	165.923

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 1943.423 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 36.453 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 ㎜

≥ Mu (265.478 kN.m) [안전률 1.167] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=90.490kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 187.408 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.408) − 2.5 x 70.5 = 244.0 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 187.408) = = 336.2 mm

Sa = min (244.0 , 336.2) = 244.0 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 244.0 mm) ∴ − O.K −

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	18.419	87.248	11.512

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 181.650 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 3.541 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (300.0 − a / 2) = 78.925 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (18.419 kN.m) [안전률 4.285] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 300.0 = 183.712 kN

≥ Vu (≒87.248kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 51.295 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.295) − 2.5 x 92.0 = 1305.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.295) = = 1228.2 mm

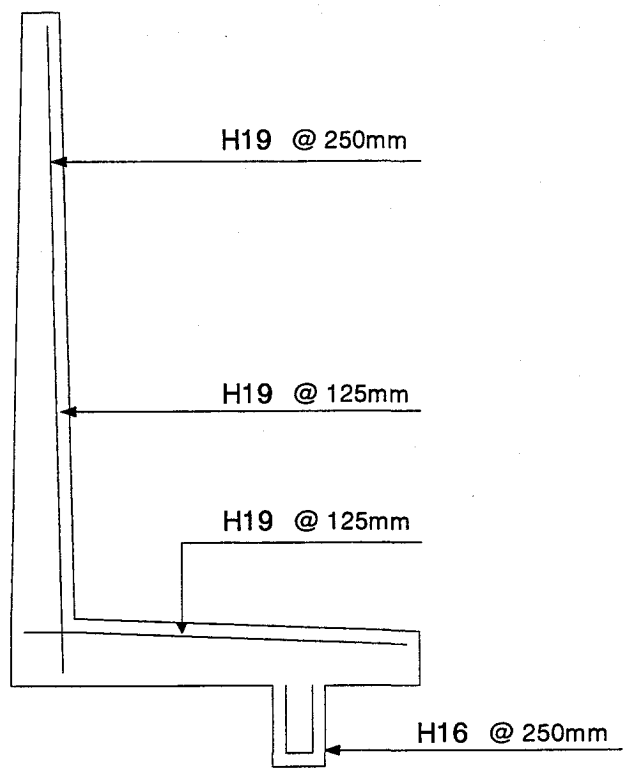
Sa = min (1,305.2 , 1,228.2 = 1,228.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,228.2 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



L형옹벽(L-84)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : 10.00m

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= 10.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형		
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m	
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80		
(4)	배면토의 높이	:	10.000	m	

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

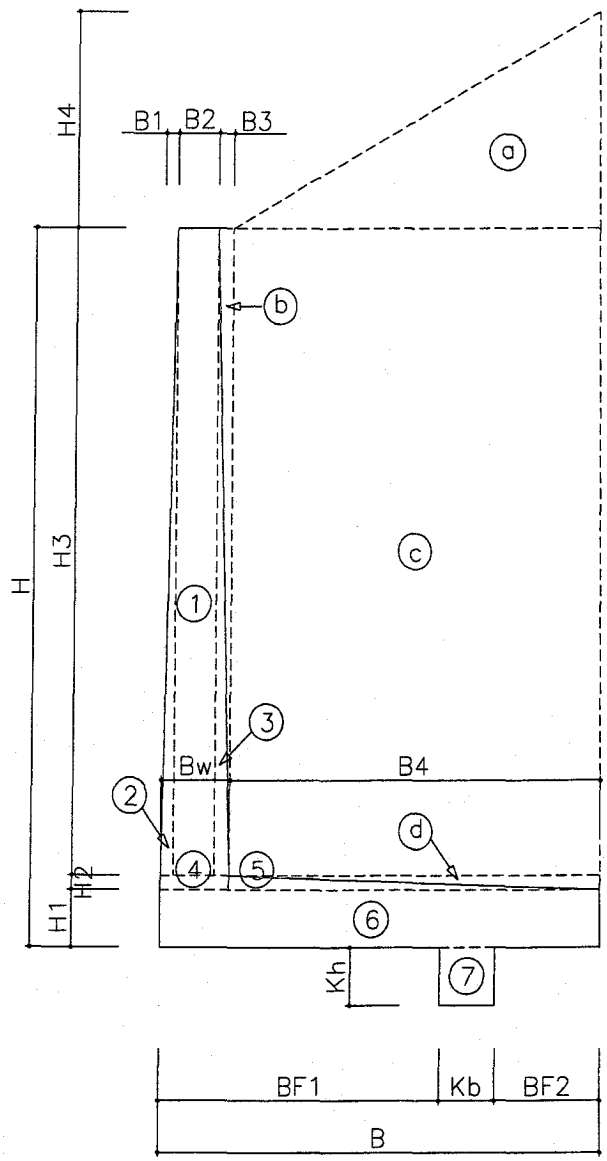
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.090	0.300	0.110	3.500	4.000	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho
0.500	0.000	4.500	1.944	5.000	10.000

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.450	1.100	0.450	0.550		

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	28.083	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
43.5	27.996	6.944	1142.698	275.529	0.602	0.531	0.282
43.6	28.039	6.944	1134.839	275.553	0.602	0.531	0.283
43.7	28.083	6.944	1127.009	275.555	0.602	0.531	0.283
43.8	28.126	6.944	1119.207	275.536	0.602	0.531	0.284
43.9	28.169	6.944	1111.434	275.497	0.601	0.530	0.284

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 243.104 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 129.637 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 3.500 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 4.000 =	2.000	24.50	49.000
	⑦	0.550 x 0.450 =	0.248	24.50	6.064
토사 자중	ⓐ	1.944 x 3.500 x ½ =	3.402	19.00	64.638
	ⓑ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	19.00	4.703
	ⓒ	4.500 x 3.500 =	15.750	19.00	299.250
	ⓓ	0.000 x 3.500 x ½ =	0.000	19.00	0.000
상재하중		1.196 =	1.196	10.00	11.960

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력	수평력	거 리 (m)		MOMENT (kN·m)	
		V (kN/m)	H (kN/m)	X	Y	V·X(Mr)	H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.667	-	0.000	-
	⑥	49.000	-	2.000	-	98.000	-
	⑦	6.064	-	2.675	-	16.221	-
소 계		99.164				125.043	
토사 자중	ⓐ	64.638	-	2.833	-	183.141	-
	ⓑ	4.703	-	0.463	-	2.179	-
	ⓒ	299.250	-	2.250	-	673.313	-
	ⓓ	0.000	-	2.833	-	0.000	-
소 계		368.591				858.632	
토 압		129.637	243.104	4.000	2.315	518.549	562.705
상재하중		3.385	6.347	4.000	2.315	13.539	14.692
총 계		600.776	249.451			1515.763	577.397

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.000 − 2 x 0.438 = 3.124 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 600.776 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 249.451 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 300.388 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.204 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 600.776 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi + \Theta)}{\cos^2\Theta\cos(\Theta - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\cos(\Theta - \delta)\cos(\Theta - \beta)}}\right]^2}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 79.665 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 380.053 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.524 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo)/\Sigma V$

$= 4.000 / 2 - (1515.763 - 577.397) / 600.776 = 0.438$ m

$B/6 = 4.000 / 6 = 0.667 > e$ --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) $= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2.625 > 2.0$ --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

$e = 0.438$ m $< B/6 = 0.667$ m

$x = 3 \cdot [B/2 - e] = 3 \times (4.000 / 2 - 0.438) = 4.686$ m > 4.000 m

∴ 사다리꼴 분포.!

