제 8-7 편　옹 벽

목 차

1. 적 용 ····· 849

2. 옹벽의 계획 ····· 850

2.1 조 사 ····· 850

2.2 형식 선정 ····· 852

2.3 내진설계 여부 ····· 856

3. 설계하중 ····· 857

3.1 하중 종류 ····· 857

3.2 자 중 ····· 858

3.3 토 압 ····· 859

3.4 상재하중 ····· 864

3.5 수압과 부력 ····· 865

3.6 옹벽에 직접 작용하는 하중 ····· 866

3.7 지진의 영향 ····· 866

4. 기초의 설계 ····· 869

4.1 직접기초 ····· 869

4.1.1 기초지반의 지지력에 대한 안정 ····· 869

4.1.2 활동에 대한 안정 ····· 870

4.1.3 전도에 대한 안정 ····· 871

4.1.4 전체적인 안정 ····· 871

4.1.5 치 환 ····· 872

4.2 말뚝기초 ····· 873

5. 구체의 설계 ····· 874

5.1 중력식 옹벽 ····· 874

5.2 반중력식 옹벽 ····· 874

5.3 비자립형 옹벽 ····· 875

5.4 캔틸레버 옹벽 ····· 876

5.5 뒷부벽식 옹벽 ····· 877
5.6 앞부벽식 옹벽 ····· 877

6. 구조세목 ····· 878

7. 기타 설계 · 시공 상의 주의점 ····· 882

8. 특수 옹벽(보강토 옹벽) ····· 883
8.1 보강토 옹벽의 적용 ····· 883
8.2 전면판 및 보강재 ····· 884
8.3 보강토의 뒤채움 재료 ····· 887
8.4 설계의 기본 방침 및 절차 ····· 889
8.5 외적 안정 조건의 검토 ····· 893
8.6 내적 안정 조건의 검토 ····· 895
8.7 구조 세목 ····· 898

참 고 자 료 ····· 901

1. 적 용

이 편은 도로 건설 시 설치되는 옹벽의 설계에 적용한다.

옹벽은 토공 시 지형 등의 조건에 따라 흙 구조물의 안정을 유지할 수 없는 장소에 토사의 붕괴를 막기 위해서 만드는 토류구조물이다. 석축이나 블록담도 옹벽의 일종으로 고려하지만 이들 구조물은 「토공편」에서 다루기로 한다.

이 편은 중력식 옹벽, 역 T형 및 L형 옹벽, 뒷부벽식 옹벽, 앞부벽식 옹벽 등의 표준 옹벽형식에 대하여 일반적인 사항을 나타난다. 다만 보강토 옹벽에 대해서는 근래 들어 적용빈도가 높은 점을 고려하여 마지막 장에 별도로 기술한다.

지형 · 지반 · 시공조건 등에 따라 이 요령에 기술되어 있지 않은 옹벽의 설계가 요구될 경우에는 아래의 시방서 및 지침에 따르며, 이 편에 기술되어 있는 기본 사항에 입각하여 합리적인 설계를 하는 것이 필요하다.

- 콘크리트구조설계기준 · 해설, 한국콘크리트학회
- 도로공사표준시방서, 국토해양부
- 철근콘크리트 설계편람, 국토해양부
- 도로교 설계기준, 국토해양부
- 구조물 기초설계 기준, 국토해양부
- 도로설계편람, 국토해양부

2. 옹벽의 계획

옹벽의 설계 계획에 있어서는 그 필요성을 명확히 하고, 전체적인 도로 계획에 맞추어 기능성 · 시공성 및 경제성을 고려하여야 한다.

옹벽이 설치되는 것은 다음의 경우이다.

(1) 지형 등의 제약을 받는 경우

(2) 터널의 갱구, 교대 및 암거 인접부의 흙막이

(3) 땅깎기 또는 흙쌓기의 비탈면 보호

(4) 철도, 일반도로, 하천 등에 접하여서 도로를 축조하는 경우

(5) 용지 폭을 특히 감소시킬 필요가 있는 경우

이들의 설치 목적에 입각하여 지형, 지질조건, 시공조건, 주변조건 및 경제성을 고려하여 규모나 구조형식을 검토한다.

2.1 조 사

조사는 합리적이고 경제적인 계획 · 설계 · 시공을 행하기 위하여 필요한 자료 수집을 목적으로 하며, 조사 종류 및 방법은 옹벽의 규모 · 중요도 · 설치 위치 주변 상황에 따라 결정한다.

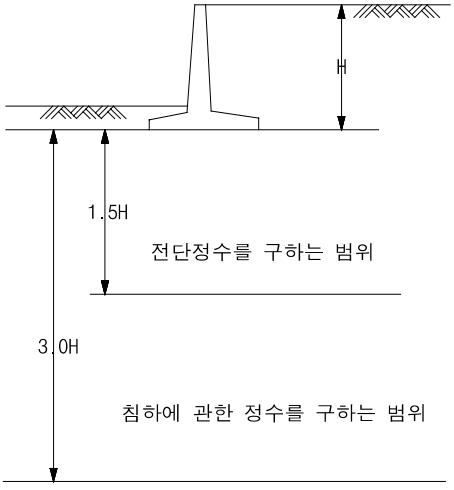
옹벽을 설계하는 경우, 답사 및 기존의 자료를 검토하여 옹벽 설치 장소의 지형 · 지질의 개략을 파악하고, 구조물의 크기나 기초형식의 개요를 정한다. 이에 따라 설계, 시공에 관하여 필요로 하는 조사는 다음과 같다.

(1) 설계 제 정수를 구하기 위한 토질조사

이 경우 토질조사 항목으로서는 ①외력(토압)의 계산에 필요한 설계정수를 구하는 조사 ②기초지지력의 설계에 필요한 설계정수를 구하기 위한 조사 ③안정의 검토에 필요한 설계정수를 구하는 조사 ④

압밀침하의 검토에 필요한 설계정수를 구하는 조사가 있다.

옹벽 설계에 이용하는 토압에 대해서는, 높이 8m 이하의 옹벽의 경우는 '3. 하중'에서 언급하는 뒤채움재의 종류에 의하여 각각의 단위체적중량이나 토압계수를 결정하므로 흙의 분류 시험법에 따라 뒤채움재를 ①자갈 또는 모래와 자갈의 혼합물 ②사질토 ③실트, 점성토(단, WL 〈 50%)의 3종류로 분류하면 좋다. 그러나 높이가 8m를 넘는 옹벽에 대해서는 흙의 역학적 성질을 구하기 위한 시험을 행하여 충분한 검토를 통해 제 정수를 구한다.



〈그림 2.1〉 기초지반의 조사하여야 할 범위

기초지반의 조사 깊이는 지지력, 활동, 침하 등에 영향을 미치는 범위에 대하여 실시하여야 한다. 일반적으로 기초지반이 활동파괴를 일으키는 범위는 기초 저면 보다 그 배면 흙쌓기 높이의 1.5배 이내의 깊이에서 생긴다고 하며, 또 접지압에 의한 침하의 영향은 흙쌓기 높이의 1.5~3배 이내라고 한다. 따라서, 기초지반 조사의 범위는 〈그림 2.1〉에 나타낸 범위로 한다. 그러나 이 범위를 넘어 활동 파괴나 압밀침하를 일으킬 위험성이 있는 연약층이 존재하면 그 층 전체에 대하여 활동이나 침하에 관한 제 성질을 조사할 필요가 있다.

(2) 주변 조건의 조사

옹벽의 기초형식, 기초의 근입 깊이 및 옹벽 구조 형식의 결정에 있어서 설치 위치의 조사 외에 주변 환경에 주는 영향이나 그것으로 받는 영향을 옹벽 완성 후뿐 아니라, 시공 중의 각종 여건도 포함해서 검토하여야 한다.

또, 옹벽 붕괴사고의 대부분이 집중호우 등에 의한 흙 속의 물의 영향에 의한 것이므로, 특히 배수계통에 대해서 잘 조사하고 뒤채움부에 물이 고이지 않도록 검토할 필요가 있다.

(3) 시공 조건의 조사

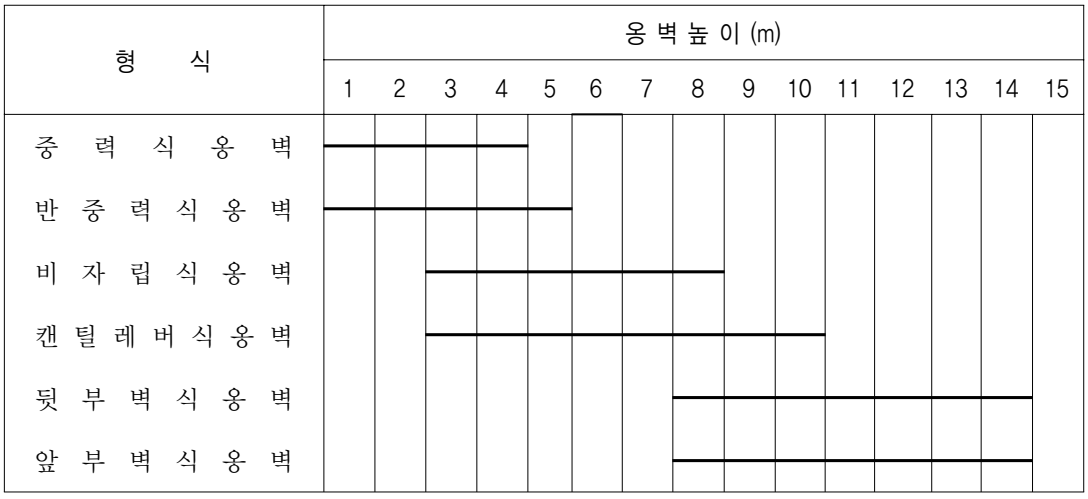
시공에 있어서 작업 비계가 세워지는 발판으로서의 지반 · 작업 공간 · 기존 구조물 · 매설물의 상황에 대하여 잘 조사하고, 시공 중의 안전성 검토 및 주변에 미치는 영향을 검토한다.

또, 시공 중에 주변에 미치는 소음 · 진동 · 오수 · 분진 등에 대한 처리에 대해서도 검토하여야 한다.

2.2 형식 선정

옹벽의 구조형식은 다음사항을 고려하여 결정한다.
(1) 옹벽이 설치될 위치와 다른 구조물과의 관계, 공간적 제약
(2) 옹벽의 높이 및 옹벽이 설치되는 지형
(3) 지반조건과 지하수 조건
(4) 시공에 소요되는 시간 및 경제성
(5) 옹벽의 미관과 유지관리의 편의성

옹벽 구조 형식 선정에 있어서는 초기공사비와 설계수명내의 유지관리 비용을 고려하여 최종적으로 선정하나, 지나치게 경제성만 추구하여 현장의 지형 상황, 시공성 등을 무시하는 일이 있어서는 안 된다. 주요 옹벽의 구조 형식 및 그 특징을 아래에 기술한다. 또, 뒤채움의 시공성 등을 고려하여 각 형식 선정에 있어서의 개략 적용 범위를 〈그림 2.2〉에 나타낸다. 또, 석축 · 블럭석축에 있어서는 「토공편」에 기술되어 있으므로 이들과 비교 검토하기 바란다.



〈그림 2.2〉 옹벽의 적용범위

(1) 중력식 옹벽

자중으로 토압을 지지하는 무근 콘크리트 구조 옹벽으로, 벽체 내에 콘크리트 저항력 이상의 인장력이 생기지 않도록 한다. (〈그림 2.3(a)〉)

콘크리트 옹벽 중에서는 시공이 가장 용이하며, 옹벽 높이가 낮고 기초지반이 양호한 경우에 주로 적용한다.

(2) 반중력식 옹벽

중력식 옹벽의 벽체 내에 생긴 인장력에 의한 콘크리트량을 절약하기 위하여 소량의 철근을 넣어서 저항시키도록 한 것(〈그림 2.3(b)〉)으로서, 대체로 중력식 옹벽에 준하여 사용한다.

(3) 비자립형 옹벽

주로 땅깍기부에 쓰이며, 자립이 불가능한 중력식 옹벽으로서, 원지반 또는 뒤채움재에 기대어서 자중으로 토압에 저항하는 형식이다. (〈그림 2.3(c)〉)

(4) 캔틸레버식 옹벽

벽체와 저판으로 되어 있고, 벽체의 위치에 따라 역 T형, L형, 역 L형으로 불리운다. (〈그림 2.3(d)(e)(f)〉) 이 형식의 옹벽은 벽체의 자중과 저판 위의 흙의 중량으로 토압에 저항하는 것이며, 일반적으로 철근 콘크리트 구조이므로 중력식 옹벽에 비하여 구체 콘크리트량이 적어진다. 구조적으로는 벽체와 저판이 서로 강결된 캔틸레버 보로서 설계한다.

일반적으로 적용 범위가 넓으며 옹벽 높이 3~10m 정도까지 쓰인다. L형 옹벽은 옹벽이 용지경계에 접하여 있는 경우 등 앞판을 설치할 수 없을 때에 쓰인다. 역 L형 옹벽은 배면에 구조물 등이 있어서 저판을 토압작용 방향으로 설치할 수 없을 때 사용한다. 이 형식은 뒤채움 흙의 중량을 안정계산에 이용할 수 없으므로 활동에 대한 안정을 위하여 근입을 깊게 하고, 또 저판의 길이를 현저히 길게 하여야 하므로 역 T형 옹벽, L형 옹벽에 비해서 일반적으로 비경제적인 형식이다.

(5) 뒷부벽식 옹벽

벽체와 저판 사이의 강성을 부벽으로 유지한 것으로, 부벽은 토압이 작용하는 측에 있다. (〈그림 2.3(g)〉) 옹벽 높이가 높아지면 구체 콘크리트량은 캔틸레버식 옹벽에 비하여 상당히 유리하게 되므로 일반적으로 옹벽 높이 8m 이상의 경우에 쓰인다.

이 형식의 옹벽은 시공이 다른 형식에 비하여 어렵고, 배면 흙쌓기의 다짐 작업도 어려우므로 시공 시에 주의를 요한다.

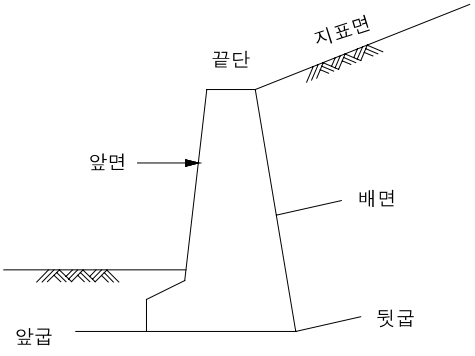
(6) 앞부벽식 옹벽

뒷부벽식 옹벽과 유사하지만 뒷부벽 대신 받침벽이 벽체 전면에서 벽체를 지지하고 있는 것이다.(〈그림 2.3(h)〉) 이 형식은 저판의 앞쪽에 받침벽의 자중이 작용하므로 뒷부벽식 옹벽에 비하여 안정상 불리하여 그다지 사용되지 않는다.

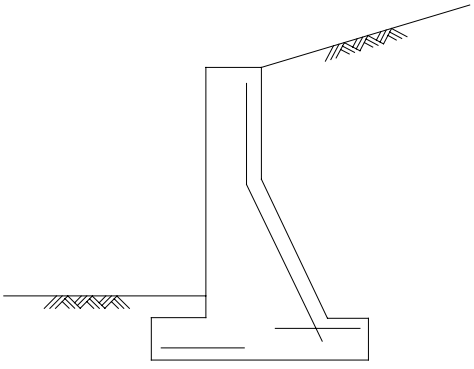
(7) 특수 옹벽

앞에서 언급한 것과 다른 특수형식으로 선반식 옹벽, 선반이 있는 뒷부벽식 옹벽, 상자형 옹벽, 거푸집형 옹벽, 뒷부벽을 사용한 옹벽, 보강토 공법에 의한 옹벽 등이 있다.

