

KDS 64 55 20 : 2017

고정식 계류시설

2017년 8월



건설기준 제·개정에 따른 경과 조치

이 기준은 발간 시점부터 사용하며, 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설 공사는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

건설기준 제·개정 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서)간 중복·상충을 비교, 검토하여 코드로 통합 정비하였다.
- 이 기준은 기존의 항만 및 어항 설계기준에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 제·개정 연혁은 다음과 같다.

건설기준	주요내용	제·개정 (년.월)
항만설계기준	• 항만설계기준 제정 • 설계조건, 구역시설, 외곽시설, 계류시설, 기타시설, 준설 및 매립 등 기타항만공사에 관계되는 설계의 일반방침과 기준을 수록	제정 (1971.12)
항만설계기준	• 조사연구가 진전됨에 따라 국내기술향상에 도움이 되도록 개정	개정 (1979.12)
항만시설물 설계기준서	• 항만의 재개발, 워터프런트 개발사업 추진 전망에 따라 항만법 제26조에 근거하여 기술의 체계화, 표준화의 기준 수립 및 시설물의 안정성과 경제성을 고려하여 개정	개정 (1993.12)
항만 및 어항 설계기준	• 해양수산부가 새로 발족되어 항만 및 어항 설계기준·해설 및 항만시설의 기준에 관한 규칙과 어항관련 법규에서 정하는 어항 시설에 대한 설계기준을 통합하고, 설계 및 시공과정과 시공이후 건설관리 및 시설물 유지관리 관련내용 신설하여 개정	개정 (1999.12)
항만 및 어항 설계기준	• 연안정비시설물을 포함하고 관련법령 및 최신기술 변화요인 반영, 항만시설장비의 안전성 제고를 위한 설계풍속 및 하중 계수 상향, 재추산 심해파의 적용근거 마련 등 개정	개정 (2005.12)
항만 및 어항 설계기준·해설	• 변화된 항만건설여건 반영과 태풍, 이상파랑 등 해양외력의 기후변화 대응, 선박 및 장비의 대형화, 저탄소 녹색성장, 항만재해 저감을 고려하고 해외 건설사업 진출에 도움이 될 수 있도록 국제 설계기준과 연계성 향상하여 개정	개정 (2014.04)

제 정 : 2017년 8월 16일	개 정 : 년 월 일
심 의 : 기술자문위원회	자 문 검 토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회
소 관 부 서 : 해양수산부 항만기술안전과	
관련단체 (작성기관) : 한국항만협회	

목차

contents

1. 일반사항	1
1.1 목적	1
1.2 적용범위	1
1.3 참고기준	1
1.4 용어의 정의	1
1.5 기호의 정의	2
1.6 시설물의 구성	2
2. 조사 및 계획	2
3. 재료	2
4. 설계	3
4.1 중력식 안벽	3
4.2 잔교식 안벽	18
4.3 타이식 널말뚝 안벽	62
4.4 선반식 널말뚝 안벽	101
4.5 셀식 널말뚝 안벽	113
4.6 강판 셀식 안벽	143
4.7 돌핀	157



KDS 64 55 20 고정식 계류시설

1. 일반사항

1.1 목적

이 기준은 항만 및 어항시설의 계류시설 중 하나인 고정식 계류시설의 설계, 시공 및 유지관리 단계에서 필요한 기술적 사항에 대해 정함을 목적으로 한다.

1.2 적용범위

이 기준은 선박이 안전하게 접안하여 화물의 적하와 여객의 승강을 위한 계류시설 중 중력식, 잔교식, 널말뚝식, 셀식, 돌핀 등 고정식 안벽구조물의 설계에 적용한다.

1.3 참고기준

내용 없음

1.4 용어의 정의

- 강판 셀식 안벽 : 직선 형강 널말뚝을 타입하고 강판으로 제작된 셀을 만들어 그 속을 토사 등으로 채운 구조의 안벽을 말한다.
- 널말뚝식 안벽 : 철제 또는 콘크리트제 널말뚝을 박아서 토압에 저항하는 구조로서 보통 자립식, 버팀(앵커)식, 셀식 안벽 등을 말한다.
- 돌핀(Dolphin) : 수개의 독립된 주상구조물로 육안에서 떨어진 곳에 설치하는 안벽을 말한다.
- 로딩 암>Loading arm) : 로딩 암은 원유, 제품유, 가스 등을 선박에 양·하역하기 위한 배관시설을 설치하는 시설을 말한다.
- 무어링 돌핀(Mooring dolphin) : 무어링 돌핀은 계류 중인 선박이 표류하지 않도록 붙잡아 매어 두는 시설이며, 선수 및 선미부근에 설치하는 시설을 말한다.
- 브레스팅 돌핀(Breasting dolphin) : 브레스팅 돌핀은 선박의 접안 시 발생하는 접안에너지를 흡수하여 안전한 접안을 보장하도록 하는 시설물을 말한다.
- 선반식 안벽 : 무리말뚝의 상부에 L형 또는 상자형 구조형식을 얹어 상부의 하중을 말뚝에 의하여 직접 하부지반에 전달시키는 안벽을 말한다.

- 잔교식 안벽 : 선박의 접·이안이 용이하도록 바다위에 기둥을 박고 그 위에 콘크리트 등으로 상부시설을 설치한 교량모양의 안벽을 말한다.
- 중력식 안벽 : 토압, 수압 등의 외력을 자중과 저면의 마찰력에 의해서 저항하는 안벽을 말한다.
- 타이재 : 널말뚝 흙막이공이나 널말뚝식 계류시설에서 널말뚝을 지지하기 위하여 널말뚝 상부 배면지반에 설치된 버팀공과 연결시키는 타이로드(Tie rod) 또는 타이케이블(Tie cable) 등의 연결재를 말한다.
- 확대기초 : 상부구조로부터 하중을 전달하는 기둥이나 벽의 하부에 지반과 직접 접하는 푸팅부를 확대시켜 설치하는 기초를 말한다.
- 환산벽체폭 : 강널말뚝 셀식 안벽을 설계할 때 설계 계산을 쉽게 하는 데 쓰이는 가상의 벽체폭을 말한다.

1.5 기호의 정의

내용 없음

1.6 시설물의 구성

- (1) 중력식 안벽
- (2) 잔교식 안벽
- (3) 타이식 널말뚝 안벽
- (4) 선반식 널말뚝 안벽
- (5) 셀식 널말뚝 안벽
- (6) 강판 셀식 안벽
- (7) 돌핀

2. 조사 및 계획

내용 없음

3. 재료

내용 없음

4. 설계

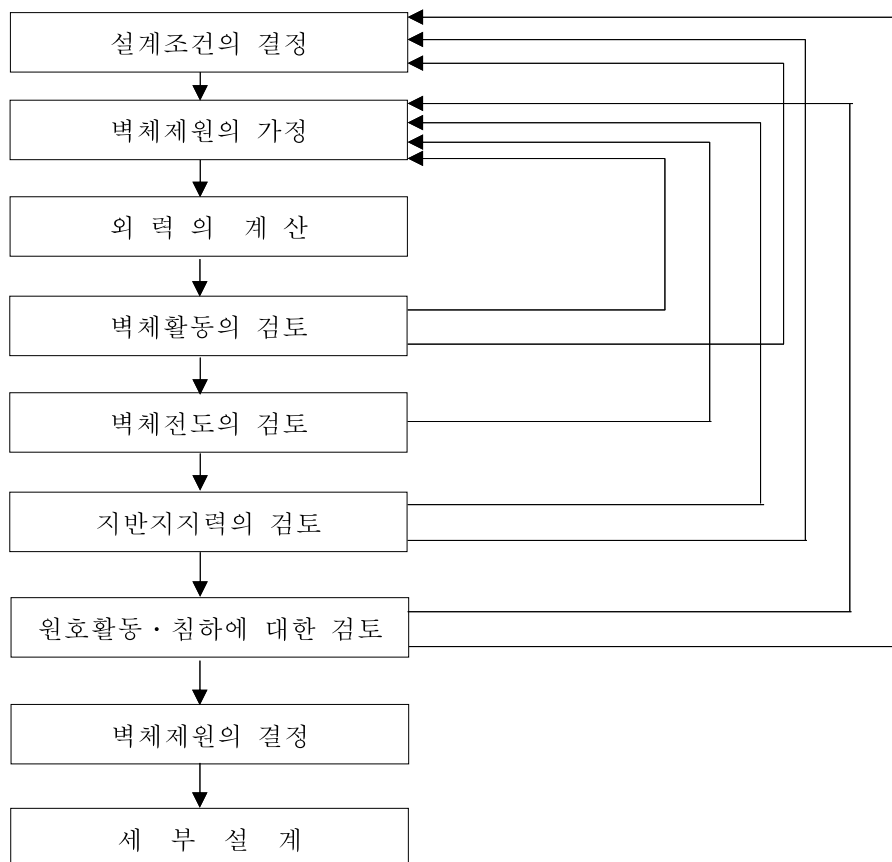
4.1 중력식 안벽

4.1.1 적용범위

이 기준은 케이슨식 안벽, L형 블록식 안벽, 블록식 안벽, 셀룰러 블록식 안벽, 현장타설 콘크리트식 안벽 등 중력식 안벽의 설계에 적용한다.

[참 고]

- (1) 중력식 안벽의 설계는 일반적으로 참고 그림 (4.1-1)에 표시된 순서로 설계하는 것이 바람직하다.

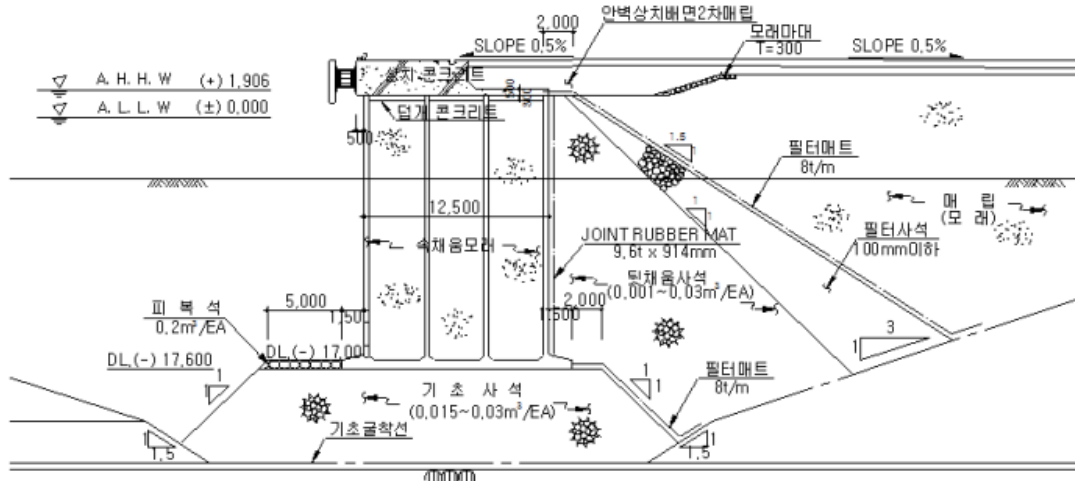


참고 그림 (4.1-1) 중력식 안벽의 설계순서

- (2) 중력식 안벽의 설계는 설계조건을 만족시키면서 가장 경제적인 것이어야 한다. 설계 조건에 부적합한 경우에는 시산법에 따라 구조물의 재원을 수정하여 가장 적합한 재원을 결정한다.

고정식 계류시설

- (3) 외력 계산에 있어서 벽체에 적용하는 지지력에 대해서는 벽체 제원을 가정할 필요가 있지만 토압 및 잔류수압의 경우 벽체 제원의 가정에 선행되어 계산된다.
- (4) 중력식 안벽단면의 설계 예를 참고 그림 (4.1-2)에 나타낸다.



참고 그림 (4.1-2) 중력식 안벽단면의 설계 예

- (5) 특수한 형식의 중력식 안벽에 대해서는 수리 모형실험을 통해 구조물의 안정성 검토를 실시하는 것이 좋다.

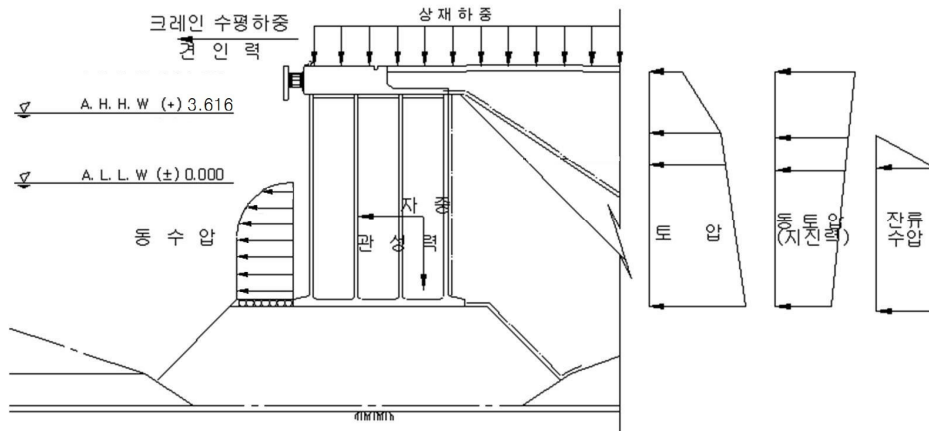
4.1.2 벽체에 작용하는 외력과 하중

중력식 안벽의 벽체에 작용하는 외력과 하중은 다음 사항을 고려하여 검토한다. 단 지진력을 작용시킬 경우에는 확률적으로 보아 지진력과 동시에 작용되기 어려운 외력이나 하중은 고려하지 않거나 감소시킬 수 있다.

- (1) 상재하중
- (2) 벽체 자중
- (3) 토압 및 잔류수압
- (4) 부력
- (5) 선박의 견인력
- (6) 지진력
- (7) 지진시의 동수압

[해설]

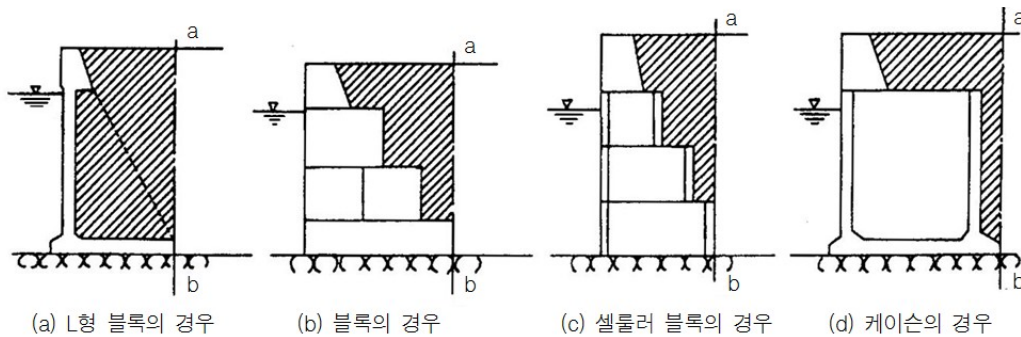
이 기준의 (1)~(7)항목은 중력식 안벽의 안정계산 등을 수행할 때 필요한 벽체에 작용하는 외력 및 하중에 대하여 고려해야 할 항목이다.



해설 그림 (4.1-1) 중력식 하중 작용도

[참고]

- (1) 중력식 안벽의 벽체는 참고 그림 (4.1-3)에 표시한 바와 같이 벽체 후면하단을 지나는 연직면의 전면 부분으로 한다.



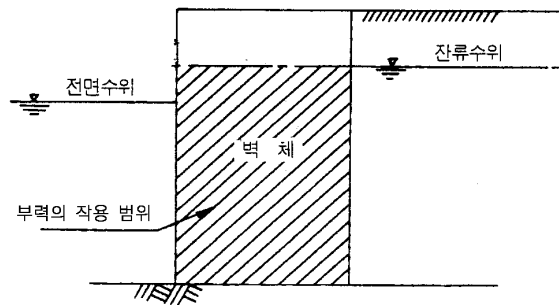
참고 그림 (4.1-3) 중력식 안벽의 벽체를 취하는 방법

- (2) 잔류수위는 약최저저조위(A.L.L.W)상 조차의 1/3으로 하는 것이 바람직하다. 한편 잔류수위의 차는 일반적으로 조차가 클수록, 벽체 구성 재료의 투수성이 나쁠수록 크며, 투수성을 좋게 하면 잔류수위의 차는 작아질 수 있으나 뒤채움 토사의 유출우려가 커지므로 주의가 필요하다. 상기의 잔류수위의 수치는 투수성이 장기간에 걸쳐 확보가 가능한 경우의 수치로서 투수성이 나쁜 경우나 장기간에 걸쳐 투수성의 저하가 예상되는 경우에는 이에 맞는 잔류수위차를 고려하는 것이 바람직하다.
- (3) 중력식 안벽의 안정계산 시 가상배면에 작용하는 토압은 KDS 64 11 00 지반(4.2.1 토압)을 참조한다.
- (4) 부재설계 시에는 쿨롬(Coulomb) 토압을 사용하며, 이때 적용하는 벽면마찰각은 15°를 표준으로 한다.
- (5) 상재하중은 해당 안벽의 취급화물에 따라 적재하중과 하역기계를 사용하는 경우는 크레인 활하중을 고려하여야 하며 KDS 64 10 10 설계조건(4.8 상재하중)을 참조하여 결정한다.

고정식 계류시설

특히 하역기계의 운하중은 적용 크레인의 제원 및 설치 대상지역의 설계풍속에 따라 그 크기가 각기 다르다. 일반적으로 운영 시 및 폭풍 시, 지진 시로 구분하여 제작사에서 제시하는 크레인 운하중 값을 설계 시 적용하는 경우가 많으나, 설치 대상지역의 설계풍속이 하중계산시 고려되어야 한다.

- (6) 부력은 참고 그림 (4.1-4)에 표시한 바와 같이 벽체 가운데 잔류수면 이하의 부분이 수중에 있는 것으로 보고 계산한다. 단, 이에 따를 수 있는 것은 전면 수위와 잔류수위의 차이가 일반적인 경우로서 수위차가 심한 경우에는 당해시설이 처한 자연 상황 등에 따라 적절히 설정할 필요가 있다.

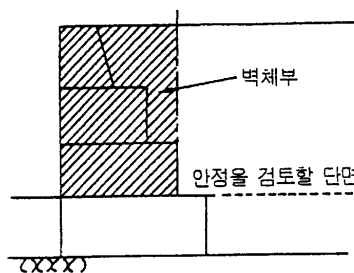


참고 그림 (4.1-4) 부력(浮力)을 취하는 범위(範圍)

- (7) 선박접안시의 충격력은 상부공의 자중 및 배후의 토압으로 저항하므로 안정계산에 있어서는 이것을 고려하지 않는 경우가 많다. 그러나 상부공 설계에 있어서는 선박의 충격력이 고려되어야 한다.
- (8) 블록식 안벽과 같이 각각의 층마다 그 안정을 검토해야 하는 구조에서 가상벽체를 취하는 방법은 다음과 같다. 이 경우 블록간의 요철에 의한 효과는 무시한다.

① 활동을 검토하는 경우

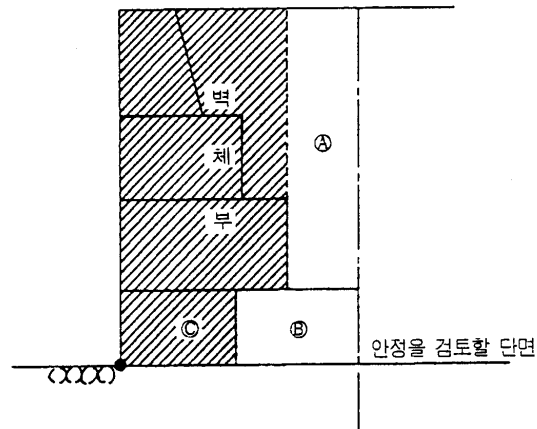
참고 그림 (4.1-5) 같이 검토하려는 면에서의 후면하단을 지나는 연직면의 전면부분을 벽체로 본다.



참고 그림 (4.1-5) 활동 안정검토면에서 벽체를 취하는 방법

② 전도를 검토하는 경우

검토하는 면의 바다 쪽의 블록 1개 위에 얹히는 블록군의 최후단을 지나는 연직면의 전면부분 뒤채움을 벽체로 본다. 예를 들면 참고 그림 (4.1-6)과 같은 경우, 전도에 대한 저항력으로서 블록 ⑥ 및 그것에 걸리는 토사 ④의 중량은 작용하지 않는다고 생각한다.



참고 그림 (4.1-6) 전도 안정검토면에서 벽체를 취하는 방법

③ 지지력을 검토하는 경우

전도와 같은 가상단면으로 보고 계산하면 안전율은 아주 작아진다. 그러나 벽체하중이 국부적으로 집중하면 그 부분은 침하를 일으키므로 실제로는 하중이 극단적으로 집중하는 일이 없고, 상당한 범위에 분포하는 것으로 생각된다. 또한 기존구조물의 안정을 검토한 결과, 가상단면으로서는 벽체의 최하단의 최후단을 지나는 연직면의 전면부분을 벽체로 보아도 무방하다. 한편 셀룰러 블록의 경우, 저면반력은 벽체부와 속채움부에서는 다르다고 생각된다. 따라서 셀룰러 블록의 경우 최하부의 블록은 일체로 계획하는 것이 좋다.

- (9) 잔류수위는 일반적으로 고저차가 클수록, 또 벽체 구성 재료의 투수성이 나쁠수록 크다. 벽체 배후의 물은 벽체의 줄눈, 기초사석, 뒤채움 사석의 틈을 통하여 출입하는데, 이들 재료의 투수성을 좋게 하면 잔류 수위가 낮아지지만 뒤채움 토사의 유출이 우려되므로 주의하여야 한다. 잔류수위의 표준치(조차의 1/3)는 투수성이 장기간에 걸쳐 확보되는 경우의 것이고, 길이가 긴 장대형 케이슨 안벽과 같이 처음부터 투수성이 좋지 않거나 장기간에 걸쳐 투수성의 저하가 예상되는 경우에는 이보다 큰 잔류수위의 차를 고려할 필요가 있다. 또 잔류수위는 파랑이 벽체전면에 내습할 경우, 파곡에 대해서도 생각할 수 있으나 안벽 설계에 있어서는 파랑 내습에 의한 잔류수위차의 증대는 고려하지 않아도 좋다.
- (10) 중력식 안벽의 설계계산은 비교적 간단하고 그 설계 예도 많다. 따라서 설계에 있어서는 계산 예를 참조해서 개략적인 제원을 구하는 것이 좋다.
- (11) 지진력은 KDS 64 17 00 항만내진설계를 참조할 수가 있다. 지진력과 동시성이 없는 하중은 제외하고, 이상시의 안정계산을 하여도 좋다. 일반적으로 다음의 하중은 지진 시 검토에서는 생략하여도 좋다.
 - ① 선박의 견인력
 - ② 폭풍 시 하역상태의 하역기계 반력
 - ③ 군집하중 또는 설하중(雪荷重), 단, 설하중은 대상지역 여건에 따라서 고려할 수가 있다.
- (12) 지진시의 동수압에 대해서는 KDS 64 17 00 내진(4.1.6 지진시 동수압)을 참조하여 결정한다.

4.1.3 안정계산

4.1.3.1 안정계산에 고려할 사항

중력식 안벽의 안정계산은 다음 사항에 대하여 검토하여야 한다.

- (1) 벽체의 활동
- (2) 벽체의 전도
- (3) 기초의 지지력
- (4) 원호활동
- (5) 침 하

[해설]

중력식 안벽은 벽체중량에 의하여 안정을 유지하는 것이므로 이 기준의 (1)~(5)의 항목에 대해서 검토한다. 일반적으로 벽체의 활동 및 기초지지력에 대하여 안정이 확보되면 벽체의 전도는 충분히 안정한 경우가 많다.

4.1.3.2 벽체의 활동 검토

중력식 안벽은 활동에 대해서 다음 식을 만족시켜야 한다.

$$F \leq \frac{fW}{P} \quad \text{식 (4.1-1)}$$

여기서, W : 벽체에 작용하는 전연직력(kN/m)

P : 벽체에 작용하는 전수평력(kN/m)

f : 벽체 저면과 기초와의 마찰계수

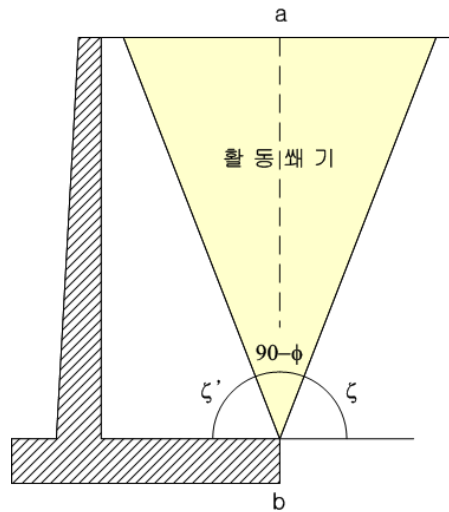
F : 안전율

[참고]

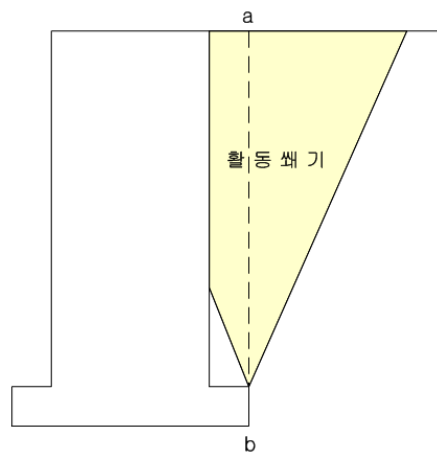
- (1) 안전율은 평상시 1.2 이상, 이상 시 1.1 이상을 표준으로 한다.
- (2) 전연직력은 벽체로 가정한 경계면보다 앞부분의 상재하중을 포함하지 않는 체체중량으로서 부력을 뺀 값으로 한다.
- (3) 전수평력은 다음과 같다.
 - ① 상재하중이 실린 상태로 벽체라고 가정한 경계면에 작용하는 토압의 수평분력.
여기서 토압은 랭킨(Rankine) 토압의 사용을 표준으로 한다. 일반적으로 참고 그림 (4.1-7)(a)과 같이 뒷굽판의 길이가 벽체높이에 비해 상대적으로 긴 경우에는 활동면이 벽체와 무관하게 자유롭게 형성되어 연직경계면(ab)에는 전단응력이 발생하지 않아

랜킨(Rankine) 토압을 사용한다. 그러나 대부분의 케이슨 안벽은 참고 그림 (4.1-7)(b)와 같이 하부저판의 돌출된 뒷굽판의 길이가 제체의 높이보다 상대적으로 매우 짧기 때문에 뒷굽판 끝 상부에 생기는 활동썰기의 움직임이 벽면마찰력에 의해 저항을 받으므로 연직경계면(ab)에는 전단응력이 발생하므로 랜킨(Rankine) 토압이 작용하지 않는다. 따라서 케이슨안벽의 경우에는 참고 그림 (4.1-8)과 같이 벽체에 직접 쿨롬 토압이 작용하는 것으로 한다. 이때 뒷굽판 상부에 놓인 뒤채움토사, BCE는 제체와 같이 움직이므로 안정계산 시 그 무게를 제체에 포함시켜야 한다.

활동면 BC에 작용하는 토압, P_2 의 쿨롬토압계수의 산정에는 KDS 64 11 00 지반 (4.2 토압과 수압)에 벽체경사각, $\psi = 90 - \zeta'$ 와 벽면마찰각, $\delta = \phi$ 의 값을 적용한다. 활동면 BC의 경사각, $\zeta' = 90 + \phi - \zeta$ 이다.

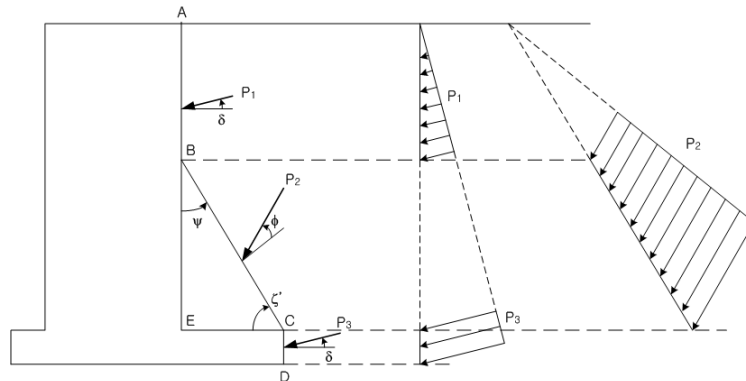


(a) 뒷굽판이 긴 경우



(b) 뒷굽판이 짧은 경우

참고 그림 (4.1-7) 뒷굽판의 길이가 활동썰기의 형상에 미치는 영향



참고 그림 (4.1-8) 케이슨 안벽의 벽체에 작용하는 토압

- ② 잔류수압
 - ③ 이상시의 안정계산으로는 ①, ②의 외력 이외에 벽체에 작용하는 지진력을 추가시킨다.
이때 토압은 지진 시 토압의 수평분력으로 한다.
이 밖에 벽체에 하역기계가 있는 경우에는 하역기계 기초부에 연직하중의 10%에 해당하는 수평력을 고려할 필요가 있다.
- (4) 마찰계수에 대해서는 KDS 64 10 10 설계조건(4.9 마찰계수)를 참조하여 결정한다.
 - (5) 블록 쌓기 등과 같이 수평줄눈이 있는 안벽에 대해서는 각 줄눈마다 엇물리는 효과가 충분히 기대되고 또한 그것에 작용하는 전수평력에 견딜 수 있는 강도를 갖는 요철을 설치하는 것이 좋다. 요철의 구조에 대해서는 KDS 64 45 20 방파제를 참조한다.
 - (6) 벽체 전면에 세굴방지와 비탈어깨보호 등의 목적으로 사석, 바닥다짐 블록 등을 설치할 경우라도 벽체의 활동에 대한 이들의 저항력은 무시한다.
 - (7) 저판이 없는 셀룰러 블록의 활동 안정계산에 사용하는 마찰계수는 엄밀하게 철근콘크리트부 저판이 받는 반력에 대해서는 0.6, 속채움(돌)부 저판이 받는 반력에 대해서는 0.8을 사용해서 환산하여 계산해야 하겠지만 편의적으로 0.7을 사용하여도 좋다.

4.1.3.3 벽체의 전도 검토

중력식 안벽은 전도에 대해서 다음 식을 만족시켜야 한다.

$$F \leq \frac{W \cdot t}{P \cdot h} \quad \text{식 (4.1-2)}$$

여기서, W : 벽체에 작용하는 전연직력(kN/m)

P : 벽체에 작용하는 전수평력(kN/m)

t : 벽체 전면하단으로부터 벽체에 작용하는 전연직력의 작용점까지의 거리(m)

h : 벽체 저면에서 전수평력의 작용점까지의 높이(m)

 F : 안전율

[참 고]

안전율은 평상시 1.2 이상, 이상 시 1.1 이상을 표준으로 한다.

4.1.3.4 기초의 지지력 검토

- (1) 중력식 안벽의 벽체는 구조형식에 따라 얇은 기초 또는 말뚝기초로서의 기초지지력을 검토하여야 한다.
- (2) 얇은기초로 해석할 경우 적용하중은 벽체저면에 작용하는 연직하중과 수평하중의 합력이므로 KDS 64 11 00 지반(4.3.2 편심·경사하중에 대한 지지력)에 의하여 검토한다.
- (3) 말뚝기초를 사용한 구조형식은 KDS 64 11 00 지반(4.5 말뚝기초)를 따른다.

[해 설]

중력식 안벽은 벽체의 침하 또는 기울어짐이 발생하기 쉬운 구조가 많으므로 이로 인한 기능상의 장애가 발생하지 않도록 기초를 설계하여야 한다.

[참 고]

- (1) 일반적으로 기초의 저면반력 검토는 벽체부에 상재하중이 작용하지 않는 경우에 대해서 한다. 그러나 벽체부에 상재하중이 작용하는 경우 편심량은 감소하나 연직력이 증대하므로 저면반력이 증대하는 수도 있으므로 이 경우에 대해서도 검토하는 것이 좋다.
- (2) 기초사석층의 두께는 기초의 지지력 검토 이외에 벽체를 거치하기 위한 평탄성, 부분적인 응력집중의 완화, 잔류수위의 저감 등을 고려하여 결정한다. 기초사석층 최소두께는
 - ① 수심 (-)4.5m 미만의 소형접안시설에 대해서 0.5m 이상, 단 사석직경의 3배 이상
 - ② 수심 (-)4.5m 이상의 대형접안시설에 대해서 1m 이상, 단 사석직경의 3배 이상을 하나, 시설물의 규모나 조위차가 큰 지역여건 및 시공여건에 따라 조정이 가능하다.
- (3) 기초사석은 상부 제체하중이나 상재하중 작용 시 수축침하가 발생하여 상부구조의 거치가 불균등하게 되는 경우가 있다. 해양수산부 연구개발 사업으로 한국해양연구원에서 시행한 연구 자료에 의하면 대형 진동대 모형실험결과, 기초사석 상대밀도가 50%인 경우 전혀 다지지 않은 경우에 비해서 침하는 21% 이상, 제체 상단수평변위는 9% 이상, 하단수평변위는 7% 이상, 회전각은 5% 이상 감소하였고, FLAC-2D를 이용한 수치해석 결과에서도 이와 유사한 경향임을 확인하였다.
따라서 침하를 사전에 촉진시키기 위해서는 미리 사석층을 대상으로 진동다짐이나 상부 구조물 거치 후 하중 선행재하, 여성 등의 방법을 고려할 수 있다. 침하량 예측방법도 과거의 실적치 또는 유사한 다짐시험자료 등을 통해 적정한 방법으로 추정할 수 있다.
- (4) 침하가 발생하기 용이한 지반에 지지말뚝을 사용했을 경우, 말뚝에 상부구조물 저판을 직접 설치하면 저판에 공동이 생겨서 불안정하게 되고 뒤통음재의 유출원인이 되기도 한다. 이런 경우 말뚝머리를 사석층으로 덮는 구조로 하고 말뚝반력 계산은 저판이 말뚝에 직접 얹혀 있다고 가정하여 계산한다.