$q(max,min) = (\Sigma V / B) \times (1 \pm 6 \cdot e / B)$

$= 600.776 / 4.000 \times (1 \pm 6 \times 0.438 / 4.000)$

$q_{max} = 248.889$ kN/m² (앞 굽)

$q_{min} = 51.499$ kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

$q_{max} = 248.889$ kN/m² $< q_a = 300$ kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	1.400

※ ($\delta = 1/3 \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
38.5	10.000	4.500	805.775	119.254	0.620	0.608	0.123
38.6	10.000	4.500	796.799	119.292	0.620	0.608	0.123
38.7	10.000	4.500	787.862	119.305	0.620	0.608	0.123
38.8	10.000	4.500	778.964	119.293	0.620	0.608	0.123
38.9	10.000	4.500	770.104	119.257	0.620	0.608	0.123

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 = 116.964$ kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 = 23.662$ kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 116.964 = 116.964 kN

M= 116.964 x 4.500 / 3 = 175.446 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 29.241 = 29.241 kN

M= 29.241 x 2.250 / 3 = 21.931 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	187.142	46.786
	모멘트	280.714	35.089
LCB2	전단력	116.964	29.241
	모멘트	175.446	21.931

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
187.142	280.714	116.964	175.446	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
46.786	35.089	29.241	21.931	

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

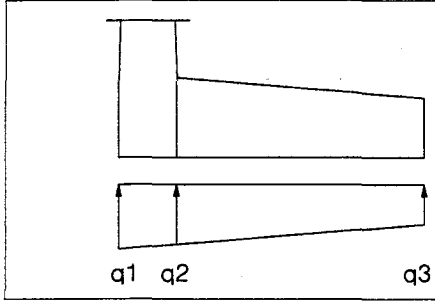
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	99.164	0.000	125.043	0.00
	재토자중	368.591	0.000	858.632	0.00
	토 압	129.637	243.104	518.549	562.705
	상재하중	3.385	6.347	13.539	14.692
	Σ	600.776	249.451	1515.763	577.40

② 계수하중조합

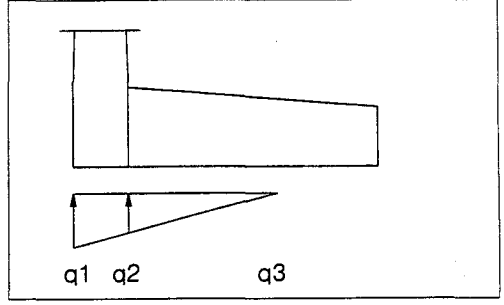
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	774.140	2031.751	923.835	0.569	사다리꼴 분포
LCB2	600.776	1515.763	577.397	0.438	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	358.717	317.422	28.353	0.569	1
LCB2	248.872	224.202	51.517	0.438	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.167	0.000	
	⑥'	42.875	1.750	75.031	
	⑦'	6.064	2.175	13.189	
소 계		48.939	1.803	88.220	
토사 자중	ⓐ	64.638	2.297	148.452	
	ⓑ	299.250	1.750	523.688	
	ⓒ	0.000	2.333	0.000	
소 계		363.888	1.847	672.139	
계		412.827	1.842	760.359	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 129.637 kN

M = 129.637 x 3.500 = 453.730 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	317.422	28.353	1.262	-605.105	-763.844
LCB2	224.202	51.517	1.385	-482.508	-668.105

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	495.392	-	207.419	-605.105	97.706
	Mu	912.431	-	725.968	-763.844	874.556
LCB2	Vo	412.827	-	129.637	-482.508	59.956
	Mo	760.359	-	453.730	-668.105	545.984

(3) **활동방지벽 검토**

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 79.665 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	176.086	0.550	79.665	23.483

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	37.573	127.463	23.483

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	280.714	187.142	175.446
벽 체 중 앙	35.089	46.786	21.931
뒷 굽	280.714	97.706	175.446
활동방지벽	37.573	127.463	23.483

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	280.714	187.142	175.446

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2060.323 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 38.545 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 ㎜

≥ Mu (280.714 kN.m) [안전률 1.104] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=187.142kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 198.163 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.163) − 2.5 x 70.5 = 221.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 198.163) = = 317.9 mm

Sa = min (221.2 , 317.9) = 221.2 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 221.2 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	35.089	46.786	21.931

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 325.730 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 6.324 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0036

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (320.0 − a / 2) = 120.307 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 mm

≥ Mu (35.089 kN.m) [안전률 3.429] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=46.786kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 64.08 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 64.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.08) − 2.5 x 70.5 = 1052.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 64.080) = = 983.1 mm

Sa = min (1,052.7 , 983.1) = 983.1 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 983.1 mm) ∴ - O.K -

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	280.714	97.706	175.446

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2060.323 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 38.545 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 ㎜

≥ Mu (280.714 kN.m) [안전률 1.104] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=97.706kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 198.163 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.163) − 2.5 x 70.5 = 221.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 198.163) = = 317.9 mm

Sa = min (221.2 , 317.9) = 221.2 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 221.2 mm) ∴ − O.K −

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	450.0	350.0	100.0	37.573	127.463	23.483

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 318.557 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2}$
−1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 6.191 ㎜

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0023

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (350.0 − a / 2) = 92.43 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (37.573 kN.m) [안전률 2.460] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 350.0 = 214.33 kN

≥ Vu (=127.463kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 89.314 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 57.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 − 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.314) − 2.5 x 92.0 = 651.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.314) = = 705.4 mm

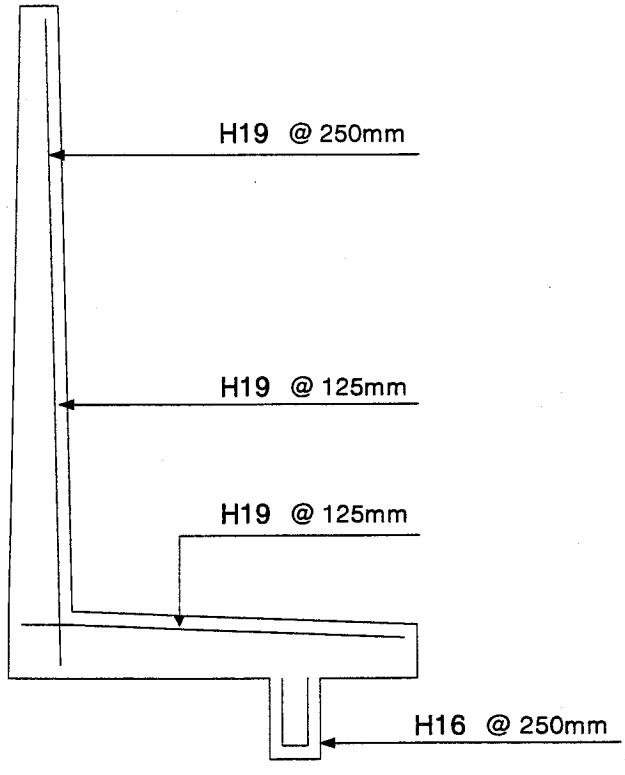
Sa = min (651.7 , 705.4) = 651.7 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 651.7 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



L형옹벽(L-85)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.80

사면높이(Ho) : ∞

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.80 , Ho= ∞)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.80	
(4)	배면토의 높이	:	∞	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	19.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	30.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	(1) 상 재 하 중	:	qL =	0.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

