

기술검토 건 명	보강토 옹벽 상단 방음벽 기초(L형) 단면 검토		
공 구	구미-동대구간 전공구	검토구분	구 조
검토기간	2001. 4. 13~ 2001. 5. 2	검 토 자	김 호 철 , 박 민 호
근거공문	영일공 13504 - 21호	회신공문	남건기 2001-80-37호

1 검토 목적

경부고속도로 구미-동대구간 8차로 확장공사를 시행함에 있어 교량 날개벽 및 성토부 보강토 옹벽 상단에 설치되는 방호벽 및 방음벽 기초(역T형)의 앞굽판이 노출되므로 기초를 L형으로 변경, 구조 검토하여 구조물의 안전성을 확보하고자 함.

2. 검토내용

2.1 보강토 옹벽 상단 방호벽 및 방음벽 설치 현황

구분	높 이 (H)	위 치	비 고
방음벽	1.5m	1공구 원평1교(하) A1 외2개소	
	2.0m	1공구 부곡1교 A1/A2	
	2.5m	3공구 5+966-6+048(상) 외1개소	
	3.5m	1공구 부곡교(하) 외3개소	
	4.0m	2공구 남율교(상) 외8개소	
	4.5m	6공구 도동육교 (상) 외1개소	
	5.0m	2공구 0+944-1+240(상) 외2개소	
	6.5m	1공구 아포교(상)	
방호벽	1.0m	1공구 아포교(하) A2 외 51개소	

2.2 구조계산

(1) 설계시 고려사항

① 하중 조합

(a) 방호벽

$$U = 1.3\text{사하중} + 1.7\text{토압} + 1.3\text{충돌하중}$$

(b) 방음벽

$$U = 1.3\text{사하중} + 1.7\text{토압} + 1.3\text{풍하중}$$

② 사하중

재 료	단위중량	재 료	단위중량(ton/m ³)
강재	7.85 tonf/m ³	알루미늄 방음판넬	0.030 tonf/m ³
철근콘크리트	2.50 tonf/m ³	뒷채움 흙	1.90 tonf/m ³

③ 풍하중

풍하중 강도 : 150kgf/m²

④ 뒷채움 및 기초지반 흙의 내부마찰각 $\phi=30^\circ$ 로 가정

⑤ 기초의 근입깊이는 $Df = 1.4m$ 로 가정하여 검토하였음.

⑥ 방음벽 높이는 $H=1.5m \sim 6.5m$ 로 검토높이는 $H=2.0m$ 를 기준으로 1m씩 증가시켜 $H=7.0m$ 까지 검토하였음.

⑦ 3공구 판넬식 보강토 옹벽은 기초의 근입깊이가 $Df=1.9m \sim 2.1m$ 이므로 별도 검토하였음.

⑧ 방호벽 기초높이는 방음벽과 동일하게 검토하였음.

(2)계산 결과(별첨#1 참조)

1) 방음벽

① 안정성

방음벽높이 (m)	전 도		활 동		지 지 력 (tonf/m ³)		비 고
	계 산 치	안 전 율	계 산 치	안 전 율	지 반 반 력	하 용 지 지 력	
2.0	5.166	2.0	2.713	1.5	7.441	-	
3.0	4.763	2.0	2.751	1.5	7.265	-	
4.0	4.485	2.0	2.780	1.5	7.123	-	
5.0	4.285	2.0	2.802	1.5	7.024	-	
6.0	4.255	2.0	2.856	1.5	6.854	-	
7.0	4.230	2.0	2.900	1.5	6.717	-	

② 단면검토

방음벽높이 (m)	벽체				기초				비고
	휨모멘트(tonf.m)		전단력(tonf)		모멘트(tonf.m)		전단력(tonf)		
	Mu	Md	Vu	Vd	Mu	Md	Vu	Vd	
2.0	0.872	8.913	0.825	13.794	1.229	8.482	0.346	13.137	
3.0	1.535	8.913	1.020	13.794	2.024	8.482	0.275	13.137	
4.0	2.393	8.913	1.215	13.794	3.005	8.482	0.200	13.137	
5.0	3.446	8.913	1.410	13.794	4.121	8.482	0.125	13.137	
6.0	4.694	8.913	1.605	13.794	5.555	8.482	0.007	13.137	
7.0	6.137	13.851	1.800	13.794	7.130	13.176	0.100	13.137	

2) 방호벽

① 안정성

구분	전도		활동		지지력(tonf/m')		비고
	계산치	안전율	계산치	안전율	지반반력	허용지지력	
방호벽	3.681	2.0	1.747	1.5	8.672		

② 단면검토

구분	벽체			기초			비고
	휨모멘트(tonf.m)		전단력(tonf)	휨모멘트(tonf.m)		전단력(tonf)	
	Mu	Md		Mu	Md		
방호벽	2.830	7.836	1/2 $\phi V_c > V_u$ 이므로 전단보강 불필요	0.819	8.482	1/2 $\phi V_c > V_u$ 이므로 전단보강 불필요	

3) 3공구 판넬식 보강토 옹벽 상단 방음벽 기초(L형)

① 안전성

방음벽높이 (m)	전도		활동		지지력(tonf/m')		비고
	계산치	안전율	계산치	안전율	지반반력	허용지지력	
2.5	4.684	2.0	2.215	1.5	10.06	-	

② 단면검토

방음벽높이 (m)	벽체				기초				비고
	휨모멘트(tonf.m)		전단력(tonf)		모멘트(tonf.m)		전단력(tonf)		
	Mu	Md	Vu	Vd	Mu	Md	Vu	Vd	
2.5	2.318	8.913	2.041	13.794	3.266	8.482	0.871	13.137	

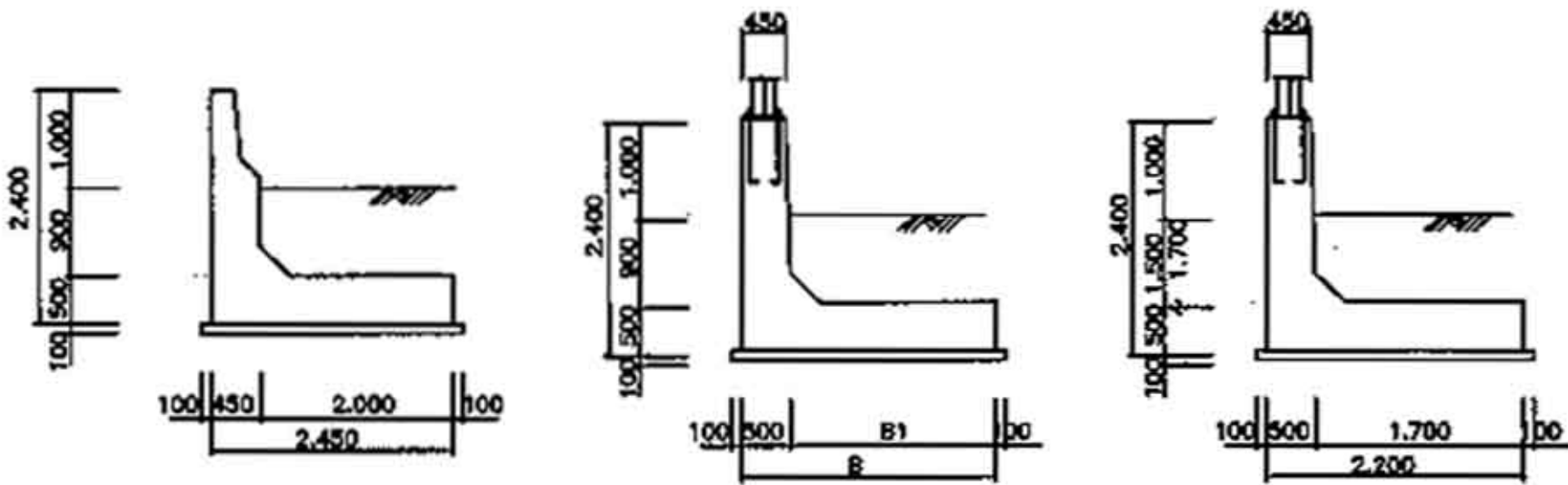
3. 검토결과

- 1) 보강토 옹벽 상단에 설치되는 방호벽 및 방음벽 기초에 대하여 구조검토를 실시하여 적정 단면에 의한 구조물의 안정성 및 단면력을 확보하였음.

방 호 벽

방음벽(H=2.0~7.0M)

3 공 구



H	B1	B
2.000	1.300	1.800
3.000	1.700	2.200
4.000	2.100	2.600
5.000	2.500	3.000
6.000	2.950	3.450
7.000	3.400	3.900

- 2) 안전검토(지지력)시 방호벽 및 방음벽 높이에 따른 기초의 최대지반 반력 Q_{max} 값에 대하여 기초 시공전 지반조사를 실시하여 지지력이 Q_{max} 값이상 확보하도록 하며 미달될때는 이에 대한 대책공법을 수립하여 시공하기 바람.