4.1.3.5 연약지반인 경우의 검토

중력식 안벽은 기초지반이 연약한 경우 다음 사항에 대하여 검토하여야 한다.

- (1) 원호활동에 대한 안정
- (2) 기초지반의 침하

[해설]

벽체 저면반력 영향을 받는 범위의 기초지반 내에 점성토 등이 존재하는 경우 KDS 64 11 00 지반(4.7사면의 안정)에 따라 원호활동에 대한 검토를 하여야 한다.

[참고]

- (1) 기초지반은 새로이 가해진 하중증가에 대해서 침하를 일으키므로 충분한 토질조사를 하여 KDS 64 11 00 (4.6 기초의 침하)에 따라 미리 침하량을 추정해 둘 필요가 있다. 그 값에 따라 구조물이 최종적으로 설계단면이 되도록 기초면을 높게 해두거나, 마루 높이가 소정의 값으로 되게 하기 위해 상부공에 있어서 최종적인 조정을 할 수 있는 구조로 하는 것이 좋다. 또 부등침하에 의해 줄눈부의 파괴, 줄눈의 어긋남, 상부공 및 부두뿔 포장의 파괴 등을 일으키기 쉬우므로 주의하여야 한다.
- (2) 사석부가 얇은 경우는 벽체 후단을 지나는 연직면과 사석 하면과의 교점에서 발생하는 원호활동에 대해서 검토하여야 한다.

4.1.3.6 셀룰러 블록의 안정계산

벽체가 저판이 없는 셀룰러 블록으로 구성되어 있는 중력식 안벽은 속채움이 빠져나가는 것을 고려한 벽체의 전도에 대하여 검토하여야 한다.

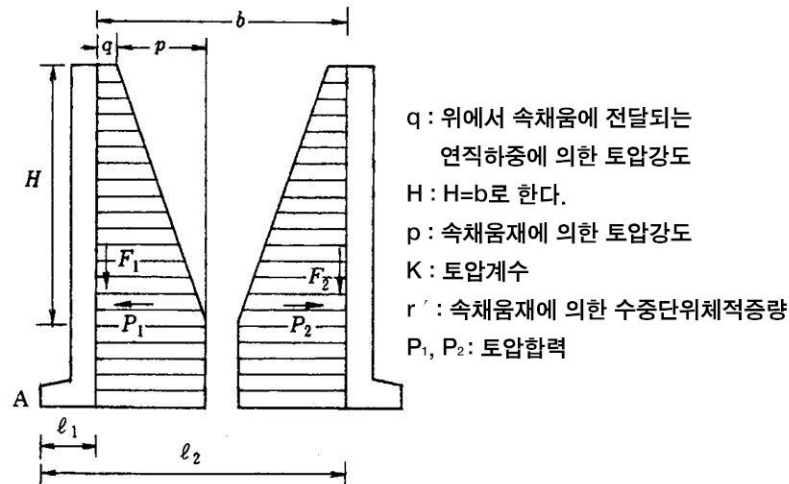
[참고]

- (1) 벽체가 저판이 없는 셀룰러 블록으로 구성되어 있는 경우는 전도에 대해서 속채움이 빠져나가는 것을 고려한 참고 식 (4.1-1)을 만족하여야 한다.

$$F \leq \frac{W \cdot t + M_f}{P \cdot h} \quad \text{참고 식 (4.1-1)}$$

여기서, W	: 벽체에 적용하는 속채움 중량을 제외한 전연직력(kN/m)
t	: 벽체전면 하단으로부터 속채움 중량을 제외한 전연직력 작용선까지의 거리(m)
M_f	: 속채움에 의한 벽면마찰력에 의해서 발생하는 저항모멘트(kN·m/m)
P	: 벽체에 작용하는 전 수평력(kN/m)
h	: 벽체저면에서 전 수평력의 작용선까지의 높이(m)
F	: 안전율

안전율은 평상시 1.2 이상, 이상 시 1.1 이상을 표준으로 한다. $F < 1.0$ 인 경우는 속채움은 그대로 있고 셀룰러 블록이 빠져나가게 된다. 이런 때에는 셀룰러 블록의 자중을 늘리거나 격벽을 설치하는 등의 조치를 취하여야 한다.



참고 그림 (4.1-9) 벽면 마찰저항을 구하는 방법

- (2) 속채움에 의한 벽면마찰로 인하여 발생하는 저항모멘트(M_f)는 다음과 같이 구한다.

참고 그림 (4.1-9)에서 A점에 대한 모멘트(M_f)는 $l_1 F_1 + l_2 F_2$ 가 된다. P_1, P_2 는 각기 속채움 토압이다. $F = P \cdot f$ 이고, f 의 값으로는 속채움 재료와 벽면과의 마찰계수를 취한다. 속채움 토압에 대해서는 KDS 64 14 20 프리캐스트 콘크리트 부재(4.4.3 부재에 작용하는 하중)을 참조한다. 이와 똑같이 셀룰러 블록의 측벽에 일어나는 마찰저항도 고려하면 좋다.

- (3) 활동의 안정계산에 사용하는 마찰계수는 편의적으로 0.7을 취해도 된다.

4.1.4 뒤채움의 효과

중력식 안벽의 벽체에 작용하는 토압을 감소시킬 필요가 있는 경우에는 양질의 뒤채움 재료를 사용하여야 한다.

[해설]

뒤채움의 효과는 일반적으로 다음의 사항이 기대된다.

- (1) 내부마찰각의 증대에 의한 토압의 경감
- (2) 투수성의 증대에 의한 잔류수위의 저하
- (3) 뒤채움 토사의 유출방지

[참 고]

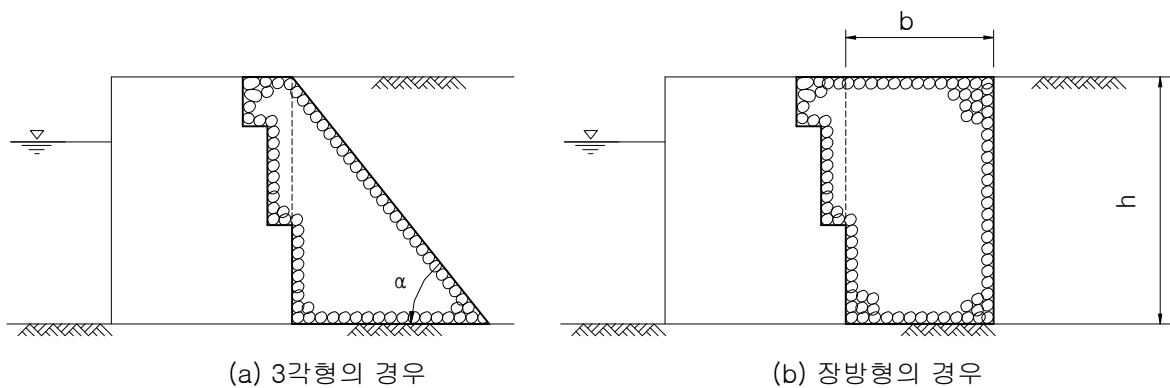
- (1) 일반적으로 뒤채움 재료로서는 양질의 깬돌이나 부순돌이 사용되지만 토압경감을 위해서는 서로 물리는 효과가 큰 형상과 입도의 것이 좋다. 또 풍화하기 쉬운 암질의 것은 뒤채움 재료로서 안정된 기능을 갖기가 어려우므로 사용해서는 안 된다.
- (2) 잔류수위의 증감에 따라 매립 토사가 뒤채움 재료의 빈틈으로 천천히 진입하여 이로 인해 부두틀 포장의 기초노반에 침하를 일으킬 수 있으므로 뒤채움 재료 배면의 빈틈을 메울 수 있는 필터사석 재료를 사용하는 등의 배려가 필요하다.
- (3) 뒤채움 재료에 의한 토압경감 효과는 다음과 같다.

① 뒤채움의 형상이 삼각형인 경우

참고 그림 (4.1-10)에 나타난 바와 같이 벽체 저면의 후단을 지나는 연직선과 지표면과의 교점에서 뒤채움 재료의 안식각과 같은 경사각(α)이 되도록 삼각형으로 뒤채움을 할 때는 벽체 배후를 전부 뒤채움 재료로 매립했을 때와 같은 토압으로 생각해도 좋다. 그러나 매립토사가 유동상태의 점토이거나 세사 등인 경우에는 유동상태의 매립토사가 뒤채움의 빈틈을 통하여 직접 배면에 이르는 일이 없도록 뒤채움 배면의 빈틈을 채우기 위한 필터사석층이나 필터매트를 부설하는 등의 배려가 필요하다.

② 뒤채움 형상이 직사각형인 경우

뒤채움 재료를 안식각보다 급한 경사로 한 삼각형 뒤채움, 기타 이형 뒤채움은 이것과 면적이 같은 직사각형 면적에 준한다. 참고 그림 (4.1-10)(b)에 표시된 직사각형 뒤채움의 효과는 다음과 같이 생각한다. 직사각형의 폭(b)이 벽체의 높이(h)보다 클 때에는 삼각형인 경우와 같이 생각해도 되며, 폭(b)이 벽체의 높이의 1/2과 같을 때는 뒤채움 재료에 의한 토압과 매립토사에 의한 토압의 평균토압이 가해지는 것으로 한다. 폭(b)이 벽체 높이의 1/5 이하이면 뒤채움에 의한 토압감소의 효과는 고려하지 않는다.



참고 그림 (4.1-10) 뒤채움의 형상

4.1.5 세부설계

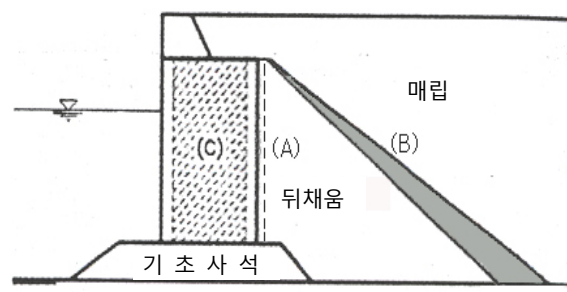
중력식 안벽의 세부설계는 다음 항목에 대하여 검토하여야 한다.

- (1) 부재의 강도
- (2) 토사유출방지공
- (3) 블록 물림부의 형상과 치수
- (4) 상부공의 구조
- (5) 부속공

[참 고]

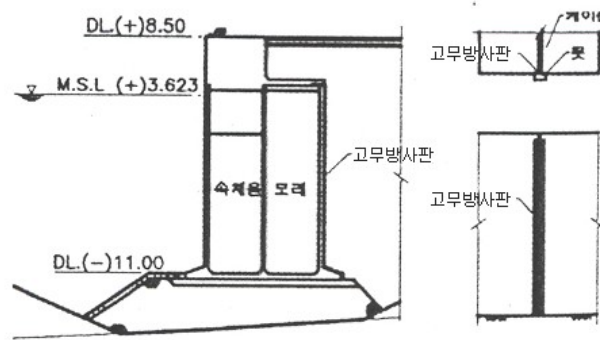
- (1) 중력식 안벽을 구성하는 블록은 벽체의 주요 부분이므로 충분한 강도를 가지고 있는 것이라야 한다. 일반적으로 블록은 프리캐스트 콘크리트 부재로서 설계하는 경우가 많다. 설계에 있어서는 KDS 64 14 20을 참조한다.
- (2) 케이슨(Caisson)식 구조의 경우 덮개콘크리트의 두께는 30~50cm로 하는 경우가 많다. 단 파의 작용을 받는 경우는 방파제에 준하는 시공조건을 고려하여야 한다.
- (3) 블록 상호간의 공극으로부터 토사가 새어나가 배면의 매립재 및 뒤채움재가 유출되어 부두뜰이나 배면 야적장 등에 침하가 발생되는 경우가 있으므로 이를 방지하기 위하여 그 대책을 강구하여야 한다. 토사유출 방지공으로 일반적인 것은 토사유출 방지용 매트(Filter mat) 등을 사용하거나 뒤채움 재료로 안정된 입도배분을 갖는 재료를 사용하는 방법 등이 있다.

토사유출 방지 대책의 예로는 참고 그림 (4.1-11)과 같이 블록(케이슨)간 이음부 틈새에 블록 거치 후 고무방사판(Joint rubber mat) 등을 부설하는 방법(A), 뒤채움 배면매립 시행 전 필터사석과 필터매트를 부설하는 방법(B), 블록(케이슨)간 이음부 틈새(Interlocking)에 채움재를 충전하는 방법(C) 등 다양한 방법이 있으며, 대상지역의 조위 등 자연 여건과 배면 매립재의 입경, 블록(케이슨)의 규격 등에 따라 적절한 방법을 채택 적용할 수가 있다. 참고 그림 (4.1-12)은 케이슨 안벽에서의 유출방지공으로 고무방사판을 부설한 예를 도시한 것이다.



참고 그림 (4.1-11) 토사유출 방지공 적용위치

고정식 계류시설

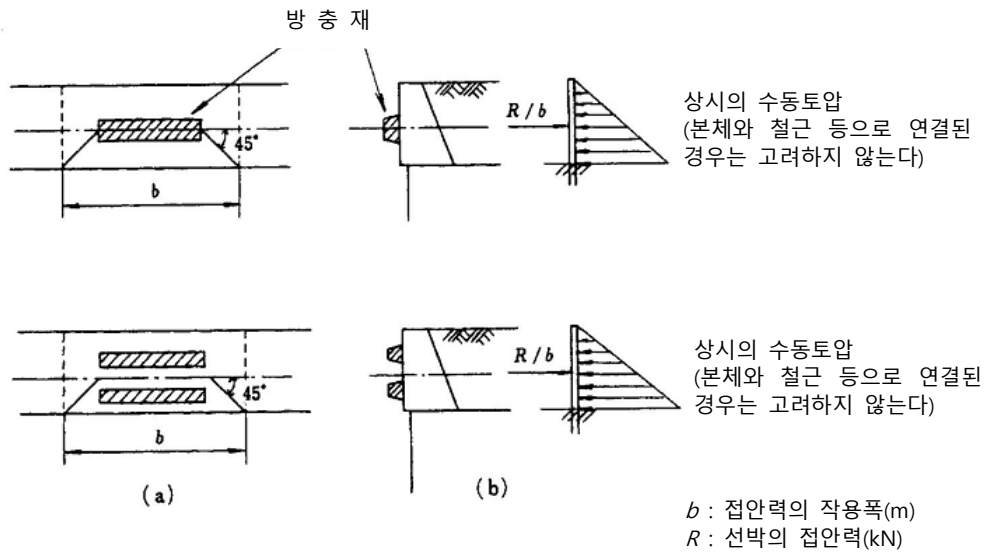


참고 그림 (4.1-12) 제체배면 유출방지공 설치 예

- (4) 블록은 서로 엇물리게 하여 일체성을 좋게 하기 위하여 블록 상호간의 요철을 만들거나 철근을 묻어 넣는 것이 좋다.
- (5) 상부공은 각종 부속공을 연결하기 위한 형상을 갖추고 있어야 한다.
- (6) 부속공으로는 일반적으로 다음과 같은 것이 있다.

부속공의 설계는 KDS 64 55 50 계류부대시설(4.2 부속설비)를 참조하여 적용한다.

- ① 방충재
 - ② 계선주
 - ③ 차막이
 - ④ 급배수 시설
 - ⑤ 계단, 사다리
 - ⑥ 기타
- (7) 계선주가 부착되는 상부공의 안정은 일체로 저항할 수 있는 범위의 중량을 대상으로 검토하여야 한다. 계선주에 대한 안정 확보를 위하여 상당한 중량이 필요한 경우는 인접한 상부공이나 안벽 본체와 일체가 되도록 철근을 연결시키는 등의 조치를 취하여 안정을 확보하여야 한다. 이 경우 선박의 견인력에 대한 저항은 철근이 하는 것으로 하며, 본체의 부재설계 시 연결된 철근을 통하여 전도되는 하중을 고려하여야 한다.
 - (8) 방충재가 부착되는 상부공의 안정계산은 상부공의 중량이 일체로 작용하는 범위에 대해서만 고려한다. 계선주 부착 등으로 상부공과 본체가 철근 등으로 연결되어 있는 위치에 방충재를 부착하는 경우는 수동토압이 충분히 발생할 수 있는 상부공의 변위가 기대되지 않으므로 방충재 반력에 대한 저항은 모두 철근 등이 받도록 설계하는 것이 좋다. 상부공 단면 설계 시 방충재 반력은 참고 그림 (4.1-13)(a)에서와 같이 폭 b의 범위에 선하중으로 분포한다고 가정하고 참고 그림 (4.1-13)(b)에서와 같이 작용하는 것으로 간주하여도 좋다. 수평방향에 대해서는 상부공 하단을 지점으로 한 캔틸레버보로 고려하고, 연직방향에 대해서는 본체공의 강성이 큰 위치를 지점으로 한 연속보, 혹은 단순보로 검토하는 예가 많다.
 - (9) 상부공을 검토할 경우 선박의 견인력, 또는 방충재 반력 작용 시는 이상 시로 취급하여도 좋다.



참고 그림 (4.1-13) 상부공에 작용하는 방충재 반력

4.2 잔교식 안벽

4.2.1 연직 말뚝식(직항식) 잔교

4.2.1.1 적용범위

이 기준은 연직 말뚝식 횡잔교(직항식 횡잔교)의 설계에 적용한다.

[해설]

- (1) 이 기준은 강관말뚝 또는 형강을 사용하는 연직 말뚝식 횡잔교를 대상으로 하나 유사의 구조물에 대해서도 그 동적특성을 고려한 경우 준용해도 좋다.
- (2) 연직 말뚝식 횡잔교는 본 장에 기술한 방법을 기초로 하여 설계한다. 본 장에서 기술하는 사항이외의 일반적인 내진성능의 검토에 관한 유의점은 KDS 64 17 00 항만 내진에 따른다.
- (3) 일반적으로 말뚝식 잔교는 중력식 등의 다른 형식의 구조물에 비해서 가요성이 큰 구조물이므로 지진력과 같은 동적외력에 대한 설계에는 동력학적인 검토가 필요하다.
- (4) 내진설계의 기법은 기초지반 또는 배후지반이 액상화 등에 의해 큰 변형을 일으키지 않는 것이 전제조건이나 주변지반에 큰 변형 발생이 예측되는 경우에는 필요한 대책을 세울 필요가 있다.

[참고]

- (1) 연직 말뚝식 횡잔교의 설계는 일반적으로 참고 그림 (4.2-1) 직항식 횡잔교의 설계순서로 한다. 참고 그림 (4.2-1)의 설계순서는 연직 말뚝식 횡잔교 설계의 표준적인 검토 항목에 대하여 나타낸 것이다. 실제의 설계작업에는 순서를 변경하는 것도 있다. 예를 들면 사면의 안정에 대한 검토는 잔교 본체나 흙막이벽의 설계와 별개로 하는 것이 일반적이다.

여기서 나타낸 설계순서는 지진력 이외의 하중에 대하여 설정한 단면(내진성능 조사 단면)에 대하여 그 내진성능을 조사하고 그 결과가 만족되면 세부설계를 진행하는 흐름을 현재 일본에서는 검토 중이다. 이것은 전 단계의 흐름에서 강관말뚝은 허용 응력도 설계를 기초로 설계되나, 내진성능의 조사에 있어서는 강관말뚝이 소성역에 들어가는 것으로 지진력의 에너지를 흡수한다고 생각하는 지진 시 보유내력법에 기인하기 때문이다.

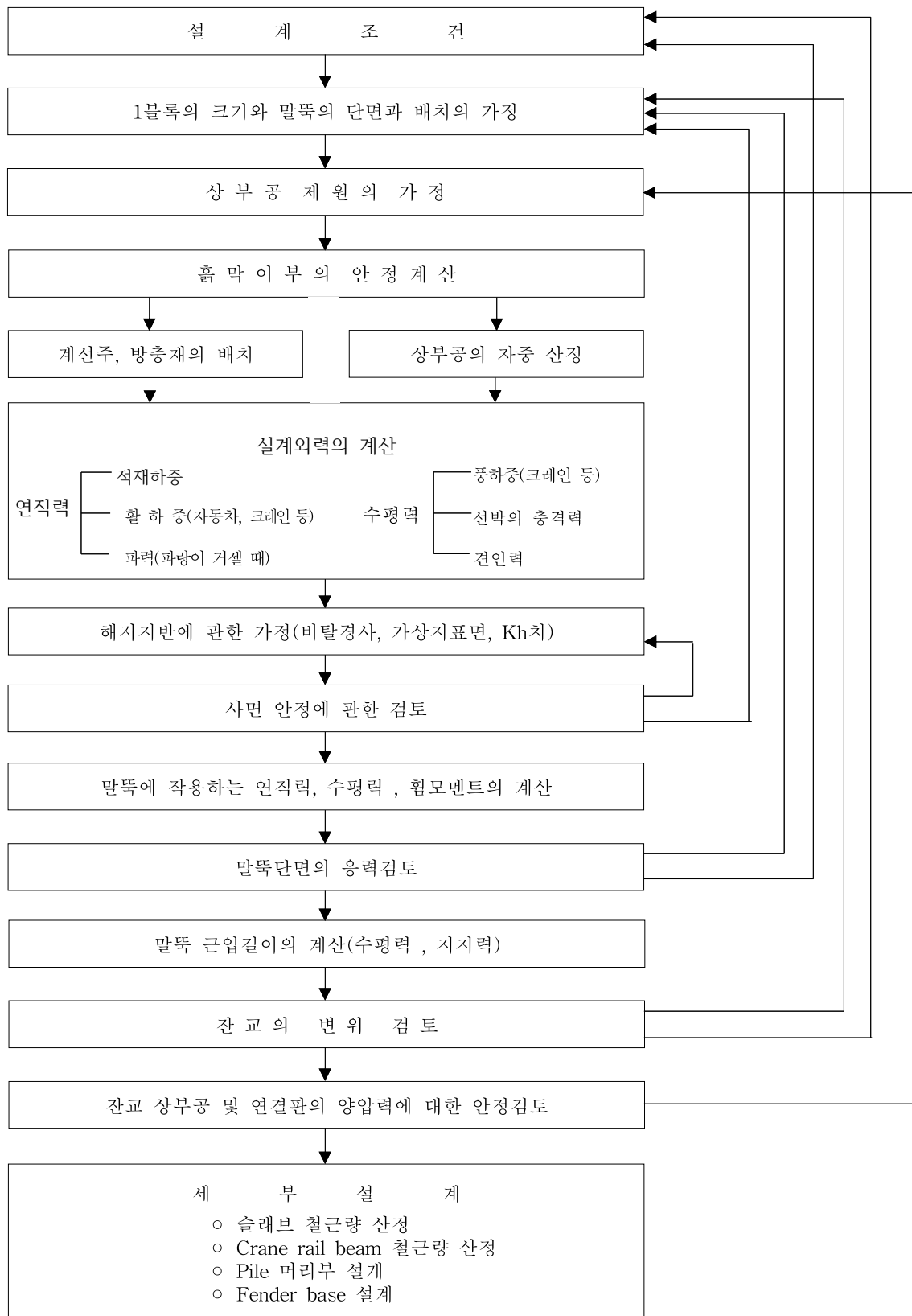
- (2) 필요한 성능이란 일반적으로 지진력 이외의 하중작용에 대하여 강관말뚝에 발생하는 응력도가 허용응력도를 만족하는지, 지진력에 대하여는 변위량이나 손상정도 등이 시설의 중요도 등에 대하여 설정한 허용치를 만족하는지 등이다.

그 외에도 말뚝의 지지력, 구조전체의 안정성등도 성능을 규정하는데 지표가 된다.

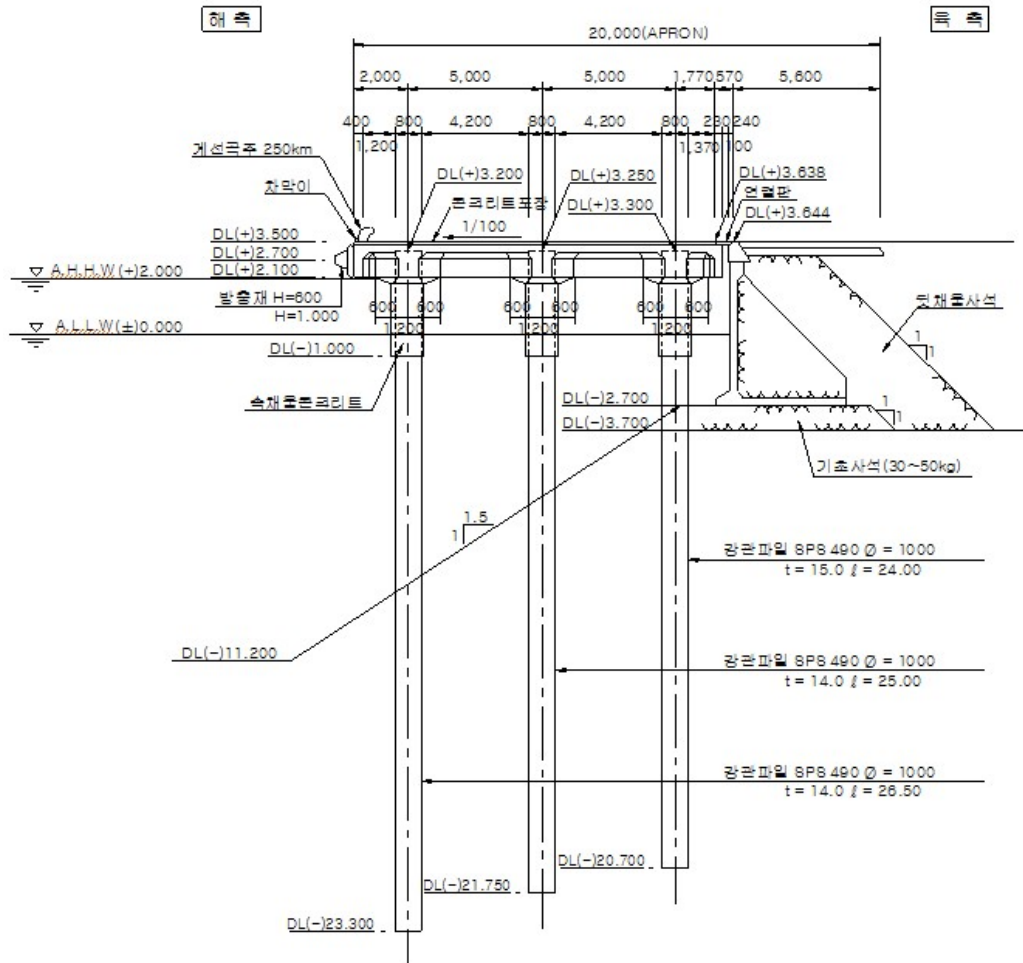
- (3) 연직 말뚝식 횡잔교의 설계단면 예는 참고 그림 (4.2-2)에 나타내었다.

- (4) 압밀 또는 압축이 예상되는 지반에 잔교를 건설하는 경우 일반적으로 흙막이부가 잔교부보다도 많이 침하하므로 서로 별개로 하는 것이 바람직하다. 별개로 하는 경우도 흙막이부 혹은 매립토의 침하와 함께 잔교의 일부 또는 전체가 침하나 측방유동을 일으킬 수 있으므로 이 점을 충분히 유의해서 설계·시공하는 것이 바람직하다.
- (5) 일본 효고(兵庫)현 남부지진에서는 잔교기초 지반이나 흙막이 호안 배후지반의 액상화에 의하여 잔교에 피해가 발생하였다고 보고되어 있다.
요컨대 기초지반의 액상화에 의한 지층변화 지점부근에서 강관말뚝 머리부의 좌굴이나 상부공에 균열이 가는 대표적인 피해형태였다.
현 단계에서는 이 영향을 설계계산으로 고려하는데 충분하지 않으므로 이와 같은 현상이 발생하지 않도록 충분히 대책을 세울 필요가 있다고 하였다.
그러나 지반의 변형을 완전히 억제하기는 어려우므로 특히 중요한 시설에는 수치해석 등에 의해 지반변형의 정도나 그 영향정도를 정량적으로 검토하는 것이 바람직하다.
- (6) 컨테이너 크레인 등의 하역기계를 설치하는 경우 보통 잔교상이나 흙막이부상 어느 것이든 독립시키는 것이 바람직하다. 예를 들면 크레인 다리 하나를 잔교 상에 다른 하나를 흙막이부에 응답특성이 다른 구조물에 걸쳐서 설치하면 부등침하나 지진 등의 악영향을 받기 쉽다. 부득이 잔교와 흙막이부 위에 크레인의 다리를 걸치는 경우 육축 다리의 침하에 의한 부등침하를 막기 위하여 기초말뚝 등의 충분한 기초공을 하는 것이 바람직하다.
- (7) 컨테이너 크레인 등 하역기계를 설치하는 경우는 하역기계와 잔교의 연성진동을 고려한 지진응답해석을 행하는 것이 바람직하다.
상세한 것은 KDS 64 90 10 하역시설(4.1 하역기계)를 참조하여 시행한다.
- (8) 말뚝의 휨모멘트 계산은 잔교 기준선 직각방향과 잔교 기준선 평행방향에 대하여 행하는 것이 바람직하다. 참고 그림 (4.2-2)의 사례와 같이 잔교 슬래브 아래의 지반면이 사면인 경우 최전면 열(列)말뚝의 휨모멘트는 잔교 기준선 평행방향에 지진력이 작용한 경우에 최대가 되는 케이스가 많다.
- (9) 말뚝의 소재로 적용 가능한 새로운 신소재가 있는 경우, 공신력 있는 기관으로부터 검증된 제작사의 성능시험자료 등을 토대로 부재력 검토가 필요하다.
- (10) 말뚝에 작용하는 부재력의 계산에 있어서 잔교 블록의 회전에 대한 검토가 필요한 경우는 이를 고려하여 계산하는 것이 필요하다.
- (11) 어느 정도 파랑 내습이 예상되는 지점에서는 잔교의 상부공 및 연결판에 대한 파의 양압력에 대하여 다음 항목을 검토하는 것이 바람직하다.
- ① 연결판 등의 양압력에 대한 안정 또는 말뚝의 인발저항력
 - ② 상부공, 연결판 등의 양압력 및 이에 대한 부재강도에 대해서는 KDS 64 10 10 설계조건(4.3.9.5(1) 수면 부근의 수평판에 작용하는 양압력)에 따른다.

고정식 계류시설



참고 그림 (4.2-1) 연직 말뚝식 잔교의 설계순서



참고 그림 (4.2-2) 연직 말뚝식 잔교의 설계단면 예

4.2.1.2 배치와 제원

(1) 잔교블록의 크기와 말뚝의 배치

잔교블록의 크기, 말뚝간격 및 말뚝 열의 간격은 다음 사항을 고려하여 결정하여야 한다.

- ① 부두틀 폭
- ② 상부 건축물 및 하역기계의 위치
- ③ 해저지반, 사면의 안정
- ④ 기존 호안시설물
- ⑤ 콘크리트 타설 능력 등의 시공상 문제
- ⑥ 적재하중 및 부두기중기 제원 등의 활하중
- ⑦ 잔교블록의 횡방향 허용변위
- ⑧ 온도변화의 범위

[참 고]

- (1) 잔교 1블록의 크기가 클수록 선박의 충격력이나 견인력에 대한 강성은 커져서 좋으나, 부등침하에 대해서는 그만큼 약해진다. 일반적으로 대형안벽에서는 80~100m를 표준으로 한다. 수심이 얕은 기존호안이 있던가, 지반이 좋지 않아서 비탈경사를 느리게 하던가 해서 잔교의 폭이 넓어지는 경우에는 기준선에 직각방향으로 블록을 나누어야 한다.
- (2) 잔교블록의 최대 크기는 Pile의 허용변위에 의하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$L_d = \frac{2y_o}{c\Delta t} \quad \text{참고 식 (4.2-1)}$$

여기서, L_d : 잔교 1블록의 크기(m)

y_o : Pile의 최대 허용변위(m)

c : 콘크리트의 온도 팽창계수($=1.0 \times 10^{-5}$)

Δt : 온도변화의 범위(°)

pile의 허용변위는 외력이나 온도변화 등의 원인으로 블록이 이동함으로써 Pile에 발생하는 허용응력에 의해 좌우된다.

Pile의 최대허용변위 y_o 는 인접잔교 블록간의 팽창줄눈(Expansion joint)의 폭 ℓ 과 다음과 같은 관계를 갖는다.

$$\ell = 2y_o + 5\text{mm} \quad \text{참고 식 (4.2-2)}$$

예를 들면, 팽창줄눈의 폭을 50mm로 하였을 경우 pile의 허용변위 $y_o = 22.5\text{mm}$ 가 된다.

