농업수리구조물 표준도 재구축(최종)

2011. 12.

농 어 촌 연 구 원
농어촌개발연구소

제 출 문

한국농어촌공사 사장 귀하

본 보고서를 “농업수리구조물 표준도 재구축” 과제의 최종보고서로 제출합니다.

2011년 12 월 20 일

주관연구기관명 : 농어촌연구원
연 구 책 임 자 : 이준구(총괄)
연 구 원 : 윤창진(1)
김명원(2)
조재용(3-7)

위 촉 연 구 원 : 김재민
문 경

요약문

1. 연구과제명 : 농업수리구조물 표준도 재구축(최종)

2. 연 구 기 간 : 2009년 1월 1일 ~ 2011년 12월 31일 (3년간)

3. 연구의 필요성 및 목적

가. 연구배경 및 필요성

○ 감사사업-165(2007.8.27)호 감사결과
- 표준도 도면에 설계방법이 명시되어 있지 않음
- 콘크리트 구조설계 기준과 상이하게 허용응력설계법으로 설계되어 있음
- 공종별 콘크리트 설계강도가 기준과 상이하게 적용되어 있음

○ 현 표준도는 설계기준의 사용성, 내구성 및 내진설계 규정을 만족시키지 못함

○ 표준도 제작 당시의 하중환경 및 구조물 품질의 변화

나. 연구목적

○ 현재의 설계기준 및 사용환경에 적합한 표준도 재구축

○ 사용자의 편의성을 고려한 표준도 제작

○ 최종성과품
- 호형별 표준도
- 구조계산서 및 설계프로그램 입력자료
- 물량산출서

4. 연구내용 및 결론

가. 연구내용

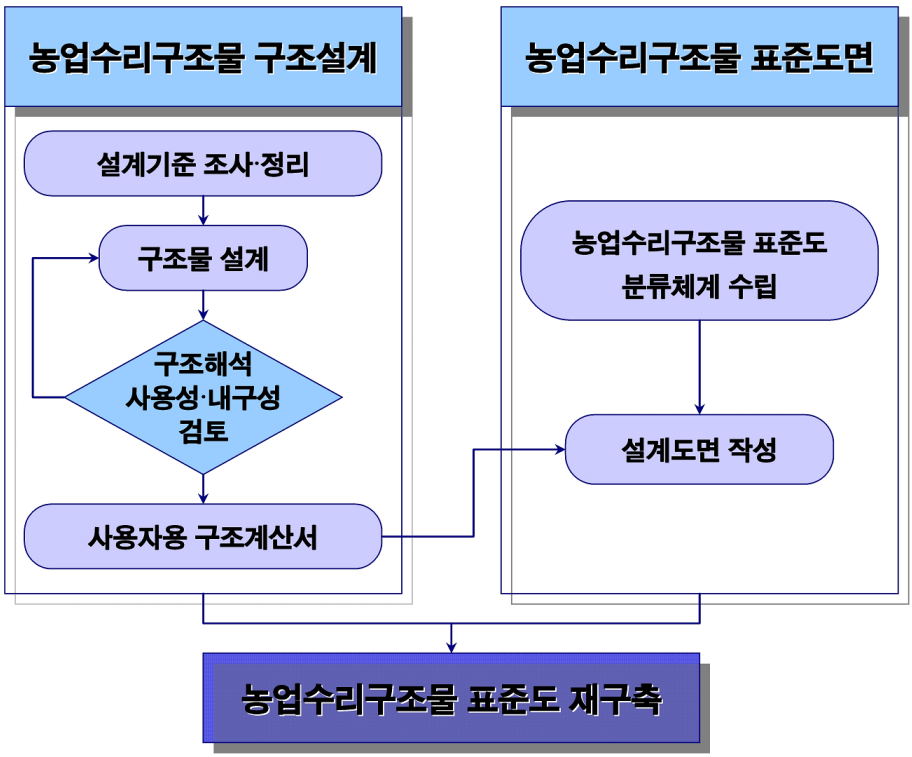
○ 개정 설계기준에 따른 설계방법의 변화

	허용응력설계법	강도설계법
특징	구조물에 발생하는 응력 기준, 사용상태 고려, 탄성해석	부재의 강도 기준, 극한상태 고려, 소성해석
검토기준	발생응력 < 허용응력	부재의 강도 > 소요강도
하중계수	1.2 ~ 1.25 하중의 종류에 관계없이 적용	고정하중 : 1.2, 활하중 : 1.6 등 하중의 종류에 따라 구분, 조합하중 사용
강도감소계수	콘크리트 : 0.4, 철근 : 0.5 재료의 강도에 적용	휨, 전단, 압축 등 단면력의 종류에 따라 구분하여 적용
비교	같은 단면의 휨설계를 하는 경우 소요철근량을 비교하면 강도설계법이 허용응력설계법에 비해 80 ~ 90 % 수준, 허용응력설계법은 그 차이만큼 과다설계	

○ 콘크리트구조설계기준(2007) 주요 개정내용

	기존	개정
하중계수	1.4D+1.7L+1.8H 1.05D+1.28L+1.35E	1.2D+1.6L+1.6H 0.9D+1.6H+1.0E
강도감소계수	- 휨 : 0.85 - 전단 : 0.80	- 휨 : 최외단 인장철근의 순인장 변형률(ϵ_t)로 산정 - 전단 : 0.75
균열제어	균열폭 계산	철근의 간격을 제한하여 균열 제어
탄성계수	$E_c = 4{,}700\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)	$E_c = 8{,}500\sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa) $f_{cu} = f_{ck} + 8$ (MPa)

○ 표준도 재구축 업무 과정



○ 농업용 수리구조물의 설계기준

- 구조설계기준
  - 개정 콘크리트구조설계기준(2007) 적용
  - 부족하거나 모호한 부분은 도로교설계기준(2005), 구조물기초설계기철도설계기준(2004)을 참조하여 적용
- 내진설계기준
  - 구조물 별로 적절한 해석방법 및 설계기준 적용
  - 암거 : 응답변위법(지하공동구내진설계기준, 2004)
  - 옹벽 : Mononobe-Okabe 이론(도로옹벽표준도, 2008)

나. 연구결과

○ 최적설계를 위한 최적단면 산정

- 전단철근이 필요 없는 최소깊이

$$V_u \le \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$$

▪ 콘크리트만으로 소요전단력을 확보한 경우,

$$V_u \le \phi V_n = \phi V_c = 0.75\frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$$

$$d_{\min} = \frac{6\, V_u}{0.75\sqrt{f_{ck}}\, b_w}$$

- 모멘트 용량을 만족하는 최적깊이

$$M_u \le M_n = \phi M_d = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

$$A_s = \rho b d$$

$$M_u \le \phi \rho b f_y \left(1 - \frac{1}{2}\frac{\rho f_y}{0.85 f_{ck}}\right) d^2$$

$$d \ge \left[\frac{M_u}{\phi \rho b f_y \left(1 - \frac{1}{2}\frac{\rho f_y}{0.85 f_{ck}}\right)}\right]^{1/2}$$

▪ 최외단 인장철근의 순 인장변형률 ϵ_t가 0.005일 때의 철근비 $\rho_{0.005}$

$$\rho_{0.005} = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y}\frac{0.003}{0.003 + 0.005}$$

▪ 최적 깊이, d_{opt}

$$d_{\text{opt}} = \left[\frac{M_u}{\phi \rho_{0.005} b f_y \left(1 - \frac{1}{2}\frac{\rho_{0.005} f_y}{0.85 f_{ck}}\right)}\right]^{1/2}, \quad d \ge d_{\text{opt}}$$

5. 실용화방안

○ 표준도 성과품을 기술심의회를 거쳐 본사 기반정비처처 기술품질팀에 이관

○ 활용부서 : 기반정비처, 각 지역본부 및 사업단, 기술본부, 지사, 현장사무실

7. 기대효과

○ 기술적 측면

- 합리적인 구조물 설계로 구조물 안정성 향상
- 표준도 실시간 공유체계로 설계 및 시공 효율성 향상

○ 경제·산업적 측면

- 표준도를 활용함으로서 수리시설물 설계시 인력 및 예산 절감

목 차

1. 서론 ····· 1
1.1 연구배경 ····· 1
1.2 연구목표 ····· 4
1.3 적용범위 ····· 6
1.3.1 일반사항 ····· 6
1.3.2 제한사항 ····· 6
2. 설계방법 ····· 7
2.1 단면 최적설계 ····· 7
2.1.1 전단설계 ····· 7
2.1.2 휨설계 ····· 7
3. 암거 설계기준 ····· 10
3.1 적용범위 ····· 10
3.1.1 일반사항 ····· 10
3.1.2 제한사항 ····· 10
3.2 사용재료 ····· 11
3.2.1 설계기준강도 ····· 11
3.2.2 성토재 및 되메움재 ····· 11
3.3 작용하중 ····· 11
3.3.1 고정하중 ····· 11
3.3.2 토피하중 ····· 12
3.3.3 노면활하중 ····· 12
3.3.4 수평토압 ····· 14
3.3.5 수압 ····· 14
3.3.6 지진하중 ····· 14
3.3.7 지반반력 ····· 15
3.4 지반반력계수 ····· 15
3.5 하중계수 및 하중조합 ····· 16
3.6 강도감소계수 ····· 18

3.7 단면설계 ····· 18
3.7.1 검토단면 ····· 18
3.7.2 단면깊이 결정 ····· 20
3.7.3 단절점부 보강 ····· 22
3.8 사용성 검토 ····· 22
3.8.1 처짐 ····· 22
3.8.2 균열 ····· 23
3.9 구조세목 ····· 23
3.9.1 피복두께 ····· 23
3.9.2 철근의 정착 및 이음 ····· 24
3.9.3 우각부 ····· 25
3.9.4 최소철근비 ····· 25
3.10 내진설계 ····· 25
4. 옹벽 설계기준 ····· 27
4.1 적용범위 ····· 27
4.1.1 일반사항 ····· 27
4.1.2 제한사항 ····· 27
4.2 사용재료 ····· 27
4.2.1 설계기준강도 ····· 27
4.2.2 뒤채움재 ····· 28
4.2.3 기초지반 ····· 29
4.3 작용하중 ····· 29
4.3.1 고정하중 ····· 29
4.3.2 토압 ····· 30
4.3.3 상재하중 ····· 32
4.3.4 수압 ····· 32
4.3.6 지진하중 ····· 32
4.4 옹벽의 안정검토 ····· 32
4.4.1 활동에 대한 안정 ····· 32
4.4.2 전도에 대한 안정 ····· 33
4.4.3 지지력에 대한 안정 ····· 34
4.5 하중계수 및 하중조합 ····· 34

4.6 강도감소계수 ····· 35
4.7 단면설계 ····· 35
4.7.1 검토단면 ····· 35
4.8 사용성 검토 ····· 36
4.8.1 균열 ····· 36
4.9 구조세목 ····· 37
4.9.1 피복두께 ····· 37
4.9.2 철근의 정착 및 이음 ····· 37
4.9.3 최소철근비 ····· 38
5. 개거 설계기준 ····· 39
5.1 적용범위 ····· 39
5.1.1 일반사항 ····· 39
5.1.2 제한사항 ····· 39
5.2 사용재료 ····· 39
5.2.1 설계기준강도 ····· 39
4.2.2 되매움재 ····· 40
5.3 작용하중 ····· 40
5.3.1 고정하중 ····· 40
5.3.2 수평토압 ····· 41
5.3.3 지반반력 ····· 41
5.4 지반반력계수 ····· 42
5.5 하중계수 및 하중조합 ····· 43
5.6 강도감소계수 ····· 43
5.7 단면설계 ····· 44
5.7.1 검토단면 ····· 44
5.7.2 단절점부 보강 ····· 44
5.8 사용성 검토 ····· 45
5.8.1 균열 ····· 45
5.9 구조세목 ····· 46
5.9.1 피복두께 ····· 46
5.9.2 철근의 정착 및 이음 ····· 46
5.9.3 우각부 ····· 47