첨 부 : 방음벽 기초 구조계산서 및 도면 (별첨#1)

방호벽 기초 구조계산서 및 도면 (별첨#2)

3공구 판널식 상단 방음벽 기초 구조계산서 및 도면 (별첨#3)

◆ 별첨 # 1

방호벽 기초 구조계산서

1. 설 계 조 건

1.1 하 중

1) 사 하 중

강 재 하중	:	65.7 kg/m
철근 콘크리트	:	2.5 t/m ³
알루미늄 방음판넬	:	0.03 t/m ²

2) 토 압

흙의 단위중량	:	1.9 t/m ³
뒷채움 내부마찰각	:	30°
기초 지반 내부마찰각	:	30°

3) 풍 하 중

풍하중은 방음벽에 수직으로 작용한다.

구 분	풍하중 강도	지 주 간 격	비 고
교 량 부	300 kg/m ²	2.0 m	
토 공 부	150 kg/m ²	4.0 m	적용

3) 하중조합

$$U = 1.3 * \text{사하중} + 1.7 * \text{토 압} + 1.3 * \text{풍하중}$$

$$U = 1.3 * \text{사하중} + 1.7 * \text{토 압} + 1.3 * \text{충돌하중}$$

1.2 재료강도 및 허용응력

1) 콘크리트

$$\text{설계기준강도 } \sigma_{ck} : 240 \text{ kg/cm}^2$$

2) 철 근

$$\text{철근항복강도 } \sigma_y : 3,000 \text{ kg/cm}^2$$

1.3 참고 문헌

1) 도로교 표준시방서	-	건설교통부
2) 콘크리트 표준시방서	-	건설교통부
3) 도로 설계 요령	-	한국도로공사
4) 철근 콘크리트 설계편람	-	건설교통부

2. 기초의 안정 검토

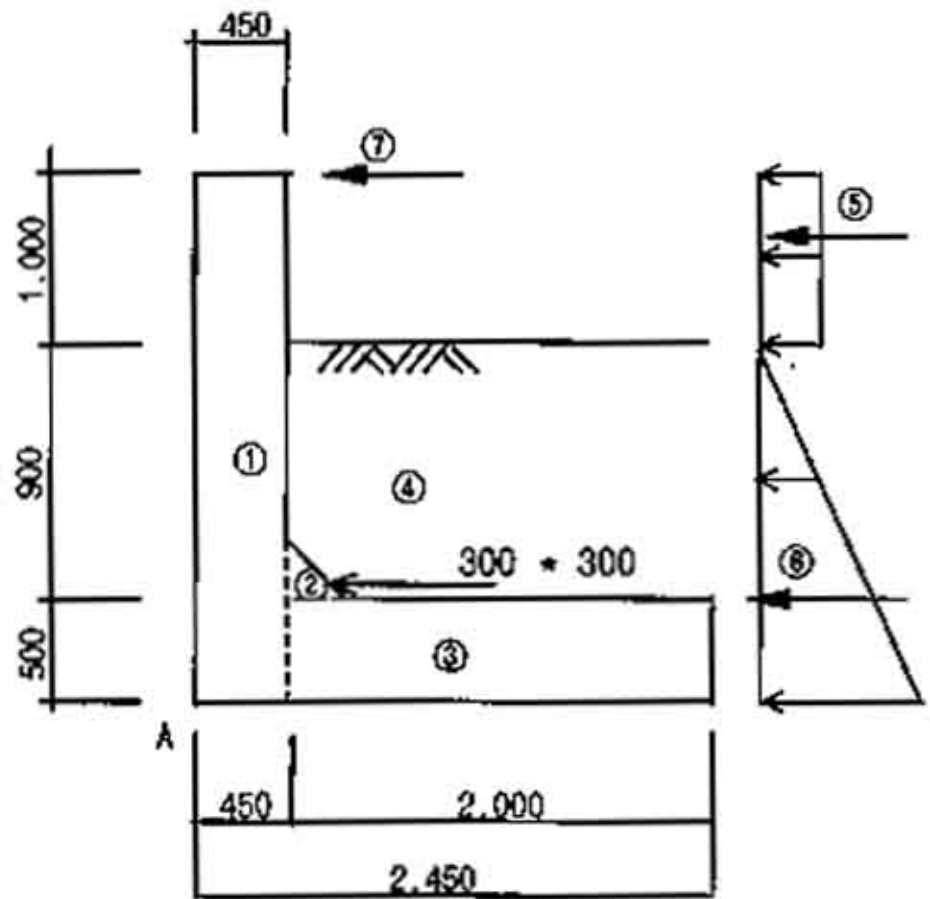
* 輪의 내부마찰각 $(\phi) = 30^\circ$

* RANKINE 토압계수

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.333$$

노면활하중(q) = 1.00 t/m²

충돌하중(P_{co}) = 1.00 t/m²



$$* P_a = K_a \times r \times H^2 / 2 = 0.333 \times 1.9 \times 1.400^2 / 2 = 0.62 \text{ t/m}$$

$$\star P1 = Ka \times Q \times H = 0.333 \star 1.0 \star 1.400 = 0.466 \text{ t/m}$$

2.1 실험하중에 의한 하중산정

구분	하중계산 (t/m)			G (a) A (m)		M (a) A	
	계산근거	연직력	수평력	Xo	Yo	저항	전도
①	0.450 * 2.400 * 2.5	2.700		0.225		0.608	
②	0.300 * 0.150 * 2.5	0.113		0.550		0.062	
③	2.000 * 0.500 * 2.5	2.500		1.450		3.625	
④	2.000 * 0.900 * 1.9	3.420		1.450		4.958	
⑤	1.000 * 0.150		0.150		1.900		0.285
⑥	주동토압		0.620		0.467		0.290
⑦	충돌하중		1.000		2.400		2.400
⑧	1.000 * 2.000	2.000		1.450		2.900	
⑨	상재하중에 의한 토압		0.466		0.700		0.326
합계		10.733	2.236			12.154	3.301
		Σ V	Σ H			Σ Mv	Σ Mh

$$\Sigma MA = \Sigma M_v - \Sigma M_h = 8.853 \text{ t}\cdot\text{m}$$

2.2 지반 지지력 검토

1) 합력의 작용점

$$d = \sum MA / \sum V = 8.853 / 10.733 = 0.825 \text{ m}$$

2) 편심 거리

$$\begin{aligned} e &= B/2 - d = 2.450 / 2 - 0.825 \\ &= 0.400 \text{ m} < B/6 = 0.408 \text{ m} \quad \text{O.K !!! (사다리꼴 분포)} \end{aligned}$$

3) 지지력 검토

$$Q_{\min}^{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$Q_{\min}^{\max} = \frac{10.733}{2.450} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.400}{2.450} \right) = \begin{matrix} 8.672 \text{ t/m}^2 \\ 0.089 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

∴ 방울벽 기초의 최대 지반 반력 $Q_{\max} = 8.672 \text{ t/m}^2$ 이므로 기초 시공전 지반조사를 실시하며 그에 따라 산정된 지지력이 $Q_{\max}$ 에 미달될때는 이에 대한 대책공법을 수립하여 감독원의 승인을 득한후 시공하여야 한다.

2.3 전도에 대한 안정검토

$$F.S = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} = \frac{12.154}{3.301} = 3.681 > 2.0 \quad \text{O.K !!!}$$

2.4 활동에 대한 안정검토

$$F.S = \frac{\sum V \cdot \tan \phi_g}{\sum H} = \frac{10.733 \cdot 0.364}{2.236} = 1.747 > 1.5 \quad \text{O.K !!!}$$

기초지반의 내부마찰각(ϕ) = 30°

$$\therefore \mu = \tan \phi_g = \tan(2\phi/3) = 0.364$$

3. 부재 단면력 산정 (강도설계법)

3.1 벽 체

1) 토 압

$$\begin{aligned} P_{ah1} &= K_a \times r \times H^2 / 2 = 0.333 \times 1.9 \times 0.900^2 / 2 = 0.256 \text{ t/m} \\ P_{ah2} &= K_a \times q \times H = 0.333 \times 1.0 \times 0.900 = 0.300 \text{ t/m} \\ M_h &= 0.256 \times 0.900 / 3 + 0.300 \times 0.900 / 2 = 0.212 \text{ t}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

2) 풍하중

$$\begin{aligned} P_w &= 0.150 \text{ t/m} \\ M_w &= 0.150 \times 1.400 = 0.210 \text{ t}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

3) 충돌하중

$$\begin{aligned} P_{co} &= 1.000 \text{ t/m} \\ M_{co} &= 1.000 \times 1.900 = 1.900 \text{ t}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

