역T형 옹벽

안전성검토

(H=6.0m)

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 6.000 M
옹 벽 저 판 : B = 3.800 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400
가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 24.0 MPa
철 근 : fy = 300.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 25.000 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 20.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 35.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 35.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.700 °
뒷채움의 성토높이 : 2.840 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 0.940 m

2.3 사용토압

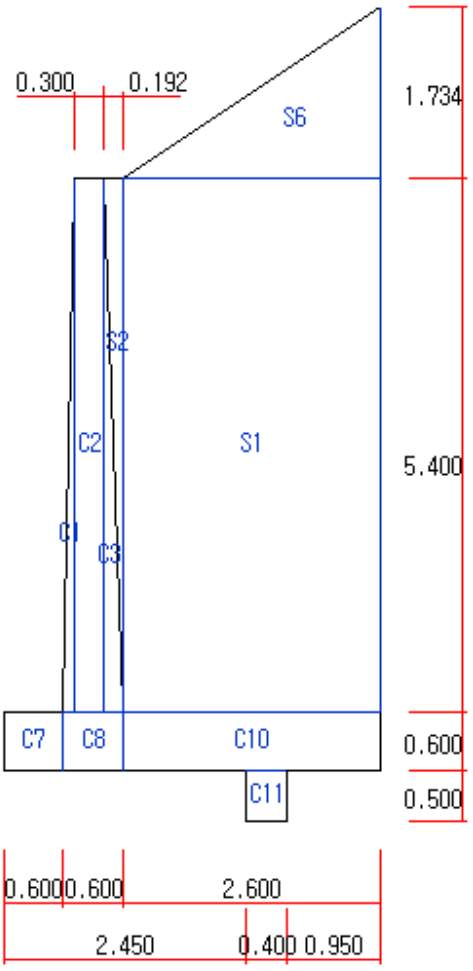
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재하중 : q = 10.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 6.000 M B = 3.800 M α = 33.700 °

< Fig.1 >

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.292	25.0	7.29	0.077	0.56	0.672	2.400	4.90	1.35
C2	1.620	25.0	40.50	0.077	3.12	0.858	3.300	34.75	10.29
C3	0.518	25.0	12.96	0.077	1.00	1.072	2.400	13.89	2.395
C4	0.000	25.0	0.00	0.077	0.00	0.954	0.600	0.00	0.00
C5	0.000	25.0	0.00	0.077	0.00	1.200	0.600	0.00	0.00
C6	0.000	25.0	0.00	0.077	0.00	0.400	0.600	0.00	0.00
C7	0.360	25.0	9.00	0.077	0.69	0.300	0.300	2.70	0.21
C8	0.360	25.0	9.00	0.077	0.69	0.900	0.300	8.10	0.21
C9	0.000	25.0	0.00	0.077	0.00	2.067	0.600	0.00	0.00
C10	1.560	25.0	39.00	0.077	3.00	2.500	0.300	97.50	0.90
C11	0.200	25.0	5.00	0.077	0.39	2.650	-0.250	13.25	-0.10
소계	4.910		122.75		9.45			175.09	15.25
S1	14.040	20.0	280.80	0.077	21.62	2.500	3.300	702.00	71.35
S2	0.518	20.0	10.37	0.077	0.80	1.136	4.200	11.78	3.35
S3	0.000	20.0	0.00	0.077	0.00	1.200	0.600	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.077	0.00	2.500	0.600	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.077	0.00	2.933	0.600	0.00	0.00
S6	2.254	20.0	45.08	0.077	3.47	2.933	6.578	132.25	22.84
소계	16.813		336.25		25.89			846.02	97.54
총계			459.00		35.34			1021.11	112.79

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.700 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 17.118 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 61.50 °일때..Ka = 0.3291
α= 61.00 °일때..Ka = 0.3305
α= 60.50 °일때..Ka = 0.3316
α= 60.00 °일때..Ka = 0.3326
α= 59.50 °일때..Ka = 0.3333
α= 59.00 °일때..Ka = 0.3337
α= 58.50 °일때..Ka = 0.3340