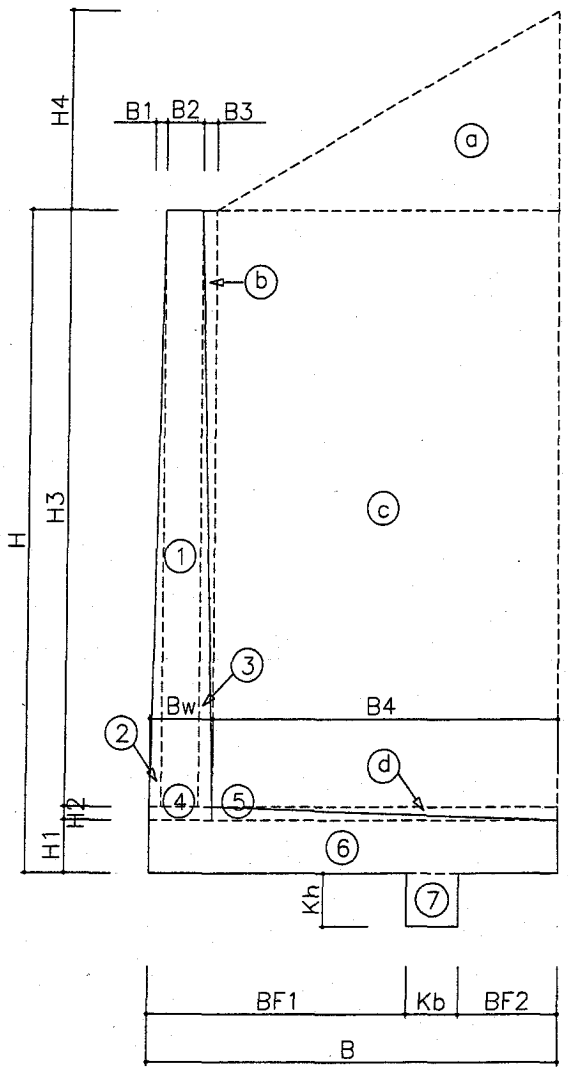
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.09	0.300	0.110	3.700	4.200	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H	H4	Ho
0.500	0.000	4.500	5.000	2.056	∞

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.550	1.200	0.450	0.600		

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.0	29.055	29.055	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
36.2	29.055	7.056	2682.424	314.382	0.665	0.581	0.323
36.3	29.055	7.056	2642.210	314.413	0.665	0.581	0.323
36.4	29.055	7.056	2603.084	314.424	0.665	0.581	0.323
36.5	29.055	7.056	2565.004	314.416	0.665	0.581	0.323
36.6	29.055	7.056	2527.928	314.390	0.665	0.581	0.323

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 274.800 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 152.772 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거					단위중량	하중
구체 자중	①	4.500	x 0.300			= 1.350	24.50	33.075
	②	4.500	x 0.090	x ½		= 0.203	24.50	4.961
	③	4.500	x 0.110	x ½		= 0.248	24.50	6.064
	④	0.000	x 0.500			= 0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000	x 3.700	x ½		= 0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500	x 4.200			= 2.100	24.50	51.450
	⑦	0.600	x 0.450			= 0.270	24.50	6.615
토사 자중	ⓐ	2.056	x 3.700	x ½		= 3.804	19.00	72.268
	ⓑ	4.500	x 0.110	x ½		= 0.248	19.00	4.703
	ⓒ	4.500	x 3.700			= 16.650	19.00	316.350
	ⓓ	0.000	x 3.700	x ½		= 0.000	19.00	0.000

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력 V (kN/m)	수평력 H (kN/m)	거 리 (m) X	거 리 (m) Y	MOMENT (kN·m) V·X(Mr)	MOMENT (kN·m) H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.733	-	0.000	-
	⑥	51.450	-	2.100	-	108.045	-
	⑦	6.615	-	2.775	-	18.357	-
소 계		102.165				137.225	
토사 자중	ⓐ	72.268	-	2.967	-	214.396	-
	ⓑ	4.703	-	0.463	-	2.179	-
	ⓒ	316.350	-	2.350	-	743.423	-
	ⓓ	0.000	-	2.967	-	0.000	-
소 계		393.321				959.998	
토 압		152.772	274.800	4.200	2.352	641.642	646.330
총 계		648.258	274.800			1738.864	646.330

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 4.200 − 2 x 0.415 = 3.370 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 648.258 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 274.800 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 324.129 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.180 < 1.5 ---- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 648.258 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi + \Theta)}{\cos^2\Theta \cos(\Theta - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\cos(\Theta - \delta)\cos(\Theta - \beta)}}\right]^2}$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 88.611 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Kp = 412.740 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.502 > 1.5 ---- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

$e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo)/\Sigma V$

$= 4.200 / 2 - (1738.864 - 646.33) / 648.258 = 0.415$ m

$B/6 = 4.200 / 6 = 0.700 > e$ ---- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) $= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2.690 > 2.0$ ---- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

$e = 0.415$ m $< B/6 = 0.700$ m

$x = 3 \cdot [B/2 - e] = 3 \times (4.200 / 2 - 0.415) = 5.055$ m > 4.200 m

∴ 사다리꼴 분포.!

$q(max,min) = (\Sigma V / B) \times (1 \pm 6 \cdot e / B)$

$= 648.258 / 4.200 \times (1 \pm 6 \times 0.415 / 4.200)$

$q_{max} = 245.853$ kN/m² (앞 굽)

$q_{min} = 62.841$ kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

$q_{max} = 245.853$ kN/m² $< q_a = 300.000$ kN/m² ---- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
30.00	29.055	10.00	1.400

※ ($\delta = 1/3 \times \Phi$)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
37.6	10.000	4.500	901.392	119.478	0.621	0.609	0.123
37.7	10.000	4.500	889.905	119.484	0.621	0.609	0.123
37.8	10.000	4.500	878.678	119.486	0.621	0.609	0.123
37.9	10.000	4.500	867.703	119.484	0.621	0.609	0.123
38.0	10.000	4.500	856.971	119.478	0.621	0.609	0.123

수평 토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 = 117.156$ kN/m³

연직 토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 = 23.662$ kN/m³

(2) 단 면 력

① 상 시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 117.156 = 117.156 KN

M= 117.156 x 4.500 / 3 = 175.735 KN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 29.289 = 29.289 KN

M= 29.289 x 2.250 / 3 = 21.967 KN/m

(3) 설계단면력

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	187.450	46.863
	모멘트	281.175	35.147
LCB2	전단력	117.156	29.289
	모멘트	175.735	21.967

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
187.450	281.175	117.156	175.735	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
46.863	35.147	29.289	21.967	

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

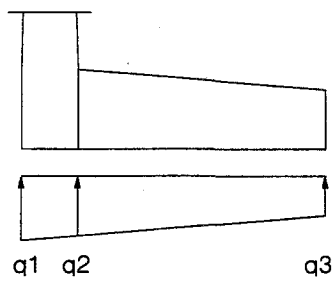
구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
콘크리트	102.165	0.000	137.225	0.00
재토자중	393.321	0.000	959.998	0.00
토 압	152.772	274.800	641.642	646.330
Σ	648.258	274.800	1738.864	646.33

② 계수하중조합

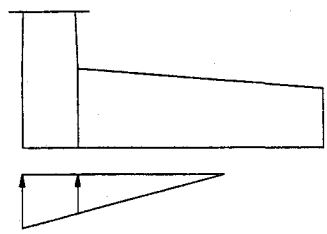
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	839.018	2343.293	1034.128	0.540	사다리꼴 분포
LCB2	648.258	1738.864	646.330	0.415	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	353.872	317.180	45.661	0.540	1
LCB2	245.853	224.066	62.841	0.415	1