4) 단면력

$$\begin{aligned} S_u &= 1.7 P_{ah} + 1.3 P_w = 1.7 \times 0.556 + 1.3 \times 0.150 = 1.140 \text{ t/m} \\ S_u &= 1.7 P_{ah} + 1.3 P_{co} = 1.7 \times 0.556 + 1.3 \times 1.900 = 3.415 \text{ t/m} \\ M_u &= 1.7 M_h + 1.3 M_w = 1.7 \times 0.212 + 1.3 \times 0.210 = 0.633 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ M_u &= 1.7 M_h + 1.3 M_{co} = 1.7 \times 0.212 + 1.3 \times 1.900 = 2.830 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ M_o &= 1.0 M_h + 1.0 M_w = 1.0 \times 0.212 + 1.0 \times 1.900 = 2.112 \text{ t}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

3.2 기 초

구 분	하중계산 (t/m)			G @ A (m)		M @ A	
	계 산 근 거	연직력	수평력	Xo	Yo	저 항	전 도
①	2.700 * 1.3	3.510		0.225		0.790	
②	0.113 * 1.3	0.147		0.550		0.081	
③	2.500 * 1.3	3.250		1.450		4.713	
④	3.420 * 1.3	4.446		1.450		6.447	
⑤	0.150 * 1.3		0.195		1.900	0.371	
⑥	0.620 * 1.7		1.054		0.487		0.492
⑦	1.000 * 1.3		1.300		2.400		3.120
⑧	2.000 * 1.3	2.600		1.450		3.770	
⑨	0.466 * 1.3		0.606		0.700		0.424
합계		13.953	3.155			16.172	4.036
		Σ V	Σ H			Σ Mv	Σ Mh

$$\Sigma MA = \Sigma Mv - \Sigma Mh = 12.136 \text{ t}\cdot\text{m}$$

1) 합력의 작용점

$$d = \sum M_v / \sum V = 12.136 / 13.953 = 0.870 \text{ m}$$

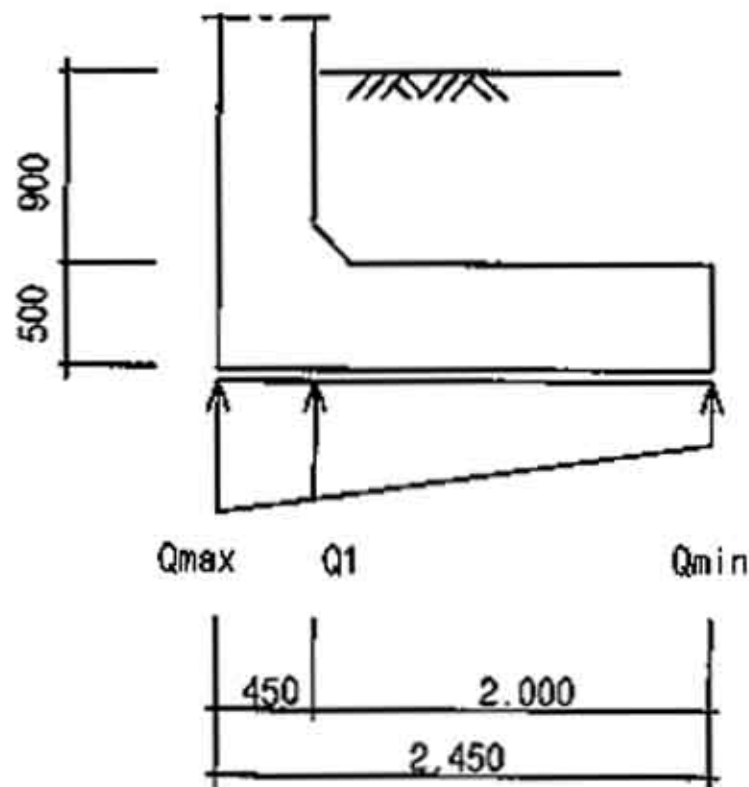
2) 편심 거리

$$e = B/2 - d = 2.450 / 2 - 0.870 = 0.355 \text{ m} < B/6 = 0.408 \text{ m} \implies \text{지반반력 : 사다리꼴 분포}$$

3) 지반반력 계산

$$Q_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$Q_{\min} = \frac{13.953}{2.450} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.355}{2.450} \right) = \begin{matrix} 10.646 \text{ t/m}^2 \\ 0.744 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$



$$\begin{aligned} * Q_{\max} &= 10.646 \text{ t/m}^2 \\ * Q_1 &= 8.828 \text{ t/m}^2 \\ * Q_{\min} &= 0.744 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

4) 단면력 계산

① 지반반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.744 \cdot 2.000^2 / 2 \\ &\quad + (8.828 - 0.744) / 2 \cdot 2.000^2 \cdot 1/3 = 6.877 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ S_1 &= (8.828 + 0.744) / 2 \cdot 2.000 = 9.571 \text{ t/m} \end{aligned}$$

② 사하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} M_2 &= -0.500 \cdot 2.000^2 / 2 \cdot 2.5 \cdot 1.3 \\ &\quad - 4.446 \cdot 2.000 / 2 = -7.696 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ S_2 &= -0.500 \cdot 2.000 \cdot 2.5 \cdot 1.3 - 4.446 = -7.696 \text{ t/m} \end{aligned}$$

③ 윗굽 단면력

$$\begin{aligned} M_u &= M_1 + M_2 = -0.819 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ S_u &= S_1 + S_2 = 1.875 \text{ t/m} \\ M_o &= 4.850 + -5.920 = -1.070 \text{ t}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

4. 철근량 산정

4.1 벽 체

(1) 입력 자료

콘크리트 강도	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	철근 항복강도	$\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
(bending)	$\phi = 0.85$	(shear)	$\phi = 0.80$
설계 모멘트	$M_u = 2.830 \text{ t}\cdot\text{m}$	유효 높이	$d = 37 \text{ cm}$
설계 전단력	$V_u = 1.140 \text{ t}$	인장 피복	$d' = 8 \text{ cm}$
부재폭	$b = 100 \text{ cm}$	부재 높이	$h = 45 \text{ cm}$

(2) 휨 철근량 산정

균형철근비	$P_b = 0.0387868$	최대철근비	$P_{max} = 0.0290901$
최소철근비	$P_{min} = 0.0046667$		

$$\begin{aligned} \text{최소 철근량 } A_s(\min) &= 17.267 \text{ cm}^2 \\ \text{해석 요구량 } A_s(\text{req}) &= 3.018 \text{ cm}^2 \\ A_s(\max) > A_s(\min) > A_s(\text{req}) &\Rightarrow A_s(\text{req}) \times 4/3 = 4.023 \text{ cm}^2 < A_s(\min) \end{aligned}$$

그러므로 요구되는

$$A_s = 4.023 \text{ cm}^2$$

사용철근량 $A_s(\text{use})$

$$\begin{aligned} \text{D 13 @ 150} &= 8.447 \text{ cm}^2 \\ \text{TOTAL } A_s(\text{use}) &= 8.447 \text{ cm}^2 \\ \text{사용철근비 } P(\text{use}) &= 0.0022829 < P_{max} \\ a &= 1.242 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M_d = 7.836 \text{ t}\cdot\text{m} > M_u = 2.830 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{O.K. !!!}$$

(3) 전단 검토

$$\phi \cdot V_c/2 = 12.152 \text{ t} > V_u = 1.140 \text{ t}$$

전단 보강 불필요

(4) 균열폭 검토

$$\begin{aligned} \textcircled{1} M_0 &= 2.112 \text{ t}\cdot\text{m} & \textcircled{2} n &= 136 / \sqrt{\sigma_{ck}} = 9 \\ \textcircled{3} X &= k \times d = 6.779 & \textcircled{4} P &= A_s / b d = 0.00228 \\ \textcircled{5} j &= 1 - k/3 = 0.939 & \textcircled{6} k &= -nP + \sqrt{(nP)^2 + 2nP} = 0.183 \\ \sigma_s \max &= M_0 / P_b j d^2 = 2.112 \times 10^5 / (0.0022829 \times 100 \times 0.939 \times 37.0^2) \\ &= 719.74 \text{ kg/cm}^2 < 0.6\sigma_y = 1800 \text{ kg/cm}^2 \\ A &= (b \times 2dc) / 7^{EA} = (100 \times 16) / 7 = 239.9 \text{ cm}^2 \\ \therefore Z &= \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} = 719.74 \times \sqrt[3]{(8.00 \times 239.88)} \\ &= 8944.05 \text{ kg/cm}^2 < 23170 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K. !!!} \\ \therefore W &= 1.08 R \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} \times 10^{-5} \text{ (mm)} \quad (\text{콘크리트 시방서 p139}) \\ &= 1.08 \times 1.350 \times 719.74 \sqrt[3]{(8.00 \times 239.88)} \times 10^{-5} \\ &= 0.130 \text{ mm} < W_a = 0.368 \text{ mm} \quad \text{O.K. !!!} \\ R : &\text{보인 경우 } 1.2 \quad \text{슬래브인 경우 } = 1.35 \\ W_a : &\text{허용 균열폭 (mm) (일반환경일 경우는 0.0050)} \\ C : &\text{콘크리트 최소덮개 (mm) } = 80.0 - 6.5 = 73.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.2 기 초