5.9.4 최소철근비 ····· 47
6. 수로교 설계기준 ····· 49
6.1 적용범위 ····· 49
6.1.1 일반사항 ····· 49
6.1.2 제한사항 ····· 49
6.2 사용재료 ····· 49
6.2.1 설계기준강도 ····· 49
6.3 작용하중 ····· 50
6.3.1 고정하중 ····· 50
6.3.2 내부물하중 ····· 51
6.4 강도감소계수 ····· 51
6.5 단면설계 ····· 51
6.5.1 검토단면 ····· 51
6.5.2 단면력 계산 ····· 51
6.6 사용성 검토 ····· 52
6.6.1 균열 ····· 52
6.7 구조세목 ····· 53
6.7.1 피복두께 ····· 53
6.7.2 철근의 정착 및 이음 ····· 53
6.7.3 최소철근비 ····· 54
7. 교량 ····· 55
7.1 일반사항 ····· 55
참고문헌 ····· 56
8. 부록 ····· 57

1. 서론

1.1 연구배경

농업용 수리구조물의 표준도는 비슷한 환경 및 하중조건 하에서의 동일한 구조물이 다수 설치될 때 활용성이 증대된다. 동일한 구조물에 대해 같은 설계의 반복을 지양함으로써 인력 및 시간, 비용을 절감하는 효과를 기대할 수 있다.

현 한국농어촌공사 표준도관리시스템에서 제공되는 수리구조물호형도는 1979년도부터 1982년도에 걸쳐 제작되어 현재 추진 중인 사업에 활용하는 것은 부적절하다. 또한, 2007년도에 다음과 같은 감사지적 사항이 있었다.

감사사업-165(2007.8.27)호 감사결과

- ○ 표준도 도면에 설계방법이 명시되어 있지 않음
- ○ 콘크리트 구조설계 기준과 상이하게 허용응력설계법으로 설계되어 있음
- ○ 공종별 콘크리트 설계강도가 기준과 상이하게 적용되어 있음

감사 지적사항인 설계방법은 96년도에 설계기준이 허용응력설계법에서 강도설계법으로 개정되었으며, (표 1-1)과 (표 1-2)에 두 설계방법을 간략히 비교해 보았다. 현 콘크리트구조설계기준은 2007년도에 개정되었으며 (표 1-3)에 주요 개정내용을 요약하였다. 현 표준도는 설계기준의 사용성 및 내구성 규정을 만족시키지 못하며, 내진설계가 적용되지 않았다.

(표 1-1) 설계방법 비교

	허용응력설계법	강도설계법
특징	구조물에 발생하는 응력 기준, 사용상태 고려, 탄성해석	부재의 강도 기준, 극한상태 고려, 소성해석
검토기준	발생응력 < 허용응력	부재의 강도 > 소요강도
하중계수	1.2 ~ 1.25 하중의 종류에 관계없이 적용	고정하중 : 1.2, 활하중 : 1.6 등 하중의 종류에 따라 구분, 조합하중 사용
강도감소계수	콘크리트 : 0.4, 철근 : 0.5 재료의 강도에 적용	휨, 전단, 압축 등 단면력의 종류에 따라 구분하여 적용
비교	같은 단면의 휨설계를 하는 경우 소요철근량을 비교하면 강도설계법이 허용응력설계법에 비해 80 ~ 90 % 수준, 허용응력설계법은 그 차이만큼 과다설계	

(표 1-2) 설계방법 비교(예)

	허용응력설계법	강도설계법
설계조건	$M = 131.96$ kN·m, $V = 79.18$ kN, $f_{ck} = 27$ MPa, $f_y = 400$ MPa	
전단철근이 필요없는 최소깊이(mm)	$d_{\min} = 1.15\,V/v_{ca}b$ $d_{\min} = 219.1$ mm	$d_{\min} = 6 \times V_u/0.75\sqrt{f_{ck}}\,b_w$ $d_{\min} = 195.05$ mm
소요철근량	$M \le A_s f_y(d - x/3)/1.15$ $A_s = 4{,}465$ mm^2	$M_u \le \phi A_s f_y(1 - a/2)$ $A_s = 3{,}844$ mm^2
콘크리트 가격환산단면	$COST = bd + 100A_s$ $COST_{ASD} = 665{,}600$ mm^2	$COST_{USD} = 579{,}450$ mm^2
비교	$COST_{ASD}/COST_{USD} = 115\,\%$	

(표 1-3) 콘크리트구조설계기준(2007) 주요 개정내용

	기존	개정
하중계수	1.4D+1.7L+1.8H 1.05D+1.28L+1.35E	1.2D+1.6L+1.6H 0.9D+1.6H+1.0E
강도감소계수	- 휨 : 0.85 - 전단 : 0.80	- 휨 : 최외단 인장철근의 순인장 변형률(ε_t)로 산정 - 전단 : 0.75
균열제어	균열폭 계산	철근의 간격을 제한하여 균열 제어
탄성계수	$E_c = 4{,}700\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)	$E_c = 8{,}500\sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa) $f_{cu} = f_{ck} + 8$ (MPa)

1.2 연구목표

○ 현재의 설계기준 및 사용환경에 적합한 표준도 재구축
○ 사용자의 편의성을 고려한 표준도 제작
○ 최종성과품
- 호형별 표준도
- 구조계산서 및 설계프로그램 입력자료
- 물량산출서

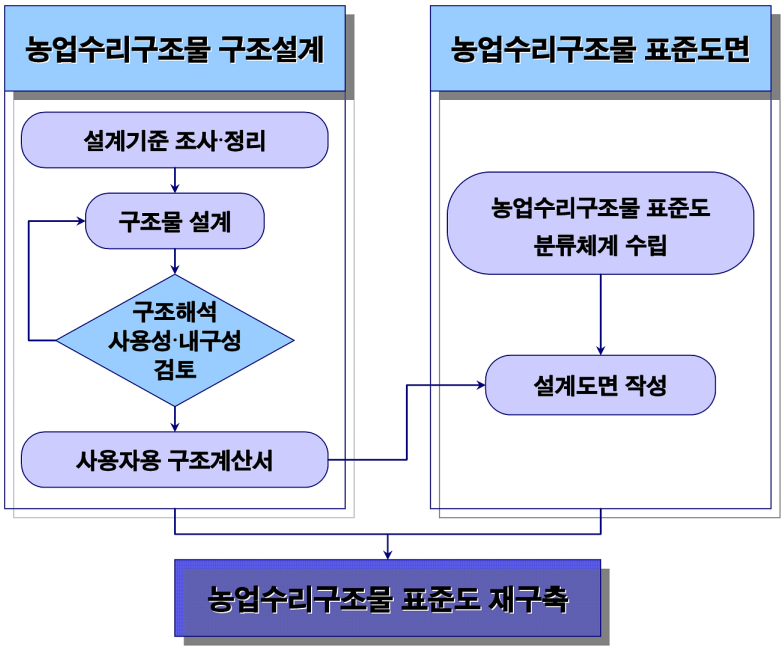
연구기간 3개년 동안 사용빈도가 높은 5종의 농업용 수리구조물에 대한 표준도를 재구축하는 것으로 계획하였다. 사용빈도 순으로 구조물을 나열하면 옹벽, 암거, 개거, 수로교, 교량 순서이다.

연차별 대상 구조물은 옹벽과 개거로 하였다. 대상 구조물 중 사용빈도를 고려하여 순서를 정하였다.

(표 1-4) 연차별 과업내용

연차(연도)	예산(백만원)	과업내용
1년차(2009)	120	암거(140 cases), 옹벽(계속)
2년차(2010)	100	옹벽(139 cases), 개거(20 cases)
3년차(2011)	140	수로교(165 cases), 교량(3 cases)
최종성과품	표준도면, 구조계산서(해석 프로그램 입력자료 포함), 물량산출서(엑셀 파일)	

표준도 재구축 업무과정을 <그림 1-1>에 도표로 나타내어 보았다.



<그림 1-1> 표준도 재구축 업무과정

1.3 적용범위

1.3.1 일반사항

○ 농업용 수리시설물로서 사용되는 구조물의 설계·시공에 적용한다.
○ 표준도에 표시된 설계조건에 벗어나는 경우 별도검토를 수행한 후 적용하여야 한다.
○ 재료의 설계기준강도 및 지반, 성토재, 되메움재, 뒤채움재 등 토사의 특성이 표준도와 상이한 경우 별도의 검토를 수행한 후 적용하여야 한다.

1.3.2 제한사항

다음의 제한사항에 해당하는 경우 별도의 검토 또는 설계를 수행하여야 한다.

○ 사용재료의 중량 및 설계강도가 표준도와 다른 경우
○ 성토재, 뒤채움재 및 되메움재의 재료 특성이 표준도의 조건과 다른 경우
○ 대형 농업기계 등에 의한 특수하중이 재하되는 경우
○ 연약지반 및 경사지반 또는 부등침하의 우려가 있는 지반에 설치되는 경우
○ 직접기초가 아닌 경우
○ 기초지반의 허용지지력이 지반반력(표준도에 표시)보다 작은 경우

2. 설계방법

2.1 단면 최적설계

2.1.1 전단설계

부재단면의 최소두께는 피복두께, 굵은골재 최대치수, 시공성 등을 감안하여 250 mm 이상이어야 하며, 설계(계수)전단력을 콘크리트의 전단강도로 부담할 수 있는 두께 이상으로 한다. 슬래브 및 벽체의 경우 부재유효높이 d의 1/2이하로 전단철근을 배근하는 것은 시공성을 감안할 때 좋지 않다.(도로설계기준 6.3.3(2)) 콘크리트만으로 설계전단력을 부담할 수 있는 최소 단면깊이 $d_{\min}$은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$V_u \le \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$$

여기서, 콘크리트만으로 소요전단력을 확보한 경우,

$$V_u \le \phi V_n = \phi V_c = 0.75\frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$$

$$d_{\min} = \frac{6\, V_u}{0.75\sqrt{f_{ck}}\, b_w}$$

단면깊이는 $d_{\min}$ 이상을 취하여 콘크리트만으로 소요전단력을 확보하도록 한다.

2.1.2 휨설계

철근콘크리트 구조물의 휨설계에서 가장 경제적인 단면을 선정하기 위해 고려해야 할 사항은 다음과 같다.