- (3) 온도변화의 범위는 지역별 평균기온을 고려하여 정하는 것을 표준으로 한다. 보통의 경우 온도의 승강은 각각 15° 로 하면 된다. ($\Delta t = 30^\circ$)
- (4) 일반적으로 말뚝 및 말뚝 열 간격은 말뚝의 단면 형상과 여러 가지 경우에 대하여 공사비를 비교하고 시공상의 문제를 검토한 후에 정한다.
케도식 부두 크레인이나 로더 등이 계획되어 있는 부두에서는 그들의 궤간이나 하중 상태에 제약을 받는 일이 많다.
- (5) 보통의 대형 안벽(대상선박 5만 톤급)의 경우 부두 크레인이 계획되어 있는 곳에서는 말뚝간격 5m정도, 단면방향의 말뚝의 열 수는 5~6열이 많다. 상부공이 현장치기 콘크리트인 경우에는 콘크리트 치기의 시공상 문제 때문에 말뚝 간격은 4~6m 정도로 하는 경우가 많다.
- (6) 이용상 특별히 잔교의 변위가 제한되는 경우에는 변위가 커지지 않도록 말뚝의 직경이나 간격을 정하여야 한다.

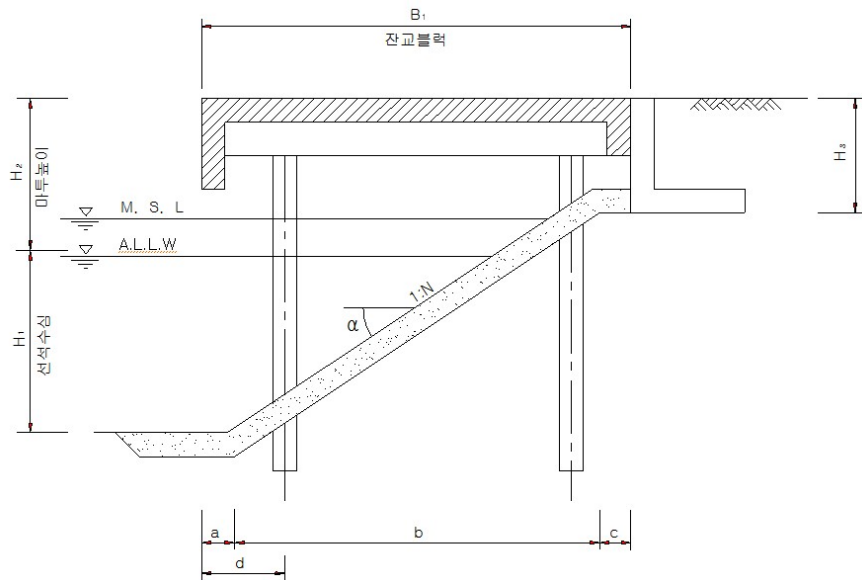
(2) 상부공의 제원 및 배치

잔교의 상부공 제원은 다음 사항을 고려하여 결정하여야 한다.

- ① 말뚝의 종·횡 간격, 말뚝의 형상과 치수
- ② 적재하중 및 활하중 제원
- ③ 조 위
- ④ 거푸집, 동바리의 시공상 문제
- ⑤ 지반특성
- ⑥ 계선주 배치
- ⑦ 방충재 배치, 형상 및 치수

[참 고]

- (1) 잔교의 배치 시 배후의 흙막이부 및 경사사면과 관련하여 다음 사항들을 고려하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (4.2-3) 잔교의 배치단면

여기서, H_1 : KDS 64 55 10 계류시설 설계일반(4.2 선석(Berth)의 치수)를 참조한다.

H_2 : 잔교블록의 마루높이는 KDS 64 55 10(4.3 계류시설의 마루높이)를 참조한다.

H_3 : 잔교배면 흙막이부 구조물의 높이는 구조물의 위치에 따라 결정되며 구조물의 바닥 Slab는 콘크리트 육상작업을 위해 최소 평균해면(M.S.L.)보다 상부에 위치하여야 한다. 부둣이 평균해면보다 낮은 곳에 설치할 경우 구조물은 PC콘크리트로 계획하는 것이 바람직하다.

a : 사면경사는 잔교 상부공 기준선에서 최소 1m 이상 이격된 곳부터 시작되어야 한다. 이것은 선박 접안 시 프로펠러에 의한 와류의 영향으로부터 사면의 토우(Toe)부분을 보호하고 동시에 경사면으로 흘러 내려오는 사석으로부터 선박을 보호하기 위함이다.

고정식 계류시설

- b* : 경사사면의 수평길이는 경사각을 결정하기 위한 것이며 사면의 경사각은 사면을 형성하는 재료에 따라 다르지만 보통 $38.7^\circ(1:1.25)$ 에서 $29.7^\circ(1:1.75)$ 의 범위로 하는 것이 바람직하다. 사면 경사각은 사면의 안정에 따라 결정되며 사면을 조성하고 있는 재료의 조도와 파랑 및 선박 프로펠러의 분사류에 의한 침식 위험성에 따라 좌우된다.
- c* : 흙막이 구조물의 기초사석 어깨폭의 길이는 구조물의 활동위험 여건에 따라 좌우되나 최소 1~1.5m 이상이 되어야 하며 사석 등의 피복재로 잘 피복하여야 한다.
- d* : 대형컨테이너선과 같이 구상선수(Bulbous bow)기 있는 선박이 큰 접안각도로 접안할 때 선체의 일부가 상부공을 지지하는 말뚝과 부딪히는 것을 방지하기 위하여 첫째열의 말뚝 중심축을 잔교 기준선과 최소 2m 이상은 이격되어 배치하여야 한다.

(2) 잔교의 상부공은 보통 현장치기 철근 콘크리트 구조를 채용하는 경우가 많다. 상부공의 거더 단면이나 슬래브 단면은 철근 콘크리트의 계산에 준하는 단면으로 하는 것이 좋지만, 실재는 더 큰 경우가 많다, 보통의 대형 안벽(대상선박 5만 톤급)에서 부두크레인이 놓이는 잔교의 상부공 시공의 예로서 치수를 표시하면 다음과 같다.

- ① 포장 두께 : 10cm(콘크리트 포장)
- ② 슬래브 두께 : 30cm~50cm
- ③ 거더의 높이 : 100~150cm(슬래브 두께 포함)
- ④ 거더의 폭 : 대략 말뚝 폭
- ⑤ 캔틸레버 부분 : 말뚝 중심에서 1.5~2.5m

소형안벽에서는 하중조건에 따라 거더(Girder)의 높이나 슬래브의 두께를 작게 하여도 좋다. 그러나 이동식 크레인을 사용할 계획이 있는 곳은 주의하여야 한다.

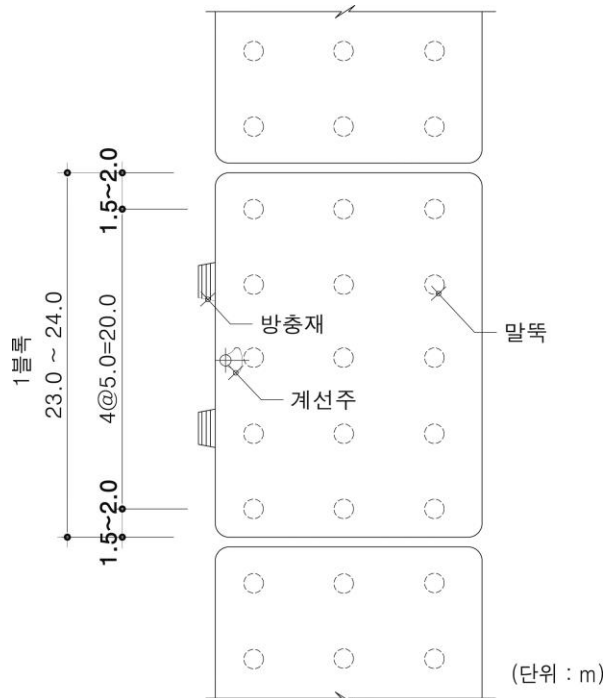
- (3) 현장치기 철근 콘크리트 이외의 구조(예컨대 PC거더, 프리캐스트 콘크리트 부재나 강재보를 사용할 경우)를 채용할 때라도 표준수치를 참고로 하여 검토한다. 특히 강재보(Beam)를 사용할 경우에는 용접성과 부식에 대하여 고려하여야 한다.
- (4) 실태조사의 결과에 의하면 잔교상부공의 하면은 해수의 영향에 의해 콘크리트의 염해나 철근의 부식이 다른 구조형식과 비교하여 뚜렷하게 나타나므로 내구성향상 등에 대해서 검토할 필요가 있다. 내구성을 향상시키기 위해서는 충분한 덮개의 확보, 양질의 콘크리트의 사용, 초기 균열의 발생방지 등이 있다[KDS 64 10 20 재료(4.2.3 최소 설계기준 압축강도) 참조].
- (5) 잔교슬래브의 시공 후에 콘크리트 포장을 하는 경우 포장콘크리트에 균열이 발생하는 위험이 있다. 이를 방지하기 위하여 포장콘크리트와 슬래브를 일체로 하여 시공하는 경우도 있다. 포장에 대하여는 KDS 64 55 50 계류 부대시설(4.3 부두뜰)에 따른다.

(3) 부속설비의 배치

잔교에 작용하는 외력에 영향을 주는 방충재와 계선주는 잔교 1블록에 대하여 편심 외력이 걸리지 않도록 배치하는 것을 기본으로 한다.

[해설]

방충재를 통하여 전달되는 선박의 충격력이나 계선주로부터 전달되는 견인력이 편심하여 작용할 때는 잔교블록의 회전에 의한 응력이 커진다. 그래서 될 수 있는 대로 편심된 외력이 걸리지 않도록 잔교블록 중앙부에 방충재나 계선주를 설치하는 것이 합리적이다.



해설 그림 (4.2-1) 부속설비의 배치

[참고]

소형선박이 잔교의 슬래브 밑으로 들어가서 슬래브를 밀어 올림으로서 구조물이나 선박에 손상을 주는 일이 있으므로 잔교 전면에 이러한 일이 예상되는 곳에서는 소형선박 막이를 설치하는 것이 바람직하다.

4.2.1.3 설계외력과 하중

(1) 설계외력

- ① 잔교 본체에 작용하는 외력과 하중은 표 (4.2-1)의 항목에 대하여 검토하여야 한다. 단, 흙막이부의 외력은 그 형식에 따라 각 기준을 따르며 이것에 연결판의 반력을 추가하여 검토하여야 한다.
- ② 강도설계법에 대한 부재계수(강도 감소계수) 값은 KDS 64 10 20 재료(4.2.2 콘크리트 구조설계)를 따른다.
- ③ 하중조합시에 하중계수값은 KDS 64 14 20 프리캐스트 콘크리트 부재를 따른다.

표 (4.2-1) 설계외력

연직력	수평력
•상부공 사하중(Slab, Beam) •적재하중 •활하중 - 열차하중 - 자동차하중 - 하역기계하중 - 군중하중 •선박의 견인력 •양압력	•활하중에 작용하는 풍하중 •선박의 견인력 •선박의 충격력(방충공의 반력) •주행식 하역기계의 작업하중 •상부공에 작용하는 지진력 •적재하중에 작용하는 지진력 •활하중에 작용하는 지진력 •파력

[참 고]

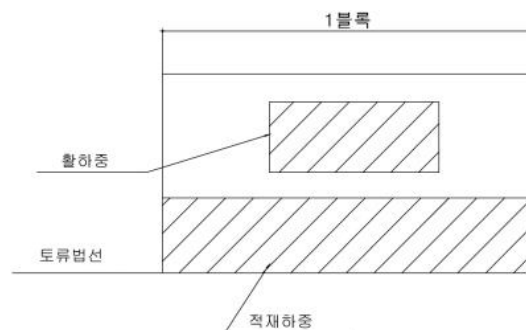
- (1) 표 (4.2-1)의 하중에서 풍하중 및 선박의 견인력은 이상 시 하중으로 간주한다.
- (2) 안정계산은 상시, 접안 시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시에 대하여 검토하여야 한다.
- (3) 적재하중에 대하여는 KDS 64 10 10 설계조건(4.8.3 적재하중)에 따른다. 또, 적재하중에 의한 지진력은 통상, 상부공 표면에 작용하는 것으로 생각해도 좋다. 단, 특히 중심이 높은 것을 적재하는 경우는 수평력의 작용점을 중심의 높이로 생각하여야 한다.
- (4) 활하중에 대해서는 KDS 64 10 10 (4.8.4 활하중)에 따른다. 기중기(크레인) 등에 작용하는 풍하중은 KDS 64 10 10 (4.2.3 풍압력)에 따른다. 궤도주행식 크레인 등에 의한 지진력 (KDS 64 55 20 (4.2.1.1 적용범위 [참고] (7))을 참조)은 사하중에 검토된 진도를 곱한 것으로 하고 차륜에서 잔교에 전달되는 것으로 생각해도 좋다.
- (5) 선박 견인력은 KDS 64 10 10 (4.1.2.7 계선주에 작용하는 힘)에 따른다. 보통 잔교 1블록에 계선곡주 1개를 본다.
- (6) 잔교식 안벽에 작용하는 평상시, 접안 시, 계류 시, 폭풍 시 및 지진 시의 하중조합은 참고 표 (4.2-1)과 같다.

참고 표 (4.2-1) 하중조합

하중 조건		하중 종류	자중, 고정 하중	상재하중		이동하중		선박조건		자 연 조 건						하중 취급 조건
				평상시	이상시 (상시의 50%)	수직	수평	접안력	견인력	풍압력		파력		조류 력	지진 력	
										평상시	이상시	평상시	이상시			
평상시	휴지시	○	○		○					○		○		○		장기
	작업시	○	○		○	○				○		○		○		장기
접안시		○	○					○		○		○		○		장기
계류시		○	○						○	○		○		○		장기
폭풍시		○		○							○		○	○		단기
지진시		○		○											○	단기

곡주에 작용하는 견인력 산정기준 풍속은 25m/s 정도이며 구조물에 작용하는 풍압력 산정시의 기준풍속은 상시 25m/s, 이상 시 50m/s를 표준으로 한다. 이때, 풍압력 계수는 상부공에 대해서 1.2, 강관말뚝에 대해서 0.7을 사용한다.

- (7) 주행식 하역기계의 작업 시 하중은 벤더(Vendor) 측으로부터 제공받아 적용한다. 자료가 명확치 않을 경우에 작업 시 수직하중은 휴지 시 수직하중의 110%, 작업 시 수평하중은 휴지 시 수직하중의 10%를 적용할 수 있다.
- (8) 선박의 충격력은 KDS 64 10 10 (4.1.2.2 선박의 접안시 발생하는 외력, 4.1.2.3 계류 중 선박의 동요에 의하여 발생하는 외력) 및 KDS 64 55 50 (4.2.1 방충설비)에 의하여 산정하여야 한다. 선박의 충격력은 가정하는 접안속도에 따라 평상시 하중 또는 이상 시 하중으로 한다. 보통의 잡화선석에서는 접안속도 10cm/sec 정도를 가정할 경우에는 이상시 하중으로 생각해도 좋다. 빈도가 높은 접안속도일 때는 평상시 하중으로 보고 검토한다. 계류선박의 동요에 의해서 발생하는 충격력에 대해서도 가정하는 기상 및 해상조건에 따라 평상시 하중 또는 이상 시 하중으로 한다. 일반적인 선석에 있어서 태풍 시 등 이상 시의 접안선박을 가정하는 경우는 이상 시 하중으로 검토한다.
- (9) 적재하중과 활하중이 섞여있는 경우에는 일반적으로 그 계선안의 이용형태를 고려하여 정하여야 한다. 보통의 경우 활하중은 잔교블록 위에서 1블록의 폭에 약간의 여유를 더한 폭당 1~2대를 생각하고 그 폭보다 바깥쪽에는 적재하중을 적용하면 된다.



참고 그림 (4.2-4) 적재하중과 활하중을 싣는 방법

(2) 잔교 상부공의 사하중

철근 콘크리트 상부공의 사하중은 KDS 64 55 20 (4.2.1.2 (2) 상부공의 제원 및 배치)에 의한 각 치수를 가정하여 용적을 계산하고 단위체적중량을 곱하여 산정한다.

[참 고]

- (1) 일반적인 잔교의 말뚝을 설계할 경우, 철근콘크리트 상부공의 사하중 계산은 잔교 상부공의 표면적 1㎡에 20kN을 사용해도 좋다. 그러나 잔교의 안정계산방법은 시산법으로 계산하는 것이고 상부공 부재는 기본설계의 단계에서는 정할 수 없고 세부설계에 의하여 확정된다는 것을 생각할 때 설계정밀도로 보아서도 위의 값 20kN/㎡를 써서 충분하다고 생각된다.

고정식 계류시설

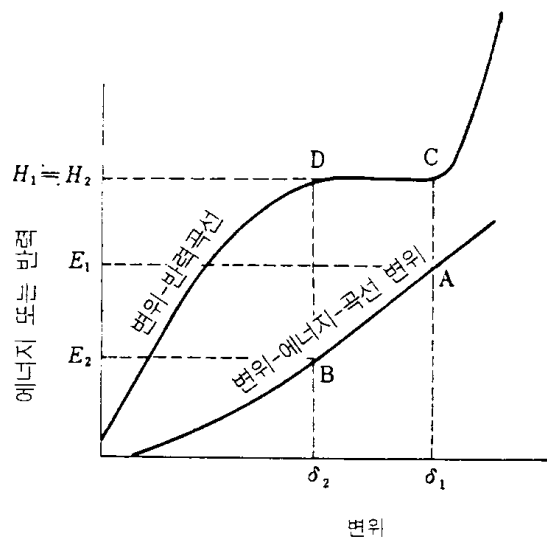
- (2) 특수한 잔교에 대해서는 20kN/m^2 를 쓰는 것은 적당하지 않다. 말뚝간격이 일반적인 값보다 큰 경우나 컨테이너 부두와 같이 대형 하역기계를 설치하는 경우 등은 별도로 사하중을 계산하여 결정할 필요가 있다.

(3) 선박의 충격력 산정

선박의 충격력은 KDS 64 10 10 (4.1.2 선박에 의하여 발생하는 외력)에 의하여 발생하는 외력에 의하여 산정하여야 한다.

[참 고]

- (1) 잔교 1블록의 길이가 80~100m인 일반적인 대형안벽에서 고무방충재를 쓸 때에는 1블록에 4~5개소가 보통이고 그 간격은 15~25m 정도가 많다. 이 경우 1개의 길이가 1.5m 정도인 고무방충재를 설치하는 경우 여러 형식의 선박에 대하여 접안사항을 검토한 결과, 1개소에서 유효접안 에너지를 흡수하는 것으로 산정하는 것이 타당하다고 생각된다. 단, 방충재를 안벽 기준선 상에 연속적으로 배치한 경우는 별도의 검토가 필요하다.
- (2) 잔교 본체에 의한 에너지 흡수는 전 충격에너지의 10% 미만인 경우가 많아서 잔교 본체에 의한 에너지 흡수는 고려하지 않는다.
- (3) 참고 그림 (4.2-5)은 고무 방충재의 변위-에너지 곡선 및 변위-반력곡선의 한 예이다. 이 경우 방충재 1개로 E_1 의 접안에너지를 흡수하였다고 하면, 방충재의 변형은 δ_1 이 되고 잔교에 미치는 반력은 $\delta_1 \rightarrow C \rightarrow H_1$ 으로 읽어 H_1 이 수평력이 된다. 그러나 방충재가 너무 가까이 배치되어서 2개의 방충재로 접안에너지를 흡수하는 경우가 생겼다고 하면 고무방충재의 특성으로 보아 다음과 같이 된다.



참고 그림 (4.2-5) 고무방충재의 특성곡선

즉, 1개의 방충재가 받는 접안에너지는 $E_2 = \frac{E_1}{2}$ 으로 되고 이때 방충재의 변형은 δ_2 가 된다. $\delta_2 \rightarrow D \rightarrow H_2$ 를 읽어서 아는 바와 같이, 잔교에 미치는 반력은 접안에너지 전부를 1개의 방충재로 받았을 경우와 크게 다른 것이 없다. 따라서 잔교가 받는 수평 반력은 $2H_2 \approx 2H_1$ 으로 되어 설계에 사용한 잔교 수평력의 2배가 된다. 이러한 특성을 가진 방충재를 사용하는 경우에는 이점에 주의하여 설계 및 배치를 결정하여야 한다.

4.2.1.4 해저지반에 관한 가정

(1) 비탈경사의 결정

사면의 배후에 설치하는 흙막이구조물의 위치는 원호활동 또는 직선활동 안정검토에 의한 사면의 안전성을 확보하여야 한다.

[참 고]

- (1) 사면의 안정은 연약한 지반의 경우 원호활동에 대해서도 검토하여야 한다. 그러나 일반적으로, 횡잔교의 사면이 연약한 점토층으로 구성되지 않고 사질토나 사석으로 구성되고 있다. 따라서 사면의 배후에 흙막이구조물을 설치하는 경우, 안벽 기준선에서 참고 식 (4.2-3)으로 계산된 경사보다도 전면에 설치하는 것은 피하는 것이 바람직하다. (참고 그림 (4.2-6) 참조)

$$\alpha = \phi - \epsilon$$

참고 식 (4.2-3)

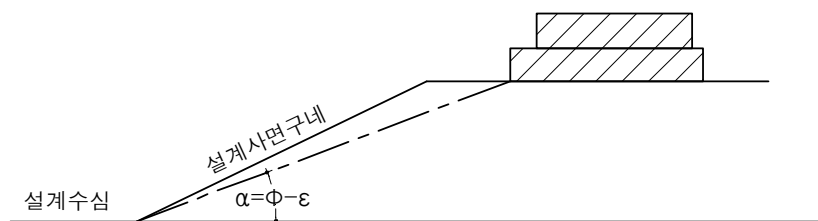
여기서, α : 사면의 수평면에 대한 경사각($^\circ$)

ϕ : 사면의 주요구성재의 내부마찰각($^\circ$)

$$\epsilon = \tan^{-1} k_h'$$

여기서, k_h' : 수중에서의 수평진도

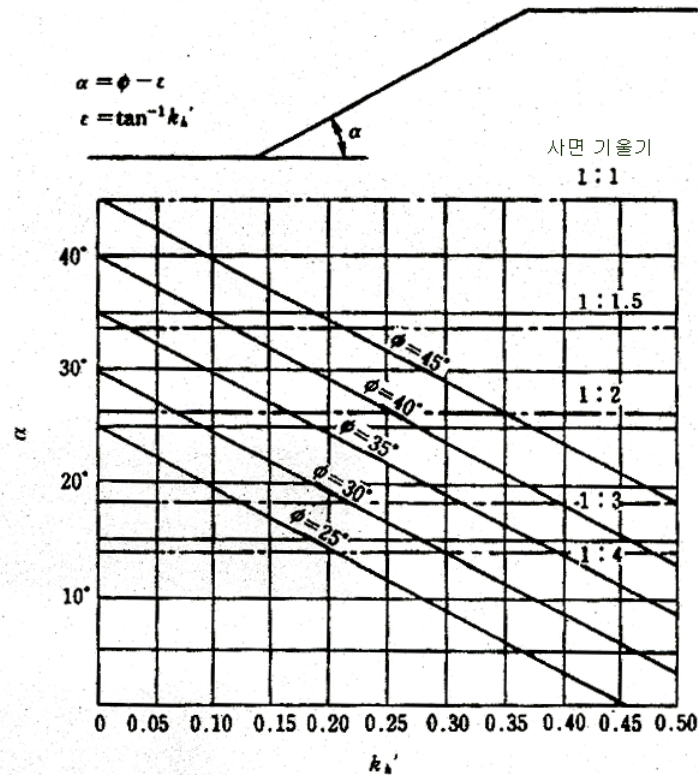
여기서, 사면이 단단한 토층 또는 암반과 같은 경우에는 참고 식 (4.2-3)이 적용되지 않는다.



참고 그림 (4.2-6) 사면상의 흙막이구조물의 위치

고정식 계류시설

- (2) (1)의 안정한계는 단일한 재료로 사면을 구성하는 경우의 지진 시 직선활동면 안정으로부터 구하여진 값이다. 이 관계를 그림으로 표시하면 참고 그림 (4.2-7)과 같이 된다.



참고 그림 (4.2-7) 지진 시에 있어서 내부마찰각과 안정기울기

- (3) 실제 설계단면의 사면기울기는 (1)에서 계산된 α 보다 급하게 하는 경우가 많다. 이 경우는 본 규정에 따라 안정검토를 수행하여야 한다. 사석으로 흙막이부의 기초와 비탈을 구성한 경우는 보통 1:1.5~2 정도의 기울기가 많이 쓰인다. 이것은 상시에도 흙막이 구조물 앞면의 비탈머리에 여유를 두어서 세굴의 영향이나 부분적 붕괴의 영향이 구조물 전면하단에 미치지 않도록 하기 위함이다.

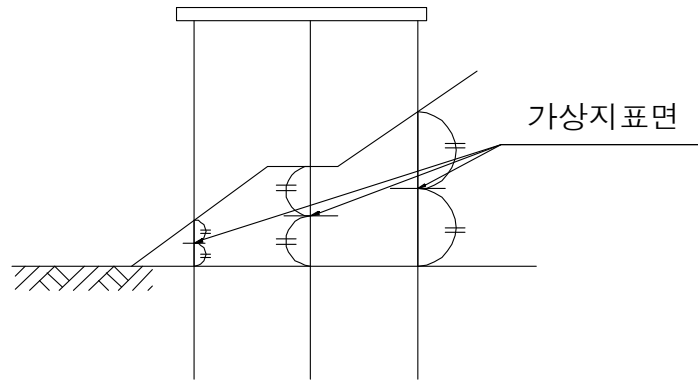
(2) 가상지표면

말뚝의 횡저항이나 지지력을 계산할 경우 각 말뚝의 가상지표면은 전면수심에 대한 실제 사면경사와 잔교의 폭 등을 고려하여 결정하여야 한다.

[참고]

- (1) 비탈이 상당히 급한 경우, 말뚝의 횡저항(橫抵抗)이나 지지력계산(支持力計算)에 있어서는 각 말뚝의 가상지표면(假想地表面)은 각 말뚝 축선 상에서 전면수심과 실제사면의 1/2 높이의 곳으로 본다.

- (2) 현재 연직 말뚝식 잔교의 해법에 사용되는 말뚝의 횡저항 계산법은 수평한 지표면에 관한 것이다. 그래서 횡잔교와 같이 사면에 박은 말뚝의 횡저항을 계산하는 경우에는 보정을 하여야 한다. 여기서는 계산을 간단히 하기 위해서 (1)과 같이 간편한 법을 사용하는 것이 일반적이다.
- (3) 잔교의 폭이 20m를 초과하고 사면 연장이 긴 경우에는 본문의 방법을 쓰는 것은 적절치 않으므로 이 경우에는 다른 방법을 사용하는 것이 좋다.



참고 그림 (4.2-8) 가상지표면

4.2.1.5 말뚝의 설계

(1) 일 반

말뚝의 횡저항, 휨모멘트, 축력, 상부공의 휨모멘트 또는 전단력 등은 연직 말뚝식 잔교 구조의 특성에 맞는 해석방법으로 산정하는 것을 기본으로 한다.

[해설]

연직 말뚝식 잔교는 일반적으로 말뚝이 균향으로 구성되어 있고 말뚝과 상부공의 결합은 강결구조로 하는 것이 많다. 이와 같은 경우, 일반적으로 각각의 말뚝이 적절한 깊이에 매입되어 있다고 가정하고 잔교를 라멘구조로 바뀌놓고 해석하는 방법과 프레임(Frame) 구조로 바뀌놓고(지반을 탄성체로 평가한 골조구조) 해석하는 방법이 있다.

[참고]

직각방향력을 갖는 단일 말뚝의 해석법에는 여러 가지 방법이 있으나 여기서는 창(Chang)의 방법에 따른 가상고정법을 써도 좋다. 여기서 말하는 창(Chang)의 방법을 바탕으로 한 가상고정법이란 단일 말뚝의 횡저항계산법으로서 창(Chang)의 방법에 따르고, 그에 의해서 정해지는 말뚝두부의 반력과 휨모멘트가 양단고정의 그것들과 같이 되도록 각각의 말뚝에 대해서 하단매입 라멘 기둥의 길이를 정하는 방법을 말한다.

고정식 계류시설

(2) 횡방향 지반반력계수

말뚝의 횡저항을 계산할 경우에는 흙의 횡방향 지반반력계수는 횡방향 재하시험에 의해서 구해야 하지만 실측이 어려운 경우에는 횡저항 시험결과에서 도출한 산정 방법에 의해서 검토하여야 한다.

[해설]

잔교 말뚝의 경우와 같이 말뚝의 항복점에 도달할 때까지 수평하중을 가한 경우의 횡방향 지반반력계수에 대해서는 약간의 실측예가 있어 N치와 연관 지을 수 있으나 N치에서 지반반력계수를 정확하게 추정하는 것은 어려우므로 실측에 의해 구하는 것이 바람직하다.

[참고]

- (1) 공사규모가 작거나 공기가 짧아서 시간적 여유가 없을 때에는 부득이 말뚝의 횡저항(橫抵抗) 시험결과에서 역산한 값의 하한 값과 중앙값의 평균을 사용하는 것으로 하고, 특히 창의 방법을 쓰는 경우에는 참고 식 (4.2-4)에 준하여도 좋다[KDS 64 11 00 지반설계 (4.5 말뚝기초) 참조]. 단 사석의 횡방향 지반반력(地盤反力)계수에 대해서는 참고 식 (4.2-4)에서 구해지는 값보다 적은 현지관측결과도 있다.

$$k_h = 1.5N$$

참고 식 (4.2-4)

여기서, k_h : 횡방향 지반반력(地盤反力)계수(N/cm)

N : 지반(地盤)의 $1/\beta$ 부근까지의 평균 N치

β : KDS 64 55 20 (4.2.1.5(3) 말뚝의 가상고정점) 참조

- (2) 흙은 완전한 탄성체는 아니므로 말뚝에 대한 수평하중-변위(水平荷重-變位)의 관계는 비선형이 되고 수평하중(水平荷重)이 크게 되면 k_h 는 감소(減少)하게 된다. 횡저항(橫抵抗) 시험결과에서 참고 식 (4.2-4)를 도입할 경우에는 이 점을 고려해서 낮은 k_h 값을 적용토록 한다.

(3) 말뚝의 가상고정점

해저지반중에 고정점을 가정해서 라멘 계산을 하는 경우에는 말뚝의 가상고정점은 가상지표면 아래에 안정성이 확보되는 깊이를 고려하여 결정하여야 한다.

[참고]

- (1) 연직 말뚝식 잔교에서 해저지반 속에 고정점을 가정하여 라멘을 계산할 때에는 말뚝의 가상고정점을 가상지표면 아래 $1/\beta$ 에 있다고 본다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

참고 식 (4.2-5)

여기서, k_h : 횡방향 지반반력 계수(N/cm³) D : 말뚝의 직경 또는 폭(cm) EI : 말뚝의 휨강성(N·cm²)

- (2) 가상고정점을 쓰는 방법은 종래부터 말뚝두부의 모멘트를 간편히 구하기 위해서 쓰이고 있으나 명확한 근거는 없다. 따라서 여기서 제시한 방법 이외의 방법으로 가상고정점을 설정하거나 또는 가상고정점을 쓰지 않고 말뚝두부의 모멘트 등을 구하여도 좋다.
- (3) 창(Chang)의 방법을 기초로 가상고정점법을 쓰는 경우, 가상고정점의 위치는 창(Chang)의 방법과 비교해서 다음 방법으로 정할 수 있다.
- ① 창의 방법에 의한 제일부동점을 가상고정점으로 하는 방법
 - ② 창의 방법에 의한 말뚝머리 반력과 말뚝머리 휨모멘트를 양단고정보(兩端固定樑) 등과 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법
 - ③ 창의 방법에 의한 말뚝머리 변위와 말뚝머리 휨모멘트를 양단고정보 등과 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법
 - ④ 창의 방법에 의한 말뚝머리 반력과 말뚝머리 변위 등이 양단고정보 등과 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법
- (1)은 이들 중에서 ②의 방법을 기초로 한 것이다. ①~④의 방법으로 구한 가상고정점의 깊이는 약간의 차(差)가 있기 때문에 말뚝머리 변위(變位)는 다소의 차가 수반되지만 공학적(工學的)인 의미로 충분히 허용되는 범위(範圍) 내(內)에 있다.
- (4) 일본 항연방식(港研方式)을 기초로 한 가상고정점은 각 말뚝의 횡저항산출법(橫抵抗算出法)으로서 창의 방법을 대신하여 항연방식을 쓰고 항연방식에 의해 산정되는 말뚝머리 변위(變位)가 가상고정점에서 고정(固定)된 양단고정보(兩端固定樑)의 두부변위(頭部變位)와 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법이다.
- 항연방식은 말뚝의 횡방향(橫方向) 지반반력의 비선형성(非線形性)을 고려하기 때문에 이 가상고정점은 연직(鉛直) 말뚝에 작용하는 수평력의 크기에 의존하는 형태를 나타낸다.

(4) 말뚝의 부재력

말뚝두부에 분배되는 수평력, 잔교전체 또는 각 말뚝의 변위량, 각 말뚝의 두부 모멘트, 각 말뚝의 축력 등은 잔교 각 블록(Block)의 회전, 말뚝의 간격, 말뚝의 길이 등을 감안해서 각 부재력을 산정하여야 한다.

[참 고]

- (1) 각 말뚝에 분배되는 수평력(水平力)은 다음 방법에 의하여 구한다.