(1) 입력 자료

콘크리트 강도	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	철근 항복강도	$\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
(bending)	$\phi = 0.85$	(shear)	$\phi = 0.80$
설계 모멘트	$M_u = 0.819 \text{ t}\cdot\text{m}$	유효 높이	$d = 40 \text{ cm}$
설계 전단력	$V_u = 1.875 \text{ t}$	인장 피복	$d' = 10 \text{ cm}$
부재 폭	$b = 100 \text{ cm}$	부재 높이	$h = 50 \text{ cm}$

(2) 휨 철근량 산정

균형철근비	$P_b = 0.0387868$	최대철근비	$P_{max} = 0.0290901$
최소철근비	$P_{min} = 0.0046667$		

$$\begin{aligned} \text{최소 철근량 } A_s(\min) &= 18.667 \text{ cm}^2 \\ \text{해석 요구량 } A_s(\text{req}) &= 0.804 \text{ cm}^2 \\ A_s(\max) > A_s(\min) > A_s(\text{req}) &\Rightarrow A_s(\text{req}) \times 4/3 = 1.072 \text{ cm}^2 < A_s(\min) \end{aligned}$$

그러므로 요구되는

$$A_s = 1.072 \text{ cm}^2$$

사용철근량 $A_s(\text{use})$

$$\begin{aligned} D 13 @ 150 &= 8.447 \text{ cm}^2 \\ \text{TOTAL } A_s(\text{use}) &= 8.447 \text{ cm}^2 \\ \text{사용철근비 } P(\text{use}) &= 0.0021117 < P_{max} \\ a &= 1.242 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M_d = 8.482 \text{ t}\cdot\text{m} > M_u = 0.819 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{O.K. !!!}$$

(3) 전단 검토

$$\phi \cdot V_c / 2 = 13.137 \text{ t} > V_u = 1.875 \text{ t}$$

전단 보강 불필요

(4) 균열폭 검토

$$\begin{aligned} \odot M_0 &= 1.070 \text{ t}\cdot\text{m} & \odot n &= 136 / \sqrt{\sigma_{ck}} = 9 \\ \odot X &= k \times d = 7.075 & \odot P &= A_s / b d = 0.00211 \\ \odot j &= 1 - k/3 = 0.941 & \odot k &= -nP + \sqrt{(nP)^2 + 2nP} = 0.177 \\ \sigma_s \max &= M_u / Pbjd^2 = 1.070 \times 10^5 / (0.0021117 \times 100 \times 0.941 \times 40.0^2) \\ &= 336.54 \text{ kg/cm}^2 < 0.6\sigma_y = 1800 \text{ kg/cm}^2 \\ A &= (b \times 2dc) / 7^{EA} = (100 \times 20) / 7 = 299.9 \text{ cm}^2 \\ \therefore Z &= \sigma_s^3 \sqrt{(dc \times A)} = 336.54 \times \sqrt[3]{(10.0 \times 299.85)} \\ &= 4852.87 \text{ kg/cm}^2 < 23170 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K. !!!} \\ \therefore W &= 1.08 R \sigma_s^3 \sqrt{(dc \times A)} \times 10^{-5} \text{ (mm)} \quad (\text{콘크리트 시방서 p139}) \\ &= 1.08 \times 1.350 \times 336.54 \sqrt[3]{(10.0 \times 299.85)} \times 10^{-5} \\ &= 0.071 \text{ mm} < W_a = 0.468 \text{ mm} \quad \text{O.K. !!!} \\ R : &\text{보인 경우 } 1.2 \quad \text{슬래브인 경우 } = 1.35 \\ W_a : &\text{허용 균열폭 (mm) (일반환경일 경우는 0.005C)} \\ C : &\text{콘크리트 최소덮개 (mm) } = 100 - 6.5 = 93.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

◆ 별첨 # 2

방음벽 기초 구조계산서

3공구 ($H = 2.500\text{m}$)

1. 설 계 조 건

1.1 하 중

1) 사 하 중

지주 강재 (H-형강)	:	65.7 kg/m
철근 콘크리트	:	2.5 t/m ³
알루미늄 방음판넬	:	0.03 t/m ²

2) 토 압

흙의 단위중량	:	1.9 t/m ³
뒷채움 내부마찰각	:	30°
기초 지반 내부마찰각	:	30°

3) 풍 하 중

풍하중은 방음벽에 수직으로 작용한다.

구 분	풍하중 강도	지 우 기 령	비 고
교 량 부	300 kg/m ²	2.0 m	
토 공 부	150 kg/m ²	4.0 m	적용

3) 하중조합

$$U = 1.3 * \text{사하중} + 1.7 * \text{토 압} + 1.3 * \text{풍하중}$$

1.2 재료강도 및 허용응력

1) 콘크리트

설계기준강도 σ_{ck} : 240 kg/cm²

2) 철 근

철근항복강도 σ_y : 3,000 kg/cm²

1.3 참고 문헌

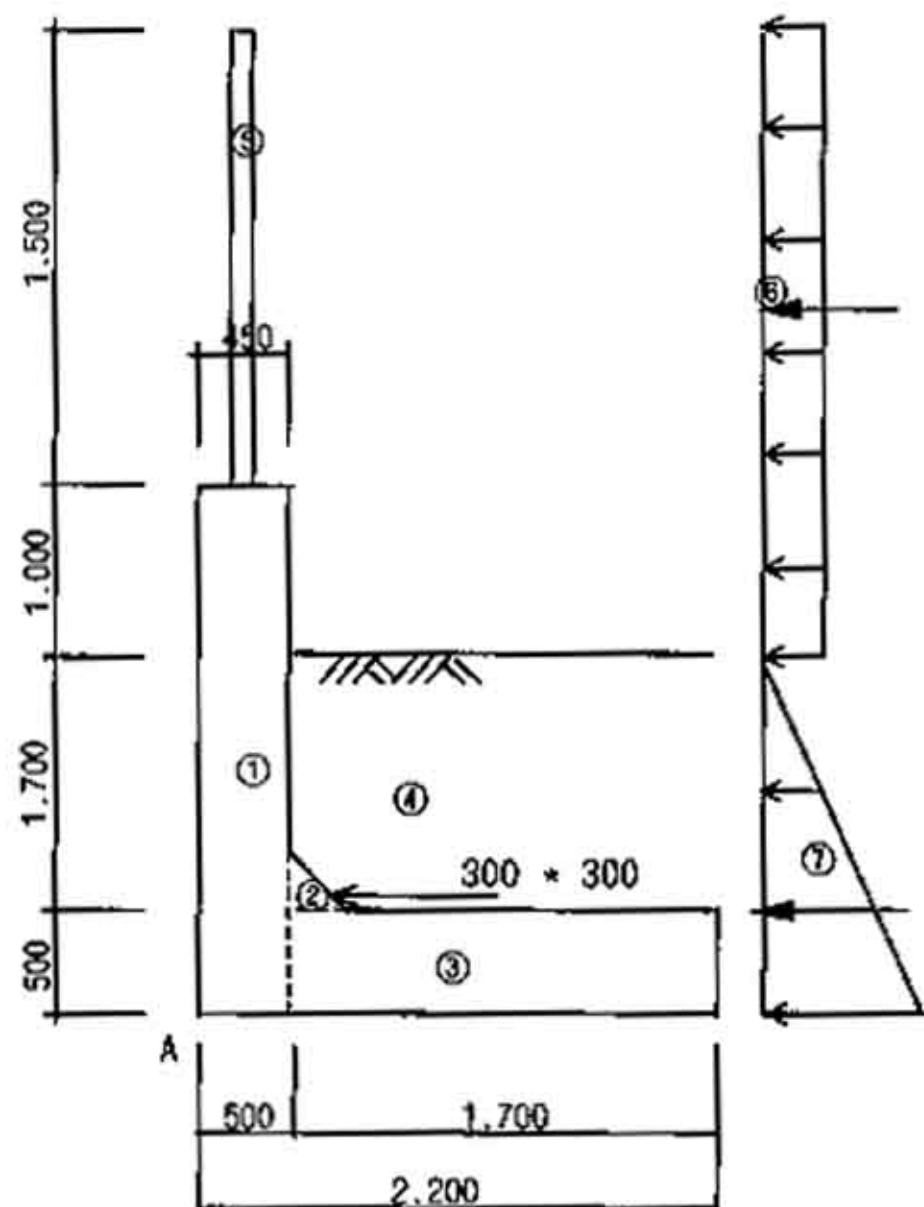
1) 도로교 표준시방서	-	건설교통부
2) 콘크리트 표준시방서	-	건설교통부
3) 도로 설계 요령	-	한국도로공사
4) 철근 콘크리트 설계편람	-	건설교통부

2. 기초의 안정 검토

* 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30°

* RANKINE 토압계수

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0.333$$



$$* P_a = K_a \times \gamma \times H^2 / 2 = 0.333 \times 1.9 \times 2.200^2 / 2 = 1.531 \text{ t/m}$$