▷ α= 58.00 °일때..Ka = 0.3340 최대값

α= 57.50 °일때..Ka = 0.3338
α= 57.00 °일때..Ka = 0.3334
α= 56.50 °일때..Ka = 0.3327
α= 56.00 °일때..Ka = 0.3318
α= 55.50 °일때..Ka = 0.3306
α= 55.00 °일때..Ka = 0.3292
α= 54.50 °일때..Ka = 0.3276

∴ Ka = 0.334 (쐐기중량 W = 508.620 KN)
Kah = 0.334 ×cos 17.118 ° = 0.319
Kav = 0.334 ×sin 17.118 ° = 0.098

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.319 ×20.0 ×7.734²
= 190.935 KN/m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.098 ×20.0 ×7.734²
= 58.805 KN/m

y = H / 3 = 7.734 / 3 = 2.578 m
χ = 3.800 m

Mo = Pah ×y = 190.935 ×2.578
= 492.230 KN.m

Mr = Pav × χ= 58.805 ×3.800
= 223.460 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= β+ Θ) : 21.768 °
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수

α= 58.50 ° 일때..Kae = 0.3555
α= 58.00 ° 일때..Kae = 0.3568
α= 57.50 ° 일때..Kae = 0.3579
α= 57.00 ° 일때..Kae = 0.3588
α= 56.50 ° 일때..Kae = 0.3596
α= 56.00 ° 일때..Kae = 0.3601
α= 55.50 ° 일때..Kae = 0.3605

▷ α= 55.00 ° 일때..Kae = 0.3606 최대값

α= 54.50 ° 일때..Kae = 0.3605
α= 54.00 ° 일때..Kae = 0.3603
α= 53.50 ° 일때..Kae = 0.3598
α= 53.00 ° 일때..Kae = 0.3592
α= 52.50 ° 일때..Kae = 0.3583
α= 52.00 ° 일때..Kae = 0.3572
α= 51.50 ° 일때..Kae = 0.3558

∴ Kae = 0.361 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 521.814 KN)
Kaeh = 0.361 ×cos 21.768 ° = 0.335
Kaev = 0.361 ×sin 21.768 ° = 0.134

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.335 ×20.0 ×7.734²
= 200.312 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.134 ×20.0 ×7.734²
= 79.989 KN/m

y = H / 2 = 7.734 / 2 = 3.867 m
χ = 3.800 m

Mo = Paeh ×y = 200.312 ×3.867
= 774.604 KN.m

Mr = Paev × χ= 79.989 ×3.800
= 303.958 KN.m

3) 과재하중

q = 10.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	122.750	0.000	175.091	0.000
재하토사 자중	336.252	0.000	846.023	0.000
토 압	58.805	190.935	223.460	492.230
∑	517.807	190.935	1244.575	492.230

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	122.750	9.452	175.091	15.254
재하토사 자중	336.252	25.891	846.023	97.539
토 압	79.989	200.312	303.958	774.604
∑	538.991	235.655	1325.073	887.397

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$\sum V$ = 517.807 KN
$\sum Mr$ = 1244.575 KN.m
$\sum Mo$ = 492.230 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 3.800 / 2 - (1244.575 - 492.230) / 517.807
= 0.447 m ≤ B/6 = 0.633 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.447 m ≤ B/6 = 0.633 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = $\sum Mr$ / $\sum Mo$ = 1244.575 / 492.230
= 2.528 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

$\sum V$ = 538.991 KN
$\sum Mr$ = 1325.073 KN.m
$\sum Mo$ = 887.397 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 3.800 / 2 - (1325.073 - 887.397) / 538.991
= 1.088 m > B/6 = 0.633 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 1.088 m ≤ B/3 = 1.267 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 35.000 °
지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 0.940 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 3.800 - 2 ×0.447 = 2.906m
Nc = 57.800 Nq = 41.400 Nr = 42.400

∴ qu = 2010.417 KN/㎡
∴ qa = 400.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = $\sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B)$ = 232.451 KN/㎡
Q2 = $\sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B)$ = 40.079 KN/㎡

q_max = 232.451 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.