고정식 계류시설

- ① 잔교(棧橋)블록의 회전을 고려할 필요가 없을 때

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum_i K_{Hi}} H \quad \text{참고 식 (4.2-6)}$$

- ② 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 있을 때

잔교블록의 잔교기준선에 대하여 직각방향으로 대칭축을 가지며, 또 수평력의 작용 방향이 대칭축에 평행한 경우의 수평력은 참고 식 (4.2-7)으로 구한다.

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum_i K_{Hi}} H + \frac{K_{Hi} x_i}{\sum_i K_{Hi} x_i^2} eH \quad \text{참고 식 (4.2-7)}$$

여기서, H_i : 말뚝에 분배되는 수평력 (kN)

$$K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(h_i + \frac{1}{\beta_i})^3} \text{ (kN/m) : 말뚝의 횡방향 스프링 정수}$$

h_i : 말뚝머리에서 가상지표면(假想地表面)까지의 길이(m)

$\frac{1}{\beta_i}$: KDS 64 55 20 (4.2.1.5(3) 말뚝의 가상고정점에서 설명한 가상지표면부터의 깊이(m)

EI_i : 말뚝의 휨강성(剛性)(kN.m²)

H : 블록에 작용하는 수평력 (kN)

e : 잔교블록 대칭축에서 수평력의 작용선까지의 거리(m)

x_i : 잔교블록의 대칭축에서 각 말뚝까지의 거리(m) (첨자 i 는 i 번째의 말뚝을 표시한다.)

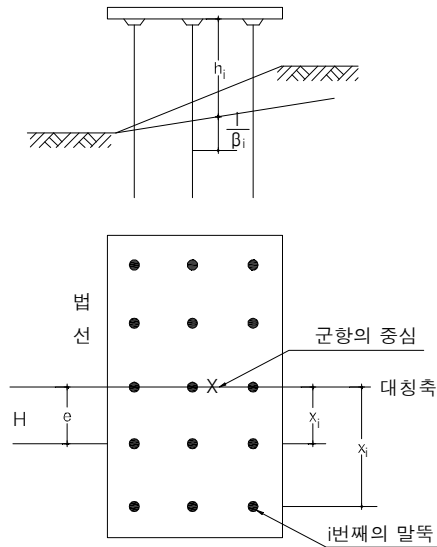
(2) 잔교 전체와 말뚝의 변위량은 참고 식 (4.2-8)~참고 식 (4.2-10)으로 구한다.

- ① 잔교의 수평변위량(Δ)

$$\Delta = \frac{H}{\sum_i K_{Hi}} \quad \text{참고 식 (4.2-8)}$$

- ② 잔교의 회전량 α (°)

$$\alpha = \frac{eH}{\sum_i K_{Hi} x_i^2} \quad \text{참고 식 (4.2-9)}$$



참고 그림 (4.2-9) 말뚝군의 중심과 각 말뚝의 거리

③ 각 말뚝머리의 변위량(Δ_i)

$$\Delta_i = \Delta + \alpha x_i$$

참고 식 (4.2-10)

(3) 각 말뚝머리의 휨모멘트는 참고 식 (4.2-11)으로 구한다.

$$M_i = \frac{1}{2}(h_i + \frac{1}{\beta_i})H_i$$

참고 식 (4.2-11)

여기서, M_i : 각 말뚝머리의 휨모멘트(t-m)

(4) 각 말뚝의 축력은 참고 식 (4.2-12)로 구한다.

$$P_i = P_i^h + P_i^v$$

참고 식 (4.2-12)

여기서, P_i : i 번째 말뚝의 축력(t)

${}_hP_i$: 연직하중(鉛直荷重)에 의한 i 번째 말뚝의 축력(t)

${}_vP_i$: 수평력(水平力)에 의한 i 번째 말뚝의 축력(t)

$${}_hP_i=S_{i,i-1}+S_{i,i+1}=\frac{M_{i-1,i}+M_{i,i-1}-M_{i,i+1}-M_{i+1,i}}{l}$$

$$S_{i,i-1} : i \text{ 번째 말뚝머리 좌측 보의 전단력(t)}$$
$$S_{i,i+1} : i \text{ 번째 말뚝머리 우측 보의 전단력(t)}$$
$$M_{i-1,i} : (i-1)\text{번째 말촉머리 우측 보의 휨모멘트(t-m)}$$
$$M_{i,i-1} : i \text{ 번째 말뚝머리 좌측 보의 휨모멘트(t-m)}$$
$$M_{i,i+1} : i\text{번째 말뚝머리 우측 보의 휨모멘트(t-m)}$$
$$M_{i+1\ i} : (i+1)\text{번째 말뚝머리 좌측 보의 휨모멘트(t-m)}$$
 l : 보의 지간(말뚝의 간격) (m)

고정식 계류시설

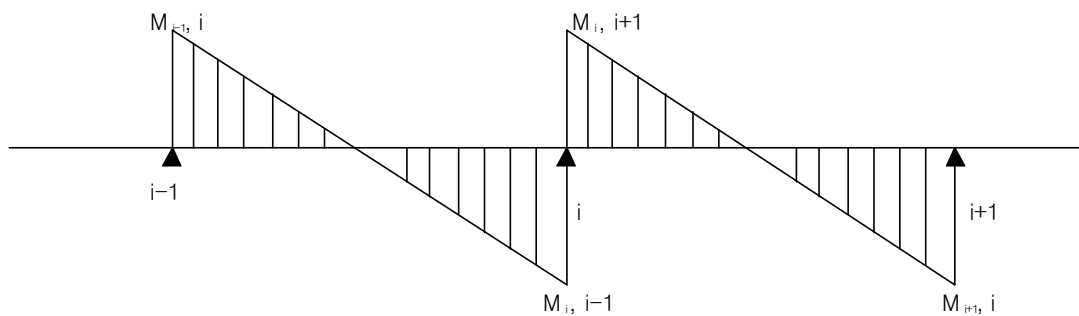
여기서, $M_{i,i-1}$, $M_{i,i+1}$ 은 말뚝머리의 휨모멘트를 M_i 로 하면 중간지점에서는 참고 식 (4.2-13)으로 구하고 단, 지점에서는 말뚝머리의 휨모멘트 M_i 를 그대로 취하면 된다.

$$M_{i,i-1} = a \cdot M_i$$

$$M_{i,i+1} = b \cdot M_i$$

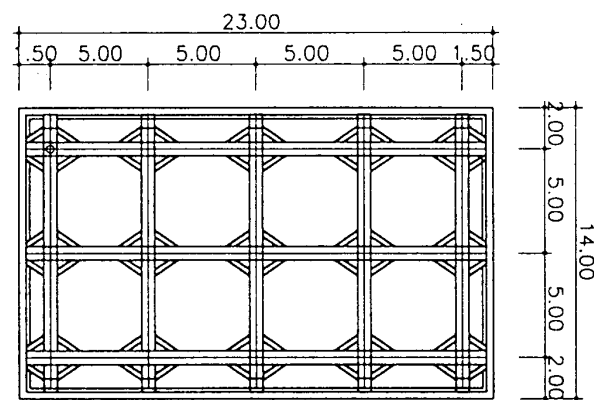
참고 식 (4.2-13)

여기서, a, b : 2지간인 경우는 $a=0.60$, $b=0.60$, 3지간인 경우는 2번째 말뚝머리에서는 $a=0.50$, $b=0.70$, 3번째 말뚝머리에서는 $a=0.70$, $b=0.50$ 으로 한다.



참고 그림 (4.2-10) 말뚝 머리의 휨모멘트 분포(分布)

- (5) 잔교의 각 블록은 선박의 충격력에 의하여 발생하는 수평편심하중이나 기준선 방향에 작용하는 지진력 때문에 회전하는 경우가 있다. 참고 식 (4.2-7)~참고 식 (4.2-10)은 근사해이며 또 인접블록의 영향을 무시한 것이다. 잔교블록의 회전량은 인접블록에 의해 제한을 받고 있을 경우, 참고 식 (4.2-9)에 의한 값보다 작아진다. 인접블록에 의한 제한의 정도는 블록 사이 줄눈의 구조에 따라 다르다. 이와 같이 블록의 회전량은 잔교의 구조에 따라서 달라지므로, 설계 때 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 있느냐 없느냐 하는 것은 수평편심하중의 크기와 잔교의 구조를 고려하여 정해야 한다.



참고 그림 (4.2-11) 블록 표준단면의 한 예

- (6) 가상지표면에서의 말뚝길이는 상부공의 보 아래까지의 길이로 하여도 좋다.
- (7) 참고 식 (4.2-8)~참고 식 (4.2-10)은 다음의 가정 하에서 성립된다.
- 가정 1 : 지점침하에 의한 상판의 부재각은 말뚝의 부재각에 비해서 너무 작으므로 무시한다.
- 가정 2 : 보의 강도가 말뚝의 강도에 비해서 극히 크므로 말뚝두부에서 발생하는 절점각은 무시한다. 보의 강도는 말뚝의 강도와 비교 시 통상 10~15배 정도이다.
- 가정 3 : 말뚝의 단위길이당 지반반력은 지반의 횡방향변위에 근사적으로 비례한다.
- 가정 4 : 잔교의 Block은 잔교 기준선에 대한 직각방향에 대칭축을 갖는다.
- 가정 5 : 수평력의 작용방향은 대칭축에 평행이다.
- 가정 6 : 잔교 기준선방향의 변위는 무시한다.
- (8) (1)~(4)에 나타난 식은 잔교 블록의 회전중심이 블록 대칭축(기준선 직각방향) 위에 있는 것으로 가정하고 말뚝의 비틀림 저항을 무시한 경우의 간략해(解)이며, 정확한 수치와 비교하면 말뚝두부 변위, 분배수평력 또는 말뚝두부 모멘트의 어느 것이나 대략 20%내외의 차이가 나타나고 있다.
- (9) 말뚝의 축력은 수평력에 의해 생기는 압입력(押込力) 및 인발력(引拔力)과 연직하중에 의한 압입력으로 나누어 구한다.
- 말뚝머리의 모멘트를 빔에 분배하는 경우 다음의 방법이 있다.
- ① 빔의 휨만을 고려하는 방법
 - ② 말뚝의 탄성침하만을 고려하는 방법
 - ③ 빔의 휨과 말뚝의 탄성침하의 두 가지를 고려하는 방법
- ① 및 ②는 빔의 강도 및 말뚝의 강도 중 어느 한쪽을 무시하는 근사적인 방법으로 이제까지 잘 쓰여 왔다.
- 이 방법의 큰 장점은 계산이 간편한 것이다.
- ③은 빔의 휨변형과 말뚝의 탄성침하에 의한 변형의 비에서 판단하고 어느 것의 강도도 무시할 수 없다고 생각한다. 이 방법에 의하면 정밀하게 풀 수 있으나 계산의 과정에서 다원연립방정식을 풀어야 할 필요가 있다.
- (1)~(4)에 있는 말뚝머리 모멘트의 빔에 대한 분배율(分配率) 값은 ③의 방법을 실제 수예(數例)의 잔교식 안벽(棧橋式 岸壁)에 적용해서 구한 것이다. 지반의 침하가 있는 경우 등에 대하여 안전을 고려, 말뚝머리 모멘트를 20% 할증(割増)하고 있다.
- (1)~(4)의 분배치(分配値)는 기준선 직각방향(直角方向)에 2 또는 3 스패ن(Span)이고 $0.5 < \alpha < 2.0$ 의 잔교에 적용되는 것이다.
- ($\alpha = \omega / (12 E_c I_c / \ell)$: ℓ 은 스패ん길이, ω 는 말뚝의 탄성침하계수(彈性沈下係數), E_c , I_c 는 빔의 강도(剛度))
- 이외의 경우는 전산프로그램을 활용하여 참고 식 (4.2-14)에 의해 구하면 좋다[참고 그림 (4.2-12) 참조].

고정식 계류시설

$$M_{i,i+1} = 2\theta_i + \theta_{i+1} + \theta_{i,i+1}$$

참고 식 (4.2-14)

여기서, $M_{i,i+1}$: i 지점에 있어서 $(i+1)$ 지점측의 모멘트(kN·m)

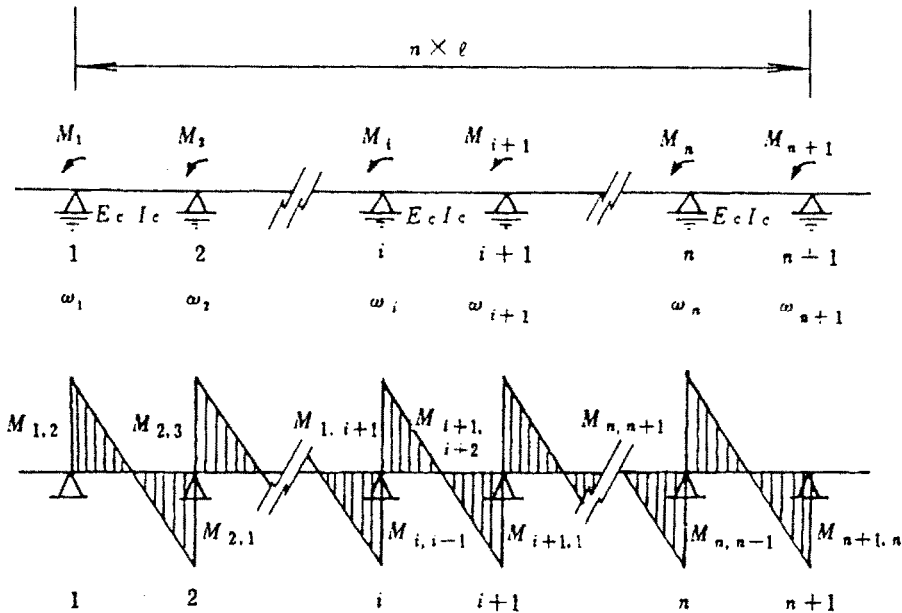
$$\theta_i = 2 E I \theta_i / \ell$$

θ_i : i 지점에 있어서 절점회전각(節点回轉角)

$$\theta_{i,i+1} = -6 E I R_{i,i+1} / \ell$$

$R_{i,i+1}$: 빔 $i \sim (i+1)$ 의 부재회전각(部材回轉角)

이 연립방정식은 빔의 강도 및 스패인이 동일한 것으로 구한 것이다.



참고 그림 (4.2-12) 말뚝의 축력산정도(軸力算定圖)

(10) 연직하중에 의한 말뚝의 축력은 KDS 65 55 20 (4.2.2.5(2) 각 말뚝에 분배되는 연직 하중)에 따른다.

(5) 말뚝단면의 응력

잔교 말뚝의 단면응력은 말뚝부재에 작용하는 축방향력, 휨모멘트를 고려하고 말뚝 타입시 충격응력과 좌굴에 대하여 검토하여야 한다.

[참고]

(1) 잔교 말뚝의 단면응력은 축방향력과 휨모멘트를 검해 받는 것으로 계산한다.

$$f_c = \frac{P}{A} \quad f_{bc} = \frac{M}{Z}$$

참고 식 (4.2-15)

여기서, f_c : 말뚝의 축방향력에 의한 단면응력(N/mm²)

f_{bc} : 말뚝의 휨모멘트에 의한 단면응력(N/mm²)

A : 말뚝의 단면적(mm²)

P : 말뚝의 축방향력(N)

Z : 말뚝의 단면계수(mm³)

M : 말뚝의 휨모멘트(N·mm)

- (2) 일반적으로 잔교의 말뚝은 전단응력이 작으므로 특별한 하중조건이 아니면 이것을 검토할 필요가 없다.
- (3) 말뚝의 허용응력에 대해서는 KDS 64 10 20 재료 (4.1.3.3 강말뚝 및 강관널말뚝)에 따른다.
- (4) 말뚝단면의 응력에 대해서는 말뚝 타입시의 조건도 고려하여 충격응력과 좌굴에 대하여 검토하는 것이 좋다.
압밀침하가 예상되는 곳에서는 부마찰력에 대해서도 검토하여야 한다.
- (5) 콘크리트 말뚝의 카탈로그(Catalogue)에서 보여주는 저항모멘트는 보통 축력이 작용 않는 경우이다. 실제잔교에 사용되는 말뚝은 매우 큰 축력을 받는 것이 일반적이므로 응력검토 시 이를 충분히 주의하여야 한다.

(6) 지지력에 대한 근입길이의 검토

- ① 연직말뚝의 축방향에 대한 근입길이는 KDS 64 11 00 지반설계 (4.5 말뚝기초)에 따라 산정한다.
- ② 경사면에 위치한 말뚝의 지지력은 가상지표면 이하의 흙을 유효한 지지층으로 보고 검토하여야 한다.
- ③ 파랑의 내습이 예상되는 곳에서는 파랑으로 인한 양압력에 대하여 말뚝의 인발을 검토하여야 한다.

[참 고]

가상지표면에 대해서는 KDS 64 55 20 (4.2.1.4(2) 가상지표면)을 참조한다.

(7) 말뚝의 횡저항에 대한 근입길이의 검토

각 직항의 근입길이는 말뚝의 횡저항의 해석결과로부터 안정성이 확보될 수 있도록 결정하여야 한다.

[참 고]

- (1) 연직말뚝의 근입길이는 말뚝의 횡저항의 해석결과로부터 지표면 아래 $3/\beta$ 를 표준으로 한다. 그러나 이 값은 가상지표면 이하에만 적용한다. β 에 대하여는 KDS 64 55 20 (4.2.1.5 (3))을 참조한다.

- (2) 여기서는, KDS 64 55 20 (4.2.1.5 (1) 설계일반)에서 설명한 창의 방법의 $1/\beta$ 을 가상고정점으로 하고 수평외력에 대한 안정계산을 하는 경우에 적용한다. 즉, 전술한 창의 방법은 땅속의 말뚝 길이를 무한이라고 생각하고 얻은 결과이며, 땅속 유한길이의 말뚝에 적용할 수 있는 범위를 검토한 결과, 말뚝의 근입길이가 $3/\beta$ 이상이면 유한길이의 말뚝을 무한 길이로 보고 계산하여도 큰 오차가 발생하지 않는다.
- 창의 방법은 무한 근입길이 말뚝과 유한 근입길이의 말뚝의 근사성 범위를 보다 확대한 것으로, 즉 유한길이 말뚝에 의한 오차를 보다 더 허용한다고 하면 말뚝의 근입길이를 $2/\beta$ 까지 허용할 수 있다. 그러나 어떠한 경우라도 가상지표면 아래 $2/\beta$ 보다 짧게 하는 것은 피하여야 한다.
- (3) 전술한 창의 방법에 준하는 경우에도, 유한 근입길이의 경계조건으로 얻은 해법에 의한 경우는 본문에 따르지 않아도 좋다.
- (4) 말뚝 횡저항의 계산을 일본 항연방식으로 하는 경우, 말뚝의 최소근입 길이는 $1.5\ell_{m1}$ 로 된다. 이 경우 ℓ_{m1} 은 지표면에서 두부고정 말뚝의 휨모멘트 제2 제로점 깊이까지를 취한다.

(8) 말뚝 이음에 대한 검토

- ① 말뚝에 이음부를 둘 경우 KDS 64 55 20 (4.2.1.3 설계외력과 하중)에서의 외력 이외에 말뚝 타입 시 이음부 위치의 충격응력에 대해서도 안전하도록 검토되어야 한다. 다만, 말뚝에 이음부를 둘 경우에는 말뚝의 응력, 지지력 등의 안정성 검토 후 아래 말뚝의 단면을 감소시킬 수 있다.
- ② 말뚝의 이음부 위치는 말뚝에 큰 응력이 발생하는 곳은 피해야 하며 시공조건 등을 고려해서 결정하여야 한다.

(9) 강관말뚝의 판 두께 또는 재질의 변경

강관말뚝의 판 두께 또는 재질을 변경할 경우에는 KDS 64 11 00 지반설계(4.5 말뚝기초)에 따른다.

[참 고]

- (1) 보통 장대말뚝의 잔교에 있어서는 가상지표면하 $2/\beta \sim 3/\beta$ 정도의 위치에서 판 두께 또는 재질을 변경하는 경우가 많다.
- (2) 보통 하중조건 하에서는 휨응력이 발생하지 않는 깊은 곳에서도 지반의 변형 등에 의하여 이음부나 판 변화부에서 잔교 말뚝의 좌굴이 나타난 사례도 있으므로 충분한 검토가 필요하다.

4.2.1.6 흙막이부의 설계

횡잔교 흙막이부의 설계는 각 구조형식에 대하여 변위와 침하 등에 안전하도록 검토하여야 한다.

[참 고]

(1) 횡잔교의 주요 흙막이구조는 다음과 같다.

① 중력식 구조

- 케이슨식
- L형 블록식
- 콘크리트 블록식
- 셀룰러 블록식

KDS 64 55 20 (4.1 중력식 안벽)

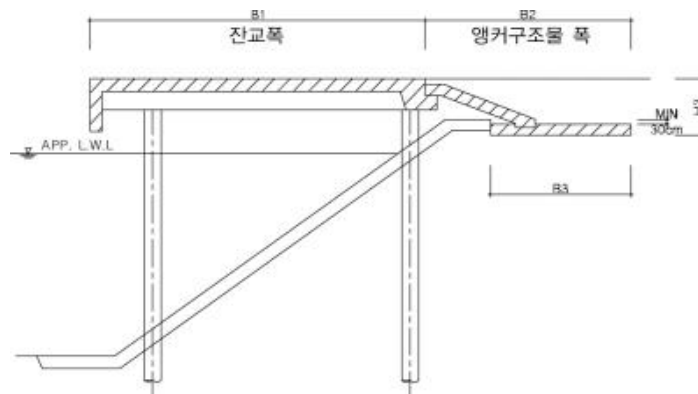
② 널말뚝식 구조 - KDS 64 55 20 (4.3 타이식 널말뚝 안벽)

③ 셀식 구조 - KDS 64 55 20 (4.5 셀식 널말뚝 안벽)

④ 사석경사제 구조

⑤ 앵커식 구조

앵커식 구조는 참고 그림 (4.2-13)에 표시한 바와 같이 앵커 슬래브와 마찰 슬래브로 구성되어 있는데, 앵커 슬래브는 흙막이의 역할을 하면서 토압의 수직성분 일부를 잔교에 전달하며, 마찰 슬래브는 기초와의 마찰력을 이용하여 토압의 수평성분에 저항함으로써 토압에 의한 수평력이 잔교에 전달되지 않도록 하는 구조이다.



참고 그림 (4.2-13) 앵커식 구조의 흙막이 부 예

여기서, $B2$: 앵커식 구조물의 폭은 앵커 슬래브의 두께, 경사 및 마찰 슬래브의 길이에 따라 결정되나 앵커 슬래브의 경사각은 수평면과 이루는 각이 $15^\circ(1:3.75)$ 보다 커져서는 안 된다. 그 이유는 앵커 슬래브 상부에 재하되는 수직하중이 앵커 슬래브 경사각에 비례해서 잔교 상부공에 전달되기 때문이다. 마찰 슬래브의 상부는 기초 사석부 마루 아래, 최소 30cm 이상 묻혀야 한다.

$B3$: 앵커 슬래브 및 마찰 슬래브의 길이는 작용하는 수평력에 저항하기 위한 슬래브 기초와의 마찰계수와 슬래브 활동에 대한 안전율에 따라 결정되어야 한다.

고정식 계류시설

- (2) 횡잔교 본체와 흙막이부 사이는 단순지지 슬래브로 연결하고, 그 양단에 공간 확보, 또는 완충재로 채워서 흙막이부에 작용하는 힘이 잔교에 전달되는 것을 방지함과 동시에, 잔교와 호안의 상대적인 부등침하에 대응토록 하는 것이 좋다.

4.2.1.7 사면 안정에 대한 검토

(1) 원호활동 검토

횡잔교의 흙막이부는 KDS 64 11 00 지반(4.7 사면의 안정)에 따라 원호활동을 검토하여야 한다.

[해설]

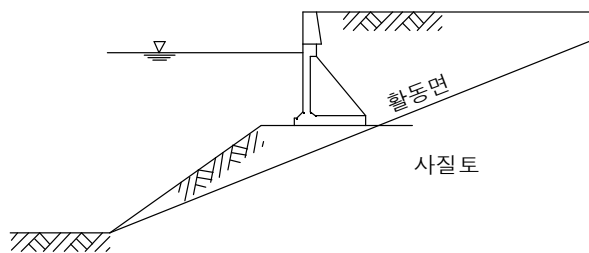
일반적으로 기초지반과 뒤채움 흙이 양질의 사질토인 경우에는 원호활동에 대해서 안정한 경우가 많으므로 본문의 계산을 생략할 수 있다. 그러나 점성토와 같은 연약지반에서는 반드시 원호활동에 대한 검토를 하여야 한다.

(2) 직선활동 검토

횡잔교에서 사면이 사질토로 구성되어 있는 경우에는 비탈기슭을 지나는 직선활동면에 대한 안정검토를 하여야 한다.

[해설]

사면이 사질토로 구성된 경우라 함은 비탈기슭 위의 사면과 흙막이 부의 뒤채움 등이 모래, 사력 및 깬돌 등으로 구성된 경우를 말한다.



해설 그림 (4.2-15) 직선활동면

4.2.1.8 세부설계

(1) 상부공 설계에 쓰이는 하중의 조합

하중의 조합은 슬래브, 연결판 또는 보에 걸리는 자중이나 적재하중 등을 고려하여 이들 조합하중에 대한 안정성 검토를 하여야 한다.

[참 고]

(1) 하중의 조합은 다음과 같이 고려하고 이들에 대해 안정하여야 한다.

① 슬래브와 연결판

- 가. 자중 + 적재하중
- 나. 자중 + 활하중
- 다. 자중 + 양압력

② 보

- 가. 자중 + 적재하중
- 나. 자중 + 활하중
- 다. 자중 + 수평력에 의한 말뚝머리 모멘트의 영향 + 수평력을 고려하였을 때의 적재하중
- 라. 말뚝의 탄성침하의 영향

(2) 상기 계산에 있어, 충격하중과 제동하중의 영향은 고려하지 않는다.

(3) 단변(l_s)과 장변(l_L)의 비가 0.4 이하의 경우는 일방향판으로 설계하여도 좋다. 양단고정 일방향판의 유효 폭은 참고 그림 (4.2-14)에 의해 구하여진다.

(4) 트럭 또는 트레일러 운하중에 의한 슬래브의 휨모멘트는 등분포하중으로 환산하여 4변고정판으로 판의 계산도표에서 구하는 방법과 부분 등분포하중으로 환산하여 Pigeaud의 도표에서 구하는 방법 등, 2가지 방법에 의해 계산하고 그 중 큰 값을 설계 휨모멘트로 하여도 좋다.

등분포 하중으로 환산 또는 부분 등분포 하중으로의 환산은 참고 그림 (4.2-15) 또는 참고 그림 (4.2-16)을 참고한다.

(5) 트럭 크레인의 아웃트리거(Outtrigger) 반력에 의한 상부판의 휨모멘트는 부분 등분포하중으로 환산하고 Pigeaud의 도표에서 구하여도 좋다.

(6) 상재하중 또는 사하중에 의한 상부판의 휨모멘트는 4변고정판으로서 판의 계산도표에 의해 구하여도 좋다.

(7) 상재하중 및 사하중에 의한 보의 휨모멘트는 참고 그림 (4.2-15)에 의해 구한다.

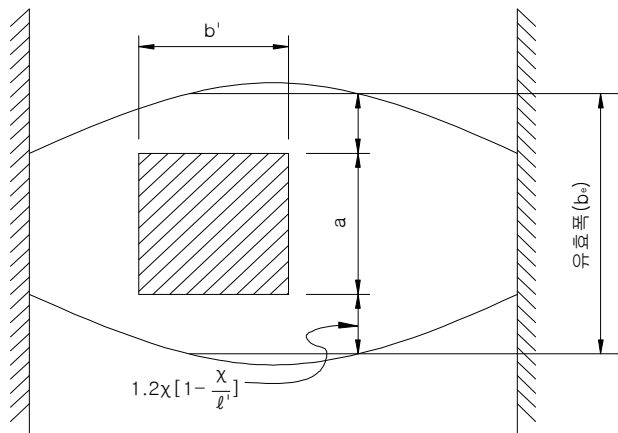
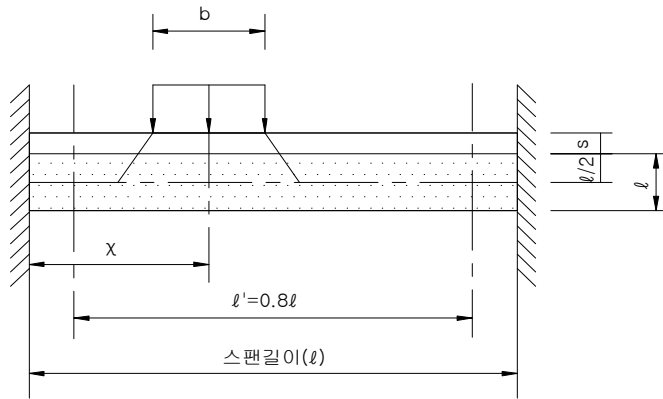
(8) 활하중에 의한 보의 휨모멘트는 보가 가장 위험하게 되는 활하중을 만재한 연속보로서 구하여도 좋다.

(9) 양압력에 대해서는 KDS 64 10 10 (4.3.9.5(1))에 따른다.

(10) 석탄부두나 컨테이너부두의 하역기계와 같이 큰 집중하중이 작용할 때에는 말뚝두부가 탄성침하를 일으켜 보의 하부 측에 인장응력이 발생되므로 이러한 영향을 설계에 고려한다. 통상의 잡화용 하역기계 정도의 하중에 대해서는 일반적으로 탄성침하를 고려한 배근은 하지 않고 보중앙부 하부 측에 철근을 구부려 올리지 않고 늘려서 말뚝에 고정하는 경우가 많다.

(11) 잔교상에서의 자동차의 주행속도는 저속이므로 일반적으로 충격계수를 고려하지 않는 경우가 많다.

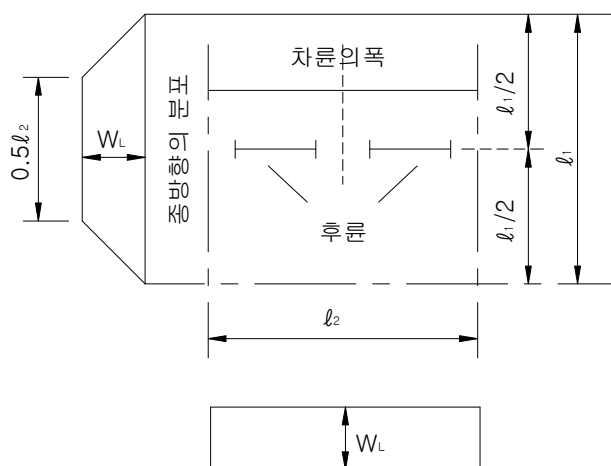
고정식 계류시설



$$\text{유효 폭 } b_e = a + 2.4 x \left[1 - \frac{x}{l'} \right]$$

여기서, l' : 변곡점 간격
($= 0.8 l$)

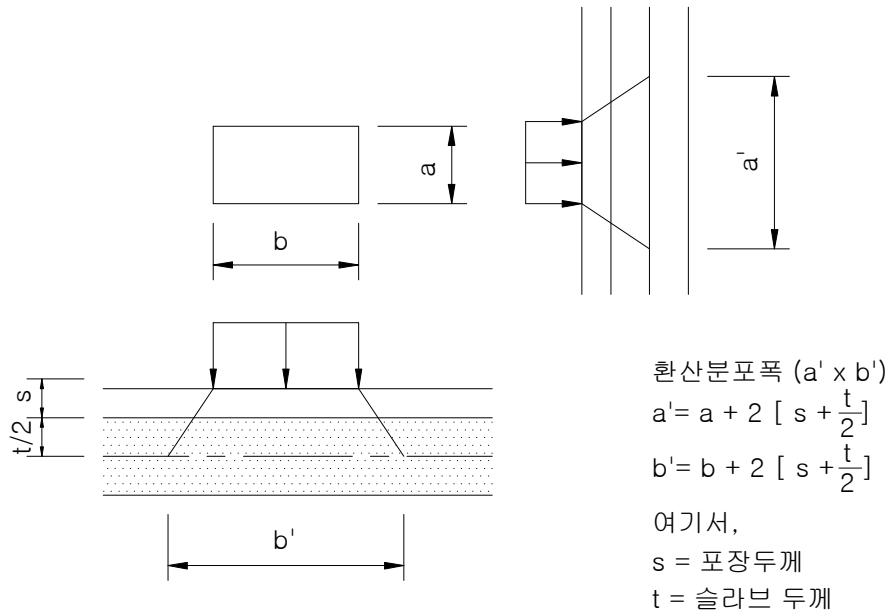
참고 그림 (4.2-14) 양단고정 일방향판의 유효 폭



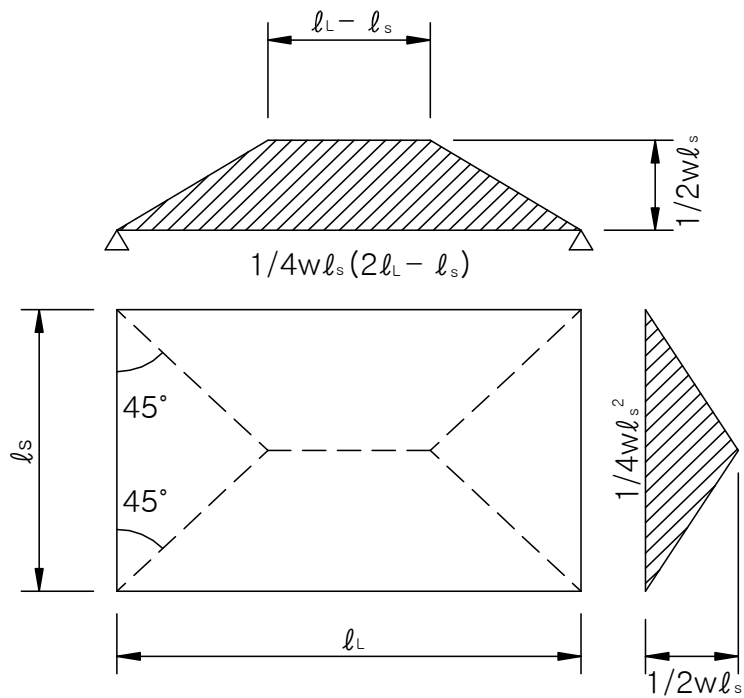
$$\frac{1}{2} (0.5l_2 - l_1) \times W_L \times C = P$$

$$\therefore W_L = \frac{P}{(0.25l_2 - 0.5l_1) \cdot C}$$

참고 그림 (4.2-15) 등분포하중으로 환산



참고 그림 (4.2-16) 부분 등분포하중으로 환산



참고 그림 (4.2-17) 상재하중 및 사하중에 의한 보의 휨모멘트

고정식 계류시설

(2) 상부공의 부재설계

철근콘크리트 또는 프리스트레스트콘크리트 상부공의 부재설계는 강도설계법에 따른다.