- 철근비는 최소철근비와 최대철근비 사이

- 철근과 콘크리트의 단위체적 당 비용은 수십 배(약 100배)
- 강도감소계수 ϕ는 최외단 인장철근의 순 인장변형률 ϵ_t에 의해 결정

위의 조건을 고려하여 소요모멘트에 대하여 안전한 최적깊이는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_u \le M_n = \phi M_d = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

$$A_s = \rho b d$$

$$M_u \le \phi \rho b f_y \left(1 - \frac{1}{2}\frac{\rho f_y}{0.85 f_{ck}}\right) d^2$$

$$d \ge \left[\frac{M_u}{\phi \rho b f_y \left(1 - \frac{1}{2}\frac{\rho f_y}{0.85 f_{ck}}\right)}\right]^{1/2}$$

철근비 ρ와 최외단 인장철근의 순 인장변형률 ϵ_t에 따른 최소단면을 비교하면 다음의 표와 같다.

(표 2-1) 철근비에 따른 단면비교

	최대철근비	$\epsilon_t = 0.005$일 때	최소철근비
설계조건	$M = 1.75$ kN·m, $f_{ck} = 24$ MPa, $f_y = 300$ MPa		
철근비	$\rho_{\max} = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y}\frac{0.003}{0.003+0.004}$ $\rho_{\max} = 0.02477$	$\rho_{0.005} = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y}\frac{0.003}{0.003+0.005}$ $\rho_{0.005} = 0.02168$	$\rho_{\min} = 0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y$ or $1.4/f_y$ $\rho_{\min} = 0.004667$
단면깊이 (d_{opt})	81.67 mm	82.66 mm	131.70 mm
강도감소계수(ϕ)	0.78	0.85	0.85
콘크리트 가격환산 단면	$COST = bd + 100A_s$ 15,461 mm^2	14,431 mm^2	16,960 mm^2

표 2-1에서 보이는 바와 같이 최외단 인장철근의 순 인장변형률 ϵ_t가 0.005인 경우 최적단면을 얻을 수 있다.

따라서, 철근비로 $\epsilon_t = 0.005$일 때의 철근비 $\rho_{0.005}$를 고려하면,

$$\rho_{0.005} = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{0.003}{0.003+0.005}$$

최적깊이 d_{opt}는

$$d_{\text{opt}} = \left[\frac{M_u}{\phi \rho_{\min} b f_y \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\rho_{\min} f_y}{0.85 f_{ck}}\right)} \right]^{1/2}, \; d \geq d_{opt}$$

단면깊이 d는 전단설계와 휨설계 두 가지 조건을 고려하여 결정한다.

3. 암거 설계기준

3.1 적용범위

3.1.1 일반사항

○ 농업용 수리시설물로서 사용되는 수로암거의 설계·시공에 적용한다.
○ 적용토피는 2.0 m ~ 7.0 m 사이로 2.0 m, 3.0 m, 5.0 m, 7.0 m로 구분하였으며 실제 토피고보다 크면서 가장 가까운 높이를 선택, 적용한다.
○ 다음에 기술된 설계환경과 상이하거나 제한사항에 해당하는 경우는 별도로 설계하여야 한다.

3.1.2 제한사항

다음의 제한사항에 해당하는 경우 별도의 검토 또는 설계를 수행하여야 한다.

○ 사용재료의 중량 및 강도가 표준도와 다른 경우
○ 되메움재의 중량이 19.0 kN/m^3를 초과하거나 내부마찰각이 30° 미만인 경우
○ 대형 농업기계 등에 의한 특수하중이 재하되는 경우
○ 지하수위가 GL -1.0 m보다 높은 경우
○ 연약지반 및 경사지반 또는 부등침하의 우려가 있는 지반에 설치되는 경우
○ 직접기초가 아닌 경우
○ 암거의 주철근을 사각으로 배치하는 경우
○ 기초지반의 허용지지력이 지반반력(표준도에 표시)보다 작은 경우

3.2 사용재료

3.2.1 설계기준강도

콘크리트 및 철근은 도로설계기준에서 요구하는 설계기준강도 및 경제성을 고려하여 다음과 같이 선정하였다.

○ 콘크리트

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 24$ MPa (도로설계기준 6.3.1)
- 탄성계수 : $E_c = 8{,}500\sqrt[3]{f_{cu}} = 27{,}000$ MPa (콘크리트구조설계기준 3.4.3)

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$$

○ 철근(SD400)

- 항복강도 : $f_y = 400$ MPa
- 탄성계수 : $E_s = 200{,}000$ MPa

3.2.2 성토재 및 되메움재

성토재 및 되메움재는 다음의 조건을 만족하여야 한다.

○ 습윤 단위중량 : $\gamma_t = 19.0$ kN/m^3

○ 내부마찰각 : $\phi = 30^\circ$

지하수위 고려시 수중 단위중량은 다음의 값을 사용한다.

○ 수중 단위중량 : $\gamma_{sub} = 10.0$ kN/m^3

되메움재의 단위중량이 19.0 kN/m^{3}를 초과하거나 내부마찰각이 30° 미만인 경우는 별도 검토 및 설계하거나, 위 조건을 만족하는 토사로 치환하여야 한다.

3.3 작용하중

3.3.1 고정하중

고정하중은 (표 3-1)에 나타낸 단위질량을 기준으로 한다.(도로교설계기준 2.1.2)

(표 3-1) 재료의 단위질량(kg/m^3)

재료	단위질량	재료	단위질량
강재, 주강, 단강	7,850	콘크리트	2,350
주철	7,250	시멘트, 모르타르	2,150
알미늄	2,800	목재	800
철근콘크리트	2,500	역청재(방수용)	1,100
프리스트레스트 콘크리트	2,500	아스팔트 포장	2,300

3.3.2 토피하중

암거 위에 도로가 지나가는 경우가 있으므로 토피의 상부에 아스팔트 포장층을 적용하였다. 아스팔트 포장층의 평균 단위중량이 되메움재의 단위중량보다 크므로 포장층을 적용한 경우가 보다 안전측이다. 아스팔트 포장층은 (표 3-2)와 같이 토피상부에 500 mm 적용하였다.

(표 3-2) 아스팔트 포장층 상세

구분	두께(mm)	단위중량(kN/m^3)
표층	200	23
기층	300	23

3.3.3 노면활하중

토피두께가 1.0 m 이하인 경우에는 토피에 의한 하중의 분포효과가 작으므로 차량하중을 암거의 상부슬래브에 직접 재하하였다. 차량하중은 표준트럭하중 DB-24를 사용하였으므로 대형중기, 열차 등에 의한

특수하중이 재하되는 경우에는 별도 검토하여야 한다.

토피두께 1.0 m 이상의 경우에는 다음과 같이 노면활하중에 의한 연직하중을 계산한다.(도로설계기준 6.3.2(3))

○ 1.0 m ≤ D < 4.0 m인 경우, (D : 토피두께)

- $B_o \leq W_1$인 경우, (여기서, B_o : 암거의 외측 폭)

$$P_{vl} = \frac{2P_r(1+i)}{B \cdot W_1} = \frac{2P_r(1+i)}{3.0(2D+0.2)} \ (\mathrm{kN/m^2})$$

여기서, P_{vl} : 노면활하중에 의해 상부슬래브에 작용하는 연직하중

W_1 : 하중의 종방향 분포폭($W_1 = 2D + 0.2$ m)

B : 차량의 점유폭($B = 3.0$ m)

P_r : 차륜하중(DB-24에서 $P_r = 96$ kN)

i : 충격계수

(표 3-3) 토피두께와 충격계수 관계

토피두께(D)	충격계수(i)
0.15 m ≤ D ≤ 1.0 m	0.3
1.0 m < D ≤ 2.0 m	0.2
2.0 m < D ≤ 3.0 m	0.1
3.0 m < D	0

- $B_o > W_1$인 경우

$$P_{vl} = \frac{2P_r(1+i)(B_o - D - 0.1)}{B_o^2} \ (\mathrm{kN/m^2})$$

○ $D \geq 4.0$ m인 경우에는 노면활하중의 최소크기 10 kN/m^{2}을 적용한다.

노면활하중에 의한 수평토압은 토피두께에 상관없이 일정한 상재하중, $q = 10$ kN/m^{2}을 재하하여 계산한다.

3.3.4 수평토압

암거에 작용하는 수평토압은 정지토압으로 고려한다. 정지토압은 다음의 식으로 구한다.(도로설계기준 6.3.2(4))

$P = K_0 \times \gamma_t \times Z + K_0 \times q$

여기서, P : 깊이 Z에 대한 정지토압(kN/m^2)

γ_t : 흙의 단위중량(kN/m^3)

Z : 토압의 작용깊이(m)

K_0 : 정지토압계수($K_0 = 1 - \sin\phi$)

q : 상재하중($q = 10$ kN/m^2)

ϕ : 흙의 내부마찰각(°)

암거의 설계시 수평토압은 최대 수평토압뿐만 아니라 수평토압이 실제보다 작게 작용하여 구조물에 불리하게 작용하는 경우에도 검토하여야 한다. 이때 감소되는 토압은 실제 감소된 토압과 하중계수가 1 이하인 값(0.8 적용, 활하중의 하중계수 1.6의 반값)을 사용하여 검토한다.

3.3.5 수압

농업용 수리시설물이므로 지하수위에 의한 수압을 고려한다. 지하수위는 GL -1.0 m를 적용하였다. 지하수위가 GL -1.0 m보다 높은 경우는 별도 검토하여야 한다.

3.3.6 지진하중

내진설계에 사용되는 지진하중을 결정할 때 다음의 설계변수를 적용하였다.

- 내진등급 : Ⅱ등급(위험도 계수 : 1.0)
- 지진구역 : Ⅰ구역(지진구역 계수 : 0.11)
- 지반종류 : 단단한 토사지반(S_d)
- 붕괴방지수준

지반이 연약하여 액상화 현상이 예상되거나 활성단층을 가로지르는 경우는 별도 검토하여야 한다.

3.3.7 지반반력

암거의 지반반력(Q)는 다음의 식으로 구한다.(도로설계기준 6.3.2(7))

$$Q = P_v + P_{vl} + \frac{W_D}{B_o} + W_t \ (\mathrm{kN/m^2})$$

여기서, W_D : 암거의 종방향 단위길이 당 중량(kN/m)

B_o : 암거의 외측 폭(m)

P_v : 상부슬래브에 작용하는 연직하중($\mathrm{kN/m^2}$)

P_{vl} : 노면활하중에 의해 상부슬래브에 작용하는 연직하중 ($\mathrm{kN/m^2}$)

W_t : 암거 내부하중

기초지반의 허용지지력이 지반반력보다 커야 한다.

3.4 지반반력계수

토사지반의 연직방향 지반반력계수는 각종 조사 및 시험결과에 의해 얻어진 변형계수 및 기초의 재하폭 등의 영향을 고려하여 정한다. 사질토와 점성토의 혼합층에 대한 지반반력계수는 다음의 식으로 구한다.(철도 설계기준 - 노반편 2.4.5)

$$K_v = K_{vo}(B_v/0.3)^{-3/4}$$

여기서, K_v : 연직방향 지반반력계수($\mathrm{kN/m^3}$)

K_{vo} : 지름 0.3 m의 강체원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 연직방향 지반반력계수($\mathrm{kN/m^3}$)로서 각종 토질시험·조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음 식에 의한다.

$$K_{vo} = \frac{1}{0.3}\alpha E_o$$

B_v : 기초의 환산재하폭 = B_o

α : 1(상시), 2(지진시)

E_o : 지반탄성계수, N치로부터 구하는 경우 $2800N$ (kN/m^2)

내진설계를 위한 전단탄성계수는 다음의 식으로 구한다.(도시철도내진설계기준 6.1.2)

$$G_D = (\gamma_t / g) \cdot V_S^2$$

여기서, G_D : 지반의 동적전단계수(kN/m^2)

γ_t : 지반의 습윤 단위중량(kN/m^3)

g : 중력가속도 (m/sec^2)

V_S : 해당구조물을 포함하는 지층의 전단탄성파 속도(m/sec)

$$V_S = C \cdot V_0$$

여기서, V_0 : 초기 전단탄성파속도(m/sec)

C : 0.5 (붕괴방지수준)

내진설계시 지반반력계수는 E_o 대신 E_D를 사용하여 계산한다.

$$E_D = 2(1+\nu)G_D$$

여기서, E_D : 지반의 동적탄성계수(kN/m^2)

ν : 프와송비

3.5 하중계수 및 하중조합

하중계수 및 하중조합은 콘크리트구조설계기준 3.3.2절에 제시된 내용에 따라 다음과 같이 설정하였다.