최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 $\alpha = 1.000$ $\beta = 0.500$
$Be = B - 2e = 3.800 - 2 \times 1.088 = 1.624m$
$Nc = 57.800$ $Nq = 41.400$ $Nr = 42.400$

$\therefore$ que = 1466.921 KN/㎡
$\therefore$ qae = 600.000 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 442.505$ KN/㎡
여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 2.436$ m

$q_{max} = 442.505 \leq qae$ $\therefore$O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 ΦB = (2/3)Φ 이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = 0.431
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

$\sum V = 517.807$ KN
$\sum H = 190.935$ KN

$Hr = (C \times Ae + V1 \tan\Phi) + (V2 + V3) \tan(\Phi B)$ (도.시. 제7장 해설식 7.3.6)
$= (0.000 + 305.690) + 35.042$
$= 340.732$ KN

여기서..Ae = 2.906 ㎡ (유효재하면적)
A1 = 2.450 m, A2 = 0.400 m, A3 = 0.056 m
V1 = $\sum V \times A1/Ae = 436.571$ KN
V2 = $\sum V \times A2/Ae = 71.277$ KN
V3 = $\sum V \times A3/Ae = 9.959$ KN

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
$S.F = \sum Hr / \sum H = 340.732 / 190.935$
$= 1.785 \geq 1.5$ $\therefore$ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 538.991 KN
∑H = 235.655 KN

Hr = (C ×Ae + V1 tanΦ) + (V2 + V3) tan(ΦB) (도.시. 제7장 해설식 7.3.6)
= (0.000 + 377.405) + 0.000
= 377.405 KN

여기서..Ae = 1.624 ㎡ (유효재하면적)
A1 = 1.624 m, A2 = 0.000 m, A3 = 0.000 m
V1 = ∑V ×A1/Ae = 538.991 KN
V2 = ∑V ×A2/Ae = 0.000 KN
V3 = ∑V ×A3/Ae = 0.000 KN

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 377.405 / 235.655
= 1.602 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)

∑V = 696.671 KN
∑Mr = 1707.331 KN.m
∑Mo = 836.791 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 3.800 / 2 - (1707.331 - 836.791) / 696.671
= 0.650 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 371.685 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 3.749 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

∑V = 538.991 KN
∑Mr = 1325.073 KN.m
∑Mo = 887.397 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 3.800 / 2 - (1325.073 - 887.397) / 538.991
= 1.088 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 442.505 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.436 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-11.700	205.164	193.464
	모멘트	-3.510	63.334	59.824
LCB2	전단력	-9.000	232.807	223.807
	모멘트	-2.700	73.112	70.412
LCB3	전단력	-9.000	130.358	121.358
	모멘트	-2.700	40.019	37.319

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	57.200	423.649	0.000	-322.037	99.969	258.781
	모멘트	75.335	576.140	0.000	-273.594	259.920	637.801
LCB2	전단력	44.000	325.884	0.000	-138.769	79.989	311.103
	모멘트	57.950	443.185	0.000	-57.177	207.972	651.929
LCB3	전단력	44.000	325.884	0.000	-275.315	58.805	153.374
	모멘트	57.950	443.185	0.000	-283.762	152.894	370.267

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.700 °
흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 11.667 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 2.036 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 58.00 °일때..Ka = 0.4380
α= 57.50 °일때..Ka = 0.4408
α= 57.00 °일때..Ka = 0.4431
α= 56.50 °일때..Ka = 0.4450
α= 56.00 °일때..Ka = 0.4465
α= 55.50 °일때..Ka = 0.4477
α= 55.00 °일때..Ka = 0.4484

▷ α= 54.50 °일때..Ka = 0.4487 최대값

α= 54.00 °일때..Ka = 0.4485
α= 53.50 °일때..Ka = 0.4480
α= 53.00 °일때..Ka = 0.4470
α= 52.50 °일때..Ka = 0.4455
α= 52.00 °일때..Ka = 0.4436
α= 51.50 °일때..Ka = 0.4412
α= 51.00 °일때..Ka = 0.4384

∴ Ka = 0.449 (쐐기중량 W = 389.930 KN)
Kah = 0.449 ×cos 13.703° = 0.436
Kav = 0.449 ×sin 13.703° = 0.106

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 56.50 °일때..Kae = 0.4599
α= 56.00 °일때..Kae = 0.4611
α= 55.50 °일때..Kae = 0.4621
α= 55.00 °일때..Kae = 0.4629
α= 54.50 °일때..Kae = 0.4636
α= 54.00 °일때..Kae = 0.4640
α= 53.50 °일때..Kae = 0.4643