(2) 뒷굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.233	0.000	
	⑥'	45.325	1.850	83.851	
	⑦'	6.615	2.275	15.049	
소 계		51.940	1.904	98.900	
토사 자중	ⓐ	72.268	2.430	175.612	
	ⓒ	316.350	1.850	585.248	
	ⓓ	0.000	2.467	0.000	
소 계		388.618	1.958	760.860	
계		440.558	1.952	859.760	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 152.772 kN

M = 152.772 x 3.700 = 565.256 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	317.180	45.661	1.389	-671.255	-932.064
LCB2	224.066	62.841	1.503	-530.778	-798.009

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	528.670	-	244.435	-671.255	101.850
	Mu	1031.712	-	904.409	-932.064	1004.057
LCB2	Vo	440.558	-	152.772	-530.778	62.552
	Mo	859.760	-	565.256	-798.009	627.007

(3) 활동방지벽 검토

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 88.611 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	181.766	0.600	88.611	28.628

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	45.805	141.778	28.628

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	281.175	187.450	175.735
벽 체 중 앙	35.147	46.863	21.967
뒷 굽	281.175	101.850	175.735
활동방지벽	45.805	141.778	28.628

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	281.175	187.450	175.735

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 2063.875 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 38.608 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 ㎜

≥ Mu (281.175 kN.m) [안전률 1.102] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=187.450kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 198.489 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.489) − 2.5 x 70.5 = 220.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 198.489) = = 317.4 mm

Sa = min (220.5 , 317.4) = 220.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 220.5 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	35.147	46.863	21.967

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 326.271 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 6.334 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0036

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (320.0 − a / 2) = 120.307 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 mm

≥ Mu (35.147 kN.m) [안전률 3.423] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=46.863kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 64.185 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 64.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 64.185) − 2.5 x 70.5 = 1050.7 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 64.185) = = 981.5 mm

Sa = min (1,050.7 , 981.5) = 981.5 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 981.5 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	281.175	101.850	175.735

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 2063.875 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 38.608 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 2292 \times 400 \times (420.0 - a / 2)$ = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 mm

≥ Mu (281.175 kN.m) [안전률 1.102] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 420.0$ = 257.196 kN

≥ Vu (=101.850kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 198.489 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.489) - 2.5 x 70.5 = 220.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 198.489) = = 317.4 mm

Sa = min (220.5 , 317.4) = 220.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 220.5 mm) ∴ - O.K -

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	450.0	370.0	80.0	45.805	141.778	28.628

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 367.657 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − $\sqrt{((0.85 \times K1 \times fck \times b \times d)^2}$
−1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 7.139 ㎜

② 사용철근량

Use As = 794.4 ㎟ (철근중심: 80.0 ㎜ [사용율 = 2.161]

1단 : H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 $\sqrt{fck}$ / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0022

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (370.0 − a / 2) = 97.832 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (45.805 kN.m) [안전률 2.136] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{24}$ x 1000 x 370.0 = 226.578 kN

≥ Vu (=141.778kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d − χ/3)] = = 102.849 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b$\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 58.8 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 : 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.849) − 2.5 x 72.0 = 585.7 mm

S2 : 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 102.849) = 612.5 mm

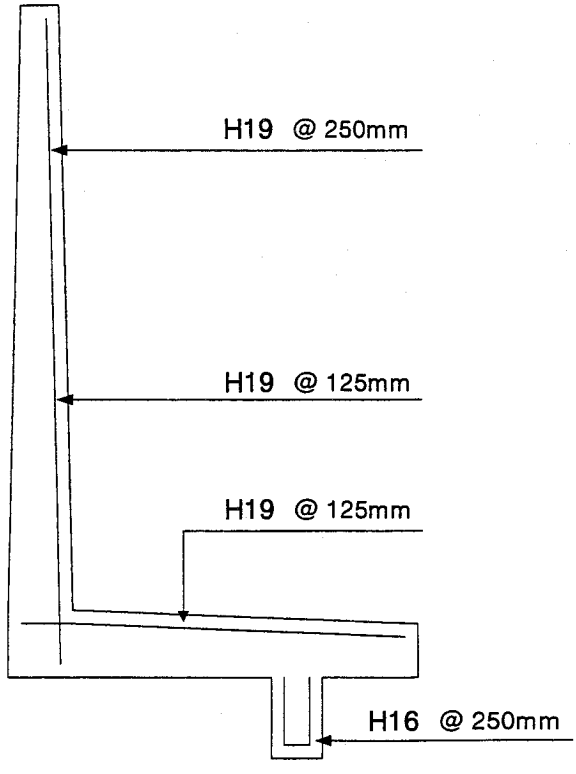
Sa는 작은 값인 585.7 mm 를 적용

S = 250 ≤ Sa (= 585.7 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



L형옹벽(L-115)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.50

사면높이(Ho) : 10.00m

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= 10.000)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	10.000	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	상 재 하 중	:	qL =	10.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

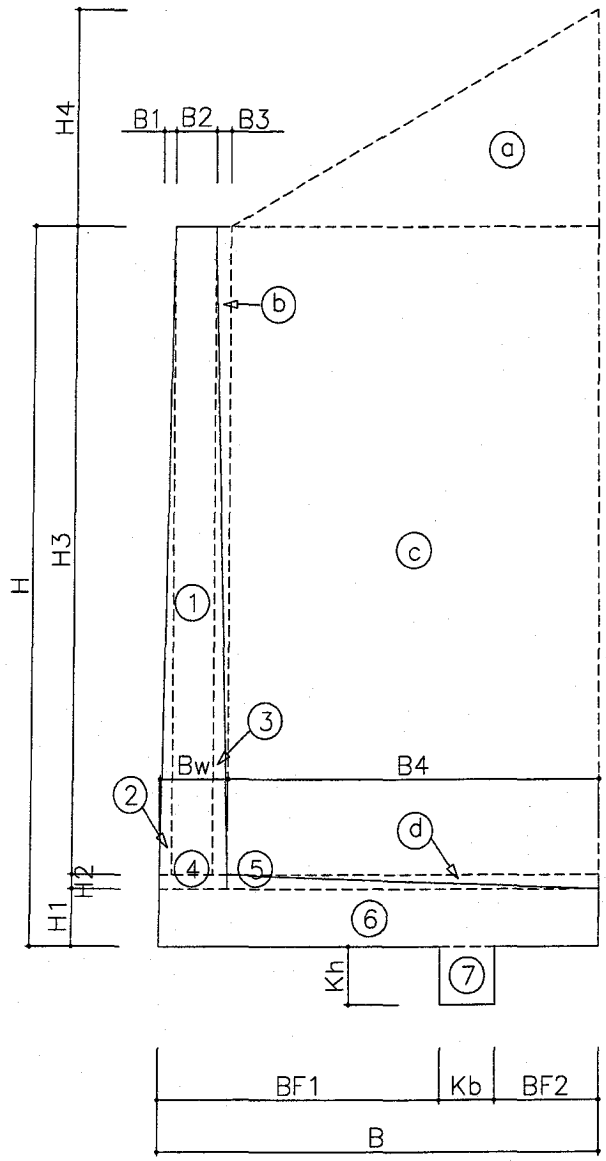
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.090	0.300	0.110	3.300	3.800	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H4	H	Ho
0.500	0.000	4.500	2.200	5.000	10.000