[해설]

- (1) 상부공은 전단파괴 선행형으로 되지 않도록 충분한 전단보강을 한다.
- (2) 상부공은 하부구조물에 비하여 재료의 환경 열화에 대한 충분한 내구성이 확보될 수 있도록 계획하여야 한다. 이를 위해 사용한계상태에 있어서 균열이 가지 않는 필요한 배근이나 덮개두께 등 구조세목을 충분히 만족하도록 특히 배려할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 강도설계법에 대한 배근계산은 KDS 64 10 20 (4.2.2 콘크리트 구조설계)를 참조한다.
- (2) 잔교 상부공의 파괴형태에는 휨파괴와 전단파괴(Punching shear 포함)가 있으나 특히 지진 시에 전단파괴가 선행되면 급격히 파괴가 진행되는 위험이 있으므로 내력계산상 휨내력보다는 전단내력을 크게 할 수 있는 배근이 필요하다.

(3) 말뚝 머리부의 설계

말뚝 머리부는 KDS 64 11 00 지반(4.5 말뚝기초)에 따라 각종 응력에 대한 안전이 확보되도록 검토하여야 한다.

[해설]

- (1) 잔교의 설계에서는 말뚝과 상부공이 완전강결된 것으로 전제하므로 지진 시에 있어서도 이것을 만족하도록 고려한다.
- (2) 철근이나 플레이트를 용접하는 경우는 철근과 플레이트의 용접부, 강말뚝과 플레이트의 용접부에 있어서 충분한 강도가 확보되는지를 검토한다.

[참고]

- (1) 말뚝 머리부에 있어서 말뚝과 상부공과의 결합방법, 정착 길이에 대해서는 강관과 콘크리트와의 부착강도특성에 관한 연구가 충분치 않으므로 재하실험 등에 의해 확인하는 것이 바람직하다. 재하실험 등이 어려운 경우에는 [참고] (2) 또는 (3)의 방법으로 매입길이를 결정하여도 좋다. 말뚝 머리부 설계 시 또는 내진성능 검토 시에 고려한 것과 같은 고정조건 (완전강결)이 만족되지 않는 경우에는 수평변위 등이 설계시의 값보다도 크게 되는 경향이 있는 것에 주의하여야 한다.
- (2) 말뚝 머리부 주위의 벽면과 콘크리트의 부착에 의해 보에서 말뚝으로 축방향력을 전달하는 경우에는 말뚝의 단면형상에 대해서 다음과 같은 방법으로 매입길이를 결정하여도 좋다.

① 원형 단면인 경우

잔교는 일반적으로 말뚝머리 위의 콘크리트 두께가 얇으므로 콘크리트의 순전단 (Punching shear)은 기대하지 않고, 말뚝 외주면(外周面)과 콘크리트와의 부착만으로 하중을 보에서 말뚝으로 전달하는 것으로 생각하여 참고 식 (4.2-16)에 따라 매입 길이를 계산한다.

$$\ell \geq \frac{P}{\phi f_{bod}} \gamma_b \quad \text{참고 식 (4.2-16)}$$

여기서, ℓ : 매입길이(mm)

P : 말뚝에 작용하는 축방향력(N)

ϕ : 말뚝의 외주장(mm)

f_{bod} : 말뚝재료와 콘크리트와의 부착강도(N/mm²)

γ_b : 부재계수 (=1.0으로 하여도 좋다)

말뚝재료와 콘크리트와의 부착강도의 설계용 치수 f_{bod} 를 실험 등으로 구하지 못하는 경우 통상의 말뚝부두에서는 보의 주철근 등이 정착되고 있는 것을 고려하고, 환강과 콘크리트와의 부착강도와 같은 크기라고 생각하면 $f_{bod} = 0.11 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$ (f_{ck} : 콘크리트의 압축강도의 특성값(N/mm²), γ_c : 콘크리트의 재료계수(=1.3으로 하여도 좋다))로 구하여도 좋다.

② H형 단면(斷面)인 경우

이 경우는 H형 강말뚝의 주변의 부착이 충분하고, 또 참고 그림 (4.2-18)에 표시한 바와 같이 플랜지 외주의 부착과 파선부분의 콘크리트 전단에 대하여 안전하여야 하므로 참고 식 (4.2-17)과 참고 식 (4.2-18)중에서 큰 값을 매입 길이로 한다.

$$\ell \geq \frac{P}{\phi f_{bod}} \gamma_b \quad \text{참고 식 (4.2-17)}$$

$$\ell \geq \frac{P}{2(A f_{vcd} + B f_{bod})} \gamma_b \quad \text{참고 식 (4.2-18)}$$

여기서, ℓ : 매입길이(mm)

P : 말뚝에 작용하는 축방향력(N)

ϕ : H형강 말뚝의 주강(mm)

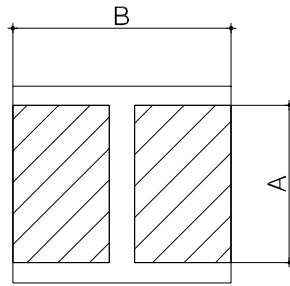
A : 웹의 높이(mm)

B : 플랜지의 폭(mm)

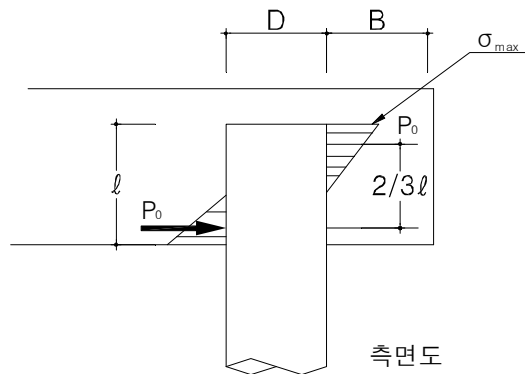
f_{vcd} : 콘크리트의 전단강도(N/mm²)

f_{bod} : 강재와 콘크리트와의 부착강도(N/mm²)

γ_b : 부재계수(=1.0으로 해도 좋다)



참고 그림 (4.2-18) H형강 말뚝의 묻힌 단면



참고 그림 (4.2-19) 말뚝머리의 지압응력

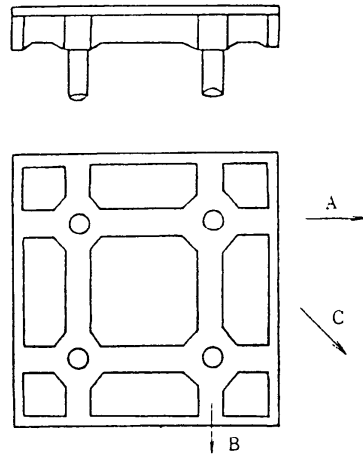
- (3) 말뚝머리 휨모멘트의 전달에 필요한 매입 길이에 대하여는 KDS 64 11 00 (4.5)에 따른다. 다만 이 경우에 말뚝의 수평력에 의한 지압응력과 휨모멘트에 의한 지압응력을 합성한 것에 대하여 검토하여야 한다. 보통 수평력에 의한 지압력은 작아서 무시해도 좋다.

특히 주의할 것은 이 지압응력에 콘크리트 보가 견디기 위해서는 참고 그림 (4.2-19)과 같이 말뚝측면의 콘크리트 두께 B가 충분하여야 한다. 이 콘크리트 두께가 충분하지 않으면 콘크리트가 순전단의 상태에서 떨어져나가서 지압응력에 견디지 못한다.

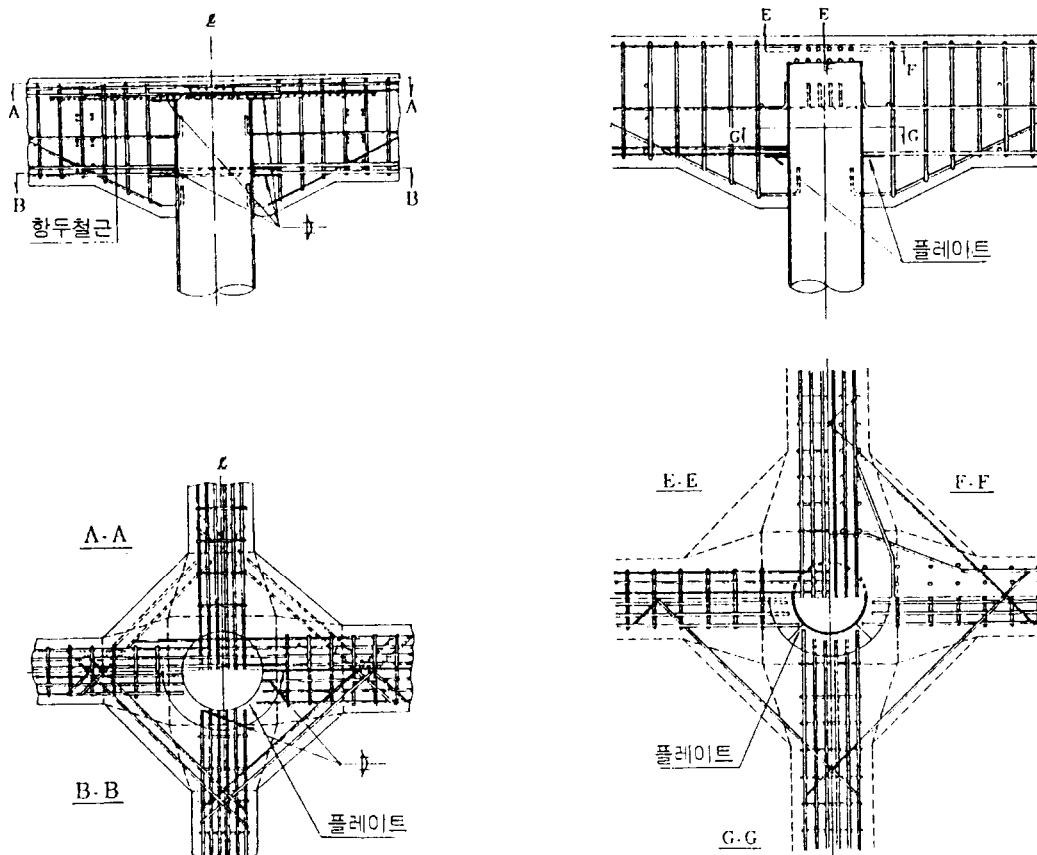
- (4) 참고 그림 (4.2-20)에 나타나는 것과 같이 말뚝이 상판에 상당부분 들어가 있는 경우 A방향 또는 B방향 등 보의 축방향에 힘이 작용했을 때는 충분히 안전하나, C방향에 대해서는 위험하게 되는 경우가 있으므로 말뚝머리의 보축(軸)에 대한 경사방향의 수평전단응력에 대해서도 검토하는 것이 바람직하다[참고 그림 (4.2-19) 참조].

- (5) 말뚝머리와 상부공과의 결합을 강구조로한 경우, 상부공의 매입길이만으로 말뚝머리 모멘트에 저항하는 방법과 매입길이의 부족분을 철근에 의해서 보강하는 방법이 있다. 말뚝의 축방향력에 대한 매입길이가 부족한 경우는 강말뚝에 철근을 용접하거나 플레이트를 용접하는 등의 방법을 취한다. 말뚝머리 모멘트에 대한 매입길이의 부족분에 대해서는 강말뚝 상하에 플레이트를 용접하고 여기에 철근을 용접하거나 강말뚝의 내측에 보조철근을 용접함으로써, 철근에 의해 말뚝머리 모멘트를 전달시킨다[참고 그림 (4.2-21) 참조].

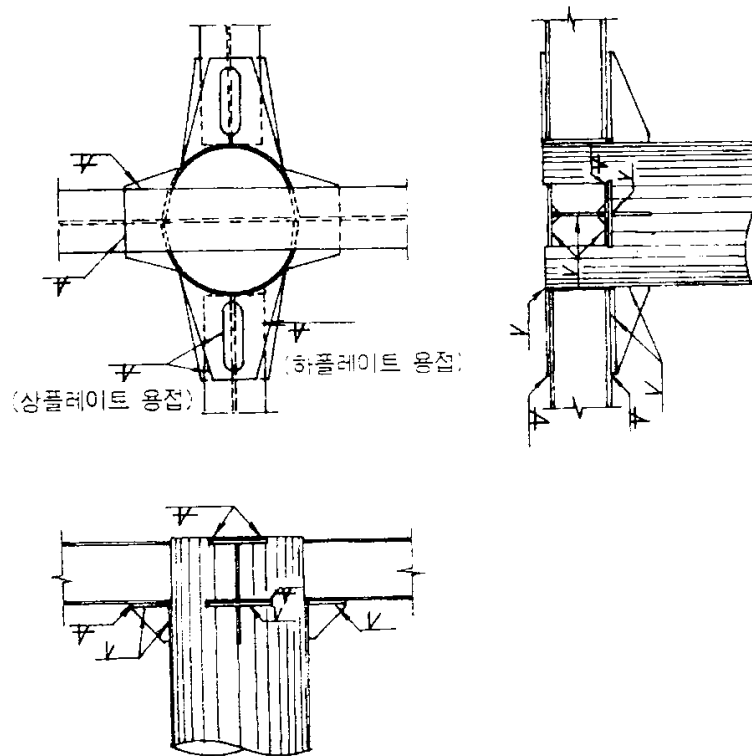
- (6) 철골콘크리트 구조의 경우, 말뚝 머리부의 결합 예를 참고 그림 (4.2-22)에 도시한다.



참고 그림 (4.2-20) 잔교의 평면 내에 있어서 하중방향



참고 그림 (4.2-21) 말뚝머리의 매입 구조 예



참고 그림 (4.2-22) 철골콘크리트 구조의 경우 말뚝머리 결합 예

4.2.2 경사 말뚝식 잔교

4.2.2.1 적용범위

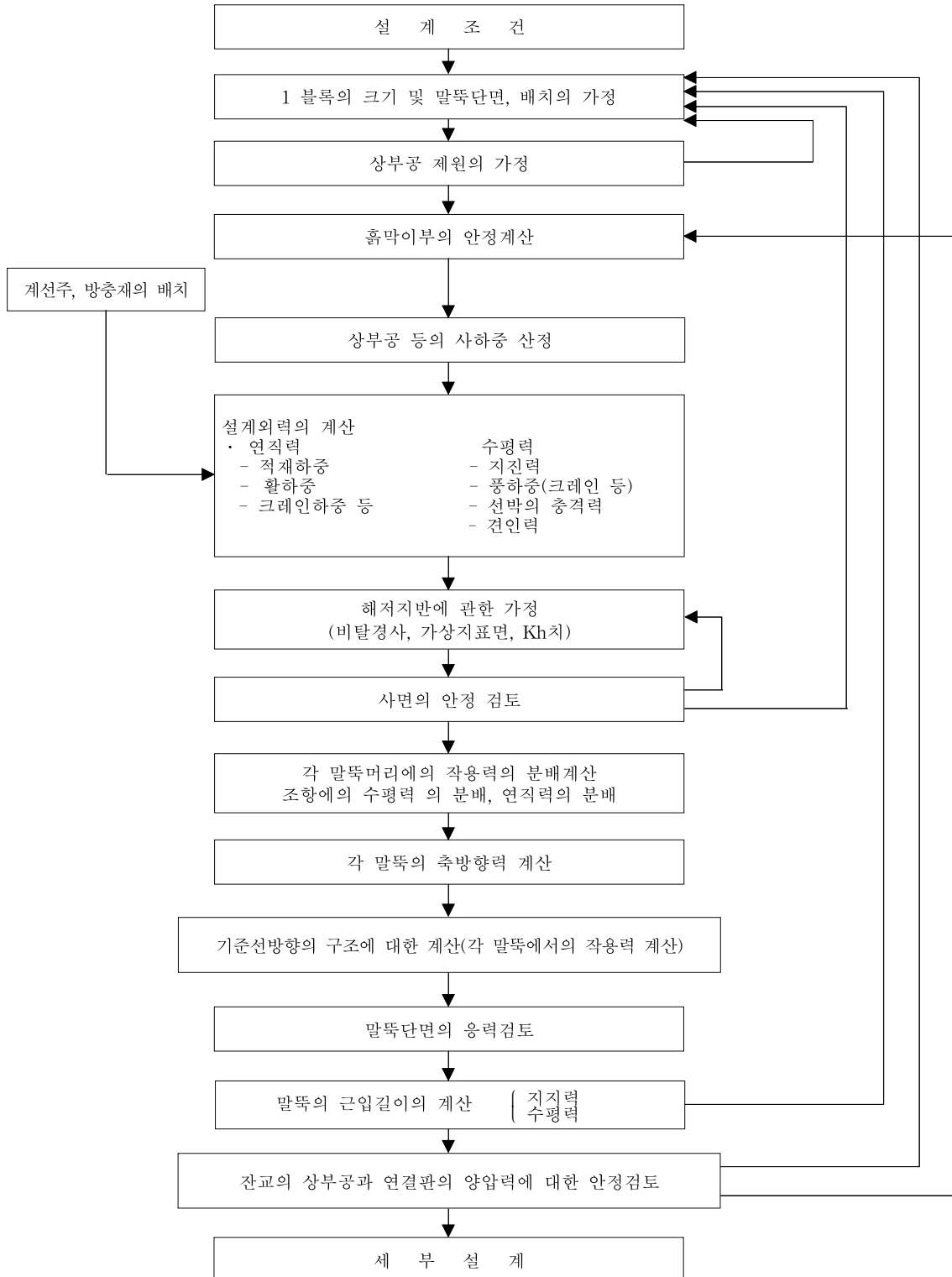
이 기준은 잔교에 작용하는 수평력을 경사말뚝이 분담하는 구조의 횡잔교 설계에 적용한다.

[해설]

경사 말뚝식 잔교는 잔교에 작용하는 지진력, 방충재 반력, 견인력 등의 수평력을 경사말뚝으로 분담하는 구조로서 조항의 충분한 지지력을 얻을 수 있는 지반을 필요로 한다. 조항은 안벽 기준선 직각방향의 수평력에 대해서 배치되므로 연직 말뚝식 잔교에 비해 기준선 직각방향의 수평변위를 감소시킬 수 있으나, 기준선 방향의 수평력에 대한 조항의 배치가 적은 경우는 기준선 방향의 수평력에 대해서도 연직 말뚝식 잔교의 경우에 준해서 검토하는 것이 바람직하다. 또한 경사말뚝의 경우, 인접하는 연직말뚝이나 토류부에 말뚝이 접근하므로 말뚝의 배치는 시공조건, 이용조건 등을 고려해서 신중히 결정하는 것이 바람직하다. 지진시의 검토는 KDS 64 17 00에 준하여 시행한다. 그 외의 것에 대해서는 기본적으로 연직 말뚝식 잔교와 같은 방법으로 설계하여도 좋다.

[참 고]

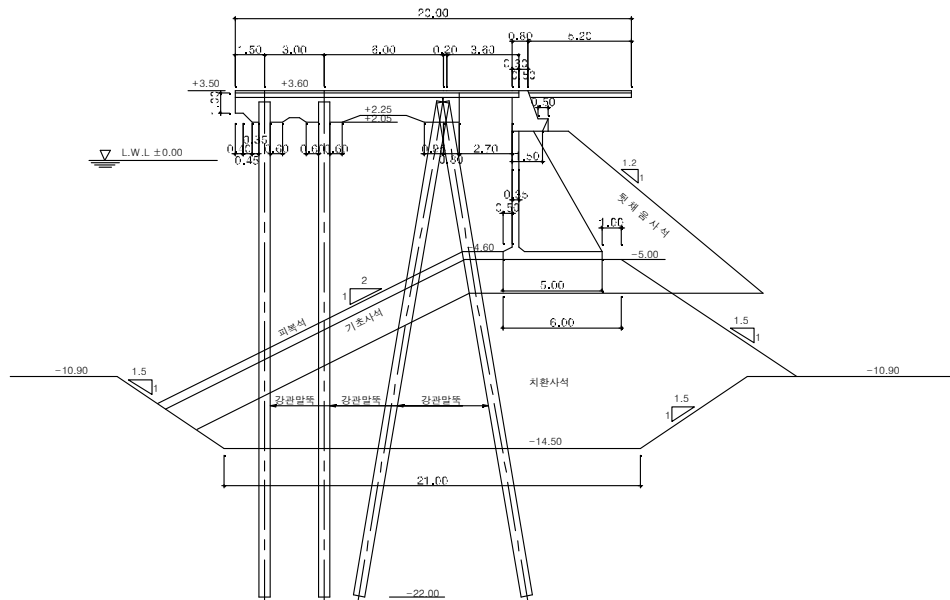
(1) 경사말뚝식 잔교의 설계는 일반적으로 다음과 같은 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (4.2-23) 경사 말뚝식 잔교의 설계순서

고정식 계류시설

- (2) 참고 그림 (4.2-23)는 경사 말뚝식 잔교의 설계에 있어서 표준적인 검토항목과 순서를 나타낸 것이나 실제의 설계에 있어서는 순서를 변경하는 경우도 있다. 예를 들면 사면 안정에 대한 검토는 잔교본체 및 토류부의 설계와 분리시켜 하는 것도 있다.
- (3) 경사 말뚝식 잔교의 설계 예는 참고 그림 (4.2-24)에 도시된 바와 같다.



참고 그림 (4.2-24) 경사 말뚝식 잔교의 설계단면 예

- (4) 안벽 기준선과 나란한 방향으로 조향이 배치되지 않은 경우에는 기준선 방향의 수평 하중에 대해서 잔교는 말뚝의 횡저항으로 저항하므로 말뚝의 근입길이를 계산할 때에 수평저항에 대한 검토를 하여야 한다.
- (5) 상부공 또는 연결판 등의 양압력에 대해서는 KDS 64 10 10 (4.3.9.5(1))에 따른다.

4.2.2.2 배치와 제원

- (1) 잔교블록의 크기와 말뚝의 배치

잔교블록의 크기와 말뚝의 배치는 KDS 64 55 20 (4.2.1.2 (1))에 따른다.

[참고]

일반적인 대형안벽(대상선박 50,000DWT급)에서는 안벽 기준선 직각방향으로의 말뚝배치는 직향 1열에 대해서 경사말뚝 1조, 또는 경사말뚝 2조의 것들이 많고 말뚝간격 또는 조향의 중심 간격은 하중조건, 시공상의 문제 등을 고려하여 4~6m정도 두는 것이 일반적이다. 경사 말뚝의 경사는 수평력에 대하여 탄력적으로 저항하는 것이 바람직하나 다른 말뚝과의 위치적인 관계와 항타기계 등의 시공상 제약 등을 고려하여 일반적으로 1:0.33~1:0.2정도로 하는 것이 많다.

(2) 상부공의 제원

상부공의 제원은 KDS 64 55 20 (4.2.1.2 (2))에 따른다.

[해설]

경사말뚝(사조항)식 잔교의 상부공 보(Beam)의 폭은 조항머리의 결합방법에 따라 다르나, 일반적으로 연직말뚝인 경우보다 넓게 하는 것이 보통이다.

(3) 부속설비 배치

부속설비의 배치는 KDS 64 55 20 (4.2.1.2 (3))에 따른다.

4.2.2.3 설계외력과 하중

(1) 잔교에 작용하는 외력과 하중

잔교에 작용하는 외력과 하중은 KDS 64 55 20 (4.2.1.3 (1))에 따른다.

[참고]

경사 말뚝식 잔교의 말뚝을 설계하는 경우, 철근콘크리트 상부공 사하중의 계산에는 잔교 상부공의 표면적 1m^2 에 대하여 20kN 을 사용하여도 좋다.

(2) 선박의 충격력 산정

선박의 충격력 산정은 KDS 64 55 20 (4.2.1.3 (3))에 따른다.

4.2.2.4 해저지반에 관한 가정

(1) 비탈경사의 결정

비탈경사의 결정은 KDS 64 55 20 (4.2.1.4 (1))에 따른다.

(2) 가상지표면

가상지표면은 KDS 64 55 20 (4.2.1.4 (2))에 따른다.

4.2.2.5 말뚝의 부재력과 단면결정

(1) 각 조항머리에 분배되는 수평력

경사 말뚝식 잔교에서 각 조항의 말뚝두부에 분담되는 수평력은 각 조항의 단면이나 사항의 경사각, 또는 길이를 고려하여 산정하여야 한다. 이 경우에 있어서 모든 수평력은 경사말뚝이 분담하는 것을 기본으로 한다.

[참 고]

(1) 각 조항의 단면 및 사항경사가 다른 경우에는 각 조항머리에 분배되는 수평력은 다음 방법으로 구한다.

① 완전한 지지말뚝으로 볼 수 있는 경우

가. 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 없는 경우

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \quad \text{참고 식 (4.2-19)}$$

나. 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 있는 경우

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H + \frac{C_i x_i}{\sum C_i x_i^2} \cdot e H \quad \text{참고 식 (4.2-20)}$$

$$C_i = \frac{\sin^2(\theta_{i1} + \theta_{i2})}{\frac{l_{i1}}{A_{i1} E_{i1}} \cos^2 \theta_{i2} + \frac{l_{i2}}{A_{i2} E_{i2}} \cos^2 \theta_{i1}} \quad (\text{N/m})$$

여기서, H : 잔교블록에 작용하는 수평력 (N/m)

H_i : 각 조항에 분배되는 수평력 (N/m)

e : 조항의 중심선과 작용수평력과의 거리(m)

x_i : 각 조항에서 조항 중심선까지의 거리(m)

l_i : 말뚝의 전길이(m)

그러나, 인발력이 작용할 때는 마찰말뚝의 l 을 쓴다.

A_i : 각 말뚝의 단면적(m^2)

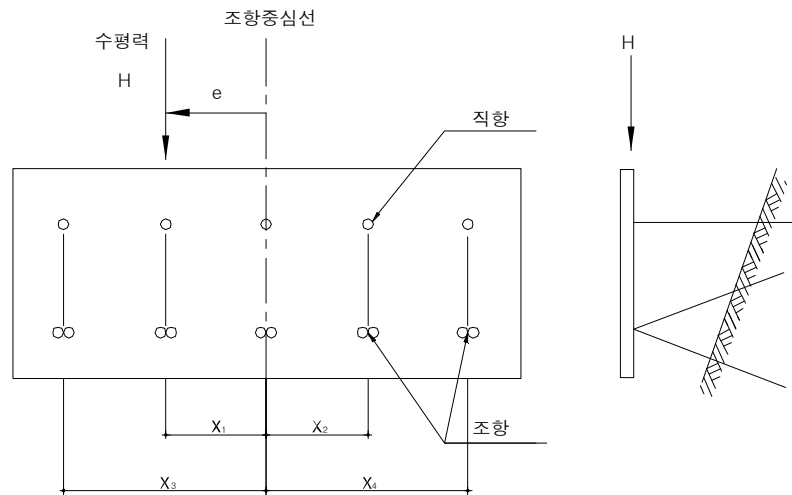
E_i : 각 말뚝의 탄성계수(N/ m^2)

θ_{i1}, θ_{i2} : 각 말뚝의 연직방향과 이루는 각($^\circ$)

첨자 i 는 i 번째의 말뚝

첨자 1,2는 1조의 조항 각 말뚝에 관한 것이다.

또한 조항의 중심선은 $\frac{\sum C_i \xi_i}{\sum C_i}$ 으로 구해진다. ξ_i 는 임의의 좌표원점으로부터 각 조항의 기준선방향 좌표, 보통 횡잔교에서는 대칭축을 가지고 있으므로 이것이 중심선이 된다.



참고 그림 (4.2-25) 조향중심선과 각 조향과의 거리(距離)

- ② 완전한 마찰말뚝으로 볼 수 있는 경우
가. 사질토

참고 식 (4.2-19), 참고 식 (4.2-20)을 이용, I_i 대신 $\frac{2I_i + \lambda_i}{3}$ 를 대입한다.

- 나. 점성토

참고 식 (4.2-19), 참고 식 (4.2-20)을 이용, I_i 대신 $\frac{I_i + \lambda_i}{2}$ 를 대입한다.

여기서, λ_i : 주변마찰력이 유효하게 작용하지 않는 부분의 길이(m)

I_i : 말뚝의 전길이(m)

- (2) 각 조향의 단면과 경사말뚝의 경사 및 길이가 모두 같을 경우에는 각 조향에 분배되는 수평력은 다음 방법으로 구한다.

- ① 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 없는 경우

$$H_i = \frac{1}{n} H \quad \text{참고 식 (4.2-21)}$$

- ② 잔교블록의 회전을 고려할 필요가 있는 경우

$$H_i = \frac{1}{n} H + \frac{x_i}{\sum x_i^2} eH \quad \text{참고 식 (4.2-22)}$$

여기서, n : 조향의 수

- (2) 각 말뚝머리에 분배되는 연직하중

각 조향에 분담되는 연직하중은 말뚝배치, 말뚝구조 및 외력 조건을 고려하여 산정하여야 한다.

[참 고]

각 연직하중에 의해 말뚝에 작용하는 압축력은 말뚝위치에서 지지된 단순보로서 산정한 지점반력으로 하여도 좋다.

연직하중에 의한 말뚝의 압축력은 간편한 방법으로서 단순지지점의 반력을 쓸 수 있으나 보의 장출부가 긴 경우에는 말뚝의 압축력 또는 인발력이 크게 되는 경우가 있으므로 연속보로서 산정하는 것이 바람직하다.

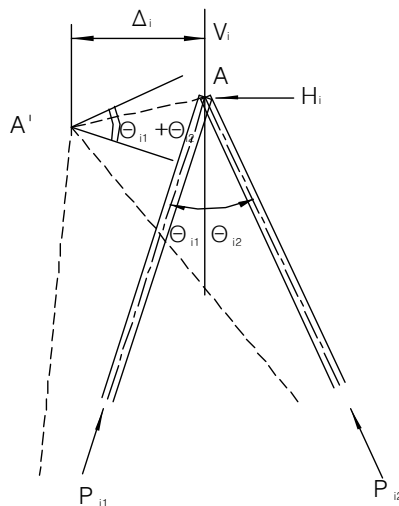
(3) 각 말뚝의 압축력과 인발력

각 조항의 압축력 및 인발력은 잔교의 이용 상황 등에 대해서 말뚝에 작용하는 연직하중 또는 수평하중에 의하여 산정하여야 한다.

[참 고]

- (1) 각 사항의 압축력과 인발력은 KDS 64 55 20 (4.2.2.5(1))에서 구한 각 조항에 분배되는 수평력과 KDS 64 55 20 (4.2.2.5(2))에서 구한 각 말뚝머리에 분배되는 연직하중을 사용하여 계산한다.
- (2) 경사말뚝식 잔교 중에 포함되는 연직 말뚝의 압축력은 KDS 64 55 20 (4.2.2.5(2))에서 구해지는 지점반력으로 한다.
- (3) 조항두부 A점에 작용하는 수평력 H_i 및 연직하중 V_i 에 의하여 A점이 A'점으로 이동하였다고 생각하는 공학적인 실용범위로 수평변위 Δ_i 는 말뚝길이 l_i 에 비해 극히 적고 경사각 θ_{i1} 및 θ_{i2} 의 변화는 무시되며 말뚝의 휨변형도 약간 있는 것으로 간주할 수 있다.

이와 같은 가정으로 구한 조말뚝(組杭)의 반력(反力)은 KDS 64 11 00 지반설계 (4.5 말뚝기초)를 참조하여 산정한다[참고 그림 (4.2-26) 참조].



참고 그림 (4.2-26) i 번(番)의 조항반력(組杭反力)

- (4) 경사 말뚝식 잔교 중에 있는 연직말뚝은 수평력을 분단하지 않는다고 가정하고 있다. 조말뚝(組杭)은 대단히 적은 변위로 수평력에 저항하고 있어 연직말뚝에 발생하는 휨 응력은 보통의 경우 무시된다.

(4) 말뚝단면의 응력

말뚝단면의 응력은 축방향력 또는 휨모멘트를 받는 말뚝으로서 KDS 64 55 20 (4.2.1.5 (5))에 따른다.