▷ α= 53.00 °일때..Kae = 0.4643 최대값

α= 52.50 °일때..Kae = 0.4641
α= 52.00 °일때..Kae = 0.4637
α= 51.50 °일때..Kae = 0.4630
α= 51.00 °일때..Kae = 0.4620
α= 50.50 °일때..Kae = 0.4607
α= 50.00 °일때..Kae = 0.4590
α= 49.50 °일때..Kae = 0.4570

∴ Kae = 0.464 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 341.543 KN)
Kaeh = 0.464 ×cos 2.036° = 0.464
Kaev = 0.464 ×sin 2.036° = 0.016

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

ⅰ) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.436 ×20.0 ×5.400² = 127.106 KN/m

y = H / 3 = 5.400 / 3 = 1.800 m

Mo = Pah ×y = 127.106 ×1.800 = 228.792 KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

ⅰ) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.464 ×20.0 ×5.400² = 135.305 KN/m

y = H / 2 = 5.400 / 2 = 2.700 m

Mo = Pah ×y = 135.305 ×2.700 = 365.322 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 10.00 KN/㎡

ⅰ) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.292	25.0	7.290	0.077	0.561	1.800	1.010
C2	1.620	25.0	40.500	0.077	3.119	2.700	8.420
C3	0.518	25.0	12.960	0.077	0.998	1.800	1.796
합 계 (벽체 하부)			60.750		4.678		11.227

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	216.081	0.000	0.000	216.081
	모멘트	388.946	0.000	0.000	388.946
LCB2	전단력	135.305	0.000	4.678	139.982
	모멘트	365.322	0.000	11.227	376.549
LCB3	전단력	127.106	0.000	0.000	127.106
	모멘트	228.792	0.000	0.000	228.792

4) 활동방지벽의 단면력

- LCB1

Ht = {C ×A1 + V1(tan(Φ)-tan(ΦB)) + V2tan(ΦB)}×Hb / Hr + Hp = 127.069 KN

여기서.. Hr = 484.131 KN (기초저면의 전단저항력)
Hb = 324.590 KN (기초저면에 작용하는 수평력)
A1 = 2.450 m, V1 = 682.972 KN
A2 = 0.049 m, V2 = 13.700 KN
Hp = 0.000 KN (전단키에 작용하는 수동토압 합력)

∴ 전단력 V = 127.069 KN
모멘트 M = 127.069 ×0.250 = 31.767 KN.m

- LCB2

- LCB2

Ht = {C ×A1 + V1(tan(Φ)-tan(ΦB)) + V2tan(ΦB)}×Hb / Hr + Hp = 90.481 KN

여기서.. Hr = 377.405 KN (기초저면의 전단저항력)
Hb = 235.655 KN (기초저면에 작용하는 수평력)
A1 = 1.624 m, V1 = 538.991 KN
A2 = 0.000 m, V2 = 0.000 KN
Hp = 0.000 KN (전단키에 작용하는 수동토압 합력)

∴ 전단력 V = 90.481 KN
모멘트 M = 90.481 ×0.250 = 22.620 KN.m

- LCB3

Ht = {C ×A1 + V1(tan(Φ)-tan(ΦB)) + V2tan(ΦB)}×Hb / Hr + Hp = 83.000 KN

여기서.. Hr = 340.732 KN (기초저면의 전단저항력)
Hb = 190.935 KN (기초저면에 작용하는 수평력)

A1 = 2.450 m, V1 = 436.571 KN
A2 = 0.400 m, V2 = 71.277 KN
Hp = 0.000 KN (전단키에 작용하는 수동토압 합력)

∴ 전단력 V = 83.000 KN
모멘트 M = 83.000 ×0.250 = 20.750 KN.m

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	70.412	37.319	223.807
뒷 굽 판 (B-B)	388.946	228.792	311.103
벽 체 하 부 (C-C)	388.946	228.792	216.081
활동 방지벽 (E-E)	31.767	20.750	127.069

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 24.0MPa　　fy = 300.0MPa

β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.80

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467

계수 모멘트 Mu = 70.412 KN.m　　계수 전단력 Vu = 223.807 KN

단면의 두께 H = 600.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 520.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = D19 @ 250 mm (Dc = 80 mm)

= 1146.000 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00220

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 16.853 mm

최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07568 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 149497200.000 N.mm