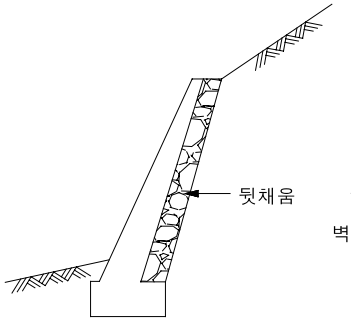
이들 옹벽은 일반적인 옹벽을 설치하기 어렵고 현저히 비경제적일 경우에 쓰이지만, 개개의 설계자료 · 실시 예 등을 참고하여 충분한 검토를 할 필요가 있다.



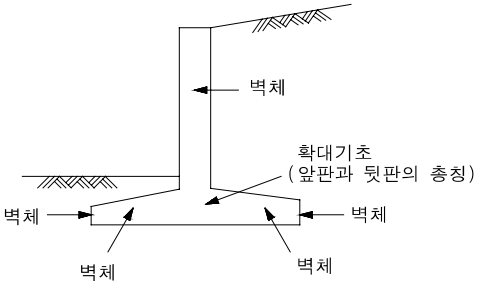
(a) 중력식 옹벽



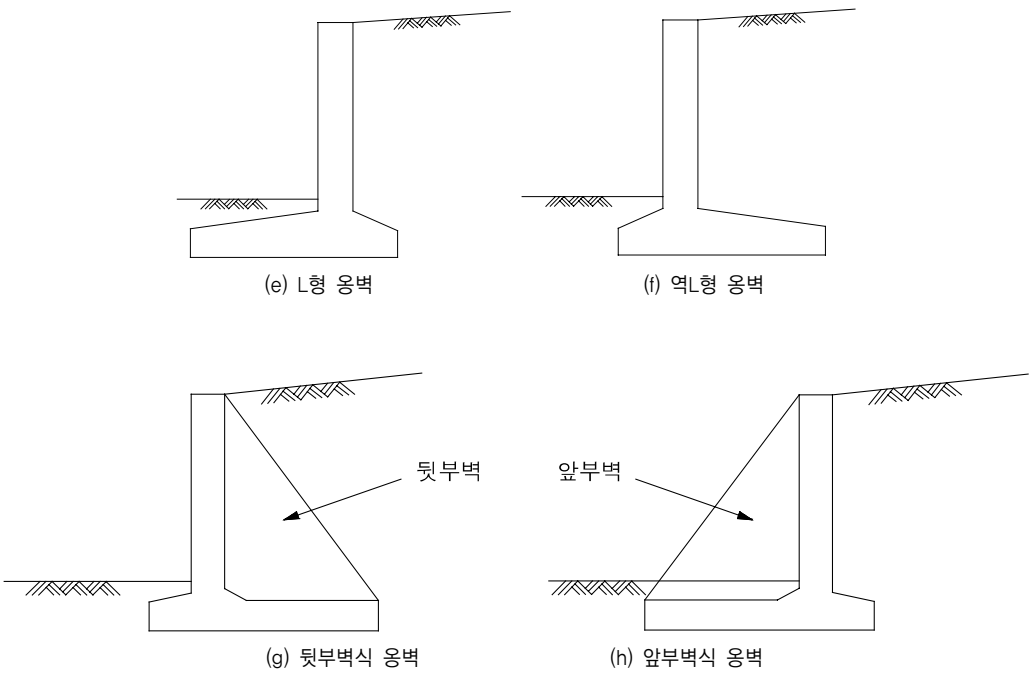
(b) 반중력식 옹벽



(c) 비자립형 옹벽



(d) 역T형 옹벽



〈그림 2.3〉 옹벽의 종류

2.3 내진설계 여부

(1) 옹벽의 내진설계는 다음에 해당하는 경우에 수행한다.
① 시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령에 의하여 2종 시설물로 분류되는 옹벽규모인 경우
② 옹벽 상부와 하부의 피해범위 내에 내진설계를 요하는 주구조물 또는 1종 · 2종 시설물이 있는 경우
③ 발주자가 요구하거나 설계자가 필요하다고 판단하는 경우
(2) 옹벽의 지진 시 안정해석은 「지진 시 옹벽의 안정해석」 및 「비탈면 설계기준의 내진설계기준」을 참조한다.

(1) 시설물의 안전관리에 관한 특별법 시행령에는 저면에서 노출된 높이가 5m 이상으로서 연장 100m 이상인 옹벽을 2종 시설물로 분류하고 있으며, 건설교통부 내진설계기준 연구(1997)의 설정에 따르면, 1종 · 2종 시설물의 경우에는 내진설계를 하도록 되어 있어 이에 해당하는 옹벽의 경우는 내진설계를 수행하여야 한다. 이러한 규모의 옹벽 외에도 옹벽의 파괴범위 내에 주구조물이 위치하고 있는 경우에는 옹벽의 내진설계가 필요하다.

(2) 옹벽의 내진해석은 ① 유사정적해석(pseudo static analysis) · ② 강성블럭해석(rigid block analysis) · ③ 수치해석 등이 있으며, 옹벽구조물의 중요성에 따라 설계자의 판단에 의하여 해석방법을 선택할 수 있다. 이 설계기준은 유사정적해석방법의 적용방법에 대해서 제시한다.

3. 설계하중

3.1 하중 종류

(1) 옹벽의 안정해석 시 고려하는 하중의 종류는 다음과 같다.
① 옹벽과 뒤채움의 자중 등 고정하중
② 옹벽에 작용하는 토압과 상재하중에 의한 토압증가량
③ 배수가 되지 않는 조건에서는 수압과 부력
④ 옹벽에 직접 작용하는 외력
⑤ 지진에 의한 하중 등

(2) 옹벽 설계 시 고려하는 하중은 옹벽의 사용기간 중에 발생 가능한 모든 형태의 하중조합을 고려하여 설계한다. 옹벽의 하중조합은 통상 자중, 상재하중 및 토압의 조합으로 한다. 또한 지진 시 영향을 고려할 경우 하중조합은 지진 시 토압 및 지진 시 관성력으로 하며, 하중계수는 '콘크리트 구조설계기준 제3장 설계하중 및 하중조합 3.3.2 소요강도'에 따른다.

(1) 옹벽에 작용하는 하중은 크게 흙에 의한 토압, 지하수에 의한 수압, 부력, 옹벽배면에 작용하는 상재하중, 옹벽구조에 직접 작용하는 하중, 지진하중으로 구분하며, 설계에서는 실제 하중이 적용되는 조건을 감안하여 선택적으로 적용한다.

토압은 뒤채움 흙의 종류 · 배수상태 · 표면에서의 상재하중의 종류와 위치에 따라 달라지며, 옹벽구조에 직접적으로 작용하는 하중은 방음벽 등의 구조물을 옹벽상단에 설치할 경우 전달되는 연직 · 수평 · 모멘트의 하중 등이 있다.

(2) 하중조합은 상시의 경우 자중 + 상재하중(활하중) + 토압의 조합으로 하고, 지진의 영향을 고려할 경우에는 자중 + 지진 시 토압 + 지진 시 관성력의 조합으로 한다.

3.2 자 중

(1) 옹벽에 작용하는 자중은 옹벽 구체 중량 외에 저판 위의 흙의 중량을 포함한다.
(2) 자중은 콘크리트와 흙의 일반적인 단위중량을 적용하며, 실제하중이 명백한 경우는 그 값을 적용한다.

자중의 선택은 〈그림 3.1〉에 나타낸 바와 같이, 빗금 친 부분을 자중으로 한다. 또, 지진의 영향을 고려하는 경우의 자중에 대해서는 '3.7 지진의 영향'에 따르기로 한다. 자중의 계산에 쓰이는 재료의 단위체적중량은 다음과 같다.

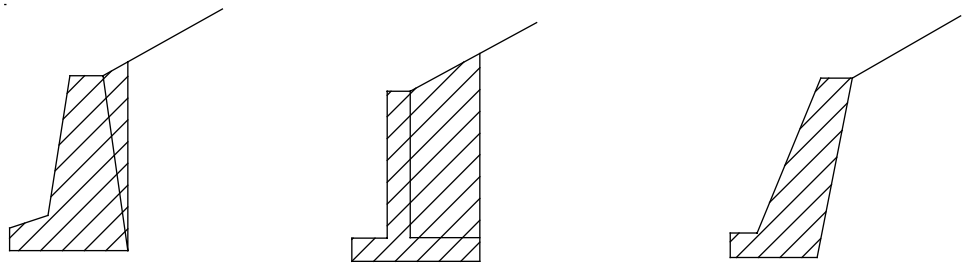
(1) 철근 콘크리트 및 무근 콘크리트의 단위체적중량은 다음과 같이 한다.

- 철근 콘크리트 25 kN/m^3
- 무근 콘크리트 23.5 kN/m^3

(2) 흙의 단위체적중량은 토질시험결과를 기초로 하여 결정하는 것이 바람직하지만, 개략 시설의 경우에는 토질시험에 따르지 않고 〈표 3.1〉의 값을 써도 좋다.

〈표 3.1〉 뒤채움재의 종류 및 단위체적중량

뒤채움재의 종류	단위체적중량 (kN/m^3)
자 갈	20
모래, 사질토	19
실트, 점성토(단 W_L 〈 50%)	18



(a) 중력식 및 반중력식 (b) 캔틸레버식 및 뒷부벽식 (c) 비자립식

〈그림 3.1〉 옹벽 종류별 자중 선택 범위 (연직 가상 활동면)

3.3 토 압

옹벽 설계에 쓰이는 토압은 다음과 같이 계산한다.

(1) 높이 8m 이하의 흙쌓기부 옹벽에 작용하는 토압은 식(3.1)에 의하여 계산한다.

$$P_H = 1/2\ K_H \cdot \gamma \cdot H^2 \qquad (3.1)$$

여기서, P_H : 토압의 수평 성분 (kN/m)

K_H : 수평토압 계수

H : 토압 계산에 쓰는 벽체 높이 (〈그림 3.2〉 참조) (m)

γ : 흙의 단위중량 (kN/m^3)

(2) 높이 8m 이상의 흙쌓기부 옹벽에 작용하는 토압은 뒤채움재의 토질시험을 하여 설계 토질정수를 정하고 그 결과에 기초하여서 coulomb, rankine, terzaghi 등의 토압공식에 의하여 토압을 구하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 지표면의 경사가 크거나 불규칙한 경우에는 culmann의 도해법에 의하여 토압을 계산한다.

(3) 땅깎기부 옹벽에 작용하는 토압은 벽체 배면 땅깎기면의 상태를 감안하여 활동면을 가정하고, 이 활동면과 벽체 사이의 흙의 중량에 의한 토압을 계산한다.

(1), (2), (3)에 대하여

(가) 흙쌓기부 옹벽에 작용하는 토압

(a) 흙쌓기부 옹벽이란 옹벽 뒤채움 부분의 지형에 특수한 조건이 없는 극히 보통의 평지의 옹벽을 말하지만, 산악지대에 있는 옹벽의 경우에도 원지반면이 토압에 영향을 주지 않는 경우에는 흙쌓기부 옹벽으로 취급할 수 있다. 따라서, 옹벽 설계의 대부분은 흙쌓기부 옹벽으로 생각할 수 있다. 옹벽에 작용하는 토압을 구하는 방법으로 현재 많이 쓰이고 있는 것은 terzaghi · peck의 토압 산정도에 의한 방법, coulomb의 토압공식에 의한 방법, culmann의 도해법 및 시행착오에 의하여 쐐기를 찾는 방법 등이 있다. terzaghi · peck의 토압 산정도는 수많은 실측치를 기초로 한 경험도표를 통하여 토압계수를 구하도록 되어 있고, 뒤채움재의 종류에 대응한 도표이므로 실용상 간편하다.

(b) 이 설계요령에서는 높이 8m 이하의 통상의 옹벽에 작용하는 토압은 토질시험이나 토압 계산의 번잡을 피하고 이 terzaghi · peck의 토압 산정도에 의한 방법 〈그림 3.3〉을 쓰기로 하였다.

(c) 높이 8m를 넘는 옹벽에서는 원칙적으로 뒤채움재의 토질시험을 행하여 설계 토질정수를 정하고, 그 결과에 기초하여 coulomb 토압공식에 의하여 토압을 결정하기로 한다. 그러나 지표면의 경사가 큰 경우나 지표면의 변화가 복잡한 경우에는 coulomb 토압공식 적용에 난점이 있으므로 culmann의 도해법에 의하도록 한다.

〈표 3.2〉 뒤채움재의 설계 토질정수

뒤채움재의 종류	단위체적중량 γ (kN/m^3)	전단 저항각 $\varnothing$ (°)
① 자갈	20	35
② 사질토	19	30
③ 실트, 점성토 (단, W_L 〈 50%)	18	25

(d) 비자립식 옹벽의 토압계산에 대해서는 확립된 방법은 없지만, 흙쌓기부의 비자립식 옹벽의 설계에는 〈표 3.2〉에 있는 뒤채움재의 설계 토질정수를 쓰고, coulomb 토압공식에 의하여 산정한 〈그림 3.3〉을 사용하기로 한다. 땅깎기부는 해설(나)에 서술한 방법을 따르기로 한다.

(e) 단위 폭 당 벽면에 작용하는 Coulomb의 주동토압 P_A는 식(3.2)로 주어진다.

$$P_A = 1/2\ K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \qquad (3.2)$$

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

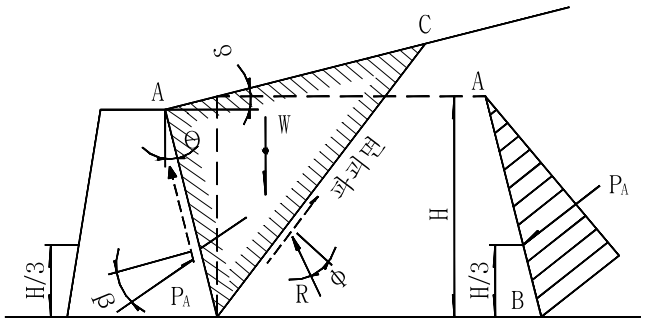
여기서, K_A : 주동토압계수

θ : 벽 배면과 연직면이 이루는 각

$\varnothing$: 뒤채움 흙의 내부 마찰각

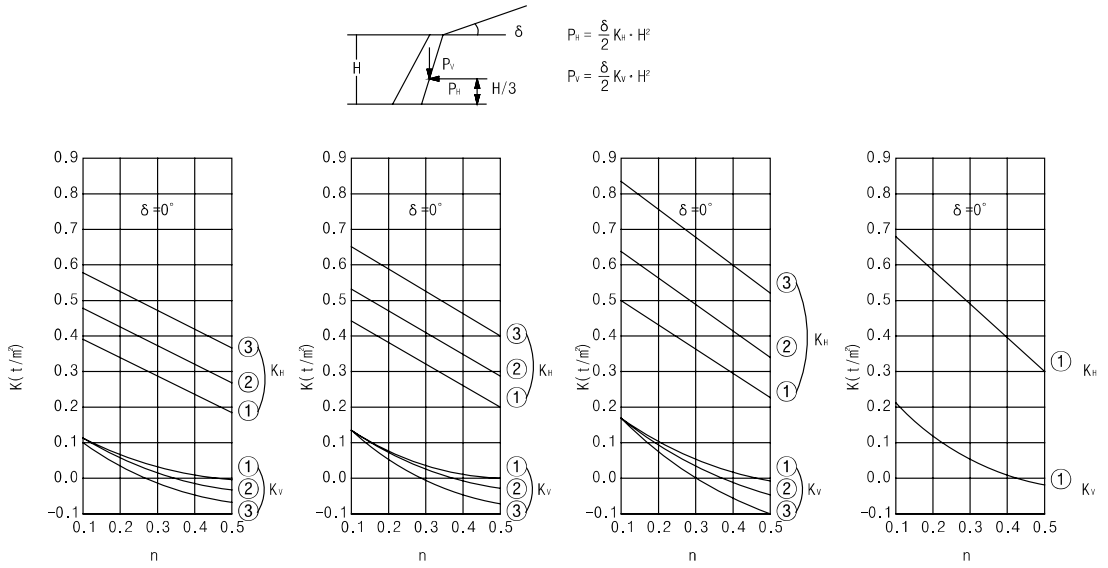
β : 벽면 마찰각(옹벽 배면과 뒤채움 흙사이의 마찰각)