2.1 실하중에 의한 하중산정

구분	하중계산 (t/m)			G @ A (m)		M @ A	
	계산근거	연직력	수평력	Xo	Yo	저항	전도
①	0.475 * 3.200 * 2.5	3.800		0.250		0.950	
②	0.300 * 0.150 * 2.5	0.113		0.600		0.068	
③	1.700 * 0.500 * 2.5	2.125		1.350		2.869	
④	1.700 * 1.700 * 1.9	5.491		1.350		7.413	
⑤	0.046 * 1.500	0.069		0.250		0.017	
⑥	2.500 * 0.150		0.375		3.450		1.294
⑦	주동토압		1.531		0.733		1.122
합계		11.598	1.906			11.317	2.416
		ΣV	ΣH			ΣM_v	ΣM_h

$$\Sigma MA = \Sigma M_v - \Sigma M_h = 8.901 \text{ t}\cdot\text{m}$$

2.2 지반 지지력 검토

1) 합력의 작용점

$$d = \sum MA / \sum V = 8.901 / 11.598 = 0.767 \text{ m}$$

2) 편심 거리

$$\begin{aligned} e &= B/2 - d = 2.200 / 2 - 0.767 \\ &= 0.333 \text{ m} < B/6 = 0.367 \text{ m} \quad \text{O.K !!! (사다리꼴 분포)} \end{aligned}$$

3) 지지력 검토

$$Q_{\min}^{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$Q_{\min}^{\max} = \frac{11.598}{2.200} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.333}{2.200} \right) = \begin{matrix} 10.060 \text{ t/m}^2 \\ 0.484 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

∴ 방음벽 기초의 최대 지반 반력 $Q_{\max} = 10.06 \text{ t/m}^2$ 이므로 기초 시공전 지반조사를 실시하여 그에 따라 산정된 지지력이 $Q_{\max}$ 에 미달될때는 이에 대한 대책공법을 수립하여 감독원의 승인을 득한후 시공하여야 한다.

2.3 전도에 대한 안정검토

$$F.S = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} = \frac{11.317}{2.416} = 4.684 > 2.0 \quad \text{O.K !!!}$$

2.4 활동에 대한 안정검토

$$F.S = \frac{\sum V \cdot \tan \phi_b}{\sum H} = \frac{11.598 \cdot 0.364}{1.906} = 2.215 > 1.5 \quad \text{O.K !!!}$$

기초지반의 내부마찰각(ϕ) = 30°

$$\therefore \mu = \tan \phi_b = \tan(2\phi/3) = 0.364$$

3. 부재 단면력 산정 (강도설계법)

3.1 벽 체

1) 토 압

$$P_{ah} = K_a \times r \times H^2 / 2 = 0.333 \times 1.9 \times 1.700^2 / 2 = 0.914 \text{ t/m}$$

$$M_h = 0.914 \times 1.700 / 3 = 0.518 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

2) 풍하중

$$P_w = 0.375 \text{ t/m}$$

$$M_w = 0.375 \times 2.950 = 1.106 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

3) 단면력

$$S_u = 1.7 P_{ah} + 1.3 P_w = 1.7 \times 0.914 + 1.3 \times 0.375 = 2.041 \text{ t/m}$$

$$M_u = 1.7 M_h + 1.3 M_w = 1.7 \times 0.518 + 1.3 \times 1.106 = 2.318 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_o = 1.0 M_h + 1.0 M_w = 1.0 \times 0.914 + 1.0 \times 0.375 = 1.289 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

3.2 기 초

구 분	하중계산 (t/m)			G (A) A (m)		M (A) A	
	계 산 근 거	연직력	수평력	Xo	Yo	저 항	전 도
①	3.800 * 1.3	4.940		0.250		1.235	
②	0.113 * 1.3	0.147		0.600		0.088	
③	2.125 * 1.3	2.763		1.350		3.730	
④	5.491 * 1.3	7.138		1.350		9.636	
⑤	0.069 * 1.3	0.090		0.250		0.023	
⑥	0.375 * 1.3		0.488		3.450		1.684
⑦	1.531 * 1.7		2.603		0.733		1.908
합계		15.078	3.091			14.712	3.592
		Σ V	Σ H			Σ Mv	Σ Mh

$$\Sigma MA = \Sigma Mv - \Sigma Mh = 11.120 \text{ t}\cdot\text{m}$$

1) 합력의 작용점

$$d = \Sigma Mv / \Sigma V = 11.120 / 15.078 = 0.737 \text{ m}$$

2) 편심 거리

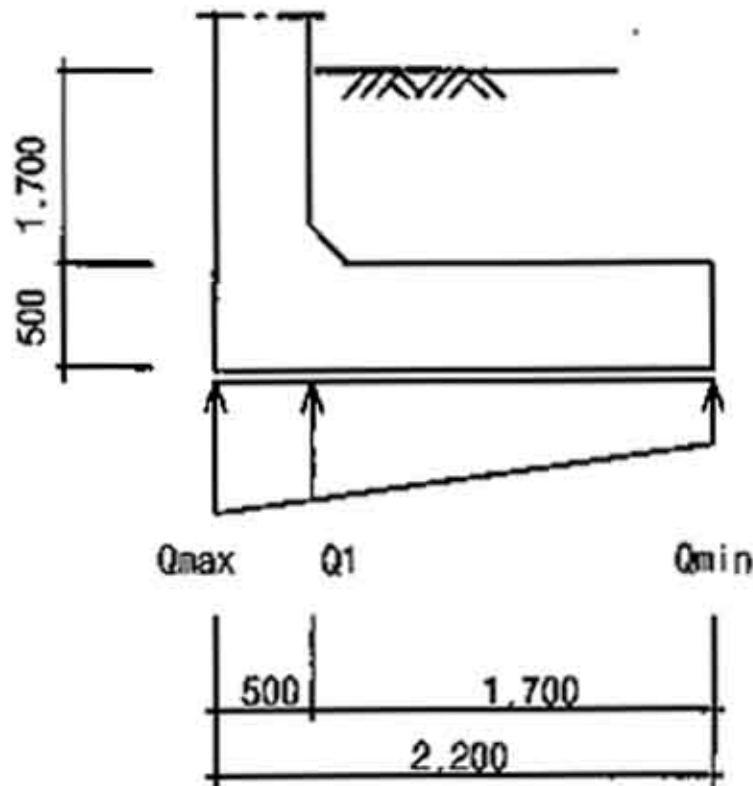
$$e = B/2 - d = 2.200 / 2 - 0.737$$

$$= 0.363 \text{ m} < B/6 = 0.367 \text{ m} \implies \text{지반반력 : 사다리꼴 분포}$$

3) 지반반력 계산

$$Q_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$Q_{\min} = \frac{15.078}{2.200} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.363}{2.200} \right) = \begin{matrix} 13.639 \text{ t/m}^2 \\ 0.069 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$



$$\begin{aligned} * Q_{\max} &= 13.639 \text{ t/m}^2 \\ * Q_1 &= 10.555 \text{ t/m}^2 \\ * Q_{\min} &= 0.069 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

4) 단면력 계산

① 지반반력에 의한 단면력

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.069 \cdot 1.700^2 / 2 \\ &\quad + (10.555 - 0.069) / 2 \cdot 1.700^2 \cdot 1/3 = 5.150 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ S_1 &= (10.555 + 0.069) / 2 \cdot 1.700 = 9.030 \text{ t/m} \end{aligned}$$

② 사하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} M_2 &= -0.500 \cdot 1.700^2 / 2 \cdot 2.5 \cdot 1.3 \\ &\quad - 7.138 \cdot 1.700 / 2 = -8.415 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ S_2 &= -0.500 \cdot 1.700 \cdot 2.5 \cdot 1.3 - 7.138 = -9.901 \text{ t/m} \end{aligned}$$

③ 뒷굽 단면력

$$\begin{aligned} M_u &= M_1 + M_2 = -3.266 \text{ t}\cdot\text{m/m} \\ S_u &= S_1 + S_2 = -0.871 \text{ t/m} \\ M_o &= 4.264 + -6.474 = -2.210 \text{ t}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

4. 철근량 산정

4.1 벽 체

(1) 입력 자료

콘크리트 강도	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	철근 항복강도	$\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
(bending)	$\phi = 0.85$	(shear)	$\phi = 0.80$
설계 모멘트	$M_u = 2.318 \text{ t}\cdot\text{m}$	유효 높이	$d = 42 \text{ cm}$
설계 전단력	$V_u = 2.041 \text{ t}$	인장 피복	$d' = 8 \text{ cm}$
부재 폭	$b = 100 \text{ cm}$	부재 높이	$h = 50 \text{ cm}$

(2) 휨 철근량 산정

균형철근비	$P_b = 0.0387868$	최대철근비	$P_{max} = 0.0290901$
최소철근비	$P_{min} = 0.0046667$		

$$\begin{aligned} \text{최소 철근량 } A_s(\min) &= 19.600 \text{ cm}^2 \\ \text{해석 요구량 } A_s(\text{req}) &= 2.173 \text{ cm}^2 \\ A_s(\max) > A_s(\min) > A_s(\text{req}) &\Rightarrow A_s(\text{req}) \times 4/3 = 2.897 \text{ cm}^2 < A_s(\min) \end{aligned}$$