[참 고]

- (1) 각 말뚝의 단면응력은 축방향력을 받는 말뚝 또는 축방향력과 휨모멘트를 겸하여 받는 말뚝으로서 KDS 64 55 20 (4.2.1.5(5))에 의해 산정한다.
- (2) 일반적으로 조항이 안벽 기준선 직각방향으로 배치되는 경우, 각 말뚝의 응력은 기준선 직각방향에 대해서는 축방향력을 받는 말뚝으로서 산정하고 기준선방향에 대해서는 축방향 및 휨모멘트를 받는 말뚝으로서 산정하는 것이 일반적이다[KDS 64 55 20 (4.2.2.6) 참조].
여기서, 전자의 경우에는 설계에 고려하지 않는 휨모멘트나 2차 응력에 대처하기 위해 KDS 64 55 20 (4.2.1.5 (5))의 [참고] (1)을 바탕으로 허용응력도 보다도 20~30% 낮은 값을 취하는 것이 바람직하다. 그러나 후자의 경우에는 KDS 64 55 20 (4.2.1.5(5))의 [참고] (3)에 준해서 응력을 산정한다.
- (3) 경사 말뚝식 잔교는 통상 충분한 지지력이 기대되는 지반에 설치하는 것이 많으며, 이때 타입시의 충격응력, 좌굴 등에 대해서는 특히 유의하여 검토하는 것이 바람직하다. 검토에 대해서는 KDS 64 11 00 (4.5)에 따른다.

4.2.2.6 기준선방향에 대한 검토

- (1) 안벽 기준선방향으로 경사말뚝이 있는 경우에는 단면방향의 경우와 같이 KDS 64 55 20 (4.2.2.5)에 따른다.
- (2) 기준선방향으로 경사말뚝이 없는 경우에는 기준선방향에 대해서도 연직말뚝식 잔교에 의한 KDS 64 55 20 (4.2.1.4, 4.2.1.5)에 따른다.

[해 설]

경사 말뚝식 잔교 중에 선단부 등의 특별한 구간에서는 사향을 향타하는 공정이나 시공 기계의 제약 때문에 안벽 기준선방향의 하중에 저항하기 위한 조항을 배치하는 예가 드물다. 기준선방향의 하중에 대한 조항을 배치하지 않을 경우, 기준선방향의 하중에 대해서는

고정식 계류시설

연직 말뚝식 잔교와 같은 방법으로 말뚝의 응력 등을 검토할 필요가 있으며, 이 경우 가상 지표면이나 가상고정점 등에 대해서는 연직 말뚝식 잔교와 같은 방법으로 생각해도 좋다. 기준선 방향의 수평하중으로는 지진력, 선박의 견인력, 방충재 반력 등이 있다. 잔교 상부공은 블록 마다 이음부가 설치되고 있으나, 수평방향 변위는 실제 상호간에 전달되고 있으므로 견인력 및 접안력 등과 같이 안벽 전체의 각 점에 동시에 작용하지 않는 하중은 1개의 Block에만 작용되는 것이 아니고 잔교 전체에 분산되는 것으로 간주하므로 이것에 의한 말뚝의 응력이 기준선 직각방향 조향으로서의 응력보다 위험하다고 볼 수 있다. 그러나 지진력은 잔교 전체에 동시에 작용되므로 검토가 필요하다.

4.2.2.7 말뚝의 근입

사항의 지지력은 KDS 64 55 20 (4.2.1.5 (6), (7))에 따른다.

4.2.2.8 흙막이부의 설계

흙막이부의 설계는 KDS 64 55 20 (4.2.1.6)에 따른다.

[해설]

말뚝과 흙막이부가 근접하면 흙막이부의 하중이 말뚝에 작용하므로 좋지 않다. 특히 경사 말뚝의 경우는 대개 흙막이부와 말뚝이 상호 인접하게 되므로 흙막이부의 위치를 신중히 결정하는 것이 바람직하다.

4.2.2.9 사면 안정에 대한 검토

(1) 원호활동 검토

원호활동에 대한 검토는 KDS 64 55 20 (4.2.1.7 (1))에 따른다.

(2) 직선활동 검토

직선활동에 대한 검토는 KDS 64 55 20 (4.2.1.7 (2))에 따른다.

4.2.2.10 상부공과 연결판의 세부설계

상부공과 연결판의 세부설계는 KDS 64 55 20 (4.2.1.8)에 따른다.

4.2.3 원통 또는 각통식 잔교

4.2.3.1 원통 또는 각통의 설계

(1) 라멘 구조인 경우

잔교가 원통 또는 각통과 상부구조만으로 되어 있는 경우는 원통 또는 각통의 기초 위치를 힌지로 본 라멘구조 형식으로 검토하여야 한다.

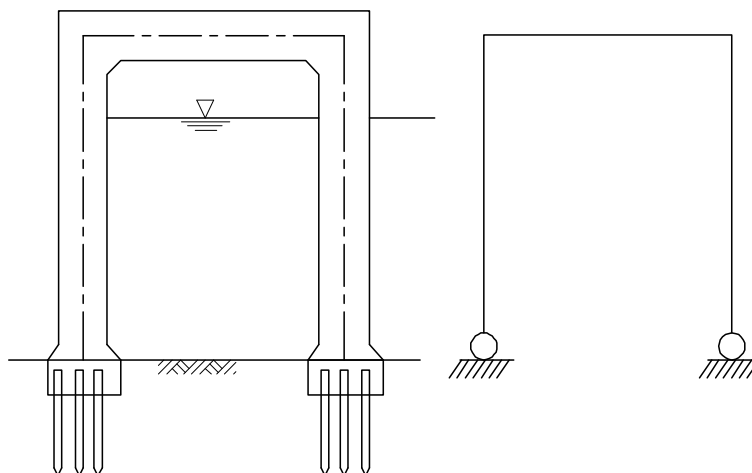
단, 수평력에 대한 강성을 증대시키기 위해 단면방향의 거더(항)로 원통 또는 각통의 윗부분을 강결시켜야 한다.

(2) 트러스 구조인 경우

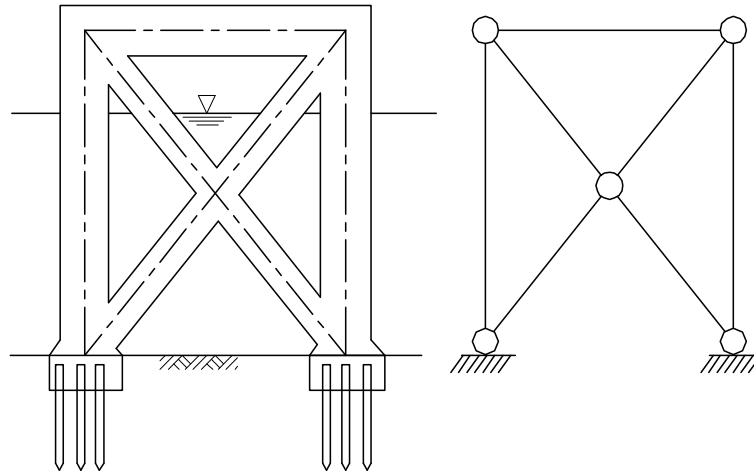
잔교가 원통 또는 각통과 상부구조 및 연결재 등으로 만들어졌을 때는 트러스 구조 형식으로 검토하여야 한다.

[참 고]

- (1) 라멘구조인 경우는 수평력에 저항하기 위해 단면방향으로 거더에 의하여 원통 또는 각통머리를 강결하는 동시에 수평력을 잔교의 기준선방향으로 분산시키기 위해 거더 및 슬래브를 기준선방향으로도 연결하는 것이 좋다. 그러나 일반적으로 원통 또는 각통간의 간격은 말뚝식 잔교의 말뚝간격보다 넓으므로 강결하는 지간의 수는 1~2지간 정도로 하는 것이 좋다. 설계계산에서 라멘 구조는 참고 그림 (4.2-27)와 같이 가정한다.
- (2) 트러스 구조인 경우, 그 설계계산은 참고 그림 (4.2-28)과 같은 트러스로 가정한다. 다만, 절점에는 휨모멘트가 발생되므로 보강하여야 한다.
- (3) 원통 및 각통의 기초에 말뚝을 필요로 할 경우에는 KDS 64 11 00 (4.5)에 준하여 설계한다. 기초말뚝을 설치할 경우라도 말뚝두부와와의 접합을 위해 원통 또는 각통의 하단에 0.5m정도의 확대기초를 두는 것이 보통이다.



참고 그림 (4.2-27) 설계상의 라멘 구조



참고 그림 (4.2-28) 설계상의 트러스 구조

4.2.3.2 흙막이부의 설계

슬래브 등의 상부구조 설계는 KDS 64 55 20 (4.2.1.8)에 따른다.

4.2.3.3 상부구조의 설계

슬래브 등의 상부구조 설계는 KDS 64 55 20 (4.2.1.8)에 따른다.

4.2.4 교각식 잔교

4.2.4.1 교각의 설계

교각의 설계는 구조형식에 따라 휨모멘트 및 수평력 분산, 부등침하 등을 고려하여 검토하여야 한다.

[해설]

- (1) 교각식 잔교는 각부의 강성이 크므로 단면방향의 거더로 강결하여도 휨모멘트의 전달은 기대할 수 없는 경우가 많다. 따라서 단면방향의 거더는 주로 수평력을 전달하는 기능을 갖도록 설계한다. 거더 및 슬래브를 잔교의 기준선방향으로 교각에 연결하면 수평력을 분산시킬 수 있다.
- (2) 부등침하 등의 영향은 원통 또는 각통식의 경우보다 훨씬 현저하므로 강결시키는 경우는 충분히 검토할 필요가 있다.
- (3) 각주로서 케이슨을 쓴 경우에는 가급적 자중을 가볍게 하고, 강성이 있는 구조로 하기 위해 벽은 될 수 있는 대로 두지 않고 골격만의 구조로 하는 것이 유리한 경우도 있다.

4.2.4.2 흠막이부의 설계

흠막이부 설계는 KDS 64 55 20 (4.2.1.6)에 따른다.

4.2.4.3 상부구조의 설계

슬래브 등 상부구조 설계는 KDS 64 55 20 (4.2.1.8)에 따른다.

4.2.4.4 교각부의 설계

교각부의 설계는 구조형식에 따라 KDS 64 55 20 (4.2.1 연직 말뚝식(직향식) 잔교), 4.2.2 경사 말뚝식(사조향) 잔교, 4.2.3 원통 또는 각통식 잔교, 4.2.4 교각식 잔교에 따르며 상부공과 연결판은 KDS 64 55 20 (4.2.1.8)에 따른다.

4.3 타이식 널말뚝 안벽

4.3.1 적용범위

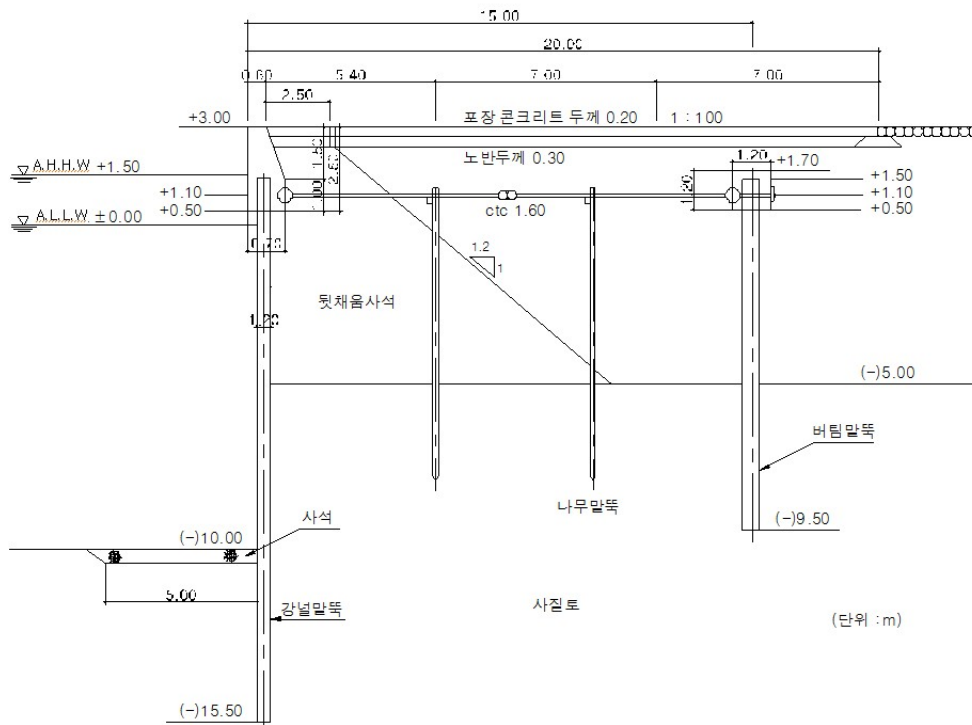
- (1) 이 기준은 버팀공(앵커공)을 가지고 있는 보통의 널말뚝벽 설계에 적용한다.
- (2) 이 기준은 사질지반 또는 단단한 점성토 지반 중에 근입된 강널말뚝벽을 대상으로 한다. 단, 연약지반에 근입된 널말뚝의 설계는 KDS 64 55 20 (4.3.8 연약지반인 경우의 주의사항, 4.3.9 원호활동 검토)에 따른다.

[해설]

이 기준은 사질지반 또는 단단한 점성토 지반 중에 근입된 강(鋼) 널말뚝벽을 대상으로 하고 있으므로 철근 콘크리트 널말뚝벽이나 연약지반 중에 근입된 강널말뚝벽 등은 다른 적당한 방법으로 검토하는 것이 바람직하며, KDS 64 55 20 (4.3.8)에 따른다.

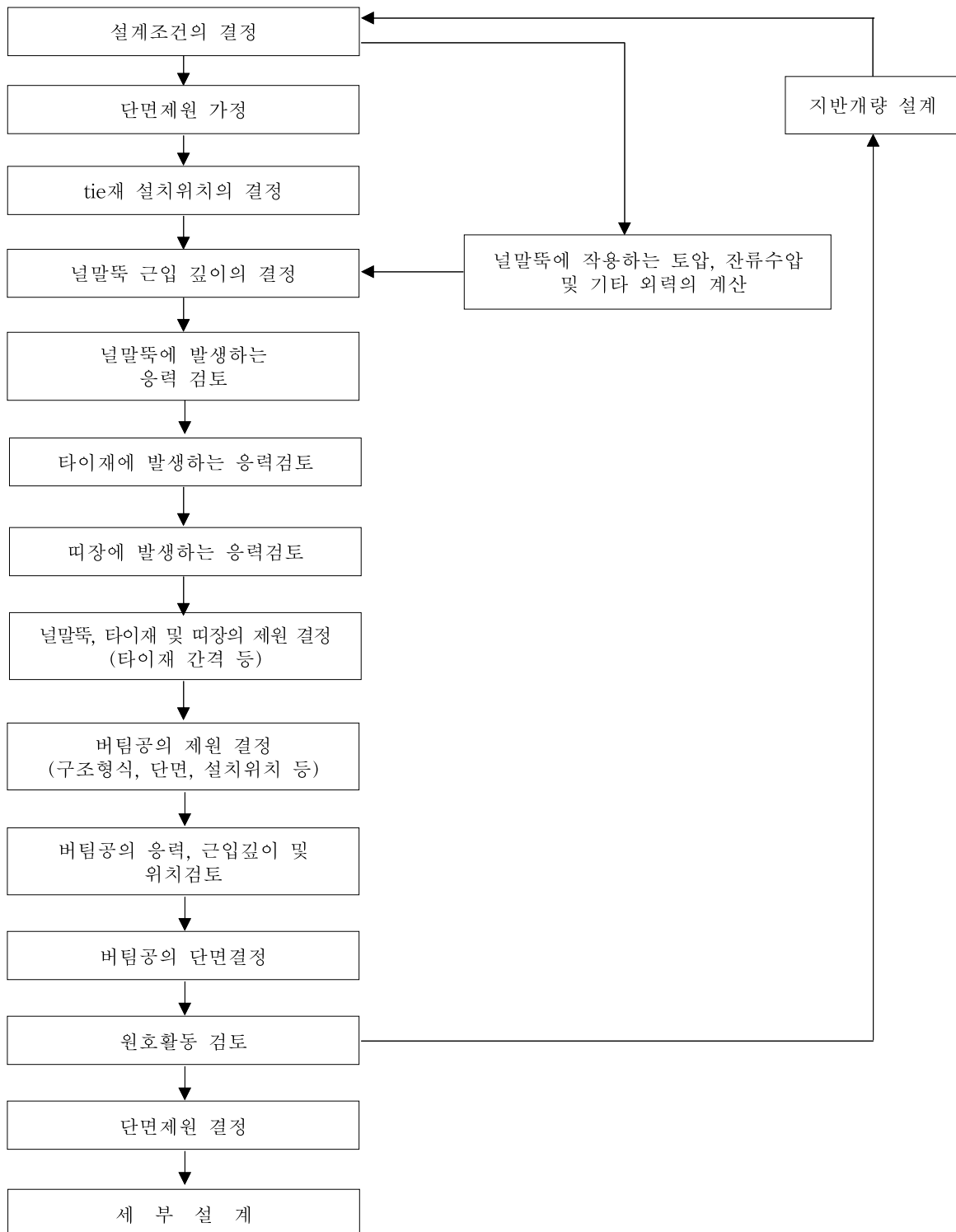
[참고]

- (1) 널말뚝식 안벽의 설계 예는 참고 그림 (4.3-1)에 도시한 바와 같다.



참고 그림 (4.3-1) 타이식 널말뚝안벽의 설계단면 예

(2) 널말뚝벽의 설계는 일반적으로 다음 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (4.3-2) 타이식 널말뚝 안벽의 설계순서

(3) 널말뚝벽의 설계법에는 다음과 같은 종류가 있다.

① 고전 토압론에 의한 것

가. Free earth support법

나. Fixed earth support법

② 근입부를 탄성지지로 하고 해석하는 방법

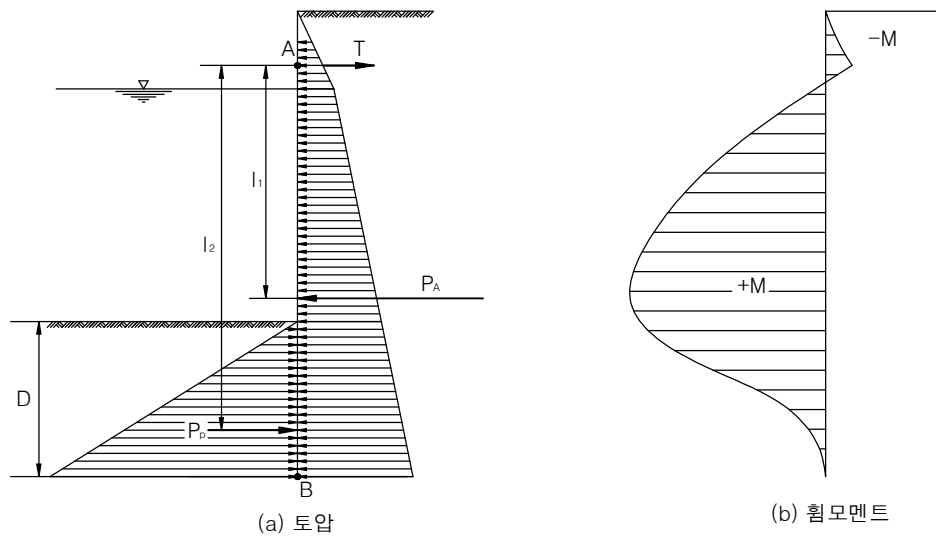
P.W.Rowe의 방법

(4) 각 설계법을 요약하면 다음과 같다.

① Free earth support법

이 방법은 널말뚝 근입부에 있어서 부의 휨 Moment가 발생되지 않는다고 가정하는 것이다. 즉 근입부의 하단에 있어서 휨모멘트가 0이 된다고 가정하여 해석하는 방법이다. 널말뚝에 작용하는 토압 및 휨모멘트는 참고 그림 (4.3-3)과 같이 가정하는 것이 보통이다.

근입장(D)은 Tie재 연결점(A점)에 대해서 주동토압과 수동토압에 의한 모멘트의 평형으로부터 구한다. Tie의 장력은 주동토압과 수동토압의 차로로서 구한다.



$$T = P_A - P_P, \sum M_A = 0 \text{ 에서 } P_A \cdot l_1 = P_P \cdot l_2$$

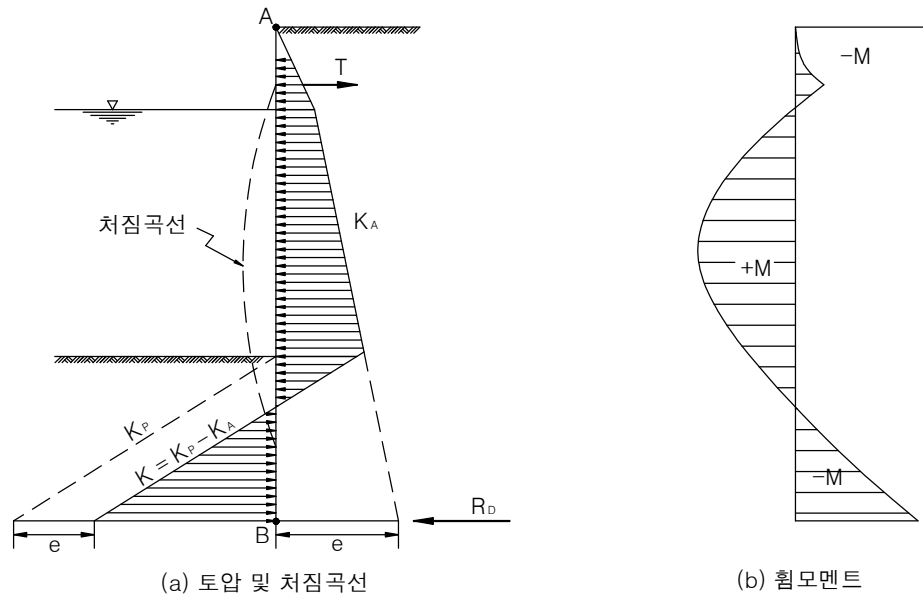
참고 그림 (4.3-3) Free earth support 법

② Fixed earth support 법

이 방법은 널말뚝 근입부분이 지반 중에 소정의 깊이 이하로 고정되어 있다고 가정해서 해석하는 방법이다. 따라서 해저면 하 소정의 깊이에서 널말뚝 처짐곡선 (Deflection curve)의 반곡점이 존재하여 반곡점과 널말뚝 하단 사이에는 부(負)의 휨모멘트가 작용한다고 가정한다. 또한, 널말뚝 하단에는 부 방향의 수동토압을 고려하나 일반적으로 이것은 집중력으로 가정한다. 널말뚝에 작용하는 토압 및 휨모멘트는 참고 그림 (4.3-4)와 같이 된다.

Fixed earth support법의 해법 중에 일반적인 것은 처짐곡선법이다. 처짐곡선법은 근입장을 가정하고 근입하단에 있어서 처짐곡선이 연직선과 접하는 것으로 처짐곡선을 도시하고 타이어 연결점의 처짐이 0이 될 때까지 시행착오법에 의해 근입장을 변화시킴으로서 그 시점의 부재력을 구하는 방법이다.

이 방법은 도해법에 의해 시행되기도 하나, 최근에는 복잡한 수식계산을 요구하는 경우 전산해석을 통해 수행하는 사례가 많다.



참고 그림 (4.3-4) Fixed earth support 법

③ P.W.Rowe의 방법

P.W.Rowe의 방법은 널말뚝 근입부분의 수동토압을 고전 토압론에 의하지 않고 널말뚝의 횡방향 변위 또는 해저면으로 부터의 깊이에 비례하는 지반반력으로 하여 널말뚝을 탄성체에 놓인 Beam으로 해석하는 것이다.

(5) 지반의 액상화와 동적해석

이 기준에서는 진도법에 의한 정적해석 설계법을 제시하고 있으며, 지반의 액상화는 고려하지 않고 있다. 이 때문에 지반의 액상화가 우려되는 경우에는 액상화 대책을 세우는 것이 바람직하며, 현장조건에 의해 액상화 대책이 불가능한 경우나 지진시의 변형조사를 행할 필요가 있는 경우에는 별도 동적해석에 의하는 것이 바람직하다.

4.3.2 널말뚝벽에 작용하는 외력

널말뚝벽에 작용하는 외력은 다음 사항들을 고려하여 검토하여야 한다.

- (1) 토 압
 - ① 널말뚝벽 배후의 토압
 - ② 널말뚝 근입부 전면의 반력토압
- (2) 잔류수압
- (3) 지진력
- (4) 지진시의 동수압
- (5) 선박의 견인력
- (6) 선박의 충격력(방충재의 반력)

[해설]

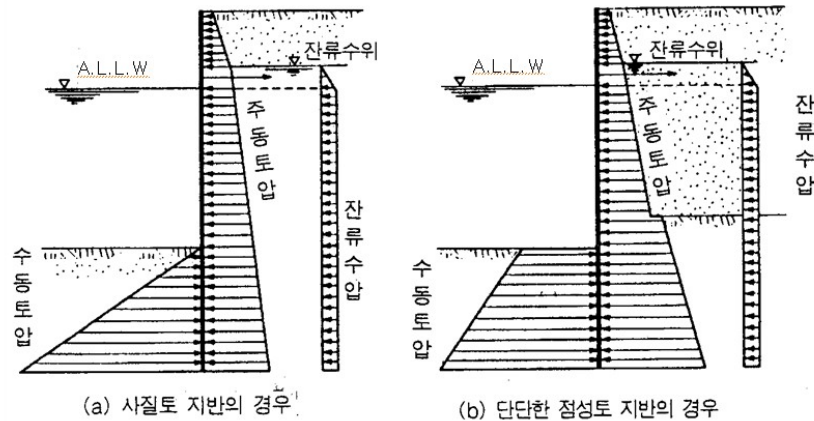
상기의 항목들은 널말뚝벽에 작용하는 외력 중에서도 특히 중대한 영향을 끼친다고 생각되는 인자들을 규정하고 있다. 상기 외에 널말뚝의 상부공이 클 경우, 그에 작용하는 지진력을 무시할 수 없는 경우가 있는데 이와 같이 널말뚝벽에 현저한 영향을 끼친다고 생각되는 외력이 있으면 적절히 고려할 필요가 있다.

[참고]

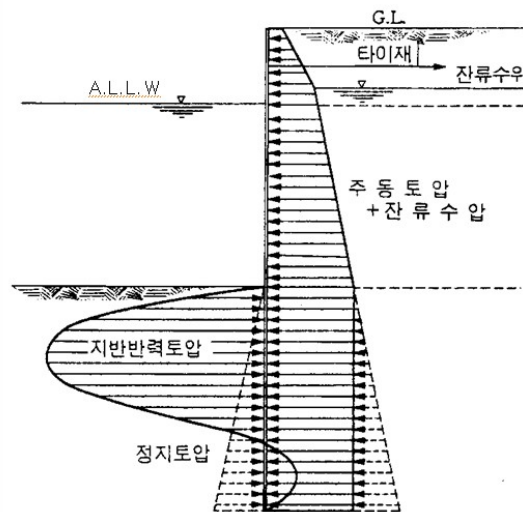
- (1) 널말뚝벽의 배후 토압은 주동토압을 쓰는 것이 보통이다. 또, 널말뚝 근입부 저면의 반력토압은 수동토압 또는 지반반력계수에 대응한 반력토압 등을 적절히 구할 필요가 있다.
- (2) 선박의 충격력은 일반적으로 상부공의 설계에만 고려한다. 또 선박의 견인력은 계선주의 기초를 따로 설치하였을 경우에는 고려하지 않으나, 계선주를 널말뚝벽의 상부공에 설치하였을 경우에는 상부공, 타이재 및 웨일링의 설계 시에 고려한다.
- (3) 선박의 견인력, 선박의 충격력은 KDS 64 10 10 (4.1.2.7 계선주에 작용하는 힘)에 의하여 계산한다.
- (4) 널말뚝벽의 안정계산에 Free earth support법 또는 가상보법을 쓰는 경우, 토압과 잔류수압은 참고 그림 (4.3-5)와 같이 작용하는 것으로 보고, 그 계산은 KDS 64 11 00 (4.2 토압과 수압)에 따른다.
- (5) 크레인 등 하역기계가 있는 경우, 하역기계의 자중 또는 자중 및 적재하중에 의한 토압을 고려하여야 한다.
- (6) 사질지반의 경우, 널말뚝벽의 토압계산에 쓰이는 벽면 마찰각은 일반적으로 주동토압에 대해서 15° , 수동토압에 대해서 -15° 를 사용할 수 있다.
- (7) 토압은 벽체의 변위에 의해서 변화되기 때문에 실제의 널말뚝벽에 활동하는 토압은 시공방법(널말뚝을 타입한 후 뒤채움을 하는 경우와 널말뚝을 타입한 후 전면을 준설

하는 경우), Tie재 연결점의 널말뚝의 횡방향변위, 널말뚝근입장, 널말뚝의 강성과 해저지반의 성질과의 관계 등에 의해서 변하기 때문에 반드시 참고 그림 (4.3-5)와 같은 분포로 되지는 않는다.

- (8) 널말뚝의 안정계산에 P.W.Rowe의 방법(彈性樑解析法)을 사용할 경우는 토압 또는 잔류수압은 참고 그림 (4.3-6)과 같이 작용한다고 생각하고 널말뚝 전면에는 지반반력 계수에 대응한 반력토압과 정지토압이 작용한다고 보는 것이 좋다.



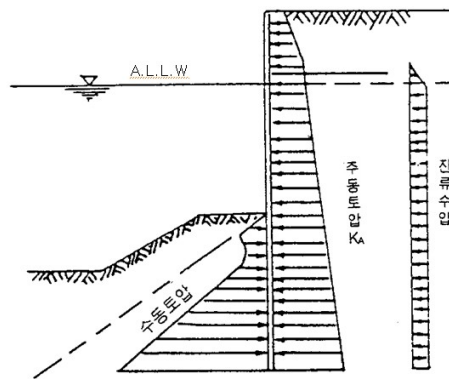
참고 그림 (4.3-5) 널말뚝벽의 설계에 고려해야 할 토압 및 잔류수압



참고 그림 (4.3-6) 널말뚝벽의 설계에 고려해야 할 토압 및 잔류수압
(P.W.Rowe 방법에 의한 경우)

- (9) 잔류수압 계산 시 잔류수위는 기초지반의 성질, 널말뚝의 이음부 상황 등에 따라 다르지만 강널말뚝인 경우는 A.L.L.W에 고저차의 2/3를 더한 것으로 본다. 그러나 점성토 지반 중에 박은 강널말뚝에서는 잔류수위가 거의 만조면과 일치하는 예도 있다. 기타 재료의 널말뚝을 쓰는 경우는 유사 구조물의 조사 자료를 기준으로 하여 결정하는 것이 좋다.

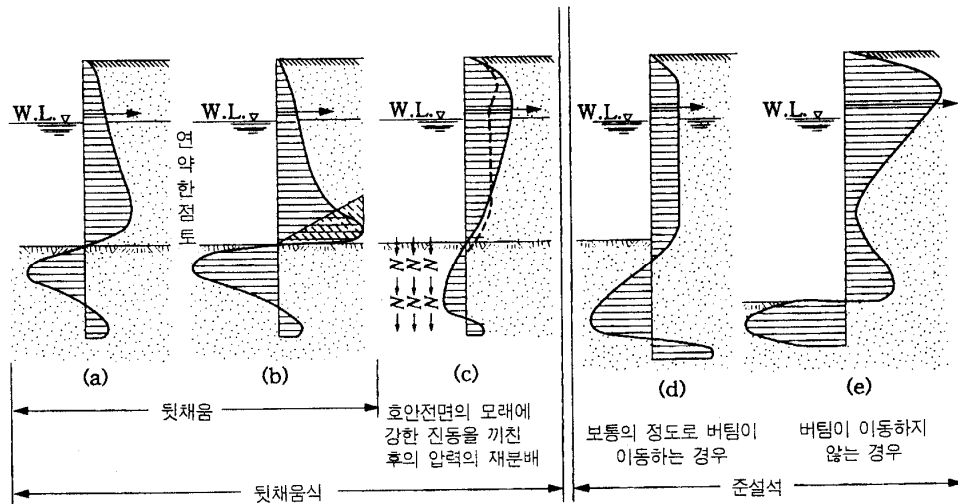
- (10) 널말뚝 근입부 전면의 반력토압을 산정할 때는 준설의 시공 정도를 고려하여 해저면에 여굴을 고려할 필요가 있다.
- (11) 횡잔교의 흙막이 호안과 같이 널말뚝 전면의 해저가 수평면 및 사면의 복합단면일 때에는 수동토압을 쿨롬(Coulomb)의 방법에 의해서 활동면과 널말뚝이 갖는 각을 변화시키면서 수동토압을 계산하고 그 최솟값을 수동토압으로 간주하는 방법이 있다. [참고 그림 (4.3-7) 참조]
- 단, 널말뚝 전면부의 거동은 탄성지반으로서 가정하는 경우가 실험 등과 잘 일치하고 있으므로 그와 같은 것도 고려할 필요가 있다.