δ : 옹벽 배후의 지표면이 수평면과 이루는 각



(a) 활동쐐기 (b) 압력도

〈그림 3.2〉



주1) 곡선 옆의 숫자는 뒤채움의 종류로서 다음과 같다. (〈표 3.2〉 참조)
① 자갈, 자갈과 모래의 혼합물 ② 사질토 ③ 실트, 점성토(단, WL 〈 50%)

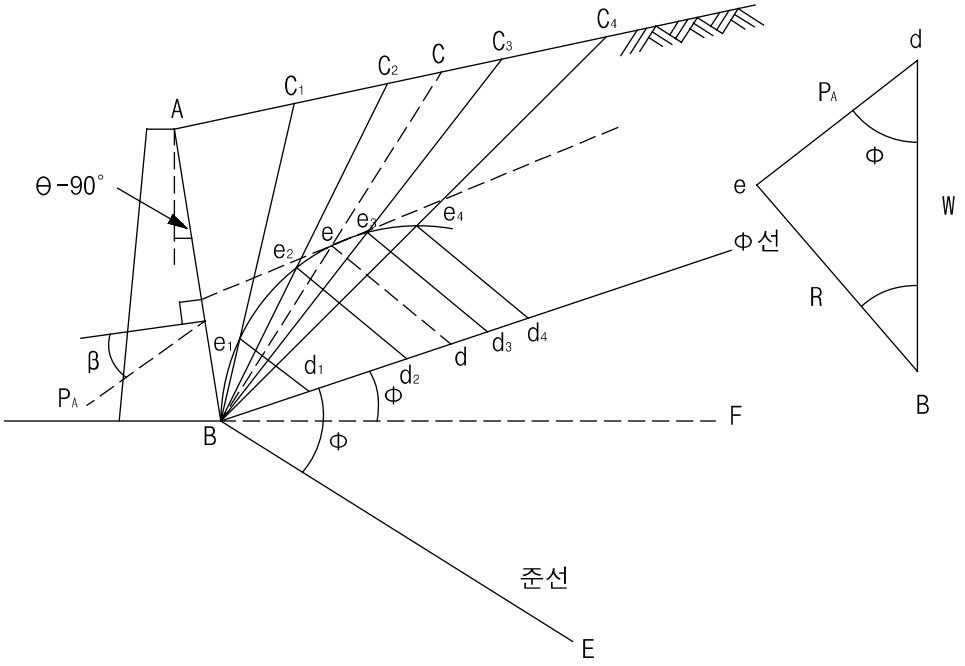
주2) 여기서의 K_H 및 K_V는 단위가 tf/m^3로서, 식(3.1)과 식(3.2)의 기호와 동일시하면 안 된다. 즉 흙의 단위중량이 내포된 것이다.

〈그림 3.3〉 흙쌓기부 비자립식 옹벽의 설계에 쓰는 토압계수

중력식 옹벽의 경우처럼 토압이 콘크리트 벽면에 직접 작용하는 경우는 $\beta = \frac{2}{3}\phi$를 표준으로 한다. 캔틸레버 옹벽처럼 흙 중의 연직 가상배면에 토압을 작용시키는 경우(〈그림 3.1〉 참조)는 $\beta = \delta$ 로 한다.

토압 P_A의 작용위치는 저판 하면에서 H/3인 점으로 한다.

(f) 지표면의 경사가 큰 경우나 지표면 형상이 불규칙한 경우는 Culmann의 도해법에 의하여 토압을 계산한다. Culmann의 방법의 원리는 활동면을 여러 개로 가정하여 힘의 삼각형을 그렸을 때 {〈그림 3.4(a)〉} 최대값(수동토압의 경우는 최소값)에 해당되는 토압을 구하는 것이다. 주동토압의 경우 최대값, 수동토압의 경우 최소값을 취하는 이유는 각각의 경우에서 이 값들이 한계 상태의 값들이기 때문이다.



〈그림 3.4(a)〉 Culmann의 주동토압 도해법

작도 순서는 다음과 같다.

〈그림 3.4(a)〉에서와 같다.

① 옹벽 저면 B점에서 ø각도로 ø선을 그린다.

② ø선으로부터 $\psi = 180^\circ - \theta - \beta$ 각도로 준선을 그린다.

③ 임의의 파괴면 BC_1을 잡는다.

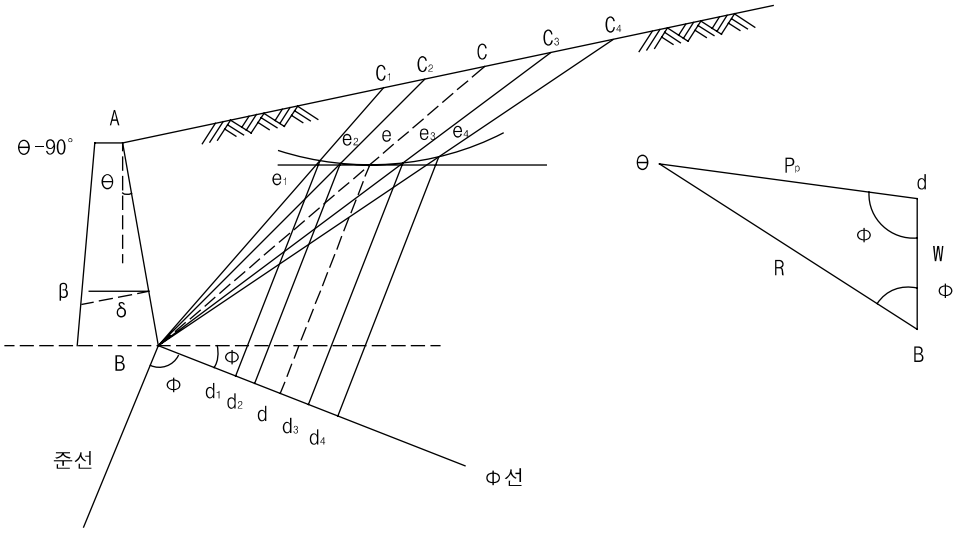
④ 흙쐐기 $\triangle ABC_1$의 자중 W_1을 구한다. 이때 지표면에 재하중이 있는 경우에는 이를 고려하여 합산하여 주면 된다. 계산된 W_1을 적당한 축척으로 ø선 상에 Bd_1으로 잡는다.

⑤ d_1점에서 준선에 평행선을 그어 BC_1과의 교점 e_1을 구한다.

⑥ ③~⑤ 작업을 여러 번 시행하여 e_1, e_2, ...en을 연결하는 선을 그리는데, 이 선을 culmann의 토압선이라 한다.

⑦ ø선과 나란하고 culmann의 토압선과 만나는 최대점 e점을 구할 수 있고, e점에서 준선에 평행하게 그어 ø선과 교점 d를 잡으면 주동토압 P_A는 de 길이에 축척을 곱한 값이다. $\triangle$ Bde가 파괴 시의 힘의 삼각형과 동일하다. 또한 BC면이 파괴면이다.

culmann의 수동토압은 〈그림 3.4(b)〉에서와 같이 주동토압의 작도 순서에서 ①의 ø선을 반대 방향으로, 그리고 ②에서 $\psi = 180^\circ - \theta + \beta$ 의 각도로 준선을 잡으면 되고, 나머지는 주동토압과 같은 방법으로 작도한다.



〈그림 3.4(b)〉 Culmann의 수동토압 도해법

(나) 땅깎기부 옹벽에 작용하는 토압

땅깎기부 옹벽은 옹벽의 배면에 땅깎기면 등 뒤채움재와 이질의 경계면이 접하여 있는 경우의 옹벽이다. 이 경우 옹벽에 작용하는 토압의 크기는 이 경계면의 존재에 따라 영향을 받아 통상의 흙쌓기부 경우와 달라진다.

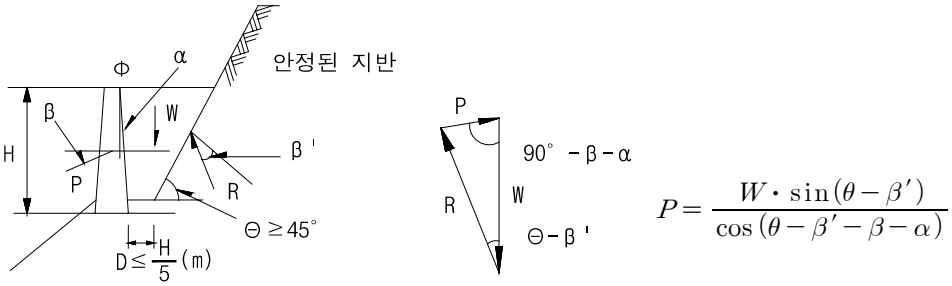
땅깎기부 옹벽에 작용하는 토압은 땅깎기면이 안정되어 있는 경우 뒤채움재가 땅깎기면에 접하여 활동이 발생한다고 생각하여 〈그림 3.5〉와 같은 방법에 의하여 결정한다. 이 경우 땅깎기면의 활동마찰각 β'는 원지반의 지질이나 땅깎기면의 상태에 따라 다르지만 통상 $\beta'=1/3\phi\sim\phi$이며, 연암 이상의 양질의 재료가 비교적 균일한 땅깎기면을 이루고 있으면 $\beta'=1/3\phi$, 땅깎기부 요철처리나 소단처리가 실시되어 있는 경우에는 $\beta'\fallingdotseq\psi$ 로 생각할 수 있을 것이다. 땅깎기부 옹벽에 작용하는 토압의 크기는 β'의 값에 따라 상당히 영향이 크므로 β'의 값 결정에 신중을 기하여야 한다.

또, 활동면이 뒤채움 흙 중에서 발생한다고 생각할 때는 흙쌓기부 옹벽에 작용하는 토압에 대해서도 계산하여 둘 중 큰 쪽을 채택하는 것이 필요하다.

높이 8m 이하인 옹벽 설계에 있어서는 뒤채움재의 설계 토질정수를 토질시험에 의하지 않고 〈표 3.2〉를 사용하여도 좋다.

토압의 작용 위치는 저판 하면에서 H/3인 점으로 한다.

땅깎기면이 불안정하다고 생각되는 경우에는 안정을 위하여 별도 검토할 필요가 있다.



〈그림 3.5〉 땅깎기부 옹벽에 작용하는 토압을 구하는 법

(다) 전면 수동토압을 고려하는 경우

통상의 설계에서는 옹벽 전면의 수동토압을 무시하지만, 이것을 무시할 경우 현저히 비경제적으로 되는 경우에는 전면의 상황, 시공조건을 충분히 고려하여 가상 지표면을 설정하고 수동토압을 계산에 포함시킨다.

3.4 상재하중

(1) 옹벽 배면에 건설장비의 이동, 자재야적 및 도로에 가하여지는 윤하중 등에 의한 일시하중 또는 구조물의 기초에 의한 영구하중이 작용하는 경우는 이를 설계에 고려한다.
(2) 일시적인 하중을 고려하기 위하여 옹벽배면 지반에는 $10kN/m^2$의 등분포 하중이 작용하는 것으로 간주하여 옹벽의 안정해석과 구조검토를 실시한다.
(3) 옹벽 벽체 또는 가상배면으로부터 파괴면이 표면과 만나는 지점 내에 집중하중, 선하중, 구조물에 의한 하중이 작용하는 경우는 이에 의하여 옹벽에 가하여지는 수평토압의 증가량을 고려한다. 상재하중에 의한 수평토압의 증가량은 탄성지반에 작용하는 하중을 고려한 이론 해를 이용할 수 있다.

(1) 옹벽의 배면지반에는 시공 중 중장비 및 트럭 등 장비가 이동하며, 또한 시공완료 후에도 자재의 야적, 차량의 이동에 의한 하중이 발생한다. 통상 임시 또는 일시적인 하중 증가량을 고려하기 위하여 설계에서는 옹벽배면에 $10kN/m^2$의 상재하중을 항상 고려하도록 하고 있다.

(2) 해설 〈그림 3.6〉에는 중력식 옹벽과 역T형 옹벽에 대하여 옹벽배면에 직접적으로 상재하중으로 인한 토압을 증가시키는 방법과 가상배면에 상재하중으로 인한 토압을 증가

시키는 방법을 나타내었다. 상재하중에 의하여 증가시키는 수평토압은 식(3.3)로 계산할 수 있다.

$$\triangle P_q = qHK_a \tag{3.3}$$

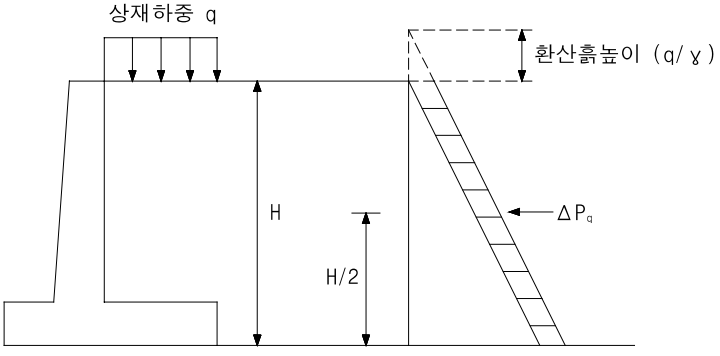
여기서, $\triangle P_q$: 상재하중에 의하여 증가되는 수평토압

q : 등분포 상재하중

H : 옹벽의 높이

K_s : 토압계수(주동토압은 K_a, 정지토압은 K_o 적용)

δ : 옹벽 배후의 지표면이 수평면과 이루는 각



〈그림 3.6〉 등분포 상재하중의 고려방법

3.5 수압과 부력

(1) 옹벽 배면에 물이 고여 있는 상태로 존재하게 되는 경우에는 옹벽에 직접 작용하는 하중으로서 수압을 고려하여야 한다. 이때 수면아래의 토압을 계산할 때는 수중단위 중량을 이용한다.

(2) 옹벽 배면의 뒤채움 내부에 배수시설 또는 배수층을 별도로 설치할 경우에는 옹벽배면 내에 존재하는 정상상태의 수두를 고려하여 가상배면 또는 시행쐐기에 작용하는 수압으로 작용시킨다. 단, 배수층에 의하여 가상배면 범위 내에 수위가 발생하지 않도록 한 경우에는 수압을 고려하지 않을 수 있다.

(1) 일반적으로 옹벽배면은 뒤채움재료의 종류, 옹벽뒤채움의 표면피복상태, 옹벽뒤채움내의 배수구조에 따라 수압의 작용여부가 달라진다. 뒤채움 표면이 대기에 그대로 노출된 상

태에서는 강우에 의한 침투가 발생하면 일시적으로 뒤채움 내의 수위가 상당히 높아질 수 있으며, 뒤채움의 투수계수 및 배수시설의 유무에 따라 장시간 뒤채움 내부에 정수압상태로 존재할 가능성이 있으므로 수압을 고려한 설계가 필요하다.

3.6 옹벽에 직접 작용하는 하중

옹벽 구조물의 상단에 무시할 수 없는 규모의 연속적인 벽체 구조물이 설치되는 경우에는 이들 구조물로부터 전달되는 하중을 고려하여 옹벽의 외적안정성과 옹벽구조물 벽체를 설계하여야 한다.

옹벽에 직접 가하여지는 하중은 옹벽상단에 설치된 구조물에 따라 결정된다. 일반적으로 옹벽상단에 방음벽, 낙석방지 울타리와 같이 연속적으로 설치되는 구조물이 있는 경우에는 이러한 구조물에 의하여 옹벽상단연결부에 전달되는 하중을 고려하여야 한다.

3.7 지진의 영향

옹벽은 내진설계를 수행하지 않는 것을 원칙으로 하나, 1종 및 2종 시설물로 분류될 경우에는 지진의 영향을 고려하여야 하며, 지진의 영향을 고려하는 경우 토압과 지진 시 관성력을 적용한다.

(1) 지진 시 토압

지진 시 토압을 고려하는 경우, 흙쌓기부 옹벽 설계에 쓰는 토압은 「mononobe-okabe」공식을 쓰는 것이 좋다.