그러므로 요구되는

$$A_s = 2.897 \text{ cm}^2$$

사용철근량 $A_s(\text{use})$

$$\begin{aligned} D13 @ 150 &= 8.447 \text{ cm}^2 \\ \text{TOTAL } A_s(\text{use}) &= 8.447 \text{ cm}^2 \\ \text{사용철근비 } P(\text{use}) &= 0.0020111 < P_{max} \\ a &= 1.242 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M_d = 8.913 \text{ t}\cdot\text{m} > M_u = 2.318 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{O.K.!!!}$$

(3) 전단 검토

$$\phi \cdot V_c/2 = 13.794 \text{ t} > V_u = 2.041 \text{ t}$$

전단 보강 불필요

(4) 균열폭 검토

$$\begin{aligned} \odot M_0 &= 1.289 \text{ t}\cdot\text{m} & \odot n &= 136 / \sqrt{\sigma_{ck}} = 9 \\ \odot X &= k \times d = 7.267 & \odot P &= A_s / b d = 0.00201 \\ \odot j &= 1 - k/3 = 0.942 & \odot k &= -nP + \sqrt{(nP)^2 + 2nP} = 0.173 \\ \sigma_s \max &= M_u / P_b j d^2 = 1.289 \times 10^5 / (0.0020111 \times 100 \times 0.942 \times 42.0^2) \\ &= 385.58 \text{ kg/cm}^2 < 0.6\sigma_y = 1800 \text{ kg/cm}^2 \\ A &= (b \times 2d) / 7^{1/3} = (100 \times 16) / 7 = 239.9 \text{ cm}^2 \\ \therefore Z &= \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} = 385.58 \times \sqrt[3]{(8.00 \times 239.88)} \\ &= 4791.58 \text{ kg/cm}^2 < 23170 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.!!!} \\ \therefore W &= 1.08 R \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} \times 10^{-5} \text{ (mm)} \quad (\text{콘크리트 시방서 p139}) \\ &= 1.08 \times 1.350 \times 385.58 \times \sqrt[3]{(8.00 \times 239.88)} \times 10^{-5} \\ &= 0.070 \text{ mm} < W_a = 0.368 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!!} \\ R : &\text{보인 경우 } 1.2 \quad \text{슬래브인 경우 } = 1.35 \\ W_a : &\text{허용 균열폭 (mm) (일반환경일 경우는 0.0050)} \\ C : &\text{콘크리트 최소덮개 (mm) } = 80.0 - 6.5 = 73.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.2 기 초

(1) 입력 자료

콘크리트 강도	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	철근 항복강도	$\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
(bending)	$\phi = 0.85$	(shear)	$\phi = 0.80$
설계 모멘트	$M_u = 3.266 \text{ t}\cdot\text{m}$	유효 높이	$d = 40 \text{ cm}$
설계 전단력	$V_u = 0.871 \text{ t}$	인장 피복	$d'' = 10 \text{ cm}$
부재 폭	$b = 100 \text{ cm}$	부재 높이	$h = 50 \text{ cm}$

(2) 휨 철근량 산정

균형철근비	$P_b = 0.0387868$	최대철근비	$P_{max} = 0.0290901$
최소철근비	$P_{min} = 0.0046667$		

$$\text{최소 철근량 } A_s(\min) = 18.667 \text{ cm}^2$$

$$\text{해석 요구량 } A_s(\text{req}) = 3.221 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\max) > A_s(\min) > A_s(\text{req}) \Rightarrow A_s(\text{req}) \times 4/3 = 4.294 \text{ cm}^2 < A_s(\min)$$

그러므로 요구되는

$$A_s = 4.294 \text{ cm}^2$$

사용철근량 $A_s(\text{use})$

$$D 13 @ 150 = 8.447 \text{ cm}^2$$

$$\text{TOTAL } A_s(\text{use}) = 8.447 \text{ cm}^2$$

$$\text{사용철근비 } P(\text{use}) = 0.0021117 < P_{max}$$

$$a = 1.242 \text{ cm}$$

$$M_d = 8.482 \text{ t}\cdot\text{m} > M_u = 3.266 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{O.K ! ! !}$$

(3) 전단 검토

$$\phi \cdot V_c/2 = 13.137 \text{ t} > V_u = 0.871 \text{ t}$$

전단 보강 불필요

(4) 균열폭 검토

$$\odot M_0 = 2.210 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \odot n = 136 / \sqrt{\sigma_{ck}} = 9$$

$$\odot X = k \times d = 7.075 \quad \odot P = A_s / b d = 0.00211$$

$$\odot j = 1 - k/3 = 0.941 \quad \odot k = -nP + \sqrt{(nP)^2 + 2nP} = 0.177$$

$$\sigma_s \max = M_u / P_b j d^2 = 2.210 \times 10^5 / (0.0021117 \times 100 \times 0.941 \times 40.0^2) \\ = 694.96 \text{ kg/cm}^2 < 0.6\sigma_y = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = (b \times 2dc) / 7^{EA} = (100 \times 20) / 7 = 299.9 \text{ cm}^2$$

$$\therefore Z = \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} = 694.96 \times \sqrt[3]{(10.0 \times 299.85)} \\ = 10021.40 \text{ kg/cm}^2 < 23170 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K ! ! !}$$

$$\therefore W = 1.08 R \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} \times 10^{-5} \text{ (mm)} \quad (\text{콘크리트 시방서 p139}) \\ = 1.08 \times 1.350 \times 694.96 \sqrt[3]{(10.0 \times 299.85)} \times 10^{-5}$$

$$= 0.146 \text{ mm} < W_a = 0.468 \text{ mm} \quad \text{O.K ! ! !}$$

$$R : \text{보인 경우 } 1.2 \quad \text{슬래브인 경우 } = 1.35$$

$$W_a : \text{허용 균열폭 (mm) (일반환경일 경우는 0.005C)}$$

$$C : \text{콘크리트 최소덮개 (mm) } = 100 - 6.5 = 93.5 \text{ mm}$$

방음벽 기초 구조계산서

(H = 4.000m)

1. 설 계 조 건

1.1 하 중

1) 사 하 중

지주 강재 (H-형강)	:	65.7 kg/m
철근 콘크리트	:	2.5 t/m ³
알루미늄 방음판넬	:	0.03 t/m ²

2) 토 압

흙의 단위중량	:	1.9 t/m ³
뒷채움 내부마찰각	:	30°
기초 지반 내부마찰각	:	30°

3) 풍 하 중

풍하중은 방음벽에 수직으로 작용한다.