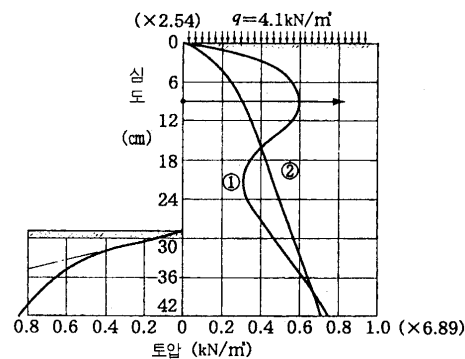
참고 그림 (4.3-7) 사면을 가진 널말뚝 근입부의 수동토압 현상

- (12) 모형널말뚝벽의 토압 실측 예에 대해서는 체보타리오프(Tschebotarioff)에 의한 것과 P.W.Rowe에 의한 것이 잘 알려지고 있고 진동시의 토압에 대해서는 일본항만기술 연구소의 실험예가 있다. 체보타리오프는 프린스턴 대학에서 모형널말뚝의 실험을 바탕으로 널말뚝에 활동하는 토압의 형식으로서 참고 그림 (4.3-8)과 같은 5형식을 나타내고 있다. 이들 중 (a)와 (b)는 널말뚝을 타입한 후의 뒤채움을 한 경우로서 근입부의 수동토압은 참고 그림 (4.3-5)와 상이하나 널말뚝 배면에 작용하는 주동토압 분포는 대략 삼각형 분포를 하고 있고 KDS 64 11 00 (4.2)에 의한 계산값과 큰 차이는 없다.
- (c)는 뒤채움식 널말뚝 저면의 해저지반에 강한 진동을 끼친 경우이고 버팀이 이동하지 않은 경우는 준설식 널말뚝벽과 같은 양상으로 실선과 같이 토압분포를 나타내나 보통 수준으로 버팀이 이동하는 경우는 점선과 같은 토압분포가 된다. (d) 및 (e)는 뒤채움을 한 후 전면만을 준설한 경우이고, (e)는 타이(Tie)재 연결점이 전면으로 이동하지 않은 경우로, 소위 Arch작용에 의해 타이재 연결점 부근의 토압이 크게 된다. 조금이라도 전면으로 이동하면 (d)의 형상과 같이 타이재 배후의 수동토압 및 아치작용은 대단히 적게 된다. 참고 그림 (4.3-9)는 P.W.Rowe가 모형실험에 의해 구한 토압분포로서 곡선 ①은 타이재 연결점의 변위가 없는 경우, 곡선②는 변위를 허용한 경우인데 곡선②의 토압계수는 Coulomb의 방법으로 벽면 마찰각을 흙의 내부마찰각의 2/3으로 취하여 계산한 값과 잘 일치하고 있다.

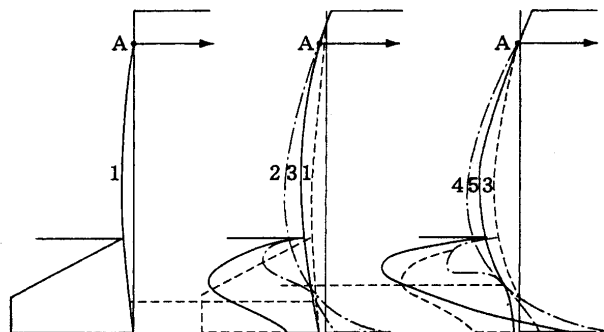
참고 그림 (4.3-10)은 Rowe가 모형실험의 결과에 의해서 근입부의 토압분포와 널말뚝 변위와의 관계에 대해 나타낸 것으로서 당연히 참고 그림 (4.3-6)과 같은 분포가 되나 널말뚝벽에 상부지점을 중심으로 회전하고 하단이 전방으로 압축 시에는 삼각형분포에 가까워진다고 기술하고 있다.



참고 그림 (4.3-8) 널말뚝벽에 활동하는 토압분포의 주요 5형식(Tscheboterioff)

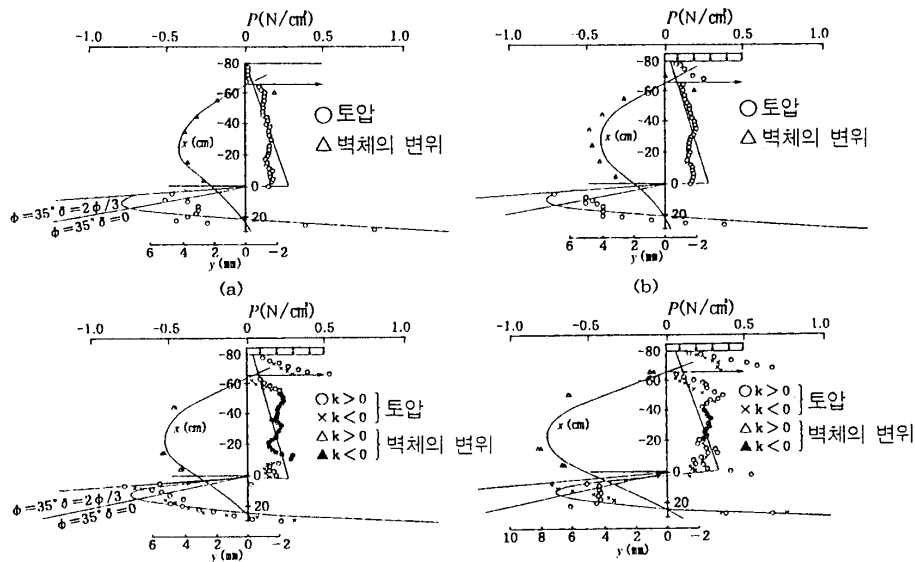


참고 그림 (4.3-9) 모형널말뚝벽의 토압 실측 예(P.W.Rowe)



참고 그림 (4.3-10) 널말뚝의 강성과 근입부 수동토압 분포와의 관계(P.W.Rowe)

일본항만기술연구소에서는 건조모래에 타입한 모형 널말뚝벽에 대해서 진동실험을 행하고 참고 그림 (4.3-11)과 같은 토압분포를 얻었다. 이것에 따르면 주동토압은 KDS 64 11 00 (4.2)에 따라 계산하는 것과 개략 일치한다. Tie재 상부의 토압은 뚜렷하게 커지고 타이재와 해저저면과의 사이에서는 널말뚝의 변형 때문에 토압의 재배분이 행하여지면서 그다지 증대하지 않는다. 또, 널말뚝벽을 물에 침수시켜 행한 실험에서는 진동의 가속도가 크게 되면 KDS 64 11 00 (4.2)에 의한 값보다도 큰 토압이 작용한다. 단, 실험에서는 가속도가 크게 되면 모래의 액상화 영향이 나타나지만 실제의 널말뚝벽에 대해서도 그와 같은 양상이 나타날지는 명확치 않다.



참고 그림 (4.3-11) 모형널말뚝벽에 있어서 진동시의 토압분포

(13) 지진시의 동수압에 대해서는 KDS 64 11 00 (4.2)를 참조한다.

4.3.3 널말뚝의 설계

4.3.3.1 타이재의 연결위치

타이재의 연결위치는 시공성, 경제성 등을 고려하여 결정한다.

[해설]

타이재의 연결위치는 널말뚝단면 및 타이재 단면 제원에 큰 영향을 미치므로 타이재 연결위치의 결정에 있어서 시공성, 경제성 등을 검토할 필요가 있다.

[참 고]

- (1) 타이재란 종래부터 쓰이고 있는 타이로드(Tie rod) 또는 타이케이블(Tie cable)로서 널말뚝과 버팀공을 연결하는 재료를 말한다.
- (2) 널말뚝에 작용하는 휨모멘트는 타이재 설치위치가 낮을수록 감소하는 경향이 있으며 일반적으로 벽높이의 반 정도까지 연결점을 낮추면 휨모멘트는 감소하므로 널말뚝 단면 및 근입길어도 감소된다. 반면, 타이재에 작용하는 인장력은 타이재 설치위치가 내려갈수록 커지는 경향이 있으므로 타이재 단면 및 버팀공의 제원은 증가하게 된다.
따라서 공사비를 최소로 하는 타이재 연결위치는 위의 양자를 고려해서 결정해야 하지만, 연결위치가 낮을수록 공사비가 적게 드는 경향이 있다.
- (3) 널말뚝 설치위치의 지반고가 높을 경우, 타이재 연결점을 아래로 낮추게 되면 굴착 및 되메우기의 물공량 증가로 인해 공사비가 높이 책정될 수 있다.
- (4) 널말뚝에 타이재를 연결하는 방법은 널말뚝에 구멍을 뚫은 다음 구멍에 타이재를 끼우고 전단(前端)에 너트를 채우는 것이 일반적이다. 구멍을 뚫는 작업은 널말뚝 타입이 완료된 후에 해야 하며 수중에서는 작업이 곤란하다. 타이재 연결위치는 일반적으로 A.L.LW에 고저차의 2/3를 더한 정도의 높이로 하는 것이 좋다.

4.3.3.2 널말뚝의 근입길이

널말뚝의 근입길이는 널말뚝의 하단이 지반에 고정되어 있는 것을 조건으로 하고 널말뚝의 강성 및 지반의 특성을 고려하여 소요 길이를 확보하여야 한다.

[해 설]

널말뚝의 역학적 거동은 근입길이에 의해서 변화한다. 근입길이가 짧은 경우에는 Free earth support 상태가 되고 반대로 길 경우에는 Fixed earth support 상태가 되는 거동 특성이 있다. 널말뚝을 안전하게 설계하기 위해서는 널말뚝 하단이 충분히 고정되는 상태, 즉, Fixed earth support 상태가 만족되어야 한다.

[참 고]

버팀공을 갖는 널말뚝의 역학적 거동은 널말뚝의 강성, 지반의 특성, 근입장 등의 영향을 강하게 받는데 특히, 근입길이의 길고 짧은 정도에 따라 뚜렷하게 다르다.

이 기준에서 기술한 설계법은 널말뚝벽 하단이 고정되어 있는 것을 전제조건으로 하고 있다. 널말뚝 하단이 고정 되는 근입길이는 널말뚝의 강성 및 지반의 특성에 의해 변화한다. 토압론에 의한 Free earth support법의 근입길이 결정방법은 널말뚝의 강성이 고려되지 않는 것이며, 이것은 널말뚝벽 하단이 고정 된 경우, 예상되는 수동토압 분포가 Coulomb 토압에 의해 계산되는 삼각형 분포로 되지 않는 등 실제 거동과는 다른 양상을 나타내는 단점이 있다.

고정식 계류시설

- (1) 널말뚝 근입길이를 Free earth support법으로 구하는 경우, 앞의 참고 그림 (4.3-3)과 KDS 64 55 20 (4.3.2) 참고 그림 (4.3-5)에서 계산된 토압과 잔류수압에 대해 타이재 연결점 (A점)을 원점으로 한 모멘트 평형으로부터 참고 식 (4.3-1)을 만족하도록 구한다.

$$M_P = F \cdot M_A \quad \text{참고 식 (4.3-1)}$$

여기서, M_P : 수동토압에 의한 tie재 연결점에 관한 모멘트(kN.m/m) ($=P_P \cdot \ell_2$)

M_A : 주동토압 및 잔류수압에 의한 tie재 연결점에 관한 모멘트(kN.m/m) ($=P_A \cdot \ell_1$)

F : 안전율

안전율은 사질토 지반에 타입한 널말뚝벽에 있어서는 평상시 1.5 이상, 이상 시 1.2 이상으로 하고 단단한 점성토 지반에 있어서는 상시, 이상시 모두 1.2 이상으로 하는 것이 바람직하다.

- (2) 참고 식 (4.3-1)에서 M_P 및 M_A 는 근입길이(D)의 함수이므로 참고 식 (4.3-1)은 D에 관한 방정식이 된다. 실제로 참고 식 (4.3-1)을 계산할 때에는 D값을 가정해서 시산법에 의해 식의 좌변 및 우변을 계산한 후 도해법에 의해서 양변이 같게 되는 D값을 구한다.

- (3) 점성토 지반에서는 일반적으로 참고 식 (4.3-2)를 만족해야 근입의 안정이 성립된다.

$$4c > w + \sum \gamma h + \gamma_w h_w \quad \text{참고 식 (4.3-2)}$$

여기서, c : 해저 지반 흙의 점착력(kN/m²)

w : 상재하중(kN/m²)

γ : 흙의 단위체적중량(kN/m³) (잔류수위 이하에서는 수중 단위체적중량)

h : 해저면상 흙의 층 두께(m)

γ_w : 물의 단위체적중량(kN/m³)

h_w : 잔류수위와 전면조위의 수위차(m)

해저지반이 연약하여 참고 식 (4.3-2)를 만족하지 않는 경우는 해저지반을 적당한 방법으로 개량하거나, 또는 선반식 널말뚝단면으로 계획하는 등의 대책을 강구할 필요가 있다.

4.3.3.3 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력

널말뚝에 작용하는 최대 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력은 널말뚝의 강성, 근입길이, 지반의 굳은 정도 등을 고려하여 산정한다.

[해설]

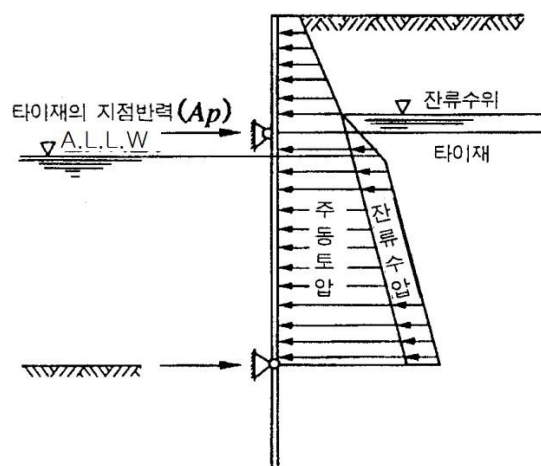
널말뚝벽의 역학적 거동은 널말뚝의 강성, 근입길이, 지반의 굳은 정도에 의해서 영향을 받고 있다는 것을 오래전부터 인지해오고 있었으며 그 동안은 안벽의 전면수심도 비교적 얇고 U형 강널말뚝 등 단면강성이 비교적 적은 것으로 대응하고 있었으므로 중간정도 이상으로 다져진 사질토 지반에 타입한 강널말뚝은 휨모멘트의 반곡점 위치가 해저지반, 또는 그보다 얇은 곳에 있기 때문에 가상보법(假想裸法)이라 하는 간편법으로 대응하여 왔다. 그러나 최근 안벽의 대형화 추세에 따라 비교적 단면강성이 큰 강관널말뚝이 사용되고 있는 실정이므로 이에 따른 휨모멘트의 반곡점 위치가 해저지반보다도 깊어지게 되어 이전의 가상보법으로는 단면력이 과소하게 계산될 우려가 있어 주의를 요할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 널말뚝의 최대 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력은 아래에 기술하는 가상보법 또는 P.W.Rowe의 방법에 의해 구하여도 좋으나, 상기와 같은 이유로 널말뚝의 강성이 큰 경우에 있어 가상보법을 사용할 경우 특히 주의가 필요하다.

- (2) 가상보법

가상보법은 널말뚝의 최대 휨모멘트 및 타이재 설치점의 반력을 참고 그림 (4.3-12)와 같이 타이재 설치점 및 해저면을 지점으로 하고, 해저면 상의 토압 및 잔류수압이 하중으로 작용하는 단순보로 가상해서 구하는 방법이다.



참고 그림 (4.3-12) 휨모멘트를 구하는 경우의 가상보

- (3) 휨모멘트 계산 시, 해저면에서의 역굴 영향을 고려해야할 필요가 있다.
- (4) 널말뚝 해측부 전면의 해저면이 수평이 아닌 경우는 해저면을 지점으로 해서 계산한 휨모멘트가 과소한 값이 되는 경우가 있으므로 주의하여야 한다.
- (5) 널말뚝의 허용수평변위량에 대해서는 구조물의 규모, 중요도, 이용도를 고려하여 신중히 결정할 필요가 있다.

4.3.3.4 널말뚝 단면의 결정

- (1) 널말뚝의 단면은 KDS 64 55 20 (4.3.3.3)에 따라 산정한 응력이 널말뚝의 허용 응력을 넘지 않도록 결정한다.
- (2) 강널말뚝의 허용응력은 KDS 64 10 20 재료(4.1.3.3 강말뚝 및 강관널말뚝, 4.1.3.4 강널말뚝)에 따른다.

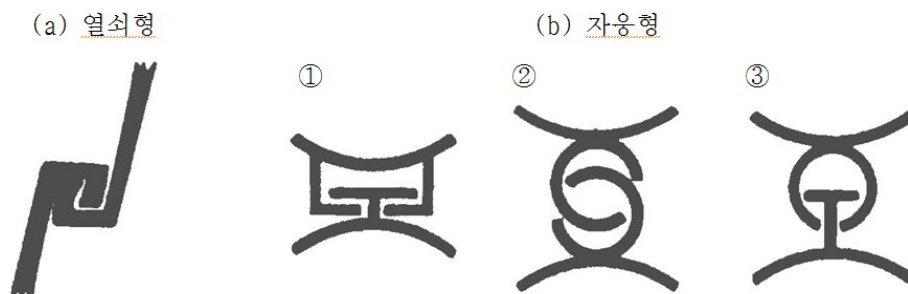
[해설]

널말뚝의 단면결정은 허용응력도법에 의해 행하는 것을 기본으로 하고 있다.

[참고]

- (1) 강널말뚝 연결부의 형식에는 다음과 같은 것이 있다.
 - ① 열쇠형
 - ② 자웅(雌雄)형

U형 말뚝에는 열쇠형이 쓰여 지고 자웅형(①, ②, ③)은 강관널말뚝에 쓰여 지고 있다. 강관널말뚝에는 ①의 연결부를 사용하는 것이 많다.
- (2) 강관널말뚝의 연결부 길이는 널말뚝의 일체성을 확보하는 면에서는 되도록 길게 하는 것이 좋으나, 시공 중 파손을 감안하여 널말뚝 선단까지는 연결부를 설치하지 않는다. 일반적으로 연결부의 최하단은 주동토압강도와 수동토압강도가 같게 되는 심도 또는 가상고정점($1/\beta$, KDS 64 55 20 (4.2.1.5))까지 설치하고 해저면과는 2~3m까지 설치하지 않는 것이 좋다. 잔류수위차가 큰 경우에는 piping 현상을 고려해서 결정하는 경우도 있다. 연결부의 최상단은 상부공의 하단에서 30~40cm 아래까지 하는 것이 좋다.



참고 그림 (4.3-13) 강널말뚝 연결부의 형상

4.3.3.5 단면의 강성영향을 고려한 탄성해석

널말뚝 단면은 널말뚝의 강성과 지반특성, 근입길이 등의 영향을 고려하여 결정한다.

[해설]

KDS 64 55 20 (4.3.3.2)) [참고]에도 기술한 바와 같이 버팀공이 있는 널말뚝벽의 거동은 널말뚝의 강성, 지반의 특성, 근입길이 등의 영향을 많이 받으며 특히, 이 중에서도 널말뚝 단면의 강성영향을 고려하는 것이 중요하다.

[참고]

- (1) Free earth support법과 가상보법(假想樑法)을 조합(組合)한 방법은 간편하고 실제 적용 사례들도 있기 때문에 현재까지 사용되고 있으나, 이 방법은 널말뚝의 단면강성을 고려한 설계법이라고는 볼 수 없다.
- (2) 다음에 기술하는 방법은 널말뚝의 근입부를 탄성상(彈性床) 위의 보(Beam)로 간주하는 것으로 로우(P.W. Rowe)의 방법을 수정한 계산법이다.

① 널말뚝의 탄성보 해석법

탄성보 해석법은 널말뚝벽의 근입지반에 탄성적인 지반반력계수를 설정하고 널말뚝벽에 탄성상(彈性床)위의 보 이론식을 적용하는 방법이다. 근입부의 기본식은 참고식 (4.3-3)과 같다.

$$EI(d^4y/dx^4) = P(x) = P_{AO} - (l_h/D)xy \quad \text{참고 식 (4.3-3)}$$

여기서, E : 널말뚝의 탄성계수(MN/m²)

I : 널말뚝의 단위 폭 당 단면2차모멘트(m⁴/m)

P_{AO} : 해저면에 있어서 주동토압과 잔류수압에 의한 하중강도(MN/m²/m)

l_h : 널말뚝벽의 지반반력계수(MN/m³)

D : 널말뚝의 근입길이(m)

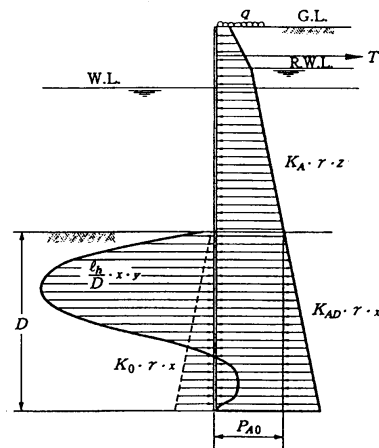
참고 식 (4.3-3)과 같은 형의 미분방정식에는 일반적인 해법이 없으므로 이것의 해를 얻기 위해서는 특별한 연구가 필요하다. 부름이나 로우(P.W. Rowe)는 이 해법에 무한떡급수의 형을 상정하여서 각항의 계수를 수치해석적으로 구하는 방법을 제창했다. 다카하시(高橋), 이시구로(石黒)는 로우(P.W. Rowe)의 방법을 기초로 널말뚝벽의 처짐곡선방정식으로 푸는 식을 유도하여 컴퓨터를 사용한 수치계산 방법으로 상세히 나타냈고 다시 실제 널말뚝벽의 거동특성과 잘 대응하도록 하기위하여 다음과 같이 수정을 하였다.(참고 그림 (4.3-14 참조))

$$EI(d^4y/dx^4) = P(x) = P_{AO} + K_{AD}\gamma x - K_o\gamma x - \{l_h/(D_F\gamma_f)\}xy \quad \text{참고 식 (4.3-4)}$$

고정식 계류시설

여기서, K_{AD} : 널말뚝벽 근입부의 주동토압계수

γ : 흙의 단위체적중량(MN/m^3)

 K_0 : 정지토압계수 D_F : 널말뚝벽의 수렴근입길이(m) γ_f : 근입부 전면의 제1차 정(正)(+)의 반력토압 작용 깊이와 D_F 의 비

참고 그림 (4.3-14) 널말뚝벽의 해석상 토압분포

② 특성 근입길이

상기의 해석수법을 적용하면 널말뚝벽 근입길이에 의하여 널말뚝벽의 거동특성에 변화가 있는 것이 명확하다. 즉 널말뚝이 일정 길이 이상이 되지 않으면 널말뚝벽은 안정하지 못하다. 이와 같이 한계의 안정상태를 갖는 근입길이를 한계근입길이 D_c 라 한다.

한계근입길이 보다 근입길이가 길면 널말뚝벽의 휨모멘트는 Free earth support 상태의 Peak인 최대 휨모멘트 M_p 가 되며 이때의 근입길이를 천이근입(遷移根入)길이 D_p 라 한다.

여기서 다시 근입길이를 길게 하면 Fixed earth support 상태의 수렴적인 최대휨모멘트 M_F 가 되며 이것을 만족하는 최소근입길이를 수렴근입(收束根入)길이 D_F 라 한다.

이제까지 Free earth support식의 근입설계방식(根入設計方式)으로 안전율(安全率)을 1로 하고 벽면마찰각 $\delta = -15^\circ$ 로 하는 수동토압에 의해 한계근입 길이를 산출한 경우는 일반적으로 천이근입(遷移根入)길이 D_p 보다 크게 된다. 이는 구한 근입길이의 널말뚝벽이 이미 Fixed earth support 상태에 가까워지고 있는 것을 나타내고 있다.

Free earth support 방법으로 안전율을 가하여 설계 근입깊이를 구하는 방법은 Free earth support 상태에 가까워지고 있음에도 불구하고, 반력토압의 분포상태를 삼각형 분포의 수동토압으로 보고, 널말뚝의 강성을 전혀 계산값에 고려하지 않는 것 등으로 미뤄볼 때, 널말뚝의 강성과 근입깊이의 크기에 의해 널말뚝벽 근입부의 역학적 거동이나 반력토압의 분포상태가 변화한다는 실제의 현상이 고려되지 않았다고 할 수 있다.

③ 널말뚝의 Flexibility number

널말뚝벽의 구조체로서 강도를 나타내는 지수는 다음과 같이 로우가 제안한 Flexibility number에 의한 표시방법이 있다.

$$\rho = H^4/EI = (H_T^4/EI)\ell_h \quad \text{참고 식 (4.3-5)}$$

여기서, ρ : Flexibility number (m^3/MN)

H : 널말뚝의 총길이(m)

로우는 $\rho = H^4/EI$ 의 H 에 널말뚝 총길이로서 널말뚝벽의 총 높이 H (널말뚝의 마루에서 해저면까지)와 Fixed earth support 상태의 근입길이 D 를 합한 것 ($H+D$)을 쓰고 있다. 단, 다카하시(高橋), 기구지(菊池)등의 Flexibility number와 지반특성을 합성해서 유도된 새로운 지표값(Similarity number)은 참고 식 (4.3-6)과 같고 여기서의 H 값은 타이재 연결점에서 해저면까지의 높이 H_T 를 쓰고 있다.

$$\omega = \rho \cdot l_h \quad \text{참고 식 (4.3-6)}$$

여기서, ω : Similarity number

l_h : 널말뚝벽의 지반반력계수(MN/m^3)

이와 같이 널말뚝벽의 역학적 특성을 참고 식 (4.3-5), 참고 식 (4.3-6) 등으로 표시함으로써 널말뚝의 강성영향(剛性影響)을 정량적으로 추산할 수 있다.

④ 널말뚝벽의 지반반력계수

널말뚝벽의 지반반력계수(l_h)에 대하여는 실측값이나 제안값으로 나타낸 자료가 극히 드물다.

이 때문에 모형실험 및 실측 등에 의해 구하는 것이 바람직하다.

기왕의 방법으로서 테르자기(Terzaghi)의 제안값과 이것을 개량(改良)한 다카하시(高橋), 기구지(菊池) 등의 제안값이 있다. 이들의 연구에 의하면 지반반력계수의 오차에 의한 영향은 보통범위 내에서는 치명적인 것은 아니다. 이 때문에 보통 널말뚝벽의 지반반력계수로서 다카하시, 기구지 등의 제안치를 적용해도 좋다.

가. 테르자기(Terzaghi)의 제안값

테르자기의 제안값은 참고 표 (4.3-1)과 같다.

참고 표 (4.3-1) 모래지반 중 널말뚝벽의 지반반력계수(l_h)

(MN/m ³)			
모래의 상대밀도	느슨함	보통	조밀
지반반력계수(l_h)	24	38	58

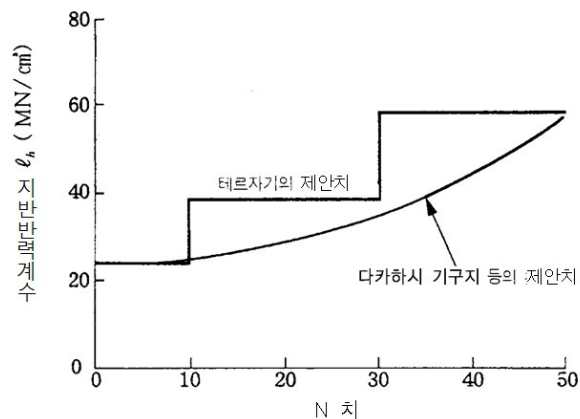
나. 다카하시(高橋), 기구지(菊池) 등의 제안값

다카하시, 기구지 등은 Tschbotarioff의 모형 널말뚝벽 실험결과와 테르자기의 제안값과의 사이에 모순이 없는 것을 확인하였다. 여기서 테르자기가 제안하는 지반반력계수와 상대밀도의 관계, 테르자기가 별도로 나타낸 N치와 상대밀도의 관계를 써서 참고 표 (4.3-1)에 나타낸 지반반력계수와 N치들 관계 등에서 안전 측이 되도록 작은 지반반력계수를 취하도록 참고 그림 (4.3-15)에 나타냈다.

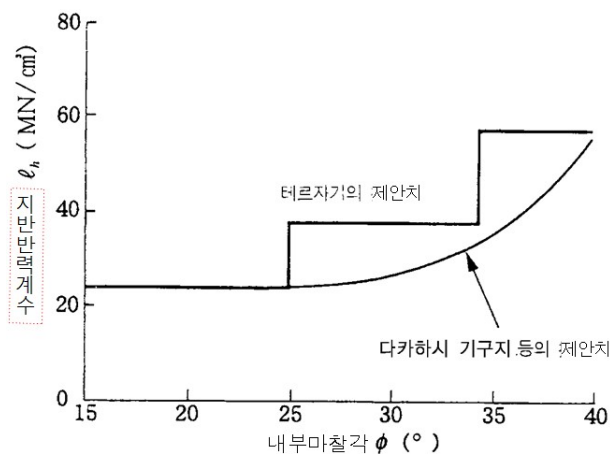
또 Dunham 식 중에 같은 N치에 대해서 작은 내부마찰각을 참고 식 (4.3-7)에 의해 지반반력계수와 내부마찰각의 관계를 참고 그림 (4.3-16)에 나타냈다.

$$\phi = \sqrt{12N} + 15(^{\circ}) \quad \text{참고 식 (4.3-7)}$$

단, Dunham의 식에는 사질토의 입상에 따라 높은 내부마찰각을 나타내는 식도 있으므로 참고 그림 (4.3-15)의 도표는 약간 편의적인 것이라 할 수 있다.



참고 그림 (4.3-15) N치와 지반반력계수(l_h)의 관계



참고 그림 (4.3-16) 내부마찰각(ϕ)와 지반반력계수(l_h)의 관계

⑤ 설계근입길이

널말뚝의 근입길이를 로우의 방법으로 구하는 경우는 참고 식 (4.3-8)에 만족하도록 구하면 좋다.

$$\delta_s = D_F / H_T \geq 5.0916 \times \omega^{-0.2} - 0.2591 \quad \text{참고 식 (4.3-8)}$$

여기서, δ_s : 널말뚝의 근입길이와 타이재 설치점에서 해저면까지 높이의 비

D_F : 널말뚝의 근입길이(m)

H_T : 타이재 설치점에서 해저면까지의 높이(m)

ω : Similarity number ($= \rho \cdot l_h$)

ρ : Flexibility number ($= H_T^4 / EI$)(m³/MN)

E : 널말뚝의 탄성계수(MN/m²)

I : 널말뚝 단위 폭 당 단면2차모멘트(m⁴/m)

l_h : 널말뚝벽의 지반반력계수(MN/m³)

이 식에서 구한 근입길이는 수렴근입 길이이고 다카하시, 기구지 등의 연구에 의하면 근입길이를 수렴근입 길이의 70%로 하여도 최대휨모멘트의 증가율은 2% 정도이다. 따라서 수렴근입 길이를 설계근입길이를 하면 안전율은 포함되어 있다고 생각되며 여기서는 안전율을 고려하지 않아도 좋다. 참고 식 (4.3-8)은 다카하시(高橋), 기구지(菊池) 등이 안벽의 수심((-)4~(-)14m), 토질조건, 지진조건, 강널말뚝 재질조건의 조합에 의한 72케이스들의 시뮬레이션모델을 기초로 해석을 하고 다음의 항목과 Similarity number와 관련시켜 구한다.

그 항목이란 수렴근입 길이 D_F 와 가상벽체높이 H_T 와의 비 $\delta_s (= D_F / H_T)$, 처짐곡선 해석에 있어서 수렴근입 길이 D_F 일 때 최대휨모멘트 M_F 와 타이재 연결점 및 해저면을 지점으로 한 가상보법 설계의 최대휨모멘트 M_T 와의 비 $\mu (= M_F / M_T)$, 처짐곡선 해석에 있어서 수렴근입 길이가 D_F 일 때 타이재 장력 T_F 와 가상보법 설계의 타이재 장력 T_T 와의 비 $\tau (= T_F / T_T)$ 이고 전체케이스들을 정리해서 참고 그림 (4.3-18) ~ (4.3-20)에 그래프로 표시를 했다. 그 그래프를 기본으로 대비계수 프로트 곡선의 수식화를 하고 있다. 참고 그림 (4.3-18)은 ω 와 δ 의 관련도이고, 평상시와 지진 시의 δ 를 각기 δ_N 와 δ_S 로 구하고 있으나 참고 식 (4.3-8)은 큰 값을 나타내는 지진 시의 δ_S 를 쓰고 있다.

⑥ Free earth support법과 Rowe방법으로 구한 근입길이의 비

완전한 Fixed earth support 상태가 달성되면 이 이상 근입길이를 증대하여도 널말뚝벽의 최대휨모멘트나 널말뚝벽 전면의 제1반력 토압작용구간 길이가 변하지 않게 되고 구조적으로 안정화한다.

이로부터 버팀공이 있는 널말뚝식 안벽의 소요 근입길이는 Fixed earth support 상태가 달성되는 근입길이인 것이다.

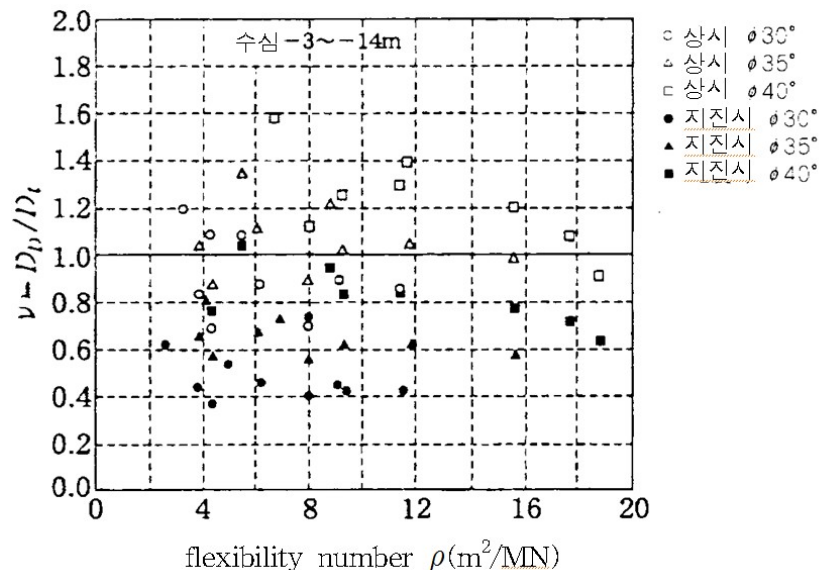
이 상태가 되는 최소의 근입길이를 설계근입길이(D_D)로 하는 것이 합리적이다.