Case 1 : $1.4(D+H_v)$, 지하수위 미고려

Case 2 : $1.4(D+H_v)$, 지하수위 고려

Case 3 : $1.2D+1.6(L+\alpha_H H_v+H_h)$, 지하수위 미고려

Case 4 : $1.2D+1.6(L+\alpha_H H_v+H_h)$, 지하수위 고려

Case 5 : $1.2D+1.0L$

Case 6 : $1.2D+1.6(\alpha_H H_v+H_h)$, 지하수위 미고려

Case 7 : $1.2D+1.6(\alpha_H H_v+H_h)$, 지하수위 고려

Case 8 : $1.2D+1.6(L+\alpha_H H_v+\frac{H_h}{2})$, 지하수위 미고려, 최소 수평하중

Case 9 : $1.2D+1.6(L+\alpha_H H_v+\frac{H_h}{2})$, 지하수위 고려, 최소 수평하중

여기서, D : 고정하중

H_h : 흙, 지하수의 횡압력에 의한 수평방향 하중

H_v : 흙, 지하수의 자중에 의한 연직방향 하중

L : 활하중

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v에 대한 보정계수

$h \leq 2$ m에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2$ m에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h \geq 0.875$

상부 슬래브에 발생하는 최대 정모멘트에 대한 검토를 위해 Case 8과 9에는 수평하중의 반값(반토압)을 적용한다.

위의 하중조합을 정리하면 (표 3-4)와 같다.

(표 3-4) 암거의 하중조합

Case	자중	토피자중	토피자중 (수중)	활하중 (연직)	활하중 (수평)	수평 토압	연직 수압	수평 수압
1	1.4	1.4						
2	1.4		1.4				1.4	
3	1.2	$1.6\alpha_H$		1.6	1.6	1.6		
4	1.2		$1.6\alpha_H$	1.6	1.6	1.6	$1.6\alpha_H$	1.6
5	1.2			1.0				
6	0.9	$1.6\alpha_H$			1.6	1.6		
7	0.9		$1.6\alpha_H$		1.6	1.6	$1.6\alpha_H$	1.6
8	1.2	$1.6\alpha_H$		1.6	0.8	0.8		
9	1.2		$1.6\alpha_H$	1.6	0.8	0.8	$1.6\alpha_H$	0.8

3.6 강도감소계수

전단력과 휨모멘트에 대한 강도감소계수는 콘크리트구조설계기준(2007)에서 다음과 같이 개정되었다.

○ 전단력 : 0.75

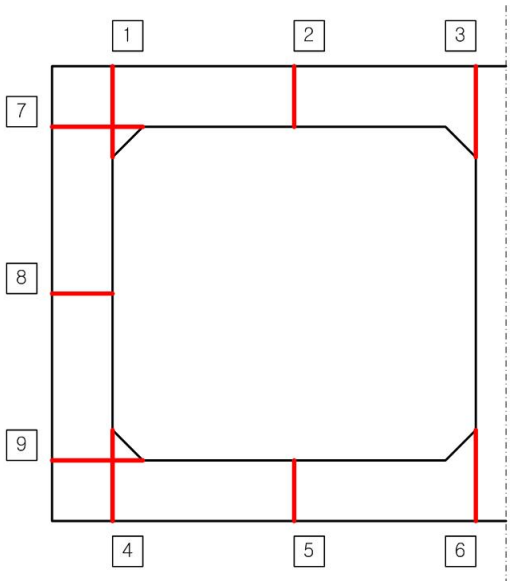
○ 휨모멘트 : 최외단 인장철근의 순인장 변형률 ϵ_t로 산정

- $\epsilon_t \geq 0.005$ ($f_y > 400$ MPa인 경우 $2.5\epsilon_y$ 이상)일 때, 인장지배 단면, 강도감소계수 ϕ = 0.85
- $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ or $2.5\epsilon_y$: 변화구간 단면, ϕ = 0.65 ~ 0.85
- $\epsilon_t \leq \epsilon_y$: 압축지배단면, 강도감소계수 ϕ =0.65

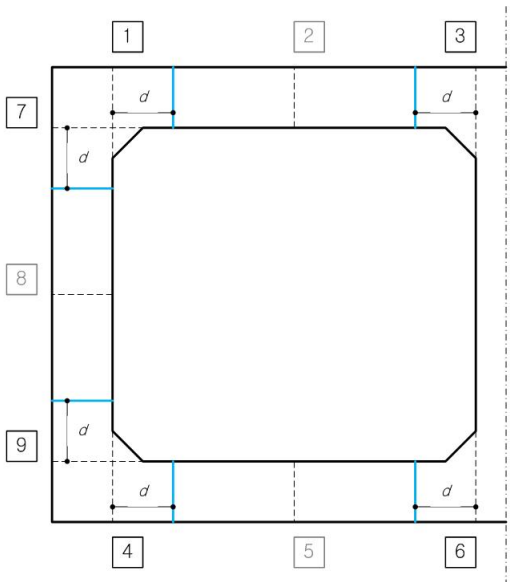
3.7 단면설계

3.7.1 검토단면

암거의 휨모멘트와 전단력에 대한 검토단면은 <그림 3-1>과 같다. 휨검토 단면에서 헌치가 있는 경우 헌치높이의 1/3까지 유효한 것으로 본다.(도로설계기준 6.3.3(3)) 전단검토 단면은 휨검토 단면에서 단면깊이 d만큼 떨어진 단면을 검토한다. 부재 중앙단면은 전단력이 작으므로 전단에 대해서는 검토하지 않는다. 각 단면의 명칭을 정리하면 (표 3-5)와 같다.



(a) 암거의 휨검토 단면



(b) 암거의 전단검토 단면

<그림 3-1> 암거의 휨모멘트 및 전단력 검토단면

(표 3-5) 검토단면 명칭

단면번호	단면명칭
1	상부슬래브 : 단지점부
2	상부슬래브 : (제1경간) 중앙부
3	상부슬래브 : (제2경간) 지점부
4	하부슬래브 : 단지점부
5	하부슬래브 : (제1경간) 중앙부
6	하부슬래브 : (제2경간) 지점부
7	외측벽체 : 상부
8	외측벽체 : 중앙부
9	외측벽체 : 하부

3.7.2 단면깊이 결정

부재단면의 최소두께는 피복두께, 굵은골재 최대치수, 시공성 등을 감안하여 300 mm 이상이어야 하며, 설계(계수)전단력을 콘크리트의 전단강도로 부담할 수 있는 두께 이상으로 한다. 슬래브의 경우 부재 유효높이 d의 1/2이하로 전단철근을 배근하는 것은 시공성을 감안할 때 좋지 않다.(도로설계기준 6.3.3(2)) 콘크리트만으로 설계전단력을 부담할 수 있는 최소 단면깊이 $d_{\min}$은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$V_u \le \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$$

여기서, 콘크리트만으로 소요전단력을 확보한 경우,

$$V_u \le \phi V_n = \phi V_c = 0.75\frac{1}{6}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d$$

$$d_{\min} = \frac{6\, V_u}{0.75\sqrt{f_{ck}}\, b_w}$$

단면깊이는 $d_{\min}$ 이상을 취하여 콘크리트만으로 소요전단력을 확보하도록 하였다.

철근콘크리트 구조물의 휨설계에서 가장 경제적인 단면을 선정하기 위해 고려해야 할 사항은 다음과 같다.

- 철근비는 최소철근비와 최대철근비 사이
- 철근과 콘크리트의 단위체적 당 비용은 수십 배(약 100배)
- 철근과 콘크리트의 강도비는 약 17배이므로 최소철근비에 가까울 수록 비용절감

위의 조건을 고려하여 최소철근비에 가까운 철근량을 사용하면서 소요모멘트에 대하여 안전한 최적깊이는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$M_u \le M_n = \phi M_d = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

$$A_s = \rho b d$$

$$M_u \le \phi \rho b f_y \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\rho f_y}{0.85 f_{ck}} \right) d^2$$

$$d \ge \left[\frac{M_u}{\phi \rho b f_y \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\rho f_y}{0.85 f_{ck}} \right)} \right]^{1/2}$$

여기서, 철근비로 최소철근비 $\rho_{\min}$를 고려하면,

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \text{ or } \frac{1.4}{f_y} \text{ 중 큰 값}$$

최적깊이 d_{opt}는

$$d_{\text{opt}} = \left[\frac{M_u}{\phi \rho_{\min} b f_y \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\rho_{\min} f_y}{0.85 f_{ck}} \right)} \right]^{1/2}$$

단면깊이는 위의 두 가지 조건을 고려하여 최소깊이 $d_{\min}$보다 크고 최적깊이 d_{opt}에 가까운 단면을 선정하여 설계하였다.

3.7.3 단절점부 보강

외측인장 휨모멘트에 의한 단절점부의 인장응력은 다음의 식으로 구한다.(도로교설계기준 6.3.3(4))

$$f_{t,\max} = \frac{5M_o}{R^2 W} \text{ (MPa)}$$

여기서, $f_{t,\max}$: 단절점부에서 발생하는 응력의 최대값(MPa)

M_o : 절점부 휨모멘트(사용하중) (N·mm)

R : 절점부 대각선 길이(mm)

$R^2 = a^2 + b^2$

a : 연직방향 부재의 폭(mm)

b : 수평방향 부재의 폭(mm)

W : 절점부의 구조물 폭(mm)

발생응력이 $0.13\sqrt{f_{ck}}$를 초과하는 경우 철근으로 보강하여야 한다. 보강철근량 은 다음의 식으로 구한다.

$$A_s = \frac{2M_o}{R \cdot f_{sa}}$$

여기서, A_s : 외측인장에 대한 보강철근량(mm^2)

f_{sa} : 보강철근의 허용응력(MPa)

3.8 사용성 검토

3.8.1 처짐

콘크리트구조설계기준 4.3.1절에 처짐을 계산하지 않는 경우의 보 또는 1방향 슬래브의 최소 두께가 정의되어 있다. 그 내용은 다음의 (표 3-6)과 같다.

(표 3-6) 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께

지지형태	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
최소두께(h)	l /20	l /24	l /28	l /10

주) 이 표의 값은 보통 콘크리트(m_c = 2,300 kg/m^3)와 설계기준항복강도 400 MPa 철근을 사용한 부재에 대한 값이며 다른 조건에 대해서는 그 값을 다음과 같이 보정하여야 한다.

① 1,500~2,000 kg/m^3 범위의 단위질량을 갖는 구조용 경량콘크리트에 대해서는 계산된 h 값에 $(1.65-0.00031m_c)$를 곱하여야 하나, 1.09보다 작지 않아야 한다.