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.600	0.800	0.400	0.400		

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.0	33.690	32.283	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
48.9	32.186	7.200	1050.198	265.705	0.513	0.434	0.273
49.0	32.235	7.200	1043.293	265.740	0.513	0.434	0.273
49.1	32.283	7.200	1036.409	265.755	0.513	0.433	0.274
49.2	32.331	7.200	1029.546	265.750	0.513	0.433	0.274
49.3	32.379	7.200	1022.703	265.725	0.513	0.433	0.275

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2 =$ 224.675 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2 =$ 142.042 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중(kN)
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 3.300 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 3.800 =	1.900	24.50	46.550
	⑦	0.400 x 0.400 =	0.160	24.50	3.920
토사 자중	ⓐ	2.200 x 3.300 x ½ =	3.630	20.00	72.600
	ⓑ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	20.00	4.950
	ⓒ	4.500 x 3.300 =	14.850	20.00	297.000
	ⓓ	0.000 x 3.300 x ½ =	0.000	20.00	0.000
상재하중		1.293 =	1.293	10.00	12.934

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력 V (kN/m)	수평력 H (kN/m)	거 리 (m) X	거 리 (m) Y	MOMENT (kN·m) V·X(Mr)	MOMENT (kN·m) H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.600	-	0.000	-
	⑥	46.550	-	1.900	-	88.445	-
	⑦	3.920	-	2.800	-	10.976	-
소 계		94.570				110.244	
토사 자중	ⓐ	72.600	-	2.700	-	196.020	-
	ⓑ	4.950	-	0.463	-	2.294	-
	ⓒ	297.000	-	2.150	-	638.550	-
	ⓓ	0.000	-	2.700	-	0.000	-
소 계		374.550				836.864	
토 압		142.042	224.675	3.800	2.400	539.758	539.219
상재하중		3.544	5.605	3.800	2.400	13.467	13.453
총 계		614.705	230.280			1500.332	552.672

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.800 − 2 x 0.358 = 3.083 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 614.705 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 230.280 kN/m

Hu = C x A' + V x $\tan\Phi_B$ = 307.353 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.335 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 614.705 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 54.530 kN/m

Hk = V $\tan\Phi_B$ + Pp = 361.883 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.571 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 – (ΣMr – ΣMo)/ΣV

= 3.800 / 2 – (1500.332 – 552.672) / 614.705 = 0.358 m

B/6 = 3.800 / 6 = 0.633 > e --- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.715 > 2.0 --- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반반력 계산

e = 0.358 m < B/6 = 0.633 m

x = 3·[B/2 – e] = 3 x (3.800 / 2 – 0.358) = 4.625 m > 3.800 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 614.705 / 3.800 x (1 ± 6 x 0.358 / 3.800)

qmax = 253.294 kN/m² (앞 굽)

qmin = 70.235 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 253.294 kN/m² < qa = 300 kN/m² --- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	1.400

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
43.7	11.667	4.500	705.087	106.962	0.528	0.515	0.119
43.8	11.667	4.500	697.413	106.991	0.528	0.515	0.119
43.9	11.667	4.500	689.767	106.997	0.528	0.515	0.119
44.0	11.667	4.500	682.149	106.981	0.528	0.515	0.119
44.1	11.667	4.500	674.558	106.943	0.528	0.514	0.119

수평 토압 : Pah = 1/2 x kah x γt x H^2 = 104.288 kN/m³

연직 토압 : Pav = 1/2 x kav x γt x H^2 = 24.098 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 104.288 = 104.288 kN

M= 104.288 x 4.500 / 3 = 156.431 kN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 26.072 = 26.072 kN

M= 26.072 x 2.250 / 3 = 19.554 kN/m

(3) 설계단면력

① 하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	166.860	41.715
	모멘트	250.290	31.286
LCB2	전단력	104.288	26.072
	모멘트	156.431	19.554

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
166.860	250.290	104.288	156.431	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
41.715	31.286	26.072	19.554	

4.2 기초부

(1) 지반반력

① 외력집계

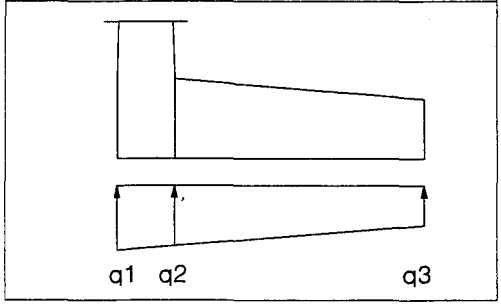
구 분		V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
상시	콘크리트	94.570	0.000	110.244	0.00
	재토자중	374.550	0.000	836.864	0.00
	토 압	142.042	224.675	539.758	539.219
	상재하중	3.544	5.605	13.467	13.453
	Σ	614.705	230.280	1500.332	552.67

② 계수하중조합

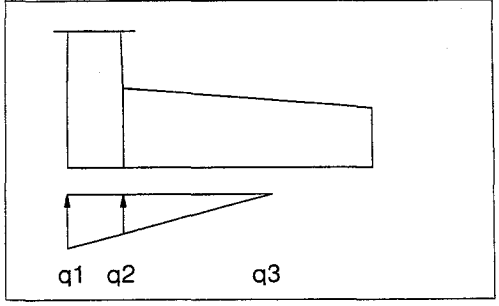
구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	795.881	2021.688	884.275	0.471	사다리꼴 분포
LCB2	614.705	1500.332	552.672	0.358	사다리꼴 분포

③ 지반반력

CASE1



CASE2



구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	365.201	324.212	53.683	0.471	1
LCB2	253.204	229.141	70.325	0.358	1

(2) 뒷굽

① 자중 및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.100	0.000	
	⑥'	40.425	1.650	66.701	
	⑦'	3.920	2.300	9.016	
소 계		44.345	1.707	75.717	
토사 자중	ⓐ	72.600	2.163	157.058	
	ⓑ	297.000	1.650	490.050	
	ⓒ	0.000	2.200	0.000	
소 계		369.600	1.751	647.108	
계		413.945	1.746	722.825	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 142.042 kN

M = 142.042 x 3.300 = 468.737 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	324.212	53.683	1.256	-623.527	-783.315
LCB2	229.141	70.325	1.358	-494.119	-671.171

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	496.734	-	227.267	-623.527	100.473
	Mu	867.390	-	749.980	-783.315	834.054
LCB2	Vo	413.945	-	142.042	-494.119	61.867
	Mo	722.825	-	468.737	-671.171	520.392

(3) 활동방지벽 검토

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 54.530 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	159.045	0.400	54.530	11.512

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	18.419	87.248	11.512

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	250.290	166.860	156.431
벽 체 중 앙	31.286	41.715	19.554
뒷 굽	250.290	100.473	156.431
활동방지벽	18.419	87.248	11.512

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	250.290	166.860	156.431

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 1827.500 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 34.367 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 ㎜

≥ Mu (250.290 kN.m) [안전률 1.238] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=166.860kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 176.686 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.686) − 2.5 x 70.5 = 269.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.686) = = 356.6 mm

Sa = min (269.5 , 356.6) = 269.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 269.5 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	31.286	41.715	19.554

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 290.113 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 5.638 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0036

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (320.0 − a / 2) = 120.307 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 ㎜

≥ Mu (31.286 kN.m) [안전률 3.845] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=41.715kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 57.135 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 64.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.135) − 2.5 x 70.5 = 1202.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 57.135) = = 1102.7 mm

Sa = min (1,202.1 , 1,102.7 = 1,102.7 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,102.7 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	250.290	100.473	156.431