(가) 「mononobe-okabe」의 지진 시 주동토압공식은 다음과 같다. 벽의 단위 폭 주위에 작용하는 지진 시 주동토압 P_{AE}는 다음 식에 의하여 기초된다. 이 공식은 옹벽 배면의 경사가 완만한 경우에 주로 쓰인다.

$$P_{AE} = 1/2\ K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \qquad (3.4)$$

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

여기서, K_{AE} : 지진 시 주동토압계수

θ : 지진 합성각 {$\theta = \tan^{-1} K_h/(1-K_v)$}

α : 옹벽 배면과 연직면이 이루는 각

K_h : 설계 수평 가속도계수

토압의 작용위치는 옹벽의 저판 하면에서 H/3인 점으로 한다.

여기에서의 식은 성질상, 적용의 한계가 있어서,

$90^\circ \rangle \alpha + \beta + \theta$ (3.5)

$\phi \geq \delta + \theta$ (3.6)

의 조건을 만족시키는 것이 필요하다.

벽면 마찰각 β 에 대해서는 토압이 콘크리트 벽면에 직접 작용하는 경우에는 $\beta = \frac{\phi}{2}$로 하면 좋다.

또, 캔틸레버식 옹벽처럼 흙 중의 연직 가상배면에 토압을 작용시키는 경우는 식(3.7)에 따르는 것이 좋다.

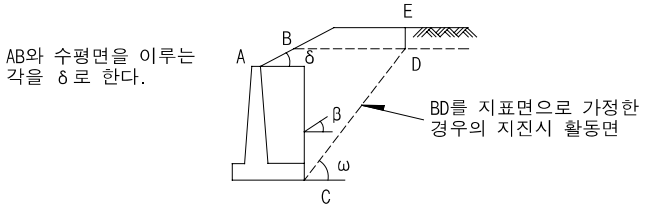
$$\tan\beta = \frac{\sin\phi\cdot\sin(\theta+\Delta-\delta)}{1-\sin\phi\cdot\cos(\theta+\Delta-\delta)} \quad (3.7)$$

여기서, $\sin\Delta = \frac{\sin(\delta+\theta)}{\sin\phi}$

단, $\delta+\theta \geq \phi$로 될 때는 $\beta = \phi$로 한다.

(나) 옹벽 배면의 지표면 경사가 급한 경우 등, 뒤채움재 중의 활동면이 계산상 커질 것으로 생각되는 경우에는 실제적인 유한범위의 활동면을 설정하는 등의 검토를 하여도 좋다.

이 경우 편의상 〈그림 3.7〉에 나타낸 방법도 생각할 수 있다.

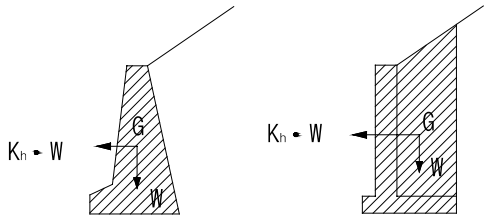


〈그림 3.7〉

(다) 땅깎기부 옹벽에 대한 지진 시 토압은 〈그림 3.4〉의 시행착오에 의한 쐐기를 찾는 방법에 의한 토압 도해법에 있어서 뒤채움재 쐐기에 수평방향의 지진 시 관성력을 더해서 계산하는 방법을 생각할 수 있다.

(2) 지진 시 관성력

설계 수평진도를 K_h, 옹벽의 자중(저판 상의 흙의 중량 포함)을 W라 하면, 옹벽의 지진 시 관성력은 옹벽의 중심 G를 통해서 수평방향으로 $K_h \cdot W$가 작용하는 것으로 한다. 또, 안정 계산에 쓰는 옹벽의 자중은 〈그림 3.8〉처럼 사선 부분을 취한다.



〈그림 3.8〉 지진 시 관성력의 고려

4. 기초의 설계

4.1 직접기초

직접기초는 양질인 지지 지반에 한하며, 연직하중은 직접기초 아래의 지반만으로 지지시킨다. 수평하중은 기초저면의 활동저항만으로 지지시키는 것을 원칙으로 한다.

지반이 양호하여 부등침하의 우려가 없는 곳에서는 직접기초 보다 좋은 기초공법이 없다. 지반의 상태 판정에 있어서 지질조사의 정도, 확실성, 신뢰성을 충분히 고려할 필요가 있다. 또, 후팅의 시공은 건조상태로 행할 필요가 있으므로, 지하수위가 높은 경우는 시공법을 검토하여야 한다. 안정 계산을 하는 경우에는 하중계수를 적용하지 않는다.

4.1.1 기초지반의 지지력에 대한 안정

(1) 지지력에 대한 안정 계산은 원칙적으로 높이가 낮은 옹벽에 있어서는 최대 지반반력이 지반의 허용지지력 이하이어야 한다고 하는 관례에 따르면 좋다.
(2) 기초지반의 지지력은 시험(평판재하시험, 토질시험 등) 결과로부터 구하는 것을 원칙으로 하지만, 높이가 낮은 옹벽에 있어서는 추정에 의하여 지반의 허용지지력을 구하여도 좋다.

기초지반의 지지력은 재하시험 · 토질시험의 결과로 계산에 의하여 구하는 것이 좋지만, 구조물의 중요도 등을 고려하여 높이가 낮은 옹벽에 있어서는 추정에 의하여 구하여도 좋다. 추정에 의하여 지반의 지지력을 구하는 경우에는 〈표 4.1〉에 의한다. 또, 굴착 후 풍화가 심한 흙 등은 취급에 주의를 하여야 한다.

〈표 4.1〉 지반의 허용지지력

Rock Quality	R.Q.D	허용지지력 (kN/m^2)
Excellent	90 ~ 100	20,000 ~ 30,000
Good	75 ~ 90	12,000 ~ 20,000
Fair	50 ~ 75	6,500 ~ 12,000
Poor	25 ~ 50	3,000 ~ 6,500
Very Poor	0 ~ 25	1,000 ~ 3,000

4.1.2 활동에 대한 안정

활동에 대한 안정 계산은 「제8-3편 교량 하부구조물」에 의한다. 이때 활동에 대한 안전율은 통상 1.5 이상, 지진 시 1.2 이상으로 한다.

(1) 활동에 대한 안전율 Fs값을 만족시킬 수 없는 경우, 원칙적으로 저판 폭을 늘려 안정시키는 것으로 한다. 그러나 지형 조건 등의 제약으로 어쩔 수 없는 경우는 기초의 근입을 깊게 하여 전면의 수동토압을 고려하거나, 말뚝의 수평저항 등을 고려하여도 좋다.

(2) 활동 방지벽(key)을 만드는 경우

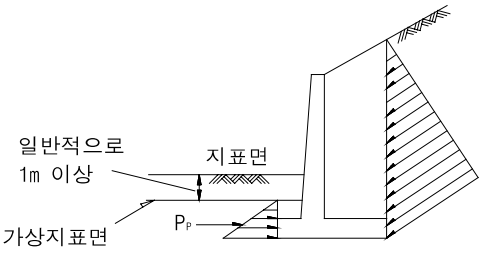
활동 방지벽(key)은 기초지반이 암반 등의 견고한 지반인 경우, 활동 방지벽의 시공에 있어서 그 지반을 흐트러트리지 않음과 동시에 주변 지반과 활동 방지벽의 밀착성이 충분히 확보되어야 그 효과를 기대할 수 있다. 따라서, 자갈, 모래, 점성토 등의 지반에 있어서는 활동 방지벽을 설치하는 설계를 하지 않는 것이 좋다.

(3) 전면 수동토압을 고려하는 경우

통상의 설계에서는 옹벽 전면의 흙에 의한 수동토압은 무시하고 있지만, 유수에 의하여 전면의 흙이 세굴될 가능성이 없고, 장래 인공적으로 전면의 흙이 절취될 염려(예를 들면 매설관의 보수, 노반 복구공사 등)가 없는 경우는 전면의 수동토압을 고려하여도 좋다.

전면의 수동토압을 고려할 경우는 〈그림 4.1〉에 나타낸 바와 같이, 지표면 아래 1m 이상의 깊은 위치에 가상 지표면을 설치하여 수동토압을 계산한다. 이 경우 전면의 되메우기에 있어 충분한 다짐을 행하는 것이 필요 전제조건이다.

(4) 말뚝의 수평저항력을 고려할 경우 말뚝의 수평저항력에 대해서는 「제8-3편 교량 하부구조물편」에 의하여 검토하는 것으로 한다. 이 경우 활동력은 모두 말뚝만으로 지지하도록 하여야 한다.



〈그림 4.1〉

4.1.3 전도에 대한 안정

전도에 대한 안정 계산은 「제8-3편 교량 하부구조물」에 따른다. 이때 전도에 대한 안전율은 2.0 이상으로 한다.

4.1.4 전체적인 안정

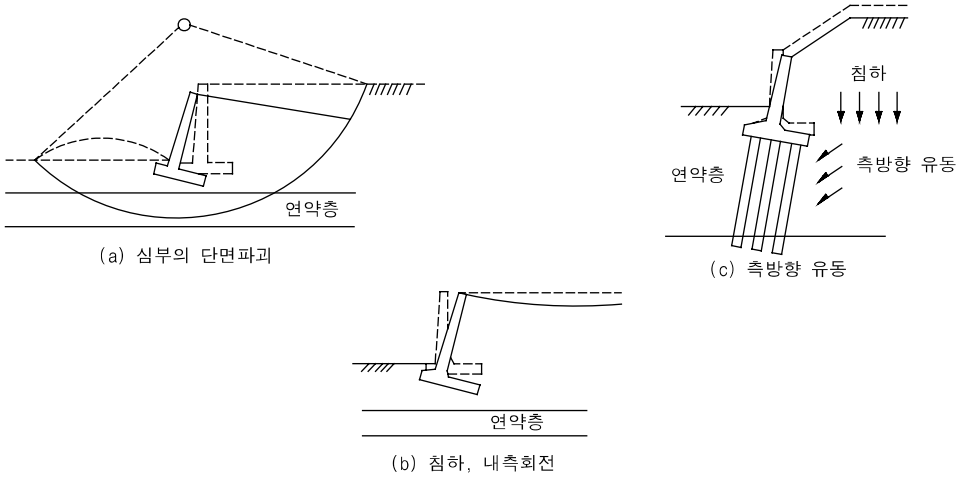
연약층을 포함하여 지반 및 비탈면상에 설치되는 옹벽에 있어서 지반을 포함한 전체적인 안정에 대하여 검토한다.

(1) 연약층을 포함한 지반의 옹벽은 옹벽 배면의 흙쌓기 중량에 의하여 〈그림 4.2〉에 나타나 있는 지반 내에서 파괴가 생기거나, 압밀침하나 연약층의 측방향 유동이 생겨 옹벽의 변위경사가 일어나는 일이 있으므로 지반을 포함하여 전체적인 안정에 대하여 검토하여야 한다.

(가) 연약지반을 포함하여 지반 전체의 안정을 검토할 때는 일반적으로 원호활동의 계산을 한다.(원호활동 계산은 「제5편 토공」 '12. 연약지반상의 흙쌓기' 참조)

(나) 옹벽 시공 후의 전면과 배면과의 침하량의 차이에 대하여 검토한다. (「제5편 토공」 '12. 연약지반상의 흙쌓기' 참조)

(다) 측방향 유동을 고려하는 경우는 「제8-3편 교량 하부구조물」을 참조하여서 행한다.



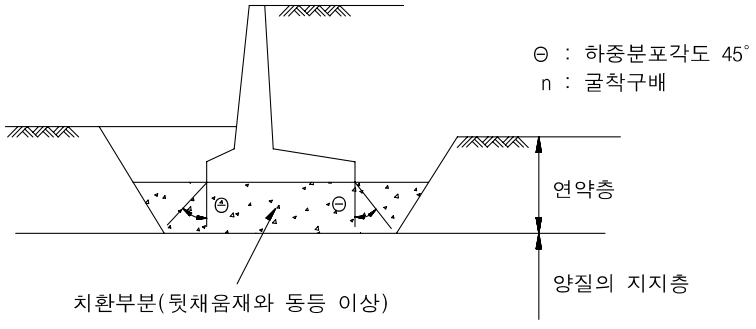
〈그림 4.2〉 연약층이 있는 지반에 대한 옹벽의 안정

(2) 비탈면 상의 옹벽

비탈면은 일반적으로 그 자체로서 안정상의 문제를 포함하고 있는 경우가 많지만, 비탈면상에 옹벽을 설치하는 경우에는 옹벽 및 배면의 흙쌓기를 포함하여 비탈면 전체의 안정에 대해서 검토하여야 한다.

4.1.5 치 환

(1) 옹벽의 저면에 접하여 있는 지반이 연약하고, 그 아래의 비교적 얕은 곳에 지지층이 있는 경우에는 치환한다.
(2) 치환을 하는 재료 및 시공은 뒤채움재와 동등 이상으로 하고, 지하수가 있는 경우에는 쇄석 등 양질의 것을 쓴다.
(3) 치환의 형상은 〈그림 4.3〉을 표준으로 한다.

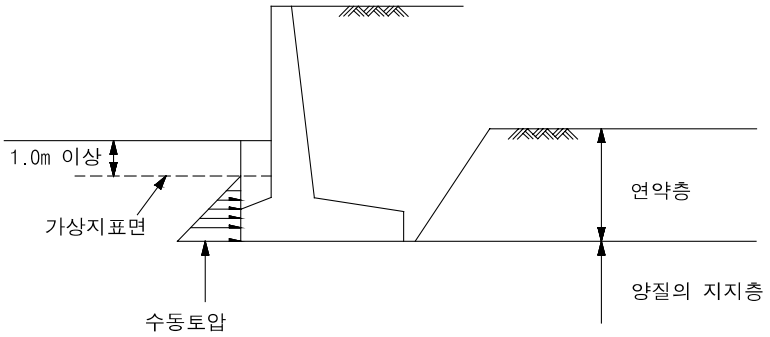


〈그림 4.3〉 옹벽기초의 치환

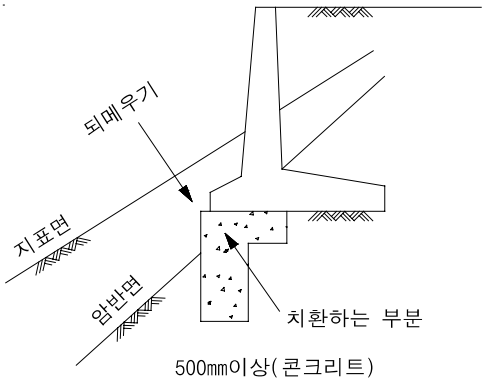
일반적으로 연약층이 얇은 경우는 양질의 재료로 치환하면 경제적이지만, 치환재료를 구하기가 곤란한 경우나 수동토압을 기대할 수 있는 옹벽에 있어서는 〈그림 4.4〉와 같이 후팅의 저면을 양질의 지지층까지 내리는 것이 경제적인 수가 있으므로 치환여부는 현지의 조건을 감안하여 결정한다.

또, 〈그림 4.5〉처럼 기초지반이 경사진 경우, 또는 저판 하면의 일부가 불량한 경우 그 부분을 굴착하여 콘크리트로 치환한다. 이 경우 치환하는 장소의 저면은 수평으로 굴착하고, 필요에 따라 최소 500mm 정도의 받침대를 설치하면 좋다.

이 모든 치환부분을 포함하여 전체적인 안정에 대하여 검토하는 것이 바람직하다.



〈그림 4.4〉



〈그림 4.5〉 기초 일부치환의 예

4.2 말뚝기초

「제8-3편 교량 하부구조물」 '5. 말뚝기초'에 의하여 검토를 행한다. 단, 말뚝 두부의 변위에 대해서는 고려하지 않는다.

5. 구체의 설계

5.1 중력식 옹벽

중력식 옹벽은 자중에 의하여 토압을 지지하는 형식으로, 토압과 자중의 합력에 의하여 구체 단면이 콘크리트의 허용 인장응력 이상의 인장응력이 생기지 않도록 설계한다.

5.2 반중력식 옹벽

토압과 자중의 합력에 의하여 옹벽단면 내에 생기는 인장력은 모두 철근으로 받게 한다.