② f_y가 400 MPa 이외의 경우는 계산된 h 값에 $(0.43+f_y/700)$를 곱하여야 한다.

3.8.2 균열

콘크리트 인장 연단에서 가장 가까이 배치되는 철근의 중심간격 S는 다음의 두 식에 의해 계산된 값 중 작은값 이하로 하여야 한다.(콘크리트구조설계기준 6.3.3(4))

$$S = 375\left(\frac{210}{f_s}\right) - 2.5C_c$$

$$S = 300\left(\frac{210}{f_s}\right)$$

여기서, C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 사이의 최소 두께

f_s : 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력(근사값으로 $\frac{2}{3}f_y$ 사용가능)

3.9 구조세목

3.9.1 피복두께

피복두께는 국도건설공사 설계실무 요령 pp. 256을 참조하여 다음과 같이 적용하였다.

(표 3-7) 수로암거 피복두께

구분	시방규정 (mm)	사용피복 (mm)	비고
노출면(내측)	80	90(100)	( )는 주철근 ϕ22 이상 사용시
지중면(외측)	60	90(100)	

3.9.2 철근의 정착 및 이음

인장 이형철근의 정착길이는 다음의 식으로 결정하였다.(콘크리트구조설계기준 8.2.2(3))

$$l_d = \frac{0.9 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{C+K_{tr}}{d_b}\right)} \geq 300 \text{ mm}$$

여기서, $\frac{C+K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$

d_b : 철근직경(mm)

α : 철근 배치위치 계수, 상부철근 : 1.3, 일반철근 : 1.0

β : 에폭시 도막 계수, 1.0(도막되지 않은 철근)

γ : 철근의 크기 계수, D19 이하 : 0.8, D22 이상 : 1.0

λ : 경량콘크리트 계수, 1.0(일반 콘크리트)

C : 철근간격 또는 피복두께에 관련된 치수, 철근의 중심으로부터 콘크리트 표면까지의 최단거리 또는 철근 중심간 거리의 1/2 중 작은 값(mm)

K_{tr} : 횡방향 철근지수

$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1.07 s_n}$, 횡방향 철근이 배치되어 있더라도 설계 간편하게 하기 위해 $K_{tr} = 0$으로 사용할 수도 있다.

압축 이형철근은 다음의 식으로 구한다.(철근콘크리트구조설계기준 8.2.3(2))

$$l_{db} = \frac{0.25 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \geq 0.043 d_b f_y$$

인장 이형철근의 겹침이음길이는 A, B급으로 분류하며 다음의 조건에 따라 적용한다. 어떤 경우에서라도 300 mm 이상이어야 한다.(콘크리트구조설계기준 8.6.2)

- A급 : 배치된 철근량이 이음부 전체 구간에서 해석결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상이고 소요 겹침이음길이 내 겹침이음된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우, $1.0l_d$ 적용
- B급 : A급이 아닌 경우, $1.3l_d$ 적용

압축 이형철근은 f_y가 400 MPa 이하인 경우 $0.072f_y d_b$ 이상, 300 mm 이상을 적용한다.

3.9.3 우각부

우각부 철근의 구부리기 반지름은 $10d_b$로 하였다. 여기서, d_b는 철근의 직경이다.

3.9.4 최소철근비

휨부재의 최소철근비는 다음의 두 식에서 계산된 값 중 큰 값 이상으로 하여야 한다.(철근콘크리트구조설계기준 6.3.2)

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,\min} = \frac{2.5\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d$$

다만, 소요철근량보다 1/3 이상 많은 철근을 사용하였다면 위 식을 따르지 않아도 된다. 하지만, 슬래브에서는 0.0020 이상, 벽체에서는 0.0015 이상이어야 한다.

3.10 내진설계

지중구조물은 겉보기 중량이 주변지반에 비해 가볍거나 같은 정도이

고, 지반에 둘러싸여 있어 발산 감쇠가 크다. 이 때문에 지중구조물은 관성력이 크지 않아 지반을 따라 거동한다.

따라서 지중구조물은 주변 지반의 상대변위에 영향을 받으므로 지진시 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 응답 변위법을 적용하였다.

4. 옹벽 설계기준

4.1 적용범위

4.1.1 일반사항

○ 농업용 수리시설물로서 사용되는 옹벽의 설계·시공에 적용한다.
○ 표준도에 표시된 설계조건에 벗어나는 경우 별도검토를 수행한 후 적용하여야 한다.
○ 재료의 설계기준강도 및 지반, 되메움재, 뒤채움재 등 토사의 특성이 표준도와 상이한 경우 별도의 검토를 수행한 후 적용하여야 한다.

4.1.2 제한사항

다음의 제한사항에 해당하는 경우 별도의 검토 또는 설계를 수행하여야 한다.

○ 사용재료의 중량 및 설계강도가 표준도와 다른 경우
○ 뒤채움재의 중량이 19.0 kN/m^3를 초과하거나 내부마찰각이 30° 미만인 경우
○ 대형 농업기계 등에 의한 특수하중이 재하되는 경우
○ 연약지반 및 경사지반 또는 부등침하의 우려가 있는 지반에 설치되는 경우
○ 직접기초가 아닌 경우
○ 기초지반의 허용지지력이 지반반력(표준도에 표시)보다 작은 경우

4.2 사용재료

4.2.1 설계기준강도

콘크리트 및 철근은 도로설계기준에서 요구하는 설계기준강도 및 경제성을 고려하여 각 형식별로 다음과 같이 선정하였다.

○ 중력식 옹벽

- 콘크리트 설계기준강도 : $f_{ck} = 21$ MPa
- 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 26{,}000$ MPa

○ 반중력식 옹벽

- 콘크리트 설계기준강도 : $f_{ck} = 24$ MPa
- 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 27{,}000$ MPa
- 철근 : SD300($f_y = 300$ MPa)

○ 역T형 및 L형 옹벽

- 콘크리트 설계기준강도 : $f_{ck} = 27$ MPa
- 콘크리트 탄성계수 : $E_c = 28{,}000$ MPa
- 철근 : SD400($f_y = 400$ MPa)

4.2.2 뒤채움재

뒤채움재는 다음의 조건을 만족하여야 한다.

○ 뒤채움재가 느슨한 사질토, 세립분이 함유된 사질토인 경우

- 사면경사 : 수평 혹은 1(수직):1.8(수평)
- 습윤 단위중량 : $\gamma_t = 19.0$ kN/m^3
- 내부마찰각 : $\phi = 30^\circ$

○ 뒤채움재가 조립질 사질토인 경우

- 사면경사 : 1:1.5
- 습윤 단위중량 : $\gamma_t = 20.0$ kN/m^3
- 내부마찰각 : $\phi = 35^\circ$

뒤채움재는 다짐이 용이하고 원할한 배수가 이루어질 수 있는 재료를 사용하여야 한다. 뒤채움재의 습윤 단위중량 및 내부마찰각이 주어진 조건을 초과하는 경우는 별도검토한다.

4.2.3 기초지반

기초지반은 다음의 조건을 만족하여야 한다.

○ 내부마찰각 : $\phi \geq 35^\circ$

○ 허용지지력 : 각 표준도에 표시된 최대지반반력 이상

지반과 저판의 마찰력만으로 활동에 대해 안정을 확보하지 못하는 경우 활동방지벽을 설치하여 추가적인 마찰 저항력을 확보하도록 한다. 이 때 지반의 내부마찰각이 35° 이하인 경우 활동방지벽을 설치하더라도 추가적인 활동에 대한 저항력을 얻기 어렵다.

4.3 작용하중

4.3.1 고정하중

고정하중은 (표 4-1)에 나타낸 단위질량을 기준으로 한다.(도로교설계기준 2.1.2)

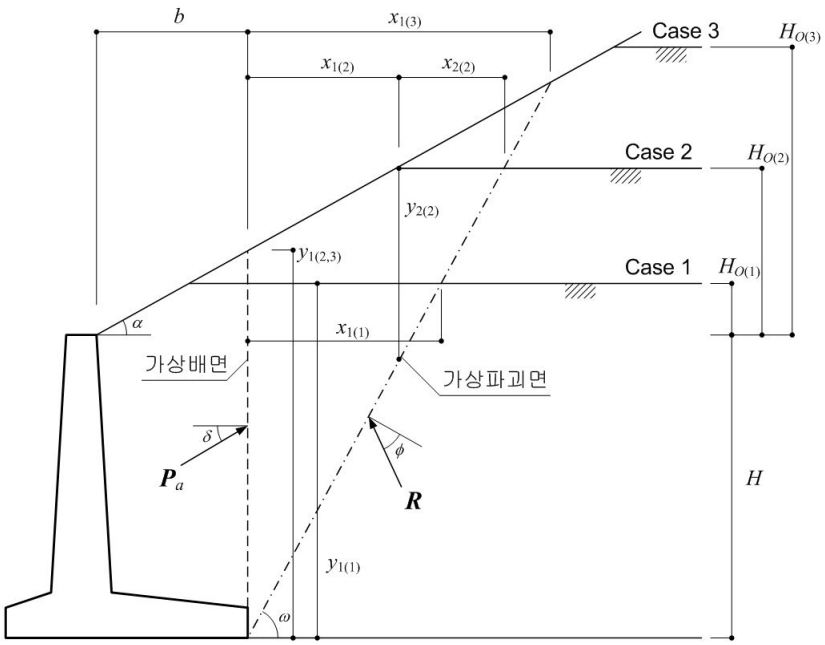
(표 4-1) 재료의 단위질량(kg/m^3)

재료	단위질량	재료	단위질량
강재, 주강, 단강	7,850	콘크리트	2,350
주철	7,250	시멘트, 모르타르	2,150
알미늄	2,800	목재	800
철근콘크리트	2,500	역청재(방수용)	1,100
프리스트레스트 콘크리트	2,500	아스팔트 포장	2,300

4.3.2 토압

배면의 성토고가 있는 경우도 고려했으므로 토압을 산정하는 방법으로 시행쐐기법을 사용하였다.

○ 시행쐐기법에 의한 토압산정



<그림 4-1> 시행쐐기법

- Case 1 : 경사면이 옹벽의 가상배면과 만나지 않는 경우
- Case 2 : 경사면이 옹벽의 가상배면을 지나고 가상파괴면과 만나지 않는 경우
- Case 3 : 경사면이 옹벽의 가상파괴면과 만나는 경우

가상파괴면을 가정하여 반복 계산하여 최대 토압을 발생시키는 가상파괴면의 경사 ω를 결정한다. ω를 결정한 후 시행쐬기의 중량 W를 계산하여 이로부터 가상배면에 미치는 토압을 구한다.