구분	풍하중 강도	지주 간격	비고
교 탕 부	300 kg/m ²	2.0 m	
토 공 부	150 kg/m ²	4.0 m	적용

4) 하중조합

$$U = 1.3 * \text{사하중} + 1.7 * \text{토 압} + 1.3 * \text{풍하중}$$

1.2 재료강도 및 허용응력

1) 콘크리트

설계기준강도 σ_{ck} : 240 kg/cm²

2) 철 근

철근항복강도 σ_y : 3,000 kg/cm²

1.3 참고 문헌

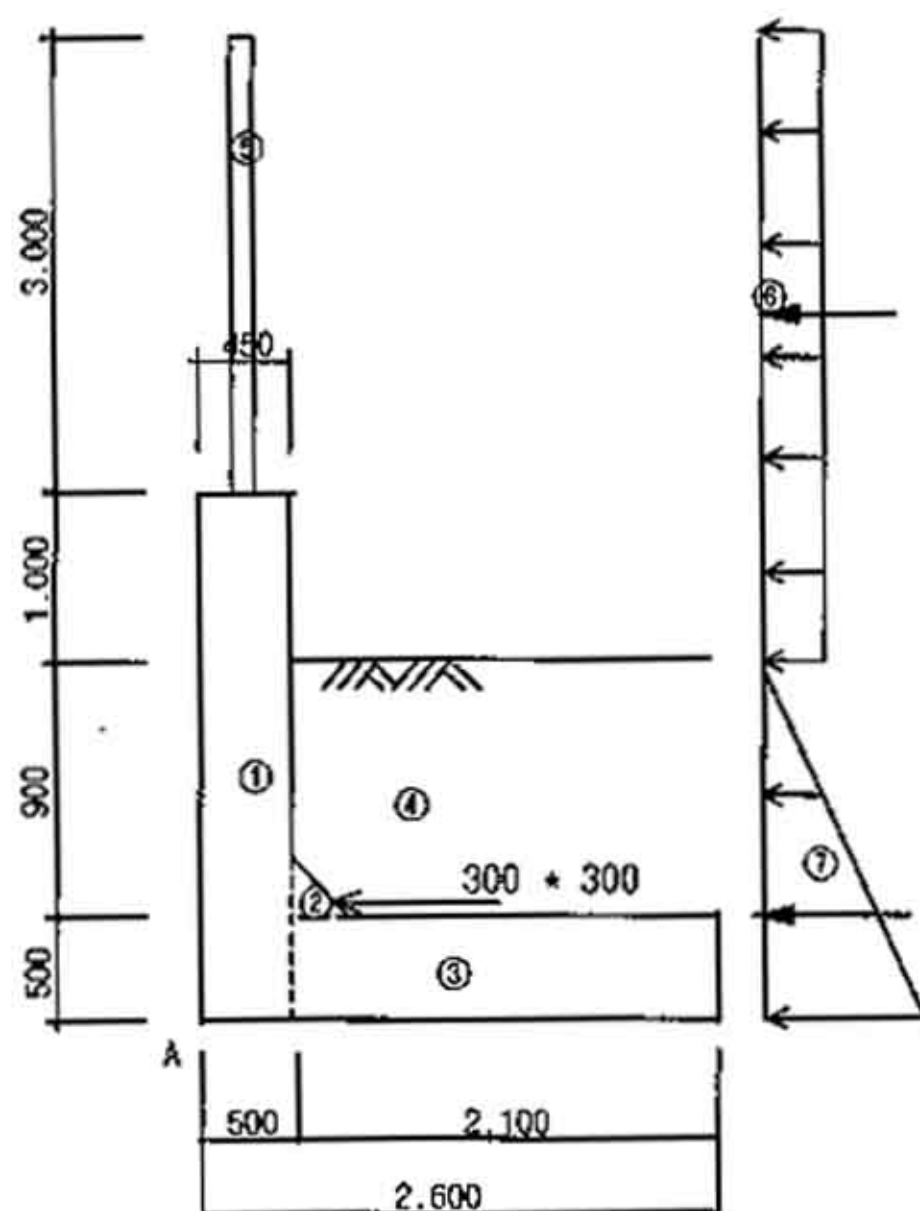
- | | | |
|-----------------|---|--------|
| 1) 도로교 표준시방서 | - | 건설교통부 |
| 2) 콘크리트 표준시방서 | - | 건설교통부 |
| 3) 도로 설계 요령 | - | 한국도로공사 |
| 4) 철근 콘크리트 설계편람 | - | 건설교통부 |

2. 기초의 안정 검토

* 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30°

* RANKINE 토압계수

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0.333$$



$$\bullet Pa = K_a \times r \times H^2 / 2 = 0.333 \times 1.9 \times 1.400^2 / 2 = 0.62 \text{ t/m}$$

2.1 실하중에 의한 하중산정

구분	하중계산 (t/m)			G ㉠ A (m)		M ㉠ A	
	계산근거	연직력	수평력	Xo	Yo	저항	전도
①	0.475 * 2.400 * 2.5	2.850		0.250		0.713	
②	0.300 * 0.150 * 2.5	0.113		0.600		0.068	
③	2.100 * 0.500 * 2.5	2.625		1.550		4.069	
④	2.100 * 0.900 * 1.9	3.591		1.550		5.566	
⑤	0.046 * 3.000	0.138		0.250		0.035	
⑥	4.000 * 0.150		0.600		3.400		2.040
⑦	주동토압		0.620		0.467		0.290
합계		9.317	1.220			10.451	2.330
		ΣV	ΣH			ΣM_v	ΣM_h

$$\Sigma MA = \Sigma M_v - \Sigma M_h = 8.121 \text{ t}\cdot\text{m}$$

2.2 지반 지지력 검토

1) 합력의 작용점

$$d = \sum MA / \sum V = 8.121 / 9.317 = 0.872 \text{ m}$$

2) 편심 거리

$$\begin{aligned} e &= B/2 - d = 2.600 / 2 - 0.872 \\ &= 0.428 \text{ m} < B/6 = 0.433 \text{ m} \quad \text{O.K !!! (사다리꼴 분포)} \end{aligned}$$

3) 지지력 검토

$$Q_{\max}^{\min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$Q_{\max}^{\min} = \frac{9.317}{2.600} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.428}{2.600} \right) = \begin{matrix} 7.123 \text{ t/m}^2 \\ 0.044 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

∴ 방음벽 기초의 최대 지반 반력 $Q_{\max} = 7.123 \text{ t/m}^2$ 이므로 기초 시공전 지반조사를 실시하며 그에 따라 산정된 지지력이 $Q_{\max}$ 에 미달될때는 이에 대한 대책공법을 수립하여 감독원의 승인을 득한후 시공하여야 한다.

2.3 전도에 대한 안정검토

$$F.S = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} = \frac{10.451}{2.330} = 4.485 > 2.0 \quad \text{O.K !!!}$$

2.4 활동에 대한 안정검토

$$F.S = \frac{\sum V \cdot \tan \phi_b}{\sum H} = \frac{9.317 \cdot 0.364}{1.220} = 2.780 > 1.5 \quad \text{O.K !!!}$$

기초지반의 내부마찰각(ϕ) = 30°

$$\therefore \mu = \tan \phi_b = \tan(2\phi/3) = 0.364$$

3. 부재 단면력 산정 (강도설계법)

3.1 벽 체

1) 토 압

$$P_{ah} = K_a \times r \times H^2 / 2 = 0.333 \times 1.9 \times 0.900^2 / 2 = 0.256 \text{ t/m}$$

$$M_h = 0.256 \times 0.900 / 3 = 0.077 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

2) 풍하중

$$P_w = 0.600 \text{ t/m}$$

$$M_w = 0.600 \times 2.900 = 1.740 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

3) 단면력

$$S_u = 1.7 P_{ah} + 1.3 P_w = 1.7 \times 0.256 + 1.3 \times 0.600 = 1.215 \text{ t/m}$$

$$M_u = 1.7 M_h + 1.3 M_w = 1.7 \times 0.077 + 1.3 \times 1.740 = 2.393 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_o = 1.0 M_h + 1.0 M_w = 1.0 \times 0.256 + 1.0 \times 0.600 = 0.856 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

3.2 기 초

구 분	하중계산 (t/m)			G (t) A (m)		M (t) A	
	계 산 근 거	연직력	수평력	Xo	Yo	저 항	전 도
①	2.850 * 1.3	3.705		0.250		0.926	
②	0.113 * 1.3	0.147		0.600		0.088	
③	2.625 * 1.3	3.413		1.550		5.290	
④	3.591 * 1.3	4.668		1.550		7.235	
⑤	0.138 * 1.3	0.179		0.250		0.045	
⑥	0.600 * 1.3		0.780		3.400		2.652
⑦	0.620 * 1.7		1.054		0.467		0.492
합계		12.112	1.834			13.584	3.144
		Σ V	Σ H			Σ Mv	Σ Mh

$$\Sigma MA = \Sigma Mv - \Sigma Mh = 10.440 \text{ t}\cdot\text{m}$$

1) 합력의 작용점

$$d = \Sigma Mv / \Sigma V = 10.440 / 12.112 = 0.862 \text{ m}$$

2) 편심 거리

$$e = B/2 - d = 2.600 / 2 - 0.862$$

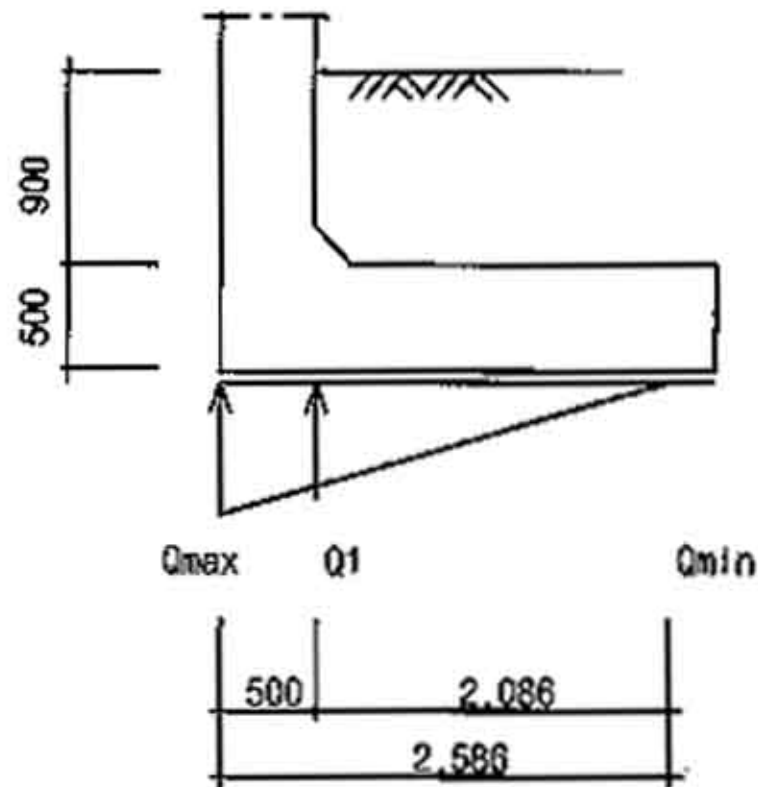
$$= 0.438 \text{ m} > B/6 = 0.433 \text{ m} \implies \text{지반반력 : 삼각형 분포}$$