반중력식 옹벽은 중력식 옹벽과 같이 자중에 의하여 토압을 지지하는 형식의 것으로 지형상태, 기타 물리적 제약에 의하여 중력식 옹벽의 경우 보다 벽체 두께를 얇게 할 경우에 적용한다. 설계법은 중력식 옹벽과 같지만 토압과 자중의 합력에 의하여 구체 단면에 생기는 인장력을 부담시키기 위하여 구체 내에 필요한 양의 철근을 배근한다.

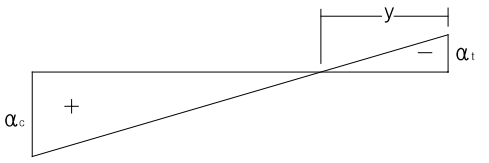
반중력식 옹벽의 인장철근의 설계

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I}y \tag{5.1}$$

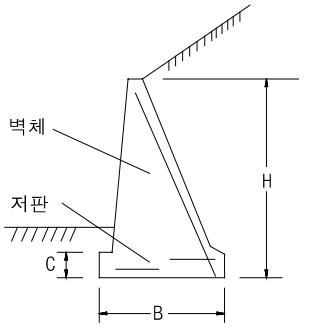
이때 f 〈 0, 즉 인장부가 발생하면 인장부의 응력을 철근이 부담하도록 인장철근을 배근한다.

$$y = \frac{f_c}{f_c + f_t}B \tag{5.2}$$

$$As = \frac{1/2 \cdot y \cdot f_t \cdot b}{f_{s\ a}} \tag{5.3}$$



〈그림 5.1〉



〈그림 5.2〉 반중력식 옹벽의 형태

5.3 비자립형 옹벽

비자립형 옹벽은 자중으로 토압을 지지시키는 것으로 한다.

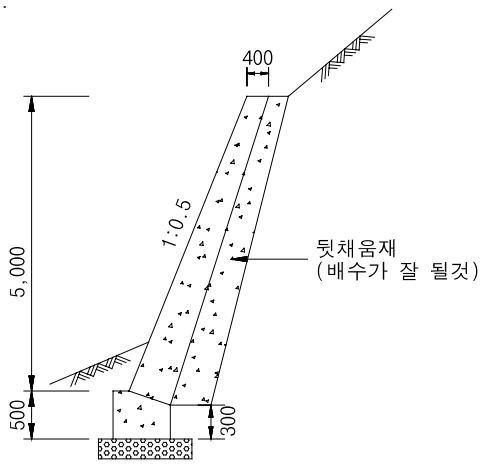
비자립형 옹벽은 중력식 옹벽, 반중력식 옹벽과 같이 자중에 의하여 토압을 저항하는 형식이므로 설계법은 중력식, 반중력식에 준한다. 중력식 · 반중력식은 그 자체로 자립할 수 있는 구조이지만, 비자립형 옹벽은 원지반 또는 뒤채움재 등에 의하여 지탱하면서 토압에 저항하는 형식으로 원지반 · 뒤채움 등의 변형에 대하여 약하므로 충분한 검토를 요한다.

특히, 활동에 대해서는 충분한 안전 조치를 강구하여야 한다.

따라서, 비자립형 옹벽을 채택하는 경우에는 굴착 등에 의하여 원지반이 느슨해질 우려가 없고, 지반이 경암 등과 같이 견고한 것이 바람직하다.

또, 작용 토압은 뒤채움재의 두께가 얇을수록 적지만 강우나 침투수에 의하여 토압이 증대되므로 뒤채움재는 시공성을 고려하여 두께를 결정할 필요가 있다.

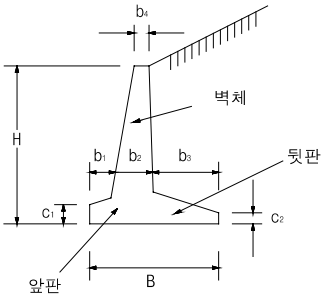
또, 배수에 충분히 주의할 필요가 있다.



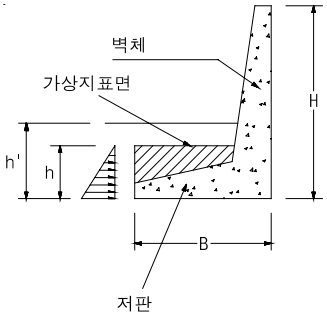
〈그림 5.3〉 비자립형 옹벽의 예

5.4 캔틸레버 옹벽

(1) 캔틸레버 옹벽의 벽체와 기초는 접합부를 고정단으로 하는 캔틸레버로 설계한다.
(2) 벽체는 벽체의 자중을 무시하고, 토압의 수평 분력을 고려해서 설계한다.
(3) 앞판은 상향의 지반반력과 하향의 앞판 자중을 고려하여 설계한다.
(4) 뒷판은 뒷판 상부의 흙의 중량, 토압의 연직 분력, 지표면의 상재하중, 뒷판 자중 및 지반 반력을 고려하여 설계한다.
(5) 후팅의 앞판 상측과 뒷판의 하측은 균열방지 등을 위하여 반대측 주철근량의 1/2을 배근하여야 한다.
(6) 수동토압을 고려하는 경우에는 앞판 위의 가상 지표면 아래 흙의 중량을 고려한다.



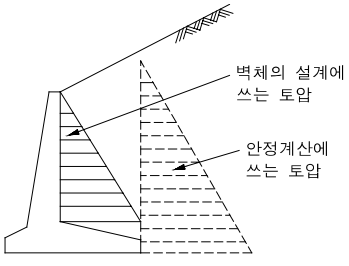
〈그림 5.4〉 역 T형 옹벽의 형태



〈그림 5.5〉 역 L형 옹벽

(1) 벽체 설계에 사용하는 토압은 옹벽 배면이 경사진 경우 안정 계산을 할 때와 같은 위치의 토압을 취하면 몹시 크게 되므로 일반적으로 전벽 배면 위치에서의 토압으로 설계하도록 한다.

(2) 후팅의 뒷판 설계에 있어서 뒷판(벽체 연결부)의 휨모멘트가 벽체의 휨모멘트를 초과하는 경우 설계 계산에 있어 휨모멘트는 벽체의 휨모멘트를 쓰는 것으로 한다.



〈그림 5.6〉 벽체의 설계에 쓰는 토압

5.5 뒷부벽식 옹벽

(1) 벽체는 뒷부벽으로 지지된 연속판이 토압의 수평분력에 저항하도록 설계한다.
(2) 뒷부벽은 저판에 고정된 변단면 T형 캔틸레버보로 보고, 벽체에 작용하는 전 토압의 수평분력에 저항할 수 있도록 설계한다.
(3) 후팅은 뒷부벽으로 지지된 연속판으로서 저판 위의 흙의 중량, 토압의 연직 분력, 지표면의 상재하중, 판의 중량 및 지반 반력을 생각하여 설계한다.
(4) 후팅의 앞판 설계는 캔틸레버 옹벽에 준한다.
(5) 벽체 및 후팅의 양쪽 단부는 부벽에 지지된 캔틸레버보로 설계한다.

5.6 앞부벽식 옹벽

(1) 앞부벽식 옹벽의 부벽은 저판에 지지된 구형보로 보고 설계하며, 벽체 및 기초는 앞부벽으로 지지된 연속판으로 보아 설계한다.
(2) 앞부벽, 벽체, 기초의 설계에 있어서 외력의 고려방법은 뒷부벽식에 준한다.

6. 구조세목

(1) 배근

(가) 덮개는 벽의 노출면에서는 30mm 이상, 콘크리트가 흙에 접하는 면에서는 50mm 이상, 직접 흙 중에 묻히는 저판에서는 80mm 이상으로 한다.

(나) 철근 콘크리트 옹벽에서는 건조수축 및 온도변화에 의한 균열을 방지하기 위하여 벽 노출면 가까이에 수평방향으로 벽 높이 1m 당 500mm^2 이상의 철근량을 중심간격 300mm 이하로 배치하여야 한다.

(다) 뒷부벽식 옹벽에서는 전면벽과 저판에 의하여 부벽에 전달하는 응력을 견디게 하기 위하여 필요한 철근을 부벽에 충분히 정착하여야 한다. 또 전면벽과 저판에는 인장철근의 20% 이상의 배력철근을 두어야 한다.

(라) 앞부벽식 옹벽의 전면벽에는 인장철근의 20% 이상의 배력철근을 두어야 한다.

(마) 수평철근의 콘크리트 총 단면적에 대한 최소비는 다음과 같아야 한다.

(a) 지름이 16mm 이하인 이형철근이고, 항복강도가 400MPa 이상인 경우: 0.0020

(b) (a)이외의 이형철근에 대하여 : 0.0025

(c) 지름이 16mm 이하인 용접철망에 대하여 : 0.0020

(d) 수평철근의 간격은 벽체 두께의 3배 이하, 450mm 이하이어야 한다.

(2) 활동 방지벽 (key)

활동저항을 증가시키기 위하여 기초저면에 활동 방지벽을 설치하는 경우, 활동 방지벽은 저판콘크리트와 일체로 타설하여야 한다.

(3) 이음

(가) 옹벽벽체 표면에는 6m전후의 간격으로 V자 홈의 연직방향 수축이음이나 최근에는 톱으로 자르기(saw cutting)를 이용한 균열유발줄눈 등이 적용되고 있다. V형 홈이나 균열유발줄눈 설치는 벽체 표면의 건조수축균열을 홈에 집중시키는 역할을 하여 불규칙한 균열을 방지할 수 있으며, 철근을 끊어서는 안 된다.

(나) 신축이음

옹벽 설계 시 콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등의 부피변화에 대한 별도의 구조해석이 없는 경우 신축이음을 설치할 수 있으며, 부피변화에 대한 구조해석을 수행한 경우는 신축이음을 두지 않고 수평으로 철근을 연속으로 배치할 수 있

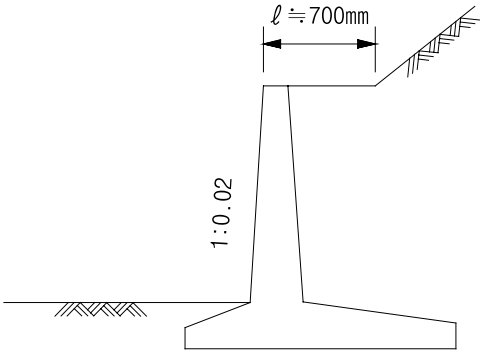
다. 벽의 신축이음은 일반적으로 중력식 옹벽에서는 10m 이하, 역 T형 · L형 및 뒷부벽식 옹벽에서는 15~20m 이하의 간격으로 설치하되, 완전히 절단하여 온도 변화와 지반의 부등침하에 대비하여야 한다. 신축이음부의 토사유실을 방지하기 위하여 고무채움재 등을 주입하면 효과적이다.

신축이음으로 구분되는 한 개의 구조단위에서 옹벽의 높이가 일정비율로 변화하는 경우에는 벽체의 높은 단부로부터 옹벽길이의 1/3되는 지점에 작용하는 조건으로 소요철근을 설계할 수 있으며, 전판의 두께는 일정하게 유지하는 것이 바람직하다.

(4) 구체

(가) 본선에 접하여 있는 벽체의 전면을 미관 및 주행상 일반적으로 1:0.02 이상의 경사를 붙인다.(〈그림6.1〉)

(나) 옹벽의 정부(頂部)에는 〈그림 6.1〉과 같은 소단을 설치하는 것이 좋다.
그 길이 ℓ 은 설치 장소에 따라 다르지만 일반적으로 700㎜로 하면 된다.



〈그림 6.1〉

(다) 연속된 옹벽에서 그 높이가 변하는 경우, 접속은 지형, 구조형식 등으로 판단하여 행하여야 한다.

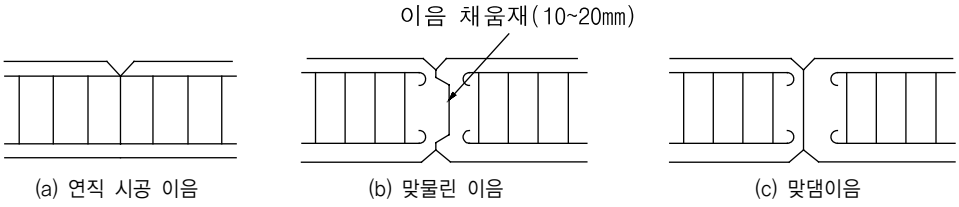
(5) 배수

옹벽 배면의 배수를 위하여 용이하게 배수할 수 있는 높이에 적어도 직경 100㎜ 정도의 배수공을 약 4m 간격으로 설치하며, 또 부벽 사이에 적어도 한 개의 배수공을 설치한다.

(1) 〈그림 6.2(a)〉처럼 연직 시공 이음에 V형의 홈을 만들면 벽 표면에 작은 균열이 생기는 것을 방지할 수 있다.

신축 이음은 원칙적으로 서로 물리는 〈그림 6.2(b)〉와 같은 형상으로 하지만, 높이가 낮고 기초지반이

견고한 경우 등에서는 〈그림 6.2(c)〉와 같은 구조로 하여도 좋다. 이 경우 시공에 있어서 엇갈림이 생기지 않도록 충분히 주의하여야 한다.



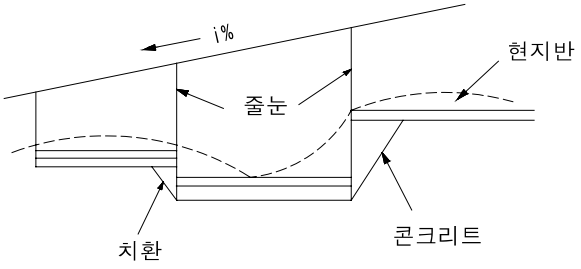
〈그림 6.2〉 연직 시공 이음, 신축 이음

(2) 산지부에 설치되는 옹벽처럼 옹벽의 정부 또는 저면의 높이가 변할 경우에는 설치위치, 구조형식 등을 고려하여 접속시켜야 한다. 일반적으로 설치 위치에 의하여 정하여지는 근입 깊이를 기준으로 1블럭의 길이를 결정하며, 저판은 수평으로 시공하면 좋다.(〈그림 6.3〉 참조) 중력식 옹벽에서는 벽 전후의 경사를 일정하게 하고 정부를 소정의 경사에 맞추면 된다. 역 T형 옹벽 또는 뒷부벽식 옹벽의 정부의 폭 및 저판의 폭은 1블럭별로 일정하게 하지만, 높이의 변화가 적을 때에는 저판의 폭을 일정하게 하고 정부만을 끊어내는 방법으로 처리하여도 좋다.

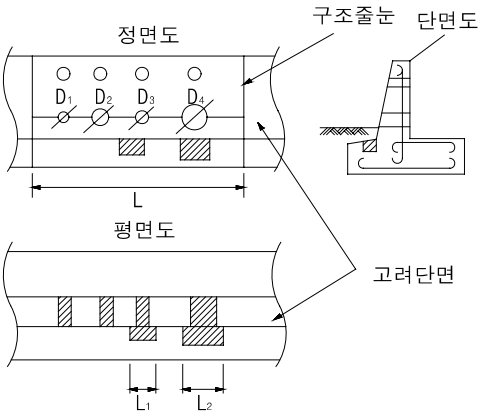
(3) 옹벽 전면에 배수시설, 배수관 등을 설치하거나 저판 앞면에 U형 측구, 우수받이 등을 설치함으로써 유효단면의 감소가 있을 때에는 다음과 같은 주의를 요한다.

(가) 가정하는 단면에서 옹벽 블록 사이의 단면감소의 합계(ΣD 또는 Σℓ)(〈그림 6.4〉 참조)가 1블럭 길이 L의 6% 이하로 되게 하고 가능한 한 골고루 분포시키도록 한다. 이와 같이 하면 철근 간격을 조절하는 등의 조치만으로 충분하며 별도로 보강할 필요는 없다.

(나) 위의 제한을 넘을 경우에는 단면 감소가 있는 부분의 응력 계산을 하여 필요하면 철근으로 보강을 하여야 한다.