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 1827.500 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 34.367 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 2292 \times 400 \times (420.0 - a / 2)$ = 309.787 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 44.941 mm

≥ Mu (250.290 kN.m) [안전률 1.238] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 420.0$ = 257.196 kN

≥ Vu (=100.473kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 176.686 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.686) - 2.5 x 70.5 = 269.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.686) = = 356.6 mm

Sa = min (269.5 , 356.6) = 269.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 269.5 mm) ∴ - O.K -

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	300.0	100.0	18.419	87.248	11.512

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 181.650 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 3.541 mm

② 사용철근량

Use As = H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0027

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 794.4 \times 400 \times (300.0 - a / 2)$ = 78.925 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 15.576 mm

≥ Mu (18.419 kN.m) [안전률 4.285] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 300.0$ = 183.712 kN

≥ Vu (=87.248kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 51.295 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 52.5 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 100.0 - 16/2 = 92.0 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.295) - 2.5 x 92.0 = 1305.2 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.295) = = 1228.2 mm

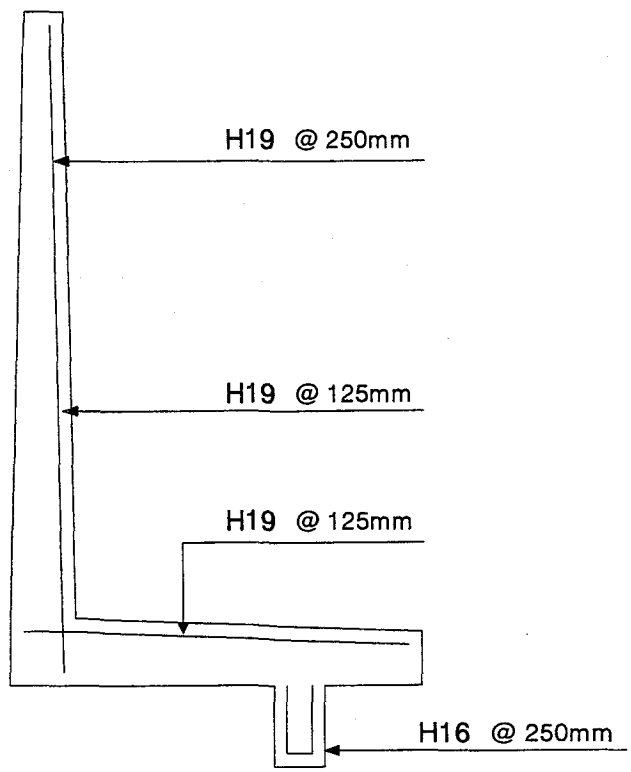
Sa = min (1,305.2 , 1,228.2 = 1,228.2 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,228.2 mm) ∴ - O.K -

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도



L형옹벽(L-116)

옹벽높이(H) : 5.00m

사면경사(s) : 1:1.50

사면높이(Ho) : ∞

1. 설 계 조 건 (H=5.000m , N= 1 : 1.50 , Ho= ∞)

1.1 옹벽제원

(1)	옹 벽 형 식	:	L 형	
(2)	옹 벽 의 높 이	:	5.000	m
(3)	배면토의 경사	:	1 : 1.50	
(4)	배면토의 높이	:	∞	m

1.2 흙의 특성

(1)	뒤채움 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(2)	뒤채움 흙의 내부마찰각	:	Φ =	35.000	°
(3)	기초저면 흙의 단위중량	:	γt =	20.000	kN/m³
(4)	기초저면 흙의 마찰각	:	$\Phi 1$ =	35.000	°
(5)	기초저면 흙의 마찰계수	:	$\tan\Phi_B$ =	0.500	(흙과 콘크리트)
(6)	흙의 점착력	:	C =	0.000	kN/m²

1.3 하 중 조 건

(1)	(1) 상 재 하 중	:	qL =	0.000	kN/m²

1.4 사 용 재 료

(1)	철근콘크리트 단위중량	:	γc =	24.50	kN/m³
(2)	콘크리트 설계 기준강도	:	fck =	24.00	MPa
(3)	철근의 항복 강도	:	fy =	400.00	MPa

1.5 토 압 적 용

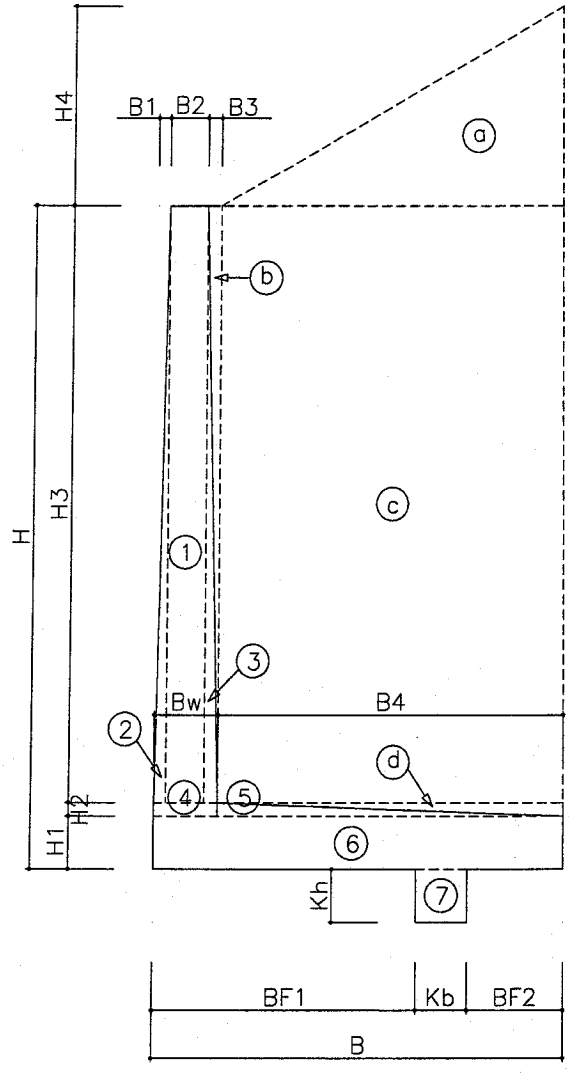
(1)	안 정 검 토	:	시행 쐐기법
(2)	단 면 검 토	:	시행 쐐기법

1.6 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회,2007)

(2) 구조물기초설계기준(한국지반공학회,2008)

2. 단 면 가 정



◎ 단 면 제 원

- 폭

B1	B2	B3	B4	B	Bw
0.09	0.300	0.110	3.300	3.800	0.500

- 높 이

H1	H2	H3	H	H4	Ho
0.500	0.000	4.500	5.000	2.200	∞

- 활동방지벽

BF1	BF2	Kb	Kh		
2.500	0.900	0.400	0.450		

3. 안정검토

3.1 상 시

(1) 토 압

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	Θ(°)
35.0	33.690	33.690	1.400

※ (δ = β'를 적용)

α(°)	δ(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
41.5	33.690	7.200	2377.324	302.554	0.584	0.486	0.324
41.6	33.690	7.200	2343.829	302.589	0.584	0.486	0.324
41.7	33.690	7.200	2311.164	302.603	0.584	0.486	0.324
41.8	33.690	7.200	2279.300	302.596	0.584	0.486	0.324
41.9	33.690	7.200	2248.207	302.569	0.584	0.486	0.324