○ Case 1의 시행쐐기 중량

$$x_1 = \frac{H + H_O}{\tan\omega}$$

$$y_1 = H + H_O$$

$$W = \frac{1}{2} x_1 y_1 \gamma_t + x_1 q$$

여기서, q : 상재하중

○ Case 2의 시행쐐기 중량

$$x_1 = \frac{H_O}{\tan\alpha} - b$$

$$x_2 = \frac{H + H_O}{\tan\omega} - x_1$$

$$y_1 = H + b \cdot \tan\alpha$$

$$y_2 = H + H_O - x_1 \cdot \tan\omega$$

$$W = \left(\frac{y_1 + y_2}{2} x_1 + \frac{1}{2} y_2 x_2 \right) \gamma_t + x_2 \cdot q$$

○ Case 3의 시행쐐기 중량

$$x_1 = \frac{H + b \cdot \tan\alpha}{\tan\omega - \tan\alpha}$$

$$y_1 = H + b \cdot \tan\alpha$$

$$W = \frac{1}{2} y_1 x_1 \cdot \gamma_t$$

시행쐐기의 중량으로부터 다음의 식으로 토압의 합력 P_a를 구한다.

$$P_a = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \beta - \delta)}$$

여기서, β : 벽배면과 연직면이 이루는 각

4.3.3 상재하중

옹벽배면이 수평인 구간에 $q=10$ kN/m^{2}의 상재하중을 적용하였다.

4.3.4 수압

옹벽에는 배수공이 설치되므로 배수가 수압을 고려하지 않는다.

4.3.6 지진하중

지진시의 토압은 Mononobe-Okabe 이론에 의하여 구한다. 토압의 작용위치는 가상배면의 높이 y_1의 1/2으로 한다.

내진설계에 사용되는 지진하중을 결정할 때 다음의 설계변수를 적용하였다.

○ 내진등급 : Ⅱ등급(위험도 계수 : 1.0)
○ 지진구역 : Ⅰ구역(지진구역 계수 : 0.11)
○ 지반종류 : 단단한 토사지반(S_d)
○ 붕괴방지수준

지반이 연약하여 액상화 현상이 예상되거나 활성단층을 가로지르는 경우는 별도 검토하여야 한다.

4.4 옹벽의 안정검토

4.4.1 활동에 대한 안정

활동에 대한 안전율은 다음의 식으로 계산한다.

$$F.S=\frac{(W+P_v)\cdot\mu}{P_h}$$

여기서, W : 옹벽 구체와 가상배면과 옹벽배면 사이의 뒤채움재 중량의 합력

F_v : 토압의 합력 P_a의 수직분력

μ : 옹벽 저판과 지반 사이의 마찰계수, 0.5 사용

P_h : 토압의 합력 P_a의 수평분력

활동에 대한 안전율을 다음의 조건을 만족해야 한다.

○ 평상시 : $F.S \geq 1.5$

○ 지진시 : $F.S \geq 1.2$

다른 안정조건을 만족하면서 활동에 대한 안정조건을 만족하지 못하는 경우 활동방지벽을 설치하여 활동에 대한 안정을 확보할 수 있다. 활동방지벽을 설치한 경우 다음의 식으로 활동에 대한 안전율을 계산한다.

$$F.S = \frac{(W + P_v) \cdot \tan\phi + P_p}{P_h}$$

여기서, ϕ : 지반의 내부마찰각

P_p : 활동방지벽에 작용하는 수동토압

활동방지벽은 벽의 깊이에 의해 토압이 증대되지 않는 범위 내에서 가상배면에 가깝게 배치한다. 활동방지벽의 깊이는 저판 두께의 2/3배 이상, 저판 폭의 10 ~ 15 % 이내로 한다.

4.4.2 전도에 대한 안정

전도에 대한 안전율은 다음의 식으로 계산한다.

$$F.S = \frac{W \cdot x + P_v \cdot B}{P_h \cdot y}$$

여기서, x : 앞굽의 전면에서 중량의 합력 W의 작용선까지의 거리

B : 저판폭, 앞굽의 전면에서 가상배면까지의 거리

y : 저판의 저면에서 토압의 합력의 수평분력 p_h의 작용선까지의 거리

전도에 대한 안전율은 2.0 이상이어야 한다. 모든 하중의 합력 $(W + P_v + P_h)$의 작용선은 평상시에 저판폭의 1/6 이내, 지진시에 1/3 이내에 위치해야 한다.

4.4.3 지지력에 대한 안정

지지력에 대한 안정은 다음의 식으로 검토한다.

$\sigma_{\max} < q_a$

여기서, $q_{\max}$: 기초지반에 발생하는 최대압축응력

q_a : 기초지반의 허용지지력

4.5 하중계수 및 하중조합

하중계수 및 하중조합은 콘크리트구조설계기준 3.3.2절에 제시된 내용에 따라 다음과 같이 설정하였다.

○ Case 1 : $1.2D+1.6H$

○ Case 2 : $1.2D+1.6(L+H)$

○ Case 3 : $0.9D+1.6H$

○ Case 4 : $0.9D+1.6H+1.0E$

여기서, D : 고정하중

H : 토압

L : 활하중

E : 지진하중

위의 하중조합을 정리하면 (표 4-2)와 같다.

(표 4-2) 옹벽의 하중조합

Case	자중	토압	활하중	지진하중
1	1.2	1.6		
2	1.2	1.6	1.6	
3	0.9	1.6		
4	0.9	1.6		1.0

4.6 강도감소계수

전단력과 휨모멘트에 대한 강도감소계수는 콘크리트구조설계기준(2007)에서 다음과 같이 개정되었다.

○ 전단력 : 0.75

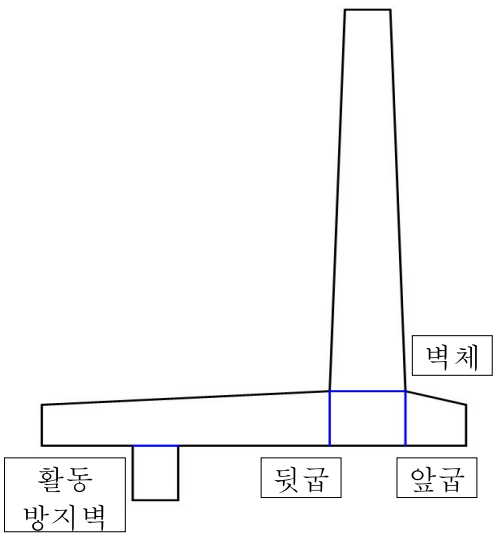
○ 휨모멘트 : 최외단 인장철근의 순인장 변형률 ϵ_t로 산정

- $\epsilon_t \geq 0.005$ ($f_y > 400$ MPa인 경우 $2.5\epsilon_y$ 이상)일 때, 인장지배 단면, 강도감소계수 ϕ = 0.85
- $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ or $2.5\epsilon_y$: 변화구간 단면, ϕ = 0.65 ~ 0.85
- $\epsilon_t \leq \epsilon_y$: 압축지배단면, 강도감소계수 ϕ =0.65

4.7 단면설계

4.7.1 검토단면

옹벽의 검토단면은 다음의 그림과 같다.



<그림 4-2> 옹벽의 검토단면

○ 앞굽판

- 앞굽판은 자중은 무시하고 지반반력을 지지하도록 설계한다.

○ 뒷굽판

- 저판의 뒷굽판은 정확한 방법이 사용되지 않는 한, 뒷굽판 상부에 재하되는 모든 하중을 지지하도록 설계한다.
- 캔틸레버식 옹벽의 저판은 벽체와의 접합부를 고정단으로 간주한 캔틸레버로 설계한다.

○ 벽체

- 캔틸레버식 옹벽의 벽체는 저판에 지지된 캔틸레버로 설계한다.
- 벽체의 하부는 벽체 또는 캔틸레버로 작용하므로 연직방향으로 접합부 규정, 전단 및 비틀림에 대한 최소 철근량 규정 및 벽체의 최소 철근비 규정에 따라 보강철근을 배치한다.

○ 활동방지벽

- 활동방지벽에 발생하는 수동토압에 대하여 설계한다.

4.8 사용성 검토

4.8.1 균열

콘크리트 인장 연단에서 가장 가까이 배치되는 철근의 중심간격 S는 다음의 두 식에 의해 계산된 값 중 작은값 이하로 하여야 한다.(콘크리트구조설계기준 6.3.3(4))

$$S = 375\left(\frac{210}{f_s}\right) - 2.5C_c$$

$$S = 300\left(\frac{210}{f_s}\right)$$

여기서, C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 사이의 최소 두께

f_s : 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력(근사값으로 $2/3 \cdot f_y$ 사용가능)

4.9 구조세목

4.9.1 피복두께

피복두께는 농업수리구조물의 특성상 담수 및 해수에 노출되는 경우가 많으므로 일괄적으로 80 mm 이상을 적용한다.

4.9.2 철근의 정착 및 이음

인장 이형철근의 정착길이는 다음의 식으로 결정한다.(콘크리트구조설계기준 8.2.2(3))

$$l_d = \frac{0.9 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{C+K_{tr}}{d_b}\right)} \geq 300 \text{ mm}$$

여기서, $\frac{C+K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$

d_b : 철근직경(mm)

α : 철근 배치위치 계수, 상부철근 : 1.3, 일반철근 : 1.0

β : 에폭시 도막 계수, 1.0(도막되지 않은 철근)

γ : 철근의 크기 계수, D19 이하 : 0.8, D22 이상 : 1.0

λ : 경량콘크리트 계수, 1.0(일반 콘크리트)

C : 철근간격 또는 피복두께에 관련된 치수, 철근의 중심으로부터 콘크리트 표면까지의 최단거리 또는 철근 중심간 거리의 1/2 중 작은 값(mm)

K_{tr} : 횡방향 철근지수

$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1.07 s_n}$, 횡방향 철근이 배치되어 있더라도 설계 간편하게 하기 위해 $K_{tr} = 0$으로 사용할 수도 있다.

압축 이형철근은 다음의 식으로 구한다.(철근콘크리트구조설계기준

8.2.3(2))

$$l_{db} = \frac{0.25 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \geq 0.043 d_b f_y$$

인장 이형철근의 겹침이음길이는 A, B급으로 분류하며 다음의 조건에 따라 적용한다. 어떤 경우에서라도 300 mm 이상이어야 한다.(콘크리트구조설계기준 8.6.2)

- A급 : 배치된 철근량이 이음부 전체 구간에서 해석결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상이고 소요 겹침이음길이 내 겹침이음된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우, $1.0 l_d$ 적용
- B급 : A급이 아닌 경우, $1.3 l_d$ 적용

압축 이형철근은 f_y가 400 MPa 이하인 경우 $0.072 f_y d_b$ 이상, 300 mm 이상을 적용한다.

4.9.3 최소철근비

휨부재의 최소철근비는 다음의 두 식에서 계산된 값 중 큰 값 이상으로 하여야 한다.(철근콘크리트구조설계기준 6.3.2)

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,\min} = \frac{2.5\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d$$

다만, 소요철근량보다 1/3 이상 많은 철근을 사용하였다면 위 식을 따르지 않아도 된다. 하지만, 슬래브에서는 0.0020 이상, 벽체에서는 0.0015 이상이어야 한다.

5. 개거 설계기준

5.1 적용범위

5.1.1 일반사항

○ 농업용 수리시설물로서 사용되는 개거의 설계·시공에 적용한다.
○ 표준도에 표시된 설계조건에 벗어나는 경우 별도검토를 수행한 후 적용하여야 한다.
○ 재료의 설계기준강도 및 지반, 되메움재 등 토사의 특성이 표준도와 상이한 경우 별도의 검토를 수행한 후 적용하여야 한다.

5.1.2 제한사항

다음의 제한사항에 해당하는 경우 별도의 검토 또는 설계를 수행하여야 한다.