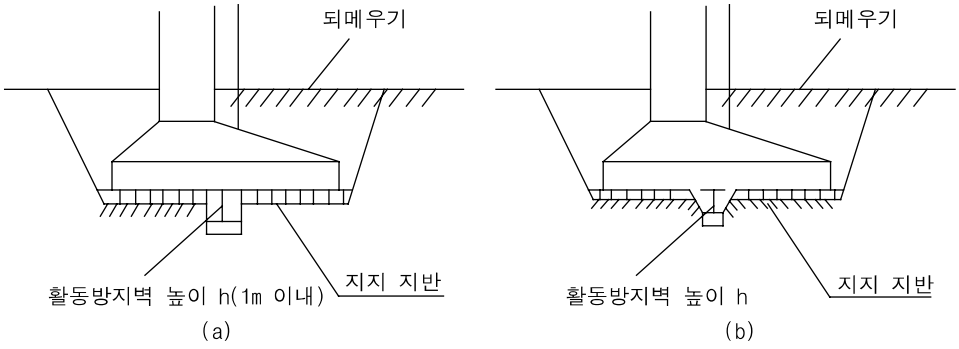


〈그림 6.3〉



〈그림 6.4〉 옹벽의 단면 감소의 예

(4) 활동 방지벽(key)의 형상은 〈그림 6.5(a)〉에 나타낸 것을 원칙으로 하지만, 활동 방지벽의 깊이, 토질 상태 등에 따라 〈그림 6.5(b)〉와 같이 구조물 굴착선에 맞는 형상으로 하여도 좋다.



〈그림 6.5〉

7. 기타 설계 · 시공 상의 주의점

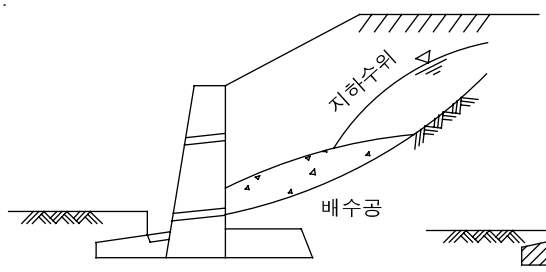
옹벽에 있어서의 대부분의 문제는 다음과 같은 원인에 의하여 일어나는 경우가 많으므로 주의하여야 한다.
(1) 기초지반의 부등침하
(2) 기초지반의 지지력 부족
(3) 뒤채움부의 배수 불량

(1), (2)에 대하여

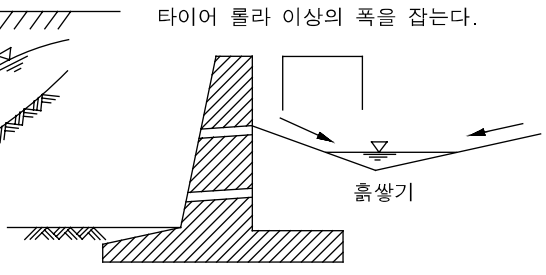
옹벽의 기초지반을 잘 확인할 필요가 있다. 특히 홍적층, 충적층의 경계 부근 비탈면 상에 설치할 경우에는 특히 주의가 필요하다.

(3)에 대하여

옹벽 배면에 수압을 발생시키지 않게 하기 위하여 배수를 함으로써 수압을 감소시킬 필요가 있으나, 시공 도중에 메워져 배수가 잘 되지 않은 경우가 있으므로 충분히 주의할 필요가 있다. 그 방법으로서 〈그림 7.1〉, 〈그림 7.2〉와 같은 시공 방법이 있다.



〈그림 7.1〉 원지반에 지하수가 있을 때



〈그림 7.2〉 흙쌓기 중 지표수를 뒤채움에 유입시키지 않는 시공

8. 특수 옹벽(보강토 옹벽)

특수 옹벽에 대해서는 개개의 설계 자료 · 공사 실례 등을 참고로 하고, 충분히 검토하여 설계한다. 다만, 보강토 옹벽은 이하에 기술되는 것을 근거로 설계한다.

8.1 보강토 옹벽의 적용

보강토 옹벽은 충분한 토질조사와 안정해석으로부터 안정이 확인될 경우에 현장 여건에 따라 비탈면 보강 구조물로 이용할 수 있다.

보강토 옹벽은 보통 연직면을 갖는 지반 보강 구조물로서, 일반 흙쌓기 구조물에 비하여 요구되는 지반강도가 크다. 보강토 옹벽을 이용할 경우는 다음에 기술되는 각종 검토를 실시하여 안정을 확인할 필요가 있다.

보강토는 기술적으로 10m 이상의 높이도 시공이 가능하지만 현 단계에서는 내진성 · 내구성 등에 있어서 불명확한 점이 있으므로, 10m를 넘는 보강토 옹벽을 이용할 경우에는 그 안정성에 대하여 신중한 검토가 필요하다.

철근 콘크리트 옹벽에 비하여 보강토 옹벽은 다음과 같은 경우에 효과적으로 이용될 수 있다.

① 중기의 사용이 어려운 경우

② 콘크리트 타설이 어려운 경우

③ 철근 콘크리트 옹벽에서는 기초말뚝이 필요하나 보강토이면 불필요한 지반일 경우

④ 소음이나 진동 등의 건설공해에 대한 제한이 엄격한 경우

⑤ 철거를 고려하여 가설 구조물로 이용할 경우

⑥ 장래에 높이의 증감이 있는 경우

또한, 보강토를 이용하기에 부적합한 경우는 다음과 같은 경우가 있다.

① 보강토의 하중에 의하여 지지지반이 기저파괴나 큰 침하를 일으킨다고 생각되는 연약 지반

② 중공업 지구나 강산성 토양, 산업폐기물에 의한 매립지반 등 부식에 관한 환경이 열악한 경우

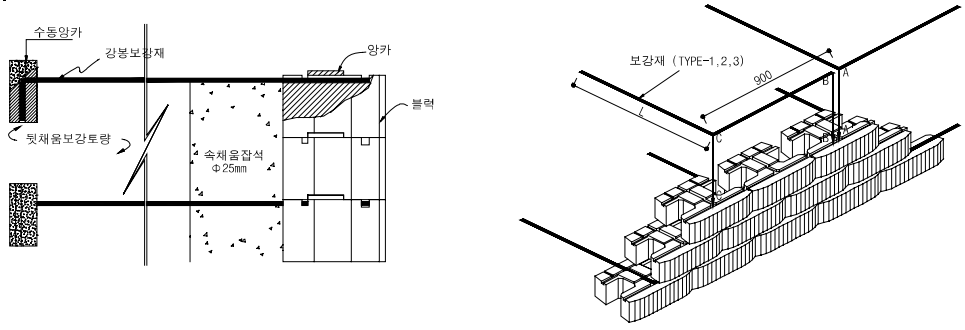
③ 변전소의 부근 등 지중에 미주전류(stray current)가 많은 곳

④ 장래 보강토의 내부를 굴착하거나 항타 등을 실시할 가능성이 있는 곳

⑤ 산간부 등에서 비탈면 자체가 불안정한 곳

⑥ 보강토체 윗면이나 내부에 큰 국부하중이 작용하는 곳.

⑦ '8.3 뒤채움 재료'에 제시된 양질의 뒤채움 재료를 얻기가 곤란한 곳



(a) 보강재 설치 단면도 (b) 보강재 평면 설치도

〈그림 8.1〉 블록식 보강토 옹벽

8.2 전면판 및 보강재

(1) 철제 전면판의 재질

철제 전면판 재질은 아연도금 강판으로서 규격은 KS D 3056에 표시한 SBHG2로 한다.

(2) 콘크리트 전면판

콘크리트 전면판은 f_{ck}=21MPa 이상의 콘크리트를 사용하고, 철근에 의한 보강을 실시하는 것으로 한다. 단, 제작에 있어서는 철근과 연결 보강재가 전면판에서 접합되지 않도록 주의한다.

(3) 보강재의 종류

보강재는 철 보강재(steel strip)와 합성섬유 보강재(geogrid strip)가 있으며 철 보강재에는 평활형과 돌기형으로 나눌수 있다.

(4) 기타의 재료

보강토를 가설 구조물이나 장기 변형을 다소 허용할 수 있는 벽체로 이용할 경우에는 사용년수나 하중조건 등을 감안하여 상기 (1)~(3)에 따르지 않아도 되며, 안전이 확인되었을 경우에는 기타의 재료를 사용할 수 있다.

(1) 현재 일반적으로 이용되고 있는 철제 전면판은 380g/m^{2}의 아연 도금을 한 3.2mm 두께의 강판을 높이 333㎜가 되게 중앙부 볼록형으로 굽혀 가공한다. 보통 이것을 이용하면 좋은데, 특히 부식 환경이 나쁜 경우에는 도금의 중량(예를 들면 610g/m^2)을 늘이는 것을 고려할 필요가 있다.

또한, 연결용 볼트와 너트는 일반적으로 직경 20mm · 길이 25mm의 것이 적당하며, 나사의 길이는 19mm를 사용한다.

(2) 콘크리트 전면판의 철근은 전면판에 작용하는 외력에 저항하기 위한 것이며, 배면에 주동토압을 적용시켜 계산하면 응력상으로는 적은 철근량으로 만족하는 수가 많다. 그러나 균열을 방지하기 위하여 연직방향과 수평방향으로 콘크리트 단면적의 0.2% 이상의 최소 철근을 배근하는 것으로 한다. 예를 들면, 전면판 표면과 이면에 직경 6mm의 철근을 150㎜ 간격으로 종횡으로 배치하면 이 조건을 만족시킨다. 철근은 KS D 3504 혹은 KS D 3527의 규정에 적합한 것 또는 동등 이상의 품질을 갖는 것으로 한다.

콘크리트 전면판 내에서 보강철근과 연결 보강재가 접합될 경우 전식(電食)의 피해가 발생할 수 있으며 이는 보강토의 내구성에 영향을 준다.

철제 전면판은 지지지반이 약하고 벽면 방향의 부등침하량이 클 경우와 크레인을 사용할 수 없어 전면판의 조립을 인력으로 실시할 경우 그 효과가 좋다.

콘크리트 전면판은 전면판부의 보수가 거의 필요 없으며, 뒤채움 재료의 입경이 클 경우 강재 전면판에 비하여 전면판 뒷면의 다짐 시공이 용이한 특징이 있다. 구조물의 외관 및 중요도 등을 고려하여 적절한 전면벽의 형태를 선정한다.

(가) 조립식 콘크리트 패널 : 십자형, 직사각형, 정사각형, 다이아몬드형, 육변형 등 다양한 형태가 사용되며 최소두께는 140㎜ 정도이고, 패널 간 수직연결은 보통 전단핀(shear pin)을 사용한다.

(나) 조립식 콘크리트 블록 : 보강토 옹벽에 사용하기 위하여 특수하게 설계하여 만든 비교적 작은 콘크리트 블록(보통 15~50kg 정도 중량)으로 길이 200~450㎜×폭 200~600㎜×높이 100~200㎜ 정도의 크기를 갖는다.

(3) 보강재의 재질

(가) 철 보강재(steel strip)

보강재의 재질은 아연도금 강판으로 하고, 규격은 KS D 3056에 표시한 SBHG1으로 한다. 전면판

과 보강재의 연결을 위하여 볼트 너트를 사용한다. 이는 KS B 1002 및 1012에 따라 열간압연 도금한 것으로 한다.

아연도금 강판의 도금량은 금속 전면판과 같이 일반적으로 380g/m^2정도면 적당하지만 필요한 경우 도금량을 늘인다.

보강재의 폭은 60㎜ · 80㎜ · 100㎜ · 120㎜ · 150㎜ 등이 사용되고 있으나, 일반적으로 100㎜를 표준으로 간주하고 있다. 보강재 단위 폭 당의 허용인장력(T_a)은 식(8.1)과 같이 구한다.

$$T_a = \frac{f_a \cdot A_c}{b} \tag{8.1}$$

여기에서 허용인장응력(f_a)은 강재의 항복응력(f_y)의 55%를 택하고, 보강재의 순단면적(A_c)은 부식두께를 고려하여 결정한다.

(나) 합성섬유 보강재 (geogrid strip)

① 보강재는 폴리에스터 · 고밀도 폴리에틸렌 · 기타재료 등으로 만들어진 것이며, 보강목적을 위하여 소요의 인장강도 · 연신율 · 인발저항력 · 내구성 및 블록과의 연결강도 등을 확보하여야 한다.

② 보강재의 극한인장강도는 광폭인장시험으로부터 구하여야 한다. 시험으로부터 득한 극한인장강도로부터 장기설계인장강도(T_{LDS})는 아래의 식을 이용하여 계산한다.

$$T_{LDS} = \frac{T_{ult}}{F_D \cdot F_{ID} \cdot F_{CR}} \tag{8.2}$$

T_{ult} : 광폭인장시험에서 구한 극한인장강도

F_D : 미생물 및 화학물질 등에 의한 손실율

F_{ID} : 시공 시의 손실율

F_{CR} : 보강재의 크리프변형에 따른 손실율

③ 보강재의 허용인장강도(T_{all})는 상기에서 구한 장기설계인장강도(T_{LDS})를 구조물의 형상, 뒤채움재 성질, 보강재의 재질특성 및 외부하중의 크기 등에 대한 불확실성을 고려하여 임의 안전율 1.5로 나눈 것을 사용한다.

(4) 철제 전면판이나 철재 보강재를 사용할 경우 도금을 생략하고 흑피강판으로 하거나, 2~3mm 두께의 강판을 이용할 수 있다.

보강재 벽체의 장기변형을 다소 허용할 수 있을 경우에는 토목섬유(geosynthetics)와 같은 신장성 보강재를 사용할 수 있다.

8.3 보강토의 뒤채움 재료

보강토에 이용되는 뒤채움 재료는 보강재와의 인발저항 효과와 배수성을 충분히 기대할 수 있어야 하며, 〈표 8.1〉을 참고로 하여 각 공법의 설계 및 시공 특성에 맞는 뒤채움 재료를 선정할 수 있다.

(1) 뒤채움 재료의 품질

보강토 옹벽의 뒤채움 재료는 보강재, 전면판의 성질 및 설계개념에 따라 결정되어야 하므로 각 공법의 공학적 특성에 따라 뒤채움 재료의 품질기준 및 다짐방법이 상이할 수 있으며 뒤채움 재료의 일반적 성질은 다음과 같아야 한다.

① 흙-보강재 사이의 마찰효과를 기대하기 위하여 내부마찰각이 큰 사질토

② 배수성이 양호하고 함수비 변화에 따른 강도특성의 변화가 적은 흙

③ 입도분포가 양호할 것

④ 보강재의 내구성을 저하시키는 화학적 성분이 적은 흙

보강토 벽체는 뒤채움 재료와 보강재 사이의 인발저항 효과를 전제로 하고 있는 흙 구조물이므로 뒤채움 재료의 선정은 매우 중요하다. 인발저항 효과를 크게 하기 위해서는 내부 마찰각이 큰 조립토를 이용하는 것이 유리하므로 〈표 8.1〉의 뒤채움 재료를 추천하며 삼축압축 또는 직접전단시험에 의하여 내부마찰각이 25°이상, 소성지수(PI)는 6 이하 이어야 한다. 단, 뒤채움 재료가 설계 시 고려된 마찰각 이상이 발휘되고 시공 시 보강재의 내구성을 확보할 수 있으면 다른 입도분포 재료를 사용할 수 있다.

〈표 8.1〉 보강토 뒤채움 재료의 입도 분포

체의 크기	통과 백분율
102 mm	100
0.425 mm	0 ~ 60
0.074 mm	0 ~ 15

단, 자갈섞인 토사에서는 입경 74μ 이하의 함유율이 25% 이하가 되어야 하며, 쇄석은 〈표 8.2〉에 제시한 조건을 만족하는 것이어야 한다.