3) 지반반력 계산

$$Q_{\max} = \sum 2V/X$$

$$\text{여기서, } X = 3(B/2 - e) = 3 (2.600 / 2 - 0.438) = 2.586 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = 2 * 12.112 / 2.586 = 9.367 \text{ t/m}^2$$



$$* Q_{\max} = 9.367 \text{ t/m}^2$$

$$* Q_1 = 7.556 \text{ t/m}^2$$

$$* Q_{\min} = 0.000 \text{ t/m}^2$$

4) 단면력 계산

① 지반반력에 의한 단면력

$$M_1 = 0.000 * 2.086^2 / 2$$

$$+ (7.556 - 0.000) / 2 * 2.086^2 * 1/3 = 5.480 \text{ t*m/m}$$

$$S_1 = (7.556 + 0.000) / 2 * 2.086 = 7.881 \text{ t/m}$$

② 사하중에 의한 단면력

$$M_2 = - 0.500 * 2.100^2 / 2 * 2.5 * 1.3$$

$$- 4.668 * 2.100 / 2 = -8.485 \text{ t*m/m}$$

$$S_2 = - 0.500 * 2.100 * 2.5 * 1.3 - 4.668 = -8.081 \text{ t/m}$$

③ 뒹굴 단면력

$$M_u = M_1 + M_2 = -3.005 \text{ t*m/m}$$

$$S_u = S_1 + S_2 = -0.200 \text{ t/m}$$

$$M_o = 4.243 + -6.527 = -2.284 \text{ t*m/m}$$

4. 철근량 산정

4.1 벽 체

(1) 입력 자료

콘크리트 강도 σ_{ck}	=	240	kg/cm ²	철근 항복강도 σ_y	=	3,000	kg/cm ²
(bending) ϕ	=	0.85		(shear) ϕ	=	0.80	
설계 모멘트 M_u	=	2.393	t·m	유효 높이 d	=	42	cm
설계 전단력 V_u	=	1.215	t	인장 피복 d''	=	8	cm
부재 폭 b	=	100	cm	부재 높이 h	=	50	cm

(2) 휨 철근량 산정

균형철근비 P_b	=	0.0387868	최대철근비 P_{max}	=	0.0290901
최소철근비 P_{min}	=	0.0046667			

$$\begin{aligned} \text{최소 철근량 } A_s(\min) &= 19.600 \text{ cm}^2 \\ \text{해석 요구량 } A_s(\text{req}) &= 2.243 \text{ cm}^2 \\ A_s(\max) > A_s(\min) > A_s(\text{req}) &\Rightarrow A_s(\text{req}) \times 4/3 = 2.991 \text{ cm}^2 < A_s(\min) \end{aligned}$$

그러므로 요구되는

$$A_s = 2.991 \text{ cm}^2$$

사용철근량 $A_s(\text{use})$

$$\begin{aligned} D13 \ @ \ 150 &= 8.447 \text{ cm}^2 \\ \text{TOTAL } A_s(\text{use}) &= 8.447 \text{ cm}^2 \\ \text{사용철근비 } P(\text{use}) &= 0.0020111 < P_{max} \\ a &= 1.242 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M_d = 8.913 \text{ t·m} > M_u = 2.393 \text{ t·m} \quad \text{O.K ! ! !}$$

(3) 전단 검토

$$\phi \cdot V_c/2 = 13.794 \text{ t} > V_u = 1.215 \text{ t}$$

전단 보강 불필요

(4) 균열폭 검토

$$\begin{aligned} \odot M_o &= 0.856 \text{ t·m} & \odot n &= 136 / \sqrt{\sigma_{ck}} = 9 \\ \odot X &= k \times d = 7.267 & \odot P &= A_s / b d = 0.00201 \\ \odot j &= 1 - k/3 = 0.942 & \odot k &= -nP + \sqrt{(nP)^2 + 2nP} = 0.173 \\ \sigma_s \max &= M_u / P_b j d^2 = 0.856 \times 10^5 / (0.0020111 \times 100 \times 0.942 \times 42.0^2) \\ &= 256.06 \text{ kg/cm}^2 < 0.6\sigma_y = 1800 \text{ kg/cm}^2 \\ A &= (b \times 2dc) / 7^{EA} = (100 \times 16) / 7 = 239.9 \text{ cm}^2 \\ \therefore Z &= \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} = 256.06 \times \sqrt[3]{(8.00 \times 239.88)} \\ &= 3181.99 \text{ kg/cm}^2 < 23170 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K ! ! !} \\ \therefore W &= 1.08 R \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} \times 10^{-5} \text{ (mm)} \quad (\text{콘크리트 시방서 p139}) \\ &= 1.08 \times 1.350 \times 256.06 \sqrt[3]{(8.00 \times 239.88)} \times 10^{-5} \\ &= 0.046 \text{ mm} < W_a = 0.368 \text{ mm} \quad \text{O.K ! ! !} \\ R : &\text{보인 경우 } 1.2 \quad \text{슬래브인 경우 } = 1.35 \\ W_a : &\text{허용 균열폭 (mm) (일반환경일 경우는 0.005C)} \\ C : &\text{콘크리트 최소덮개 (mm) } = 80.0 - 6.5 = 73.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.2 기 초

(1) 입력 자료

콘크리트 강도	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	철근 항복강도	$\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$
(bending)	$\phi = 0.85$	(shear)	$\phi = 0.80$
설계 모멘트	$M_u = 3.005 \text{ t}\cdot\text{m}$	유효 높이	$d = 40 \text{ cm}$
설계 전단력	$V_u = 0.200 \text{ t}$	인장 피복	$d' = 10 \text{ cm}$
부재 폭	$b = 100 \text{ cm}$	부재 높이	$h = 50 \text{ cm}$

(2) 휨 철근량 산정

균형철근비	$P_b = 0.0387868$	최대철근비	$P_{max} = 0.0290801$
최소철근비	$P_{min} = 0.0046667$		

$$\text{최소 철근량 } A_s(\min) = 18.667 \text{ cm}^2$$

$$\text{해석 요구량 } A_s(\text{req}) = 2.962 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\max) > A_s(\min) > A_s(\text{req}) \Rightarrow A_s(\text{req}) \times 4/3 = 3.949 \text{ cm}^2 < A_s(\min)$$

그러므로 요구되는

$$A_s = 3.949 \text{ cm}^2$$

사용철근량 $A_s(\text{use})$

$$D 13 @ 150 = 8.447 \text{ cm}^2$$

$$\text{TOTAL } A_s(\text{use}) = 8.447 \text{ cm}^2$$

$$\text{사용철근비 } P(\text{use}) = 0.0021117 < P_{max}$$

$$a = 1.242 \text{ cm}$$

$$M_d = 8.482 \text{ t}\cdot\text{m} > M_u = 3.005 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{O.K. !!!}$$

(3) 전단 검토

$$\phi \cdot V_c/2 = 13.137 \text{ t} > V_u = 0.200 \text{ t}$$

전단 보강 불필요

(4) 균열폭 검토

$$\odot M_0 = 2.284 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\odot n = 136 / \sqrt{\sigma_{ck}} = 9$$

$$\odot X = k \times d = 7.075$$

$$\odot P = A_g / b d = 0.00211$$

$$\odot j = 1 - k/3 = 0.941$$

$$\odot k = -nP + \sqrt{(nP)^2 + 2nP} = 0.177$$

$$\sigma_s \max = M_u / P_b j d^2 = 2.284 \times 10^5 / (0.0021117 \times 100 \times 0.941 \times 40.0^2) = 718.30 \text{ kg/cm}^2 < 0.6\sigma_y = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = (b \times 2dc) / 7^{1/3} = (100 \times 20) / 7 = 299.9 \text{ cm}^2$$

$$\therefore Z = \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A)} = 718.30 \times \sqrt[3]{(10.0 \times 299.85)}$$

$$= 10357.93 \text{ kg/cm}^2 < 23170 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K. !!!}$$

$$\therefore W = 1.08 R \sigma_s \sqrt[3]{(dc \times A) \times 10^{-5} \text{ (mm)}} \quad (\text{콘크리트 시방서 p139})$$

$$= 1.08 \times 1.350 \times 718.30 \sqrt[3]{(10.0 \times 299.85) \times 10^{-5}}$$

$$= 0.151 \text{ mm} < W_a = 0.468 \text{ mm} \quad \text{O.K. !!!}$$

$$R : \text{보인 경우 } 1.2 \quad \text{슬래브인 경우 } = 1.35$$

$$W_a : \text{허용 균열폭 (mm) (일반환경일 경우는 0.005C)}$$

$$C : \text{콘크리트 최소덮개 (mm) } = 100 - 6.5 = 93.5 \text{ mm}$$