○ 사용재료의 중량 및 설계강도가 표준도와 다른 경우
○ 되메움재의 중량이 19.0 kN/m^3를 초과하거나 내부마찰각이 30° 미만인 경우
○ 연약지반 및 경사지반 또는 부등침하의 우려가 있는 지반에 설치되는 경우
○ 직접기초가 아닌 경우
○ 기초지반의 허용지지력이 지반반력(표준도에 표시)보다 작은 경우

5.2 사용재료

5.2.1 설계기준강도

콘크리트 및 철근은 도로설계기준에서 요구하는 설계기준강도 및 경

제성을 고려하여 다음과 같이 선정하였다.

○ 콘크리트

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 24$ MPa (도로설계기준 6.3.1)
- 탄성계수 : $E_c = 8{,}500\sqrt[3]{f_{cu}} = 27{,}000$ MPa (콘크리트구조설계기준 3.4.3)

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$$

○ 철근(SD400)

- 항복강도 : $f_y = 400$ MPa
- 탄성계수 : $E_s = 200{,}000$ MPa

5.2.2 되메움재

되메움재는 다음의 조건을 만족하여야 한다.

○ 습윤 단위중량 : $\gamma_t = 19.0$ kN/m^3

○ 내부마찰각 : $\phi = 30^\circ$

지하수위 고려시 수중 단위중량은 다음의 값을 사용한다.

○ 수중 단위중량 : $\gamma_{sub} = 10.0$ kN/m^3

되메움재의 단위중량이 19.0 kN/m^{3}를 초과하거나 내부마찰각이 30° 미만인 경우는 별도 검토 및 설계하거나, 위 조건을 만족하는 토사로 치환하여야 한다.

5.3 작용하중

5.3.1 고정하중

고정하중은 (표 5-1)에 나타낸 단위질량을 기준으로 한다.(도로교설계기준 2.1.2)

(표 5-1) 재료의 단위질량(kg/m^3)

재료	단위질량	재료	단위질량
강재, 주강, 단강	7,850	콘크리트	2,350
주철	7,250	시멘트, 모르타르	2,150
알미늄	2,800	목재	800
철근콘크리트	2,500	역청재(방수용)	1,100
프리스트레스트 콘크리트	2,500	아스팔트 포장	2,300

5.3.2 수평토압

개거에 작용하는 수평토압은 정지토압으로 고려한다. 정지토압은 다음의 식으로 구한다.(도로설계기준 6.3.2(4))

$$P = K_0 \times \gamma_t \times Z + K_0 \times q$$

여기서, P : 깊이 Z에 대한 정지토압(kN/m^2)

γ_t : 흙의 단위중량(kN/m^3)

Z : 토압의 작용깊이(m)

K_0 : 정지토압계수($K_0 = 1 - \sin\phi$)

q : 상재하중($q = 10$ kN/m^2)

ϕ : 흙의 내부마찰각(°)

개거의 설계시 수평토압은 최대 수평토압뿐만 아니라 수평토압이 실제보다 작게 작용하여 구조물에 불리하게 작용하는 경우에도 검토하여야 한다. 이때 감소되는 토압은 실제 감소된 토압과 하중계수가 1 이하인 값(0.8 적용, 활하중의 하중계수 1.6의 반값)을 사용하여 검토한다.

5.3.3 지반반력

개거의 지반반력(Q)는 다음의 식으로 구한다.(도로설계기준 6.3.2(7))

$$Q = \frac{W_D}{B_o} + W_t \ (\mathrm{kN/m^2})$$

여기서, W_D : 개거의 종방향 단위길이 당 중량(kN/m)

B_o : 개거의 외측 폭(m)

W_t : 개거 내부하중

기초지반의 허용지지력이 지반반력보다 커야 한다.

5.4 지반반력계수

토사지반의 연직방향 지반반력계수는 각종 조사 및 시험결과에 의해 얻어진 변형계수 및 기초의 재하폭 등의 영향을 고려하여 정한다. 사질토와 점성토의 혼합층에 대한 지반반력계수는 다음의 식으로 구한다.(철도 설계기준 - 노반편 2.4.5)

$$K_v = K_{vo}(B_v/0.3)^{-3/4}$$

여기서, K_v : 연직방향 지반반력계수(kN/m^3)

K_{vo} : 지름 0.3 m의 강체원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 연직방향 지반반력계수(kN/m^3)로서 각종 토질시험·조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 다음 식에 의한다.

$$K_{vo} = \frac{1}{0.3}\alpha E_o$$

B_v : 기초의 환산재하폭 = B_o

α : 1(상시), 2(지진시)

E_o : 지반탄성계수, N치로부터 구하는 경우 $2800N$ (kN/m^2)

내진설계를 위한 전단탄성계수는 다음의 식으로 구한다.(도시철도내진설계기준 6.1.2)

$$G_D = (\gamma_t/g) \cdot V_S^2$$

여기서, G_D : 지반의 동적전단계수(kN/m^2)

γ_t : 지반의 습윤 단위중량(kN/m^3)

g : 중력가속도 (m/sec^2)

V_S : 해당구조물을 포함하는 지층의 전단탄성파 속도(m/sec)

$$V_S = C \cdot V_0$$

여기서, V_0 : 초기 전단탄성파속도(m/sec)

C : 0.5 (붕괴방지수준)

내진설계시 지반반력계수는 E_o 대신 E_D를 사용하여 계산한다.

$$E_D = 2(1+\nu)G_D$$

여기서, E_D : 지반의 동적탄성계수(kN/m^2)

ν : 프와송비

5.5 하중계수 및 하중조합

하중계수 및 하중조합은 콘크리트구조설계기준 3.3.2절에 제시된 내용에 따라 다음과 같이 설정하였다.

Case 1 : $1.4D$

Case 2 : $1.2D+1.6(L+H_h)$

Case 3 : $1.2D+1.0L$

Case 4 : $1.2D+1.6H_h$

여기서, D : 고정하중

H_h : 흙, 지하수의 횡압력에 의한 수평방향 하중

L : 활하중

5.6 강도감소계수

전단력과 휨모멘트에 대한 강도감소계수는 콘크리트구조설계기준(2007)에서 다음과 같이 개정되었다.

○ 전단력 : 0.75

○ 휨모멘트 : 최외단 인장철근의 순인장 변형률 ϵ_t로 산정

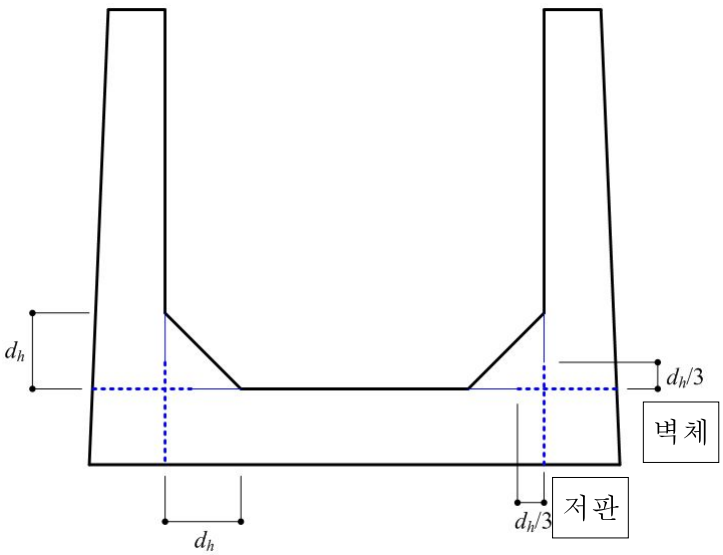
- $\epsilon_t \geq 0.005$ ($f_y > 400$ MPa인 경우 $2.5\epsilon_y$ 이상)일 때,
  인장지배 단면, 강도감소계수 ϕ = 0.85

- $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ or $2.5\epsilon_y$: 변화구간 단면, ϕ = 0.65 ~ 0.85
- $\epsilon_t \leq \epsilon_y$: 압축지배단면, 강도감소계수 ϕ =0.65

5.7 단면설계

5.7.1 검토단면

개거의 검토단면은 다음의 그림과 같다.



<그림 5-1> 개거의 검토단면

휨검토 단면에서 헌치가 있는 경우 헌치높이의 1/3까지 유효한 것으로 본다.(도로설계기준 6.3.3(3)) 전단검토 단면은 휨검토 단면에서 단면깊이 d만큼 떨어진 단면을 검토한다.

5.7.2 단절점부 보강

외측인장 휨모멘트에 의한 단절점부의 인장응력은 다음의 식으로 구

한다.(도로교설계기준 6.3.3(4))

$$f_{t,\max} = \frac{5M_o}{R^2 W} \text{ (MPa)}$$

여기서, $f_{t,\max}$: 단절점부에서 발생하는 응력의 최대값(MPa)

M_o : 절점부 휨모멘트(사용하중) (N·mm)

R : 절점부 대각선 길이(mm)

$R^2 = a^2 + b^2$

a : 연직방향 부재의 폭(mm)

b : 수평방향 부재의 폭(mm)

W : 절점부의 구조물 폭(mm)

발생응력이 $0.13\sqrt{f_{ck}}$를 초과하는 경우 철근으로 보강하여야 한다. 보강철근량 은 다음의 식으로 구한다.

$$A_s = \frac{2M_o}{R \cdot f_{sa}}$$

여기서, A_s : 외측인장에 대한 보강철근량(mm^2)

f_{sa} : 보강철근의 허용응력(MPa)

5.8 사용성 검토

5.8.1 균열

콘크리트 인장 연단에서 가장 가까이 배치되는 철근의 중심간격 S는 다음의 두 식에 의해 계산된 값 중 작은값 이하로 하여야 한다.(콘크리트구조설계기준 6.3.3(4))

$$S = 375\left(\frac{210}{f_s}\right) - 2.5C_c$$

$$S = 300\left(\frac{210}{f_s}\right)$$

여기서, C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 사이의 최소 두께

f_s : 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력(근사값으로 $\frac{2}{3}f_y$ 사용가능)

5.9 구조세목

5.9.1 피복두께

피복두께는 콘크리트구조설계기준 5.4.1(3)의 기준인 50 mm 이상을 적용하였다.

5.9.2 철근의 정착 및 이음

인장 이형철근의 정착길이는 다음의 식으로 결정한다.(콘크리트구조설계기준 8.2.2(3))

$$l_d = \frac{0.9 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{C+K_{tr}}{d_b}\right)} \geq 300 \text{ mm}$$

여기서, $\frac{C+K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$

d_b : 철근직경(mm)

α : 철근 배치위치 계수, 상부철근 : 1.3, 일반철근 : 1.0

β : 에폭시 도막 계수, 1.0(도막되지 않은 철근)

γ : 철근의 크기 계수, D19 이하 : 0.8, D22 이상 : 1.0

λ : 경량콘크리트 계수, 1.0(일반 콘크리트)

C : 철근간격 또는 피복두께에 관련된 치수, 철근의 중심으로부터 콘크리트 표면까지의 최단거리 또는 철근 중심간 거리의 1/2 중 작은 값(mm)

K_{tr} : 횡방향 철근지수

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1.07 s_n}$$, 횡방향 철근이 배치되어 있더라도

설계 간편하게 하기 위해 $K_{tr}=0$으로 사용할 수도 있다.