〈표 8.2〉 쇄석의 조건

최대 입경	입경 100mm 이상의 함유율	입경 74 μ 이하의 함유율	세립분이 적당히 혼합된 입도로서 다짐이 쉬운 것
250 mm 이하	5% 이하	25% 이하	

여기서 열거하지 않은 모래, 실트 등 세립분이 상당량 포함되어 있는 재료가 현장 뒤채움 재료로 사용될 경우에는 이들이 갖는 전단강도 특성을 고려하여 충분한 인발저항을 기대할 수 있도록 수동 인발저항 보강재를 선택한 후 보강토 옹벽을 구축하는 것으로 한다.

최근에 소개되고 있는 수동 인발저항 보강재를 사용할 경우 뒤채움 재료의 선택 범위가 다소 넓어질 수는 있으나 이 경우에도 흙의 내부마찰각이 25°이상이 되어야 하며, 소성지수(PI)는 20 이하가 되도록 한다. 또한, 이 경우에는 투수성을 고려하여 필요한 경우 별도의 배수시설을 설치하여야 한다.

흙의 PH나 전기비저항(電氣比抵抗) 등 강재의 부식에 관계되는 자료는 별도로 언급하지 않았으나 현장 여건에 따라 부식이 심한 환경이라고 생각되는 경우에는 신중히 고려하여야 한다. 이 경우 pH는 $6 \leq pH \leq 10$의 범위를 만족하여야 하며, 최소 전기비저항은 50(Ω-m)이 되도록 하는 것이 좋다.

(2) 뒤채움 재료의 다짐

뒤채움 채료의 다짐기준으로 1층 다짐 두께는 200㎜, 다짐밀도는 최대 건조밀도의 95%이상으로 하는 것을 원칙으로 하며 다만, 시공 시 보강재의 내구성이 확보되고 보강재와 뒤채움 재료의 마찰각이 설계 시 고려된 값 이상으로 발휘될 수 있는 경우는 별도의 입도분포 및 다짐두께 기준을 적용할 수 있도록 한다.

보강토 옹벽의 뒤채움 재료를 다짐하는 방법으로는

① 전면판에서 1.5~2.0m 까지는 인력다짐 또는 소형 램머로 다짐한다.

② 다짐장비는 벽면에 평행하게 주행한다.

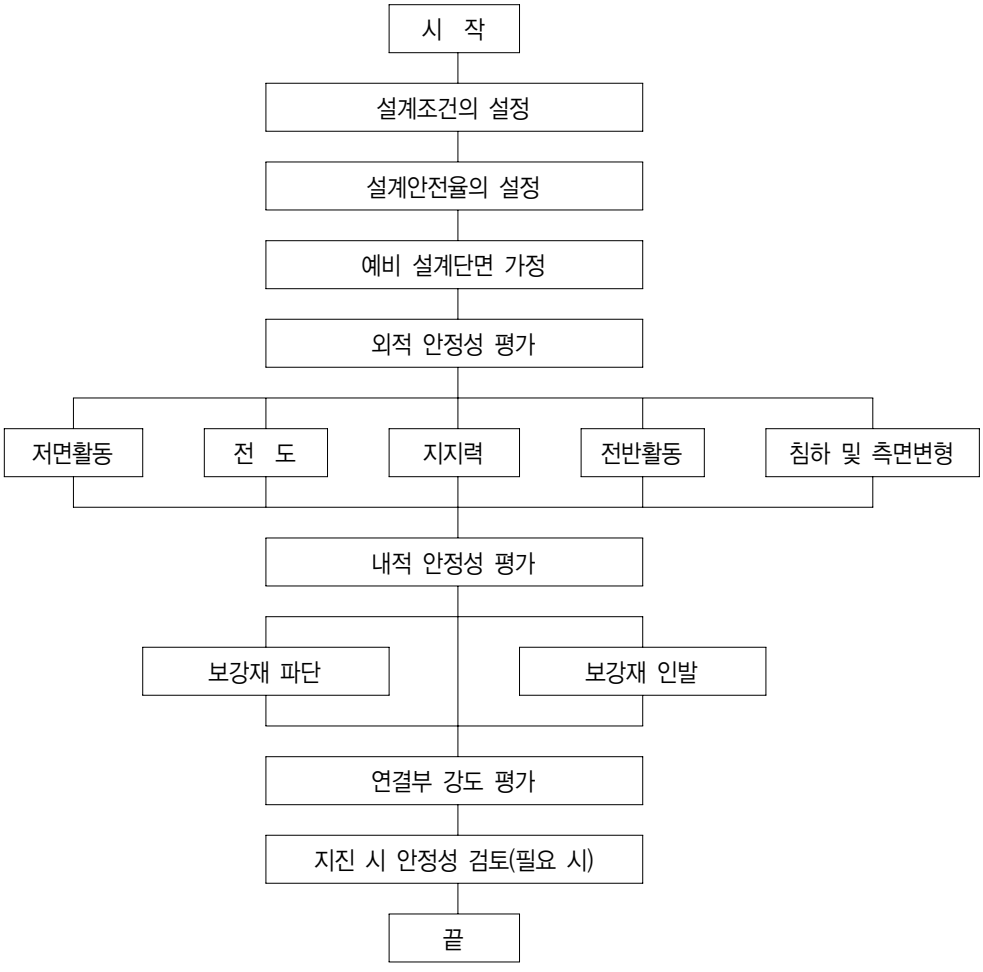
③ 뒤채움재의 포설은 벽면측에서부터 순차적으로 수행한다.

④ 다짐장비의 급정지, 급선회를 피한다.

⑤ 보강재 위에 뒤채움 재료를 포설하지 않은 상태에서 다짐장비가 주행하지 않도록 한다.

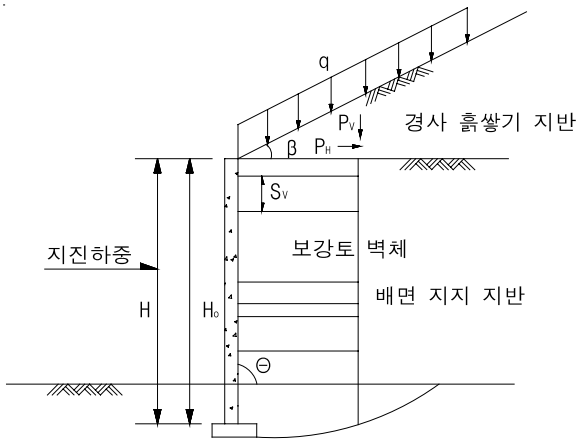
8.4 설계의 기본 방침 및 절차

보강토의 설계는 기본적으로 다음 항목에 대하여 수행하는 것으로 한다.
(1) 설계 제한 사항, 설계 범위 및 외부 하중 조건의 지정
(2) 기초 지지지반, 뒤채움 재료 및 자연지반의 물성치 결정
(3) 안전율 및 설계 기준의 결정
(4) 보강토 구조체의 형상 및 치수의 예비 결정
(5) 외적 안정 조건의 검토
(6) 내적 안정 조건의 검토
(7) 벽체의 과다한 횡방향 변위 검토



〈그림 8.2〉 토목섬유 보강토 옹벽의 개략적인 설계순서 (토목섬유, 지반공학시리즈9, 1998)

(1) 설계 제한 사항, 설계 범위, 외부 하중 조건 등의 설계 조건은 〈그림 8.3〉에 나타낸 바와 같이 다음 항목들을 결정한다.



〈그림 8.3〉 보강토 옹벽의 설계 조건

(가) 보강토 벽체의 높이, Ho

(나) 보강토 벽체의 횡방향 총 길이 및 벽체 높이의 변화

(다) 흙쌓기 지표면의 경사각, β

(라) 외부 하중의 크기 및 작용 위치

① 등분포 상재하중 : q

② 집중 상재하중 : P_v, P_h

③ 교통하중

(마) 전면판의 형태 및 연결부

(바) 보강재의 수직 간격(S_V), (이것은 일반적으로 전면판의 연결부 위치, 시공 조건, 보강재의 강도 등에 의하여 결정된다.)

(사) 사용년수 결정

(아) 환경 조건의 고려 (배수, 뒤채움 재료의 화학적 특성, 전면판 선단부의 침식, 동결작용 등)

(2) 보강토 벽체의 안정은 기초지반과 뒤채움재 그리고 뒤채움재 뒷면 지지 지반 등의 지반 조건에 따라 영향을 받으며, 다음과 같은 물성치가 결정되어 있어야 한다.

(가) 기초지반의 물성치 결정에 있어서는 다음의 항목들이 필요하다.

① 강도정수 : $C_f' \cdot \Phi_f$

② 단위중량 : γ_f

③ 압밀정수(압밀침하가 예상될 경우)

④ 지하수위의 위치 및 배수시설의 고려

물성치 결정을 위한 보링 깊이는 최소 벽체 높이의 2배 이상, 보링 간격은 벽체 길이 방향으로 30~45m 마다 지반 조사를 실시하는 것을 원칙으로 하고, 현장 지반 조건에 따라 그 횟수를 가감한다.

(나) 뒤채움 및 배면지지 지반의 물성치 결정에 있어서는 다음의 항목들이 필요하다.

① 다짐 특성, 건조단위중량 γf

② 함수비, 입도 분포, 소성지수

③ 보강토 뒤채움재의 내부마찰각(Φ_r) 및 점착력(C_r)

④ 배면 지지 지반의 내부마찰각(Φ_b) 및 점착력(C_b)

⑤ pH, Cl 함유율, SO_3 함유율 등(보강재의 부식이 심각한 경우)

(3) 안전율 및 설계 기준의 결정은 다음 기준에 의하며, 경우에 따라서는 더 큰 안전율을 적용할 수 있다.

(가) 외적 안정 조건에 대한 안전율은 다음과 같다.

① 활동 : F.S ≥ 1.5~2.0

② 지지력 : F.S ≥ 2.0

③ 전도 : F.S ≥ 2.0

④ 전체 안정 : F.S ≥ 1.5

⑤ 허용 수평 변위량 δ h는 1m 전면판 높이를 기준하여 다음과 같다.

- δ h = 6 mm 이하(콘크리트 전면판)
- δ h = 16.7 mm 이하(철제 전면판)

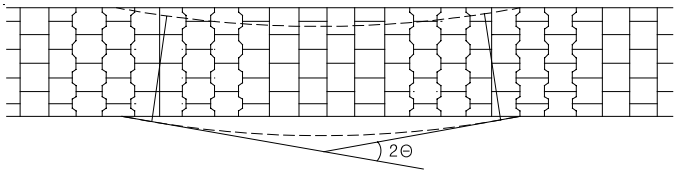
⑥ 허용침하량

설계 침하 허용치는 앞뒤 구조물의 침하 형태 등을 감안하여 결정한다. 전면판의 변형에 따른 내력으로부터 결정되는 허용 부등침하량은 일반적으로 다음과 같이 고려한다.(〈그림 8.4〉 참조)

- 콘크리트 전면판 θ ≤ 1/100
- 강재 전면판 θ ≤ 2/100

(나) 내적 안정 조건에 대한 안전율은 다음과 같다.

- 보강재의 전단파괴 : 허용인장력 T_a 산정에서 고려됨
- 활동 파괴 : F.S ≥ 1.5 (최소 L_o = 0.9m)



〈그림 8.4〉 보강토 옹벽의 부등침하 경사각

(4) 첫째, 전면판 벽체의 근입 깊이 D를 결정한다. 근입 깊이 D는 벽체 저면의 지표 경사에 따라 〈표 8.3〉에 규정한 최소치 이상이 되도록 하여야 한다. 또한, 현장 조건에 따라 동결 깊이, 기초지반의 수축 및 팽창의 정도, 선단부의 침식 등을 고려하여 근입 깊이를 증가시킬 수 있다. 그러나 어느 경우에도 근입 깊이는 0.5m 이상으로 한다.

〈표 8.3〉 벽체의 최소 근입 깊이

벽체 전면의 지표 경사	최소 근입 깊이
수평(일반 보강토 벽체)	H/20
수평(교대)	H/10
3H : 1V	H/10
2H : 1V	H/7
3H : 2V	H/5

둘째, 보강재의 수직 간격 S_V를 결정한다. 대부분 전면판 패널 연결부의 위치에 따라 결정한다. 연속형 보강재의 경우는 수직 간격을 다짐층 두께 (일반적으로 200~300㎜)의 2배로 한다. 일반적으로 400mm 혹은 600mm로 결정한다.

셋째, 보강재의 예비길이 L을 결정한다. 보강재의 길이는 외적 안정 조건과 내적 안정 조건을 고려하여 반복과정을 거쳐 결정된다. 일반적으로 첫 번째의 가정치는 다음과 같이 결정하며 0.5H를 사용할 수도 있다.

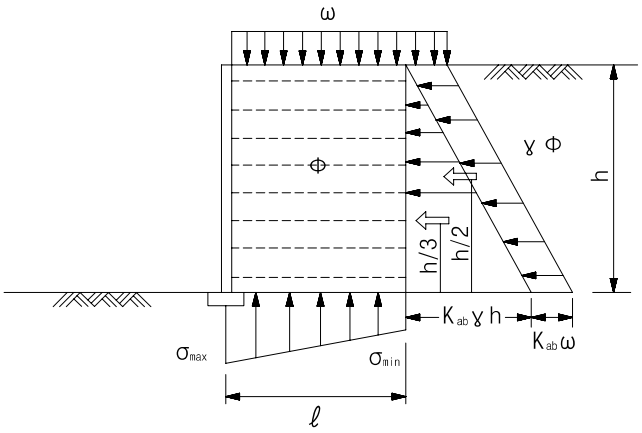
$$L = 0.5(H_o + D) \geq 1.8 \text{ m} \qquad (8.3)$$

8.5 외적 안정 조건의 검토

보강토 벽체의 설계에 있어서는 다음의 외적 조건을 검토하여야 한다.
(1) 활동에 관한 검토
(2) 전도에 관한 검토
(3) 지지력에 관한 검토
(4) 원호활동에 관한 검토

(1) 활동에 관한 검토

플리마그리드는 보강 길이가 일정하지 않고 아래쪽이 짧게 배치된다. 어떤 경우나 보강토의 저면에서 활동에 대한 저항안전율이 최소가 되므로 이면에 대하여 검토한다. 〈그림 8.5〉는 검토에 사용하는 하중 조건이다.



〈그림 8.5〉 보강토 옹벽에 걸리는 하중과 반력

여기서, γ_a, γ_b : 보강토 및 뒤채움 흙의 단위체적 중량(kN/m^3)

K_{ab} : 뒤채움재의 주동토압계수

$= (1-\sin\varphi)/(1+\sin\varphi)$

h : 옹벽의 높이 (m)

ω : 상재하중 (kN/m^2)

ℓ : 보강토의 폭 (m)

μ : 보강토 저면에 있어서의 마찰계수

라 하면, 활동에 관한 안전율은 식(8.4)과 같이 된다.

활동에 관한 안전율 $= \dfrac{\text{마찰저항력}}{\text{활동하는힘}}$

$$= \frac{\mu(\gamma_a \cdot h \cdot \ell + w \cdot \ell)}{(K_{ab} \cdot \gamma_b \cdot h^2/2) + K_{ab} \cdot w \cdot h}$$

$$= \frac{2\mu(\gamma_a \cdot h + w)}{K_{ab}(\gamma_b \cdot h + 2w)(h/\ell)} \tag{8.4}$$

설계 안전율은 통상의 옹벽에 관한 설계 기준에 준하지만 최소 1.5~2.0 이상으로 한다.

(2) 전도에 관한 검토

전도에 관한 검토는 옹벽의 앞축을 중심으로 하여 토압에 의한 전도 모멘트와 보강토의 중량에 의한 저항 모멘트의 균형을 고려하여 같이 안전율을 산출한다. 즉, 모멘트를 단면계수(L2/b)에서 빼서 식(8.6)와 같이 산출한다.

전도에 관한 안전 $= \dfrac{\text{저항모멘트}}{\text{전도모멘트}}$

$$= \frac{(\gamma_a \cdot h \cdot \ell^2/2) + (w\ell^2/2)}{(K_{ab} \cdot \gamma_b \cdot h^3/6) + (K_{ab} \cdot w \cdot h^2/2)} \tag{8.5}$$

$$= \frac{3(\gamma_a \cdot h + w)}{K_{ab}(\gamma_b \cdot h + 3w)(h/\ell)^2} \tag{8.6}$$

안전율은 이 경우도 옹벽의 설계 기준을 따르지만 최소 2.0 이상으로 한다. 또한, 이 검토에서 뒷축의 지반 반력이 (–)의 값을 갖지 않는다는 것이 경계 조건이다.