수평토압 : $Pah = 1/2 \times kah \times \gamma t \times H^2$ = 251.942 kN/m³

연직토압 : $Pav = 1/2 \times kav \times \gamma t \times H^2$ = 167.962 kN/m³

(2) 하중계산

구 분		산 출 근 거		단위중량	하중
구체 자중	①	4.500 x 0.300 =	1.350	24.50	33.075
	②	4.500 x 0.090 x ½ =	0.203	24.50	4.961
	③	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	24.50	6.064
	④	0.000 x 0.500 =	0.000	24.50	0.000
	⑤	0.000 x 3.300 x ½ =	0.000	24.50	0.000
	⑥	0.500 x 3.800 =	1.900	24.50	46.550
	⑦	0.450 x 0.400 =	0.180	24.50	4.410
토사 자중	ⓐ	2.200 x 3.300 x ½ =	3.630	20.00	72.600
	ⓑ	4.500 x 0.110 x ½ =	0.248	20.00	4.950
	ⓒ	4.500 x 3.300 =	14.850	20.00	297.000
	ⓓ	0.000 x 3.300 x ½ =	0.000	20.00	0.000

(3) 작용모멘트 계산

하 중		연직력 V (kN/m)	수평력 H (kN/m)	거 리 (m) X	거 리 (m) Y	MOMENT (kN·m) V·X(Mr)	MOMENT (kN·m) H·Y(Mo)
구체 자중	①	33.075	-	0.240	-	7.938	-
	②	4.961	-	0.060	-	0.298	-
	③	6.064	-	0.427	-	2.587	-
	④	0.000	-	0.250	-	0.000	-
	⑤	0.000	-	1.600	-	0.000	-
	⑥	46.550	-	1.900	-	88.445	-
	⑦	4.410	-	2.700	-	11.907	-
소 계		95.060				111.175	
토사 자중	ⓐ	72.600	-	2.700	-	196.020	-
	ⓑ	4.950	-	0.463	-	2.294	-
	ⓒ	297.000	-	2.150	-	638.550	-
	ⓓ	0.000	-	2.700	-	0.000	-
소 계		374.550				836.864	
토 압		167.962	251.942	3.800	2.400	638.254	604.662
총 계		637.572	251.942			1586.292	604.662

(4) 안정검토

① 활 동

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

유효 재하면 (B' = B − 2 x e) = 3.800 − 2 x 0.360 = 3.080 m

지 반 의 점 착 력 C = 0.000 kN/m²

총 연 직 력 ΣV = 637.572 kN/m

총 수 평 력 ΣH = 251.942 kN/m

$Hu = C \times A' + V \times \tan\Phi_B$ = 318.786 kN/m

안전율 (F.S) = Hu / ΣH = 1.265 < 1.5 --- N.G

∴ 활동에 대하여 불안함 (활동방지벽 설치).

② 활동방지벽설치

연직합력(W+Pv) V = 637.572 kN/m

지반과 저판의 마찰계수 $\tan\Phi_B$ = 0.500

수동토압 계수 Kp = 5.680

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

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	0.00	11.67	0

수동토압 Pp = 62.624 kN/m

$Hk = V \tan\Phi_B + Pp$ = 381.410 kN/m

안전율 (F.S) = Hk / ΣH = 1.514 > 1.5 --- O.K

∴ 활동에 대하여 안전함.

③ 전 도

기초중앙에 대한 작용하중의 편심

e = B/2 - (ΣMr - ΣMo)/ΣV

= 3.800 / 2 - (1586.292 - 604.662) / 637.572 = 0.360 m

B/6 = 3.800 / 6 = 0.633 > e ---- O.K

O점 에서의 전도 안전율

안전율 (F.S) = ΣMr / ΣMo = 2.623 > 2.0 ---- O.K

∴ 전도에 대하여 안전함.

④ 지지력

편심 계산 및 지반 반력 계산

e = 0.360 m < B/6 = 0.633 m

x = 3·[B/2 - e] = 3 x (3.800 / 2 - 0.360) = 4.620 m > 3.800 m

∴ 사다리꼴 분포.!

q(max,min) = (ΣV / B) x (1 ± 6·e / B)

= 637.572 / 3.800 x (1 ± 6 x 0.360 / 3.800)

qmax = 263.153 kN/m² (앞 굽)

qmin = 72.411 kN/m² (뒷 굽)

안정 판단

qmax = 263.153 kN/m² < qa = 300.000 kN/m² ---- O.K

∴ 지지력에 대하여 안전함.

4. 단 면 력 산 정

4.1 전면벽

(1) 토 압

① 상시

$$Pa = \frac{SIN(\alpha - \Phi)}{COS(\alpha - \Phi - \delta - \Theta)} \times W$$

여기서,

Φ(°)	β(°)	δ(°)	θ(°)
35.00	33.690	11.67	1.400

※ (δ = ⅓ x Φ)

α(°)	δ'(°)	H (m)	W (kN/m)	Pa (kN/m)	Ka	Kah	Kav
43.0	11.667	4.500	766.657	107.117	0.529	0.515	0.120
43.1	11.667	4.500	757.407	107.122	0.529	0.515	0.120
43.2	11.667	4.500	748.349	107.122	0.529	0.515	0.120
43.3	11.667	4.500	739.478	107.119	0.529	0.515	0.120
43.4	11.667	4.500	730.788	107.111	0.529	0.515	0.120

수평 토압 : Pah = 1/2 x kah x γt x H^2 = 104.288 kN/m³

연직 토압 : Pav = 1/2 x kav x γt x H^2 = 24.300 kN/m³

(2) 단 면 력

① 상 시

하 단 부 (H= 4.500 m)

V= 104.288 = 104.288 KN

M= 104.288 x 4.500 / 3 = 156.431 KN/m

중 앙 부 (H= 2.250 m)

V= 26.072 = 26.072 KN

M= 26.072 x 2.250 / 3 = 19.554 KN/m

(3) 설계단면력

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

② 단면력집계

구 분		벽체하단	벽체중앙
		수평토압	수평토압
LCB1	전단력	166.860	41.715
	모멘트	250.290	31.286
LCB2	전단력	104.288	26.072
	모멘트	156.431	19.554

③ 설계단면력

-벽체하단

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
166.860	250.290	104.288	156.431	

-벽체중앙

LCB1		LCB2		비 고
전단력	모멘트	전단력	모멘트	
41.715	31.286	26.072	19.554	

4.2 기초부

(1) 지반반력

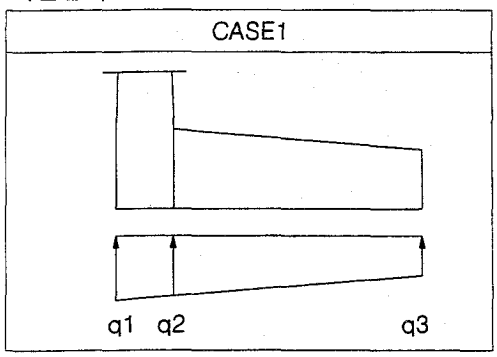
① 외력집계

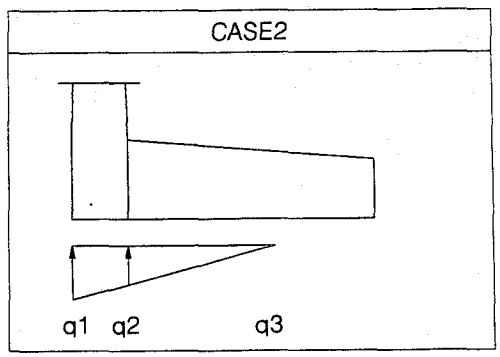
구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
콘크리트	95.060	0.000	111.175	0.00
재토자중	374.550	0.000	836.864	0.00
토 압	167.962	251.942	638.254	604.662
Σ	637.572	251.942	1586.292	604.66