압축 이형철근은 다음의 식으로 구한다.(철근콘크리트구조설계기준 8.2.3(2))

$$l_{db}=\frac{0.25d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \geq 0.043 d_b f_y$$

인장 이형철근의 겹침이음길이는 A, B급으로 분류하며 다음의 조건에 따라 적용한다. 어떤 경우에서라도 300 mm 이상이어야 한다.(콘크리트구조설계기준 8.6.2)

- A급 : 배치된 철근량이 이음부 전체 구간에서 해석결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상이고 소요 겹침이음길이 내 겹침이음된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우, $1.0l_d$ 적용
- B급 : A급이 아닌 경우, $1.3l_d$ 적용

압축 이형철근은 f_y가 400 MPa 이하인 경우 $0.072f_y d_b$ 이상, 300 mm 이상을 적용한다.

5.9.3 우각부

우각부 철근의 구부리기 반지름은 $10d_b$로 한다. 여기서, d_b는 철근의 직경이다.

5.9.4 최소철근비

휨부재의 최소철근비는 다음의 두 식에서 계산된 값 중 큰 값 이상으로 하여야 한다.(철근콘크리트구조설계기준 6.3.2)

$$A_{s,\min}=\frac{1.4}{f_y}b_w d$$

$$A_{s,\min}=\frac{2.5\sqrt{f_{ck}}}{f_y}b_w d$$

다만, 소요철근량보다 1/3 이상 많은 철근을 사용하였다면 위 식을 따르지 않아도 된다. 하지만, 슬래브에서는 0.0020 이상, 벽체에서는 0.0015 이상이어야 한다.

6. 수로교 설계기준

6.1 적용범위

6.1.1 일반사항

○ 농업용 수리시설물로서 사용되는 수로교의 설계·시공에 적용한다.
○ 표준도에 표시된 설계조건에 벗어나는 경우 별도검토를 수행한 후 적용하여야 한다.
○ 재료의 설계기준강도 및 지반특성이 표준도와 상이한 경우 별도의 검토를 수행한 후 적용하여야 한다.

6.1.2 제한사항

사용재료의 중량 및 설계기준강도가 표준도와 다른 경우 별도의 검토 또는 설계를 수행하여야 한다.

6.2 사용재료

6.2.1 설계기준강도

콘크리트 및 철근은 도로설계기준에서 요구하는 설계기준강도 및 경제성을 고려하여 각 형식별로 다음과 같이 선정하였다.

○ 콘크리트 채널
- 콘크리트 설계기준강도 : $f_{ck} = 30$ MPa
- 철근 : SD400($f_y = 400$ MPa)

○ 콘크리트 박스
- 콘크리트 설계기준강도 : $f_{ck} = 30$ MPa
- 철근 : SD400($f_y = 400$ MPa)

○ PSC 채널

- 콘크리트 설계기준강도 : f_{ck} = 40 MPa
- 철근 : SD400(f_y = 400 MPa)
- 긴장재 : f_{py} = 1600 MPa

○ PSC 채널
- 주부재 : SM490B(f_{sa} = 190 MPa)
- 부부재 : SM400B(f_{sa} = 140 MPa)

○ 강관
- 사용강재 : SM490B(f_{sa} = 190 MPa)

6.3 작용하중

6.3.1 고정하중

고정하중은 (표 6-1)에 나타낸 단위질량을 기준으로 한다.(도로교설계기준 2.1.2)

(표 6-1) 재료의 단위질량(kg/m^3)

재료	단위질량	재료	단위질량
강재, 주강, 단강	7,850	콘크리트	2,350
주철	7,250	시멘트, 모르타르	2,150
알미늄	2,800	목재	800
철근콘크리트	2,500	역청재(방수용)	1,100
프리스트레스트 콘크리트	2,500	아스팔트 포장	2,300

6.3.2 내부물하중

내부 통수단면을 가득 채운 상태를 가정하여 계산한다.

6.4 강도감소계수

전단력과 휨모멘트에 대한 강도감소계수는 콘크리트구조설계기준(2007)에서 다음과 같이 개정되었다.

○ 전단력 : 0.75

○ 휨모멘트 : 최외단 인장철근의 순인장 변형률 ϵ_t로 산정

- $\epsilon_t \geq 0.005$ ($f_y > 400$ MPa인 경우 $2.5\epsilon_y$ 이상)일 때, 인장지배 단면, 강도감소계수 ϕ = 0.85
- $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ or $2.5\epsilon_y$: 변화구간 단면, ϕ = 0.65 ~ 0.85
- $\epsilon_t \leq \epsilon_y$: 압축지배단면, 강도감소계수 ϕ =0.65

6.5 단면설계

6.5.1 검토단면

○ 교축방향

- 휨검토 : 지간중앙, 지간의 1/4 지점
- 전단검토 : 지점, 지간의 1/4 지점

○ 교축직각방향 : 벽체 하부, 상판 중앙, 상판 단부

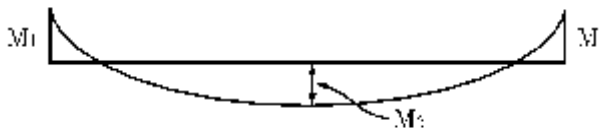
6.5.2 단면력 계산

검토단면에 발생하는 단면력은 다음의 방법으로 계산한다.(농업생산기반정비사업계획설계기준, 4.5.5.다 ~ 라)

○ 교축방향 : 자중 및 내부물하중을 고려하여 각 주형에 발생하는 단면력을 계산

○ 교축직각방향

- 벽체 하부 : 내부물하중에 의해 벽체 하부에 발생하는 휨 및 전단력을 계산
- 상판 : 상판에 작용하는 휨모멘트는 다음 두 가지 경우에 관해서 계산을 하여 그 중 큰 값을 채용



· 측벽을 포함시킨 일체구조라고 생각한 경우

$$M_1 = \frac{1}{6} P_w H^2 \qquad \text{kN·m/m}$$

$$M_2 = M_1 - \frac{1}{8} W_1 B^2 \qquad \text{kN·m/m}$$

· 상판을 양다리에 고정되었다고 생각한 경우

$$M_1 = \frac{1}{12} P_w H^2 \qquad \text{kN·m/m}$$

$$M_2 = -\frac{1}{24} W_1 B^2 \qquad \text{kN·m/m}$$

6.6 사용성 검토

6.6.1 균열

콘크리트 인장 연단에서 가장 가까이 배치되는 철근의 중심간격 S는 다음의 두 식에 의해 계산된 값 중 작은값 이하로 하여야 한다.(콘크리트구조설계기준 6.3.3(4))

$$S = 375\left(\frac{210}{f_s}\right) - 2.5 C_c$$

$$S = 300\left(\frac{210}{f_s}\right)$$

여기서, C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 사이의 최소 두께

f_s : 사용하중 상태에서 인장연단에서 가장 가까이에 위치한 철근의 응력(근사값으로 $2/3 \cdot f_y$ 사용가능)

6.7 구조세목

6.7.1 피복두께

피복두께는 농업수리구조물의 특성상 담수 및 해수에 노출되는 경우가 많으므로 일괄적으로 80 mm 이상을 적용한다.

6.7.2 철근의 정착 및 이음

인장 이형철근의 정착길이는 다음의 식으로 결정한다.(콘크리트구조설계기준 8.2.2(3))

$$l_d = \frac{0.9 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{C + K_{tr}}{d_b}\right)} \geq 300 \text{ mm}$$

여기서, $\frac{C + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$

d_b : 철근직경(mm)

α : 철근 배치위치 계수, 상부철근 : 1.3, 일반철근 : 1.0

β : 에폭시 도막 계수, 1.0(도막되지 않은 철근)

γ : 철근의 크기 계수, D19 이하 : 0.8, D22 이상 : 1.0

λ : 경량콘크리트 계수, 1.0(일반 콘크리트)

C : 철근간격 또는 피복두께에 관련된 치수, 철근의 중심으로부터 콘크리트 표면까지의 최단거리 또는 철근

중심간 거리의 1/2 중 작은 값(mm)

K_{tr} : 횡방향 철근지수

$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1.07 s_n}$, 횡방향 철근이 배치되어 있더라도 설계 간편하게 하기 위해 $K_{tr} = 0$으로 사용할 수도 있다.

압축 이형철근은 다음의 식으로 구한다.(철근콘크리트구조설계기준 8.2.3(2))

$$l_{db} = \frac{0.25 d_b f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \geq 0.043 d_b f_y$$

인장 이형철근의 겹침이음길이는 A, B급으로 분류하며 다음의 조건에 따라 적용한다. 어떤 경우에서라도 300 mm 이상이어야 한다.(콘크리트구조설계기준 8.6.2)

- A급 : 배치된 철근량이 이음부 전체 구간에서 해석결과 요구되는 소요철근량의 2배 이상이고 소요 겹침이음길이 내 겹침이음된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우, $1.0 l_d$ 적용
- B급 : A급이 아닌 경우, $1.3 l_d$ 적용

압축 이형철근은 f_y가 400 MPa 이하인 경우 $0.072 f_y d_b$ 이상, 300 mm 이상을 적용한다.

6.7.3 최소철근비

휨부재의 최소철근비는 다음의 두 식에서 계산된 값 중 큰 값 이상으로 하여야 한다.(철근콘크리트구조설계기준 6.3.2)

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,\min} = \frac{2.5\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d$$

다만, 소요철근량보다 1/3 이상 많은 철근을 사용하였다면 위 식을 따르지 않아도 된다. 하지만, 슬래브에서는 0.0020 이상, 벽체에서는 0.0015 이상이어야 한다.

7. 교량

7.1 일반사항

교량은 형식과 규모가 다양해 표준도를 제작하기 어려우므로 공사에서 자주 사용하는 다음의 3가지 형식에 대해 각각 하나의 설계예를 제작하였다.

- 콘크리트 슬래브교
- 콘크리트 박스교(함형교)
- 콘크리트 라멘교

참고문헌

1. 농림부, 2004, “농업생산기반정비사업계획설계기준”
2. 건설교통부, 2007, “콘크리트 구조설계기준 해설”
3. 건설교통부, 2010, “도로교 설계기준”
4. 건설교통부, 2005, “도로 설계기준”
5. 건설교통부, 2001, “도로설계편람(Ⅱ)”
6. 건설교통부, 2005, “도시철도 내진설계 기준”
7. 건설교통부, 2004, “지하공동구 내진설계기준”
8. 건설교통부, 2004, “철도설계기준(노반편)”
9. 국토해양부, 2008, “국도건설공사 설계실무 요령”
10. 국토해양부, 2008, “도로옹벽 표준도”
11. 농업기반공사, 2000, “농업생산기반정비사업 조사・설계 실무요령”
12. 변동균 외, 2008, “철근 콘크리트”, 동명사

8. 부록

부록 1. 암거 표준도

부록 2. 옹벽 표준도

부록 3. 개거 표준도

부록 4. 수로교 표준도

부록 5. 교량 표준도

주 의

1. 이 보고서는 한국농어촌공사 자체연구비를 지원받아 농어촌연구원에서 수행한 연구보고서입니다.
2. 이 보고서의 내용은 연구원의 공식견해와 반드시 일치하는 것은 아닙니다.

■ 발 행 처

연구과제명	
발 행 일	2011. 12
발 행 인	정 해 창
발 행 처	한국농어촌공사 농어촌연구원
주 소	경기도 안산시 상록구 사동 해안로 391번지
	전 화 031 - 400 - 1700
	FAX 031 - 409 - 6055

■ 이 책의 내용을 무단 전재하거나 복사하면 법에 저촉됩니다. 단, 이 책의 출처를 명시하면 인용이 가능합니다.