= 149.497 KN.m ≥ Mu = 70.412 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 7.868 mm로 가정

필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 535.056 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 7.868 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00103 ⇒ 4/3 Preq = 0.00137

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 339.663 KN

Φv · Vc = 339.663 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 37.319 KN.m (사용하중 모멘트)

n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 8

p = As/(B · D) = 0.00220

k = -np + √((np)² + 2np) = 0.171　　j = 0.943

x = k · d = 88.907 mm

fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.712 MPa

fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 66.408 MPa

fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 66.408 MPa

최외단철근 소요중심간격

s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 948.67 mm

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 70.50 mm

최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 948.67 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 24.0MPa　　fy = 300.0MPa
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.80
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467

계수 모멘트 Mu	= 388.946 KN.m	계수 전단력 Vu	= 311.103 KN
단면의 두께 H	= 600.000 mm	단 위 폭 B	= 1000.000 mm
유 효 깊 이 D	= 520.000 mm	피 복 두 께 Dc	= 80.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = D25 @ 125 mm (Dc = 80 mm)
= 4053.600 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00780
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 59.612 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01924 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 506698000.000 N.mm
= 506.698 KN.m ≥ Mu = 388.946 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 45.091 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 3066.162 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 45.091 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00590 ⇒ 4/3 Preq = 0.00786
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 339.663 KN
Φv · Vc = 339.663 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 228.792 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 8
p = As/(B · D) = 0.00780
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.296 j = 0.901
x = k · d = 154.059 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 6.338 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 120.435 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 120.435 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 485.13 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 67.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 485.13 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 24.0MPa　　fy = 300.0MPa
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.80
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467

계수 모멘트 Mu = 388.946 KN.m　　계수 전단력 Vu = 216.081 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 520.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = D25 @ 125 mm (Dc = 80 mm)
= 4053.600 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00780
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 59.612 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01924 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 506698000.000 N.mm
= 506.698 KN.m ≥ Mu = 388.946 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 45.091 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 3066.162 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 45.091 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00590 ⇒ 4/3 Preq = 0.00786
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 339.663 KN
Φv · Vc = 339.663 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 228.792 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 8
p = As/(B · D) = 0.00780
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.296　　j = 0.901
x = k · d = 154.059 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 6.338 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 120.435 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 120.435 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 485.13 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 67.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 485.13 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 24.0MPa　　fy = 300.0MPa
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.80
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467

계수 모멘트 Mu = 31.767 KN.m　　계수 전단력 Vu = 127.069 KN
단면의 두께 H = 400.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 320.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = D16 @ 250 mm (Dc = 80 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00248
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 11.682 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.06685 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 63639780.000 N.mm
= 63.640 KN.m ≥ Mu = 31.767 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.777 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 392.852 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.777 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00123 ⇒ 4/3 Preq = 0.00164
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 209.023 KN
Φv · Vc = 209.023 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 20.750 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 8
p = As/(B · D) = 0.00248
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.180 j = 0.940
x = k · d = 57.736 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.390 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 86.850 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 86.850 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 725.39 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 72.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 725.39 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : D16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 D16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B·H) = 0.331 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : D16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 D16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B·H) = 0.331 % ≥ 0.25 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.447	0.633	O.K	1.785	1.500	O.K	232.451	400.000	O.K
지진시	1.088	1.267	O.K	1.602	1.200	O.K	442.505	600.000	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	70.41	149.50	O.K	223.81	339.66	O.K	948.7	250.0	O.K
뒷 굽 판	388.95	506.70	O.K	311.10	339.66	O.K	485.1	125.0	O.K
벽체 하부	388.95	506.70	O.K	216.08	339.66	O.K	485.1	125.0	O.K
활동방지벽	31.77	63.64	O.K	127.07	209.02	O.K	725.4	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	D19 @ 250mm	80.0	1146.000	D13 x 2.000Leg	500.0	253.400
뒷 굽 판	D25 @ 125mm	80.0	4053.600	D13 x 2.000Leg	500.0	253.400
벽체 하부	D25 @ 125mm	80.0	4053.600	D13 x 3.333Leg	400.0	422.291
활동방지벽	D16 @ 250mm	80.0	794.400	D13 x 3.333Leg	400.0	422.291