② 계수하중조합

구 분	ΣV	ΣMr	ΣMo	e	반력형상
LCB1	832.271	2158.853	967.459	0.469	사다리꼴 분포
LCB2	637.572	1586.292	604.662	0.360	사다리꼴 분포

③ 지반반력





구 분	q1	q2	q3	e	CASE
LCB1	381.208	338.526	56.830	0.469	1
LCB2	263.153	238.055	72.411	0.360	1

(2) 뒷굽

① 자중및 뒤채움에 의한 단면력(실하중)

하 중		연직력 V (kN/m)	거 리 (m) X	Mr (kN·m) V · X	비 고
구체 자중	⑤'	0.000	1.100	0.000	
	⑥'	40.425	1.650	66.701	
	⑦'	4.410	2.200	9.702	
소 계		44.835	1.704	76.403	
토사 자중	ⓐ	72.600	2.163	157.058	
	ⓒ	297.000	1.650	490.050	
	ⓓ	0.000	2.200	0.000	
소 계		369.600	1.751	647.108	
계		414.435	1.746	723.511	

② 연직토압에 의한 단면력(실하중)

- 상시

V = 167.962 kN

M = 167.962 x 3.300 = 554.273 kN·m

③ 지반반력에 의한 단면력

하 중	q2	q3	거 리(m)	V (kN)	M (kN·m)
LCB1	338.526	56.830	1.258	-652.337	-820.716
LCB2	238.055	72.411	1.357	-512.270	-694.923

※ V = (q3 + q2)/2 × B5(뒷굽길이)

④ 설계단면력

-하중조합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2 D + 1.6 L + 1.6 H)

LCB 2 : 상 시 사용하중 (1.0 D + 1.0 L + 1.0 H)

구 분		D	L	H	지반반력	계
LCB1	Vu	497.322	-	268.739	-652.337	113.723
	Mu	868.214	-	886.837	-820.716	934.334
LCB2	Vo	414.435	-	167.962	-512.270	70.127
	Mo	723.511	-	554.273	-694.923	582.862

(3) 활동방지벽 검토

① 수동토압 단면력

상시 : Pp = 62.624 kN/m

② 설계단면력

-단면력산정

구 분	qk1	qk2	H(m)	V (kN)	M (kN·m)
상 시	113.604	164.726	0.450	62.624	14.953

-설계단면력

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
설계단면력	23.925	100.199	14.953

4.4 단면검토용 하중집계

구 분	Mu(kN·m)	Vu(kN)	Mo(kN·m)
벽 체 하 단	250.290	166.860	156.431
벽 체 중 앙	31.286	41.715	19.554
뒷 굽	250.290	113.723	156.431
활동방지벽	23.925	100.199	14.953

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

5. 단 면 검 토

5.1 벽체하단

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	250.290	166.860	156.431

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 1827.500 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x k1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 34.367 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 2292 x 400 x (420.0 − a / 2) = 309.787 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.941 mm

≥ Mu (250.29 kN.m) [안전률 1.238] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 420.0 = 257.196 kN

≥ Vu (=166.860kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 176.686 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.686) − 2.5 x 70.5 = 269.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.686) = = 356.6 mm

Sa = min (269.5 , 356.6) = 269.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 269.5 mm) ∴ − O.K −

5.2 벽체중앙

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	31.286	41.715	19.554

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 290.113 ㎟

a= $\{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 5.638 mm

② 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0036

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 1146 x 400 x (320.0 − a / 2) = 120.307 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 22.471 mm

≥ Mu (31.286 kN.m) [안전률 3.845] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=41.715kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = Mo / [As x (d − χ/3)] = 57.135 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 64.1 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 57.135) − 2.5 x 70.5 = 1202.1 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 57.135) = = 1102.7 mm

Sa = min (1,202.1 , 1,102.7 = 1,102.7 mm

S = 250 mm ≤ Sa (= 1,102.7 mm) ∴ − O.K −

5.3 뒷 굽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	500.0	420.0	80.0	250.290	113.723	156.431

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = $Mu / (0.85 \times fy \times (d - a / 2))$ = 1827.500 ㎟

$a = \{0.85 \times k1 \times fck \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k1 \times fck \times b \times d)^2 - 1.7 \times k1 \times fck * b * Mu)}\}/(0.85 \times k1 \times fck \times b)$ = 34.367 ㎜

② 사용철근량

Use As = H19 @ 125.0mm = 2292.0 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

$0.25 \sqrt{fck} / fy$ = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

$Pmax = 0.64 \times Pb = 0.64 \times k1 \times \phi \times (fck / fy) \times \{6000 / (6000 + fy)\}$ = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0055

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

④ 휨에 대한 검토

$\phi Mn = 0.85 \times 2292 \times 400 \times (420.0 - a / 2)$ = 309.787 kN.m

; $a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ = 44.941 ㎜

≥ Mu (250.29 kN.m) [안전률 1.238] ∴ - O.K -

(3) 전단검토

$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 420.0$ = 257.196 kN

≥ Vu (=113.723kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

$fs = Mo / [As \times (d - \chi/3)]$ = 176.686 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$ = 101.2 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 - 19/2 = 70.5 mm

S1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.686) - 2.5 x 70.5 = 269.5 mm

S2 = 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.686) = = 356.6 mm

Sa = min (269.5 , 356.6) = 269.5 mm

S = 125 mm ≤ Sa (= 269.5 mm) ∴ - O.K -

5.4 활동방지벽

(1) 설계조건

fck = 24MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, ϕf = 0.85, ϕv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mo(kN.m)
1000.0	400.0	320.0	80.0	23.925	100.199	14.953

(2) 휨검토

① 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d − a / 2)) = 221.390 ㎟

a= {0.85 x k1 x fck x b x d − √((0.85 x K1 x fck x b x d)^2 −1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 4.312 ㎜

② 사용철근량

Use As = 794.4 ㎟ (철근중심: 80.0 ㎜ [사용율 = 3.588]

1단 : H16 @ 250.0mm = 794.4 ㎟

③ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00306 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 xϕx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0167

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ − O.K −

④ 휨에 대한 검토

ϕMn = 0.85 x 794.4 x 400 x (320.0 − a / 2) = 84.327 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 15.576 ㎜

≥ Mu (23.925 kN.m) [안전률 3.525] ∴ − O.K −

(3) 전단검토

ϕVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √24 x 1000 x 320.0 = 195.959 kN

≥ Vu (=100.199kN), 전단보강 불필요.

(4) 균열검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d − χ/3)] = = 62.352 MPa

χ = −nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)] = 54.4 mm

② 철근 최대 중심간격

Cc = 80.0 − 16/2 = 72.0 mm

S1 : 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc = 375 x (210 / 62.352) − 2.5 x 72.0 = 1083.0 mm

S2 : 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 62.352) = 1010.4 mm

Sa는 작은 값인 1,010.4 mm 를 적용

S = 250 ≤ Sa (= 1,010.4 mm) ∴ − O.K −

6. 수평철근 검토

구 분	철근직경	철근간격 (mm)	수평철근량 (㎟)	최소철근비 (%)	사용철근비 (%)	비 고
벽 체	H13	200	1267.000	0.250	0.507	O.K
저 판	H13	250	1013.600	0.200	0.405	O.K

7. 주철근 조립도