(3) 지지력에 관한 검토

보강토 옹벽 저면의 지반 반력은 옹벽 저면에서의 상재하중, 흙의 중량 및 토압을 고려하여 식(8.7), 식(8.8)로 구한다.

앞축 지반반력 σ_{max}

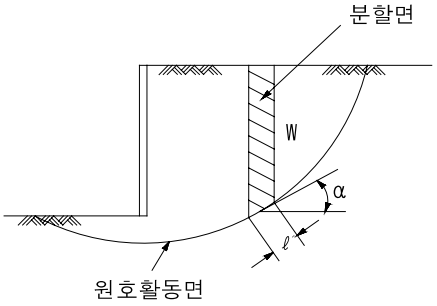
$$= (\gamma_a \cdot h + w) + K_{ab}(\gamma_b \cdot h + 3w)(h/\ell)^2 \tag{8.7}$$

뒷축 지반반력 σ_{min}

$$= (\gamma_a \cdot h + w) - K_{ab}(\gamma_b \cdot h + 3w)(h/\ell)^2 \tag{8.8}$$

(4) 원호 활동에 관한 검토

활동원의 검토는 보강토를 통과하는 모든 활동파괴를 상정하고 있지만, 일반적으로는 활동이 발생하는 지반에 대해서는 전 응력법에 의한 원호활동 계산법을 적용한다.(〈그림 8.6〉)



〈그림 8.6〉 원호활동 검토의 설명도

원호활동에 관한 안전율 $Fs = \dfrac{\sum (c_u \cdot \ell' + w \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi_u)}{\sum w \cdot \sin\alpha}$ (8.9)

여기서, c_u : 분할편 활동면을 따르는 흙의 비배수 점착력

ϕ_u : 분할편의 활동면을 따르는 흙의 비배수 내부마찰각

ℓ' : 분할편의 활동면 길이

α : 분할편 활동면의 평균 경사각

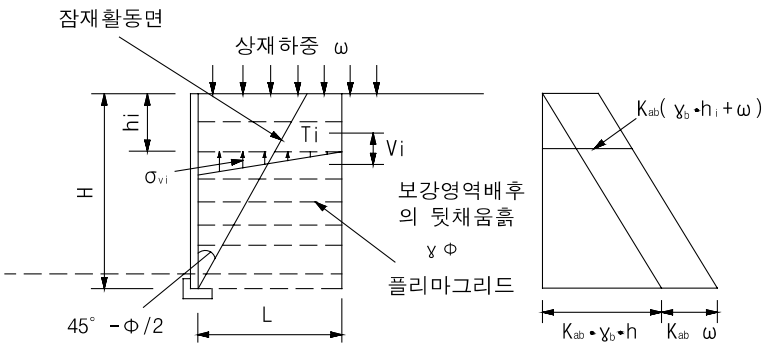
ω : 분할편의 상재하중과 흙의 중량을 포함한 전 중량

설계 안전율은 흙쌓기에 관한 설계기준에서 규제되어 있는 값 (1.2~1.5)을 만족시키도록 한다.

8.6 내적 안정 조건의 검토

보강토 벽체의 내적 안정조건의 검토를 위하여 다음의 항목들을 검토하여야 한다.
(1) 인장파괴에 관한 검토
(2) 인발에 관한 검토

내적 안정 검토에서는 보강재의 인장파괴와 인발에 대하여 검토한다. 이 검토에는 타이 백웨지(tie-back-wedge)법(〈그림 8.7〉)을 사용하며, 수평토압은 전부 주동토압계수를 이용하고, 벽면은 그 하단부를 회전 중심으로 하여 활동면도 쿨롱(Coulomb)의 토압이론에 따른 직선활동을 가정하여 보강재의 안정성, 벽체의 활동, 뒤채움 토사의 안정성을 검토한다.



〈그림 8.7〉 타이바 웨지 (tie-bar-wedge)법의 설명도

(1) 인장파괴에 관한 검토

깊이 hi의 위치에 매설된 그리드의 단위 폭 당 인장력 Ti는 식(8.10)에서 주어진다.

$$T_i = K_a \cdot \sigma_{vi} \cdot V_i \qquad (8.10)$$

여기서, T_i : 그리드 1m 당 인장력

K_a : 주동토압계

σ_{vi} : 깊이 h_i의 그리드에 작용하는 연직력

V_i : 깊이 h_i의 그리드 부설 간격

여기서, σ_{vi}는 식(8.7)에서 H=h_i로 구한 최대 연직응력이기 때문에 T_i는 식(8.11)과 같이 된다.

$$T_i = K_{aa} [\gamma_a \cdot h_i + \omega + K_{ab}(\gamma_b \cdot h_i + 3\omega)(h_i/\ell)^2] V_i \qquad (8.11)$$

또, 점착력 c'를 갖는 흙에서는 점착력에 관한 힘을 부가하여 다음과 같이 된다.

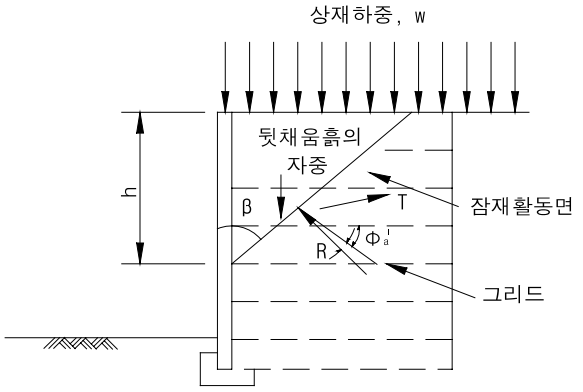
$$T_i = K_{aa} [\gamma_a \cdot h_i + \omega - (2c'/\sqrt{K_a}) + K_{ab}(\gamma_b \cdot h_i + 3\omega)(hi/\ell)^2] Vi \qquad (8.12)$$

상재하중이 부분적으로 편심을 갖게 될 경우에는 그 하중의 지중에서의 분포를 h_i의 깊이에 대하여 고려하여 σ_{vi}에 가산하여 T_i를 산출한다. 이렇게 구한 그리드의 최대 인장력으로 안전율을 예상하여 이것이 그리드의 설계강도 T_D를 넘지 않도록 그리드의 부설 간격을 결정한다. 이 경우의 안전율은 통상 1.35로 한다.

(2) 인발에 관한 검토

〈그림 8.8〉과 같이 잠정적인 활동면을 상정하여 이 면에 따라 쐐기토사가 활동할 경우에 그리드의 인발력에 대한 뒤채움 흙 속의 고정 길이를 검토한다.

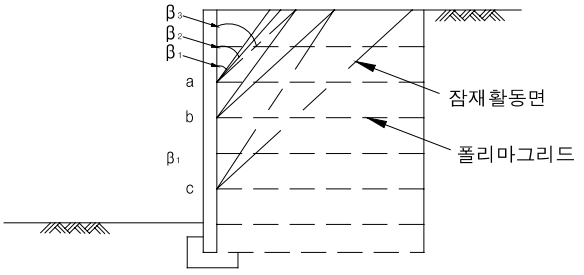
이 경우 쐐기 영역은 강체로 거동하고 벽면과 뒤채움 흙과의 마찰은 무시한다.



〈그림 8.8〉 쐐기 토괴에 걸리는 힘

해석은 〈그림 8.9〉과 같이 벽면의 각 깊이 a, b, c 등의 점을 지나는 잠정 활동면에 대하여 활동면 경사를 β_1, β_2, β_3.....로 변화시켜 그리드 인발력의 최대치 T_{max}를 구한다.

지표면이 평탄하고 일정한 상재하중 ω를 지닌 경우의 인발력 T는 식(8.13)로 표시되며, 최대 인장력 T_{max}는 식(8.14)인 경우에 발생된다.



〈그림 8.9〉 쐐기 토괴의 활동 검토

$$T = \frac{h \cdot \tan\beta(\gamma_a \cdot h + 2w)}{2\tan(\phi_a' + \beta)} \tag{8.13}$$

$$\beta = 45^\circ - \phi_a'/2 \tag{8.14}$$

이 깊이 및 활동각도를 변화시켜서 계산된 Tmax를 그 깊이까지의 유효 그리드 총 수에서 뺀 장력(T/N)로 인발파괴를 검토한다. 이 경우, 그리드 고정 길이 L_{ip}는 다음과 같다.

$$L_{ip} = \frac{T_i \times \text{안전율}}{2\alpha \cdot \tan\phi_a'(\gamma_a \cdot h_i + w)} \tag{8.15}$$

단, α 는 그리드와 뒤채움토의 상호 작용 계수이며, 통상 0.8~0.9 를 적용한다. 또, 이 경우 안전율은 2.0으로 하고, 쐐기의 저면에서 상방 500㎜ 이내에 있는 그리드는 고려하지 않는다.

8.7 구조 세목

구조 세목으로는 다음 사항을 고려하도록 한다.
(1) 보강토 최상단에서의 상재 흙쌓기 두께
(2) 보강토의 우각부에서의 보강재 배치
(3) 흙쌓기 양측에 보강토 설치 시의 보강재 배치
(4) 보강토 하부의 지반 내나 보강토 내에 횡단 구조물이 존재하는 경우에는 지반의 지지조건의 차에 의하여 발생하는 부등침하의 영향을 피하기 위하여 전면판에 종방향의 이음을 설치하도록 한다. 또한, 일반 보강토에 있어서도 지반의 부등침하가 예상되는 경우 적당히 종방향의 이음을 설치하도록 한다.
(5) 보강토 위에 방음벽 · 난간 · 전주 기초 · 전기 관계 · 기기 받침대 등을 설치하는 경우에는 해당 구조물의 안정에 충분히 주의를 기울이고, 필요에 따라서 보강재를 증설하는 등의 조치를 강구하지 않으면 안 된다. 또한, 보강토의 건설 후, 보강토 내부를 굴착하거나, 말뚝 등을 타설하거나 하는 것은 대단히 곤란하므로 장래 계획 등에 대하여도 충분한 검토가 필요하다.

(1) 보강재와 뒤채움재와의 마찰계수는 보강재 표면의 거칠기, 그리드의 크기, 보강재의 두께, 신장율 등에 따라 달리 나타나므로 실험을 통하여 결정되어야 한다. 만약 실험결과가 없는 경우 〈표 8.4〉와 같은 마찰계수를 사용할 수 있다.

〈표 8.4〉 보강재 종류별 마찰계수

보강재 종류		마찰계수
steel ribbed 보강재	높이 6m 초과	$1.2 + \log C_u$
	높이 6m 이하	$\tan\varphi$
토목섬유 형		$2/3\ \tan\varphi$
그리드 형		$0.8\ \tan\varphi$

한편, 실험에 의하여 토피가 낮은 부분에서는 마찰계수 자체가 저하하는 경향도 보여진다. 그러므로 최상단 보강재의 상부에는 〈표 8.5〉에 제시한 상재 흙쌓기를 실시한다.

〈표 8.5〉 보강토 상재 흙쌓기 두께

구 분	강재 전면판	콘크리트 전면판
표 준 치	H_s = 700 mm	H_s = 400 mm
최소치 (부득이한 경우에 한함)	H_s = 400 mm	H_s = 0 mm

(H_s는 최상단 전면판의 상단으로부터의 두께)

특히 금속제 전면판의 경우, 전면판의 상단에 보강재가 부착되므로, 최상단 보강재는 $S_v/2$의 수직 간격을 두어 토피고를 증가시키고, 부득이한 경우에도 0.40m 이상의 상재 흙쌓기를 실시하는 것으로 한다. 이 상재 흙쌓기에는 노반 등은 포함되지 않고 보강토에 이용되는 흙쌓기 재료만을 의미한다. 〈표 8.5〉의 최소치를 이용하여도 좋은 경우는, 상재 흙쌓기의 위에 강화 노반 등이 축조되어 상재 흙쌓기의 토사 유실 등의 염려가 없는 경우에 한한다.

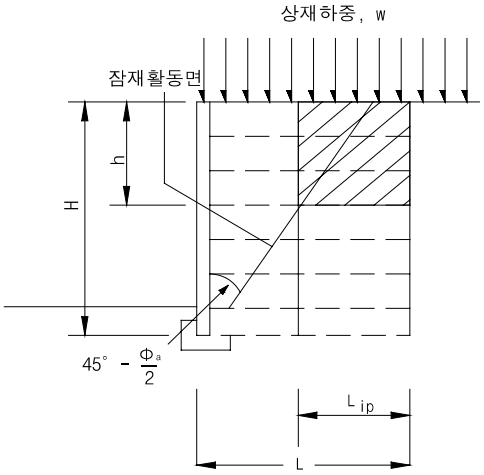
(2) 보강토의 우각부에서는 바깥쪽으로 배가 나오는 경향이 있으므로 우각부 전면판에도 보강재를 설치함과 동시에 인접하는 전면판에도 경사방향의 보강재를 설치한다. 우각부의 뒷면에 보강재가 배치되지 않은 영역이 남아 있는 일이 없도록 우각부 전면판 및 인접한 전면판에 사각방향의 보강재를 설치, 일반부와 같은 보강재의 설치 밀도를 유지하도록 한다. 또한, 보강토에 접한 횡단 구조물이나 교대 등이 사각으로 설치되어 전면판에 직각인 방향에 필요한 길이의 보강재가 배치되지 않은 경우에도 마찬가지로 사각방향으로 충분한 보강재를 배치한다.

(3) 흙쌓기 양측에 보강토를 이용할 경우, 보강재에 의하여 보강된 양쪽 영역의 중간에 보강되지 않은 흙쌓기가 남는 일이 있다. 이 부분이 전체의 안정에 어떠한 영향을 미치는가는 명확하지 않으나 지진 시 등에는 이 부분이 먼저 파괴된다고 생각된다. 그 때문에 보강재가 부설되어 있지 않은 영역은 플라스틱 망 등의 보강재(일반 흙쌓기의 층두께 관리재와 동일한 것)를 포설한다.

흙쌓기 전체 폭이 넓은 경우에도 보강재를 부설하여 두면 내진 강도의 향상에 도움이 되나 지나치게 비경제적이면 처리하지 않아도 좋다. 흙쌓기 폭이 좁은 경우에는 양측의 보강재가 겹치게 된다. 이 경우 보강재를 일정치 이상 겹치면 일체의 보강토로 간주되므로 망은 불필요하다. 위에 기술한 보강재의 개략 길이 및 보강재와 망의 개략 길이를 구하기 위해서는 많은 실증 연구가 필요하므로, 우선 보강재의 수직 간격 S_v와 수평방향 간격 S_b 중 큰 값을 최소 보강재 길이로 고려한다.

(4) 보강토 내나 하부에 박스형 암거 또는 관거 등이 있으면, 지반에 미치는 하중 강도가 일반부와 달라지므로 부등침하를 일으키기 쉽다. 전면판에 과대한 변형을 주지 않기 위하여 종방향 이음을 설치하는 것이 필요하게 된다.

(5) 보강토 선단부 부근에 교대와 같이 각종 구조물이 설치되는 경우, 보강토에 큰 연직력, 수평력이 작용하므로 주의가 필요하다. 또한, 전면판에 구조물이 직접 접촉하면 과대한 응력이 전면판에 발생하므로 가능한 한 접촉을 피하여야 한다. 부득이 접촉할 경우에는 전면판의 보강 등에 대하여 검토를 하고, 필요한 조치를 취하여야 한다.



〈그림 8.10〉 그리드 정착길이의 검토

참 고 자 료

1. 콘크리트구조설계기준, 건설교통부, 2003

2. 도로교설계기준, 건설교통부, 2005

3. 도로교표준시방서, 건설교통부, 2005

4. 도로설계편람(교량편), 국토해양부, 2008

5. 철근콘크리트, 동명사, 변동균, 신현묵, 문제길, 2006

6. 설계요령 제2집, 동 · 중 · 서일본고속도로주식회사, 2006