이 D_D 와 Free earth support법으로 구한 근입길이(D_t)와의 비 $\nu(=D_D/D_t)$ 와 Flexibility number ρ 와의 관계가 참고 그림 (4.3-17)에 있다.

이 그림에서 ν 가 1을 상회하는 영역에서는 Free earth support법으로 구한 근입길이가 완전한 Fixed earth support 상태로 되기에는 불충분하다. 그림을 보면 평상시에는 많은 경우가 1을 넘고 지진 시에는 1을 넘지 못한다.

설계조건으로는 지진 시로 설계하는 것이 많으므로 대다수의 경우 Free earth support법으로 구한 근입길이는 Fixed earth support 상태가 달성되고 있다.

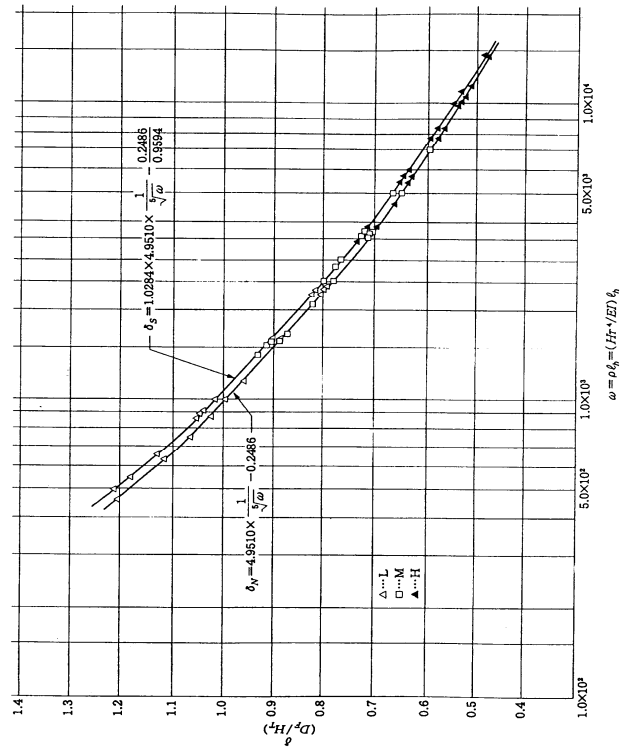
그러나 평상시의 경우나 지진 시의 경우에도 ρ 가 작을수록 ν 가 크게 되는 경향이 있고 Free earth support법으로 근입길이를 구하는 경우는 완전한 Fixed earth support 상태로 되지 않을 수도 있으므로 충분한 주의가 필요하다.



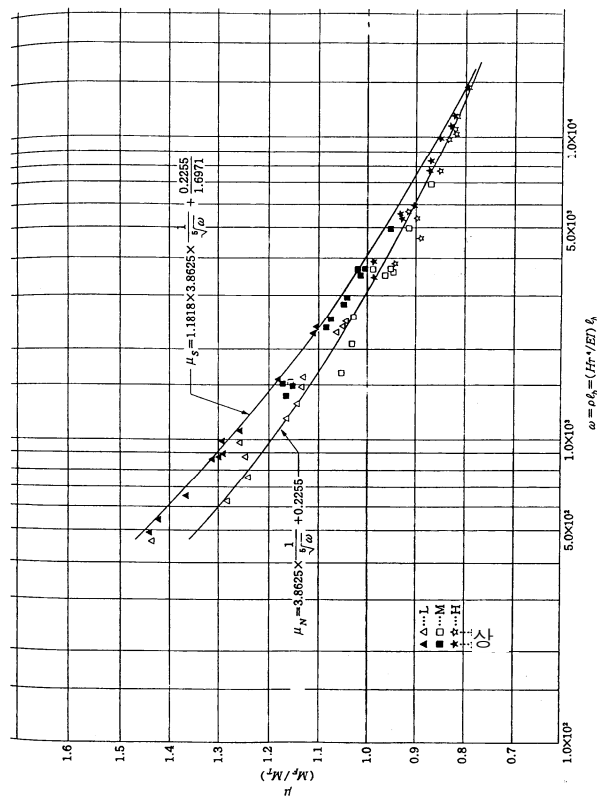
참고 그림 (4.3-17) ρ 와 ν 의 관계

⑦ 널말뚝의 최대휨모멘트와 타이(Tie)재 설치점 반력

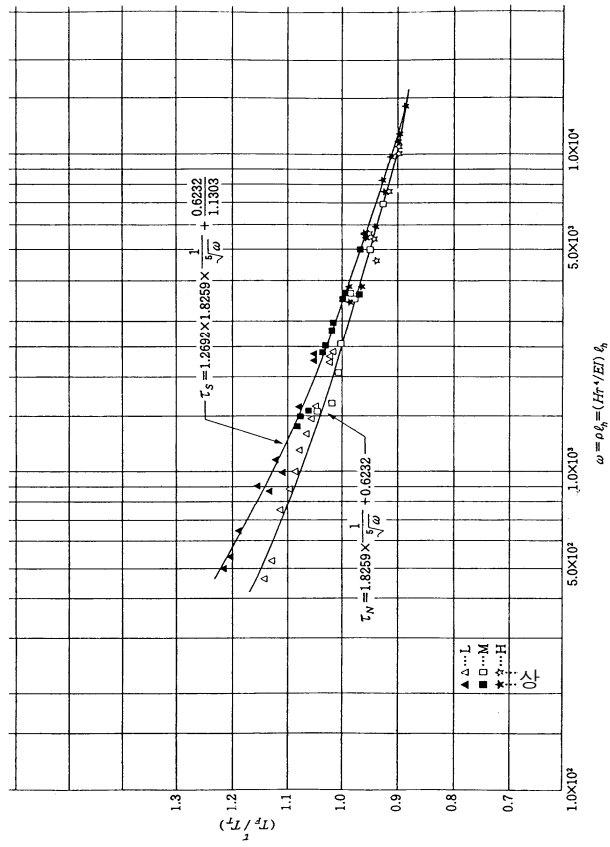
널말뚝의 휨모멘트나 지반반력계수의 영향을 고려하여 널말뚝의 최대휨모멘트 및 타이재 설치점 반력을 구하는데는 참고 그림 (4.3-19) 및 참고 그림 (4.3-20)에서 보정계수를 구하고 미리 가상보법으로 구한 값에 보정계수를 곱하여 수정하면 좋다. 참고 그림 (4.3-19) 및 참고 그림 (4.3-20)에 나타난 지진시의 진도는 KDS 64 17 00에서 구한다. 특히 상세한 설계이외에 지진시의 설계에는 이 그림에서 구한 값을 써도 좋다.



참고 그림 (4.3-18) ω 와 δ 의 관련도



참고 그림 (4.3-19) ω 와 μ 의 관련도



참고 그림 (4.3-20) ω 와 τ 의 관련도

4.3.4 타이재의 설계

4.3.4.1 타이재의 인장력

타이재에 작용하는 장력은 KDS 64 55 20 (4.3.3.3)에 의한 타이재 설치점 반력, 타이재의 설치간격을 기준으로 산정한다.

[해설]

KDS 64 55 20 (4.3.3.3)에 의해 산정한 타이재의 장력은 1m당의 힘이며, 일반적으로 타이재의 연결부는 일정간격으로 시공된다. 또, 배후에 기초시설 구조물이 있는 경우 그것을 피하기 위해 수평면과 경사각을 두어 시공되는 것도 있기 때문에 이들의 현장 조건을 고려하여 계산하여야 한다.

[참고]

- (1) 타이재에 작용하는 인장력은 참고 식 (4.3-9)로 구한다.

$$T = A_p \cdot l \sec \theta$$

참고 식 (4.3-9)

여기서, T : 타이재의 인장력(kN)

A_p : KDS 64 55 20 (4.3.3.3)에 의한 타이재 설치점 반력(kN/m)

l : 타이재의 설치간격(m)

θ : 수평면에 대한 타이재의 경사각(°)

- (2) 널말뚝 상부공에 계선주를 만들어, 계선주에 작용하는 선박의 견인력이 타이재에 전달 되는 구조로 한 경우에는 계선주 부근의 타이재 인장력은 상부공을 타이재가 탄성 받침으로 하는 보로 보고 풀지만 보통은 계선주 부근의 4개의 타이재로 견인력을 균등하게 분담한다고 가정하여 참고 식 (4.3-10)으로 구하면 충분히 안정하다.
또 타이재의 인장력에 선박의 견인력을 고려할 때, 타이재의 허용응력은 이상시 경우로 취급하여도 좋다.

$$T = (A_p l + \frac{P}{4}) \sec \theta$$

참고 식 (4.3-10)

여기서, P : 1개소의 계선주에 작용하는 견인력의 수평분력(kN)

선박의 견인력에 대해서는 KDS 64 10 10 (4.1.2.7)에 따른다.

- (3) U형 또는 Z형의 강널말뚝을 쓸 경우에는 타이재를 널말뚝 4장 째마다 연결하는 예가 많다.
(4) 연약지반으로 침하의 위험이 있는 경우에는 장력에 어느 정도 여유를 고려하여야 한다.

4.3.4.2 타이재의 단면

타이재의 단면은 KDS 64 55 20 (4.3.4.1)에서 산정한 인장응력이 허용응력을 넘지 않도록 검토한다. 이 경우 타이재 연결점의 반력은 널말뚝 단면의 강성을 고려하여 산정하여야 한다.

[해설]

타이재의 단면은 허용응력설계법에 의해 결정한다.

[참고]

- (1) 타이로드의 허용인장응력은 평상시는 항복응력의 40% 이하, 이상 시는 60% 이하로 한다.
- (2) 타이케이블의 허용인장응력은 평상시는 파괴강도에 대하여 안전율을 3.8 이상, 이상 시는 2.5 이상으로 한다.
- (3) (1) 및 (2)는 일본에서의 지진 시 널말뚝벽의 파손 예와 일본 항만기술연구소에서 행한 모형 널말뚝벽의 진동실험 결과, 지진 시에는 타이재에 KDS 64 55 20 (4.3.4.1)에 의하여 계산된 값보다 큰 인장력이 작용하고, 평상시에도 매립토사가 침하하면 타이재가 휘어져서 계산치보다 큰 응력이 발생하는 점 등을 고려하여 타이재에 대해서는 항복점응력에 대한 허용응력의 비를 일반구조물의 2/3으로 축소시킨다. 파괴강도에 대한 안전율을 확보한 결과는 참고 표 (4.3-2)와 같다.

참고 표 (4.3-2) 타이로드(Tie rod) 재료의 특성

종 류	파단강도 (N/mm ²)	항복점응력도 (N/mm ²)	허용응력도 (N/mm ²)		신장률 (%)	항복점 (응력도) (파단강도)	안전율 (파단강도) (허용응력도)	
			평상시	지진 시			평상시	지진 시
SS400	402 이상	(직경40mm 이하) 235 이상 (직경40mm를 넘는 것) 215 이상	94	141	24 이상	0.58	4.27	2.85
			86	129	24 이상	0.53	4.67	3.12
SS490	490 이상	(직경40mm 이하) 275 이상 (직경40mm를 넘는 것) 255 이상	110	165	21 이상	0.56	4.45	2.97
			102	153	21 이상	0.52	4.80	3.20
고장력강490	490 이상	325 이상	130	195	24 이상	0.66	3.77	2.51
고장력강590	590 이상	390 이상	156	234	22 이상	0.66	3.78	2.52
고장력강690	690 이상	440 이상	176	264	20 이상	0.64	3.92	2.61
고장력강740	740 이상	540 이상	216	324	18 이상	0.73	3.43	2.28

(4) 타이로드

- ① 널말뚝벽 배후의 뒤채움 흙이 침하하면서 타이로드는 널말뚝벽과 연결점에서 휨모멘트를 받는다. 이와 같은 휨모멘트를 받는 상태에서 인장력이 작용하면 신장률(늘음)이 적은 재질의 타이로드에서는 인장강도가 저하하므로 타이로드는 KS B 0801 금속재료 인장 시험편의 규정에 따른 (다)호 시험편에서 신장률이 18% 이상 되는 강재를 써야 한다.
- ② 타이로드의 인장응력은 부식으로 인한 단면의 감소를 고려하여 계산한다.

(5) 타이케이블

- ① 타이로드 대신 경강선재(KS D 3510)를 사용한 경강선이나 피아노선재(KS D 3509)를 사용한 PC강선을 꼬아서 만든 타이케이블을 사용해도 좋다. 타이케이블에 대해서는 파괴강도에 대한 안전율을 평상시는 3.8 이상, 이상 시는 2.5 이상으로 한다. 단, 0.2%의 영구변형이 발생하는 응력을 항복점응력으로 보고, 이것의 파괴강도에 대한 비가 2/3 이하가 되지 않아야 한다.
- ② 타이케이블의 방식을 위한 피복재료는 5~10mm두께의 폴리에틸렌 수지를 쓰는 경우가 많으나, 내구성에 대해서는 주의를 요한다. 매립공사 중 피복이 손상되지 않도록 주의할 필요가 있다.
- ③ Fitting anchor는 KS D 3711에 준하는 고강도의 크롬몰리브덴강이어야 하고, 너트는 KS D 3752에 준하는 기계구조용 탄소강이어야 한다.

(6) 지진에 의한 널말뚝벽의 파손 원인은 버팀판의 저항부족에 의한 것이 많으며 타이로드가 절단된 예도 확인되고 있다. 또, 일본 항만기술연구소에서 행한 모형널말뚝벽의 진동실험에 의하면 진동시의 타이로드 장력은 타이로드 부근의 토압 증가와 널말뚝 근입부의 고정도의 저하로 인하여 증대한다. 포화모래의 실험에서는 가상보법으로 얻어진 타이재 연결점 반력 계산치의 2~3배, 건조모래의 경우에도 1.5배 정도의 장력이 관측되고 있고 지진 시에는 KDS 64 55 20 (4.3.4.1)에 의한 계산치보다도 큰 장력이 작용하는 것으로 추정된다.

(7) 널말뚝벽 배후의 지표면이 느슨한 사질토이고 물로 포화되어 있는 경우는 지진 시에 진동에 의해 흙이 액상화하고 토압이 증가해서 타이재의 장력이 뚜렷하게 증가 되는 위험이 있으므로 지반을 개량하는 등, 그에 대한 방지를 도모하는 것이 바람직하다.

(8) 타이로드의 종류는 비교 설계하여 가장 경제적인 것을 적용하는 것이 좋으나 타이로드에 작용하는 장력이 큰 경우에는 허용인장응력이 큰 것이 유리하다. 그러나 고장력강을 쓰는 경우 그 파단강도와 항복점응력도와의 비가 보통강에 비해서 적기 때문에 참고 표 (4.3-2)에 나타나는 것과 같이 항복점 응력도에 대한 안전율이 같을지라도 파단강도에 대한 안전율이 저하하므로 그 적용에 대해서는 주의가 필요하다.

4.3.5 웨일링의 설계

웨일링의 최대 휨모멘트는 타이재의 인장력 및 타이재 연결간격 등을 고려하여 산정하여야 한다.

[해설]

웨일링의 최대 휨모멘트를 구하는 식은 여러 가지가 제안되어 있으나 현장의 여러 조건에 대해서 안전하고 경제적인 단면이 되도록 산정하여야 한다.

[참고]

(1) 웨일링의 최대휨모멘트는 참고 식 (4.3-11)로 산정한다.

$$M = \frac{T \cdot l}{10} \quad \text{참고 식 (4.3-11)}$$

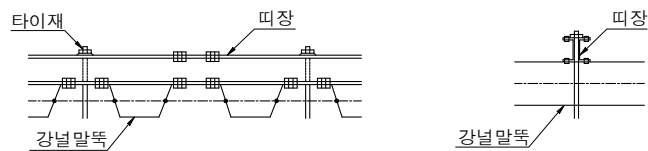
여기서, M : 웨일링의 최대휨모멘트(kN·m)

T : KDS 64 55 20 (4.3.4.1)에 의한 타이재의 인장력(N)

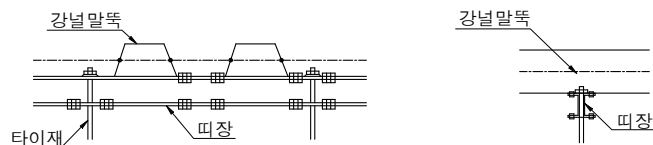
l : 타이재 연결간격(m)

이 식은 타이재 설치점 반력(A_p)을 등분포 하중으로 하고 타이재 설치점을 지점으로 한 3경간 연속보로 계산한 것이다.

(2) 널말뚝의 상부에는 수평으로 웨일링재를 설치하고, 이것에 널말뚝과 타이재를 체결한다. 웨일링은 보통 참고 그림 (4.3-21)과 같이 ㄷ형강(Channel)을 사용하지만 앵글(Angle) 또는 H형강을 사용하는 경우도 있다. 웨일링의 설치위치는 널말뚝의 전면에 둘 경우와 배면에 둘 경우가 있다.



(a) 강널말뚝의 바다 쪽에 설치한 경우



(b) 강널말뚝의 육지 쪽에 설치한 경우

참고 그림 (4.3-21) 웨일링의 연결 예

- (3) 웨일링은 웨일링에 작용하는 응력을 감소시키고 방식을 위해서 상부공에 묻어 넣는 것이 좋다. 상부공에 묻어 넣지 않을 때에는 부식으로 인한 단면의 감소를 고려하여 그 응력을 산정한다. 부식량에 대해서는 KDS 64 10 30 방식 (4.1.2 환경별 강재의 부식속도 비교)를 참조한다.
- (4) 웨일링의 허용응력도는 KDS 64 10 20 (4.1.3 강재의 허용응력)에 따른다.
- (5) 상부공에 계선주를 설치한 경우는 KDS 64 55 20 (4.3.4.1) [참조] (2)에 의해 선박의 견인력을 고려한 타이재 장력을 써서 계선주 부근의 웨일링 설계를 행할 필요가 있다. 이 경우, 허용응력도는 평상시의 1.5배로 하여도 좋다. 단, 웨일링을 상부공에 매입한 경우에는 견인력의 영향을 무시하여도 좋다.
- (6) 웨일링을 널말뚝의 해측에 설치하는 경우와 육지에 설치하는 경우가 있다[참고 그림 (4.3-21) 참조].

웨일링을 해측에 설치하는 경우는 웨일링이 널말뚝을 지지하는 상태가 되므로 각각의 널말뚝을 볼트로 강제적으로 체결할 필요는 없고 볼트 체결은 소수가 좋다. 그러나 웨일링재의 부식이나 손상은 널말뚝 벽에 치명적 손상이 되므로 상부공 콘크리트의 두께를 증가시켜서 웨일링을 콘크리트에 묻을 필요가 있다. 웨일링을 육측에 설치하는 경우는 널말뚝과 일체화시키는데 충분한 강도를 갖는 볼트를 많이 필요로 하고 시공이 번잡하지만 상부공 콘크리트의 두께는 해측의 경우에 비해서 얇게 할 수 있다.

4.3.6 버팀공의 설계

4.3.6.1 버팀공의 구조형식 선정

버팀공의 구조형식은 경제성, 시공여건, 시공전 지반의 높이 등 현장조건을 고려하여 결정한다.

[해설]

버팀공의 구조형식은 일반적으로 버팀판, 버팀널말뚝, 버팀직항, 버팀경사 조합말뚝으로 대별되며 그 구조형식에 의해 경제성, 공기, 시공방법이 다르므로 그 선정에 대해서는 현장조건 등을 고려하여 결정할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 버팀판을 선택함에 있어서 콘크리트의 수상 작업(Dry work) 가능 여부가 하나의 판단기준이 되는 경우가 많다. 비교적 대형의 널말뚝벽의 버팀판은 대개의 경우 지하수면 이하의 시공을 포함하게 되므로 체결을 하고 배수하면서 시공하는 예가 많다. 소형 콘크리트 버팀판은 별도의 제작 장소에서 제작하여 크레인으로 설치하는 경우도 있다.
- (2) 버팀널말뚝은 본체 널말뚝벽과 시공 공종이 같기 때문에 시공이 용이하고 공기가 짧은 경우가 많다. 특히 배후의 지반이 높고 강널말뚝을 육상에서 타입할 수 있는 경우에 유리하다.

- (3) 버팀공 전면의 지반이 포화된 사질지반으로서 지진 시에 액상화를 일으키기 쉬운 경우는 액상화가 지표면 부근에서 일어나기 때문에 근입 길이가 짧은 버팀공은 영향을 받기 쉽다. 그러므로 이런 경우는 근입길이가 긴 버팀말뚝이 유리하다. 지진시의 사질토 액상화에 대해서는 KDS 64 17 00을 참조한다.
- (4) 타이재에 인장력이 작용했을 때 버팀공의 변위는 조향인 경우에는 작고, 널말뚝 및 직향인 경우에는 크다. 따라서 버팀널말뚝 및 버팀직향을 쓴 버팀공의 변위는 지진 시 증가되므로 주의할 필요가 있다.
- (5) 시공 전 해저면이 깊을 때에는 버팀직향 또는 버팀조향을 설치하는 것이 유리하다.
- (6) 배후시설과의 관계로 버팀공 설치위치가 제약되는 경우에는 버팀조향을 설치하는 것이 유리하다.
- (7) 매립토사의 침하가 예상되는 장소에 사용한 조향에는 축방향력 이외에 휨응력이 작용할 염려가 있으므로 주의하여야 한다.

4.3.6.2 버팀공의 설치위치

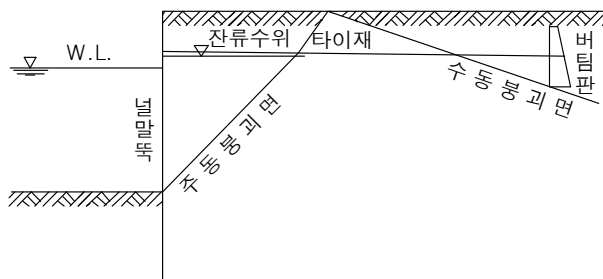
버팀공의 설치위치는 버팀공 구조의 특성을 고려하고 널말뚝벽 구조의 안정이 확보되는 위치에 설치하여야 한다.

[해설]

버팀공의 설계위치는 버팀공 자체의 안정이 그 위치에 의해 영향을 받는다. 버팀공은 그 구조형식에 따라 안정이 확보되는 위치가 각기 다르므로 버팀공 구조형식별로 각각의 설치위치를 결정할 필요가 있다. 따라서 버팀공은 널말뚝벽 본체 및 버팀공의 안정을 확보하기 위해 널말뚝벽에서 충분한 거리의 위치에 설치되어야 한다.

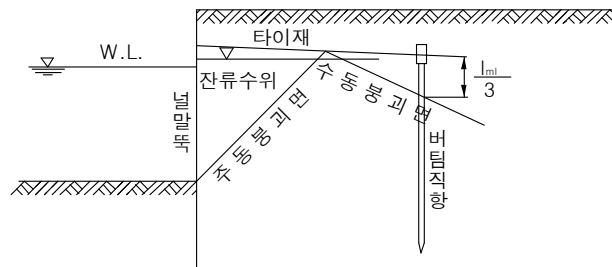
[참고]

- (1) 버팀판의 설치위치는 참고 그림 (4.3-22)에서와 같이 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면과 버팀판 하단에서 그은 버팀판의 수동붕괴면이 지표면 이하에서 교차하지 않도록 결정한다.

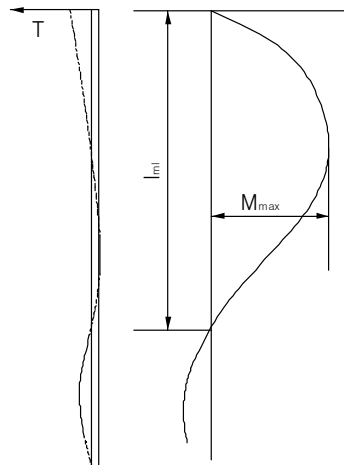


참고 그림 (4.3-22) 버팀판의 설치위치

- (2) 버팀직항의 설치위치는 참고 그림 (4.3-23)에서와 같이 말뚝과 타이재의 연결점에서 $l_{m1}/3$ 만큼의 깊이에서 그은 말뚝의 주동붕괴면과 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면이 말뚝과 타이재의 연결점을 포함한 수평면 이하에서 교차하지 않도록 결정한다. 여기서, l_{m1} 은 참고 그림 (4.3-24)와 같이 타이재와 말뚝의 연결점을 지표면으로 보았을 때 머리부가 자유상태인 말뚝의 휨모멘트 제1 영점의 깊이이다.

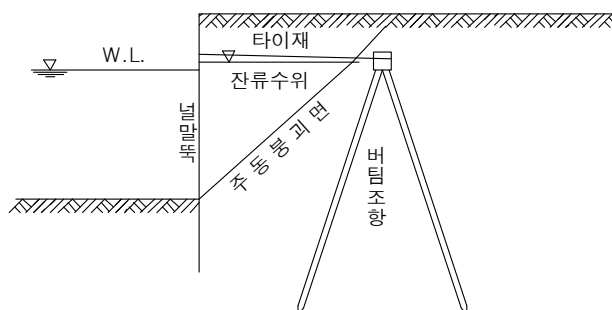


참고 그림 (4.3-23) 버팀직항의 설치위치



참고 그림 (4.3-24) 버팀직항의 휨모멘트도

- (3) 버팀널말뚝의 설치위치는 널말뚝을 장항으로 간주할 경우, 버팀직항의 설치위치에 따른다. 또 널말뚝을 장항으로 볼 수 없을 때는 버팀널말뚝과 타이재 연결점에서 $1 m/2$ 만큼의 깊이 이하의 널말뚝은 무시하고 버팀판에 준하여 설치위치를 정한다.
- (4) 버팀틀 말뚝의 설치위치는 참고 그림 (4.3-25)에서와 같이 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면의 배후에 둔다.



참고 그림 (4.3-25) 버팀조항의 설치위치

- (5) 붕괴면이 수평면과 이루는 각은 KDS 64 11 00 (4.2)에 의해 산정한다.
- (6) 버팀말뚝 및 버팀널말뚝의 휨모멘트 제1 영점을 구하는 방법 및 버팀널말뚝을 장항(長杭)으로 볼 수 있는지 없는지의 판정방법은 KDS 64 11 00 (4.5)에 따른다.
- (7) 타이재에 수평한 일반적인 널말뚝식 안벽에서, 버팀직항이나 버팀말뚝에서 그은 수동 붕괴면을 구할 경우 벽면마찰각은 -15° 로 한다.
- (8) 참고 (2)에서 기술한 버팀직항의 설치위치는 일본의 구보(久保) 미애(三枝) · 스스기(鈴木)의 모형실험결과에 의한 것으로서 실제 설치위치는 안전율을 고려하여 참고 (2)에서 구해지는 위치보다 후방에 설치하는 것이 바람직하다.

4.3.6.3 버팀공의 설계

버팀공은 널말뚝안벽 또는 버팀공의 구조적 특성을 고려하고 현장여건에 부합되도록 안전하고 경제적으로 검토하여야 한다.

[해설]

버팀공의 설계는 각종 구조형식에 따라 특징이 있으므로 현장여건에 부합되는 구조를 적절하게 선정하여 안전하고 경제적인 설계를 수행하여야 한다.

[참고]

(1) 버팀판의 설계

① 버팀판의 안정

가. 버팀판은 참고 그림 (4.3-26)에서와 같이 버팀판 앞면의 수동토압으로 타이재의 인장력 및 버팀판 배후의 주동토압에 저항하는 것으로 해석하는 바, 참고 식 (4.3-12)를 만족하도록 그 높이와 설치깊이를 결정하여도 좋다.

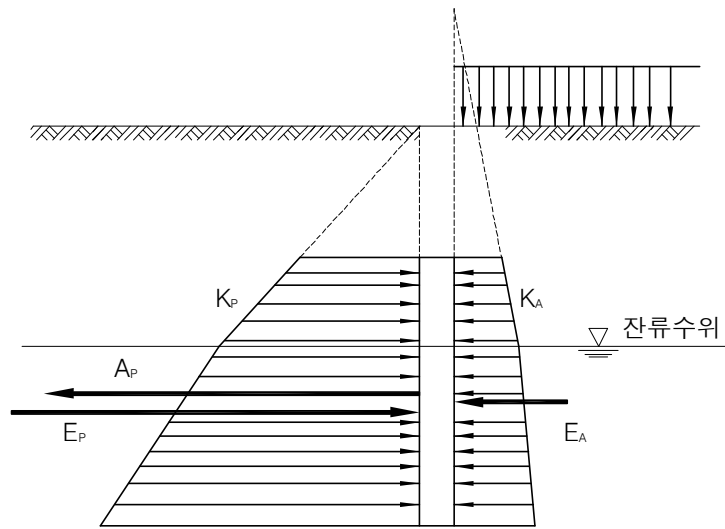
$$F = \frac{E_P}{A_P + E_A} \quad \text{참고 식 (4.3-12)}$$

여기서, F : 안전율

A_P : KDS 64 55 20 (4.3.3.3)에 의한 타이재 연결점 반력(N/m)

E_A : 버팀판에 작용하는 주동토압(N/m)

E_P : 버팀판에 작용하는 수동토압(N/m)

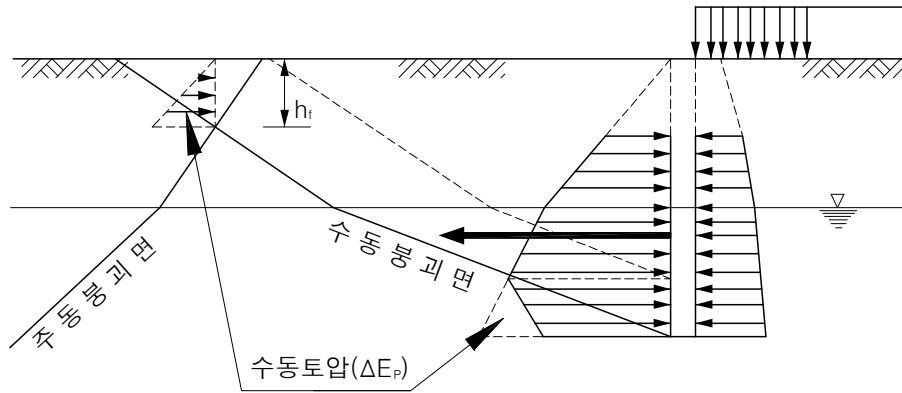


참고 그림 (4.3-26) 버팀판에 작용하는 외력

그러나 버팀판에 작용하는 토압의 산정에 있어서, 재하하중은 참고 그림 (4.3-26)과 같이 작용하는 것으로 하여, 주동토압에는 고려하고 수동토압에는 고려하지 않는다.

안전율은 평상시 2.5 이상, 이상 시 2.0 이상으로 한다.

- 나. 버팀판에 작용하는 토압의 계산은 KDS 64 11 00 (4.2)에 따른다.
- 다. 토압 계산에 사용되는 벽면마찰각은 주동토압의 경우 15° , 수동토압의 경우 0° 로 할 수 있다. 그러나 데드맨 앵커의 경우, 버팀판에는 상향의 인장분력이 작용하므로 벽면마찰은 보통의 수동토압의 경우와 반대로 상향으로 작용하며, 수동토압은 감소한다. 이때의 벽면마찰각은 $+15^\circ$ 로 할 수 있다. 타이재가 어느 정도 경사일 때 데드맨 앵커라고 생각할 수 있는지에 대해서는 명확하지는 않지만 1968년 도가치오키 지진에 의해 변형된 널말뚝벽에 대한 계산결과에서는 타이재가 수평면에 대하여 10° 이상 기울어진 경우는 데드맨 앵커로 취급하는 것이 재해현상과 잘 합치한다고 보고되었다.
- 라. 과거 지진에 의한 널말뚝벽의 파괴원인은 버팀판의 저항부족에 의한 것이 대부분이다. 이는 진동 시 널말뚝 머리부근의 토압 증가에 의한 타이재의 인장력 증가와, 지반 표층의 유동화에 의한 버팀판의 수동저항 감소에 기인한다고 생각된다. 따라서 버팀판의 안전율은 이상 시 2.0을 채용했다.
- 마. KDS 64 55 20 (4.3.6.2)에 의해서 그은 널말뚝의 주동붕괴면과 버팀판의 수동붕괴면이 지표면 아래에서 교차할 경우, 참고 그림 (4.3-27)과 같이 교점보다 위의 연직면에 작용하는 수동토압은 저항하지 않는 것으로 하여, 참고 식 (4.3-13)의 E_p 에서 뺀다. 공제할 수동토압은 교점이 잔류수위보다 위에 있을 때는 참고 식 (4.3-13)와 같이 된다.



참고 그림 (4.3-27) 널말뚝의 주동붕괴면과 버팀판의 수동붕괴면이 교차 시

버팀판에 작용하는 수동토압에서 공제되는 토압 (ΔE_p)

$$\Delta E_p = \frac{K_p \cdot \gamma \cdot h_f^2}{2}$$

참고 식 (4.3-13)

여기서, K_p : 수동토압계수

γ : 흙의 단위체적 중량(N/m³)

h_f : 지표면에서 붕괴면 교차점까지의 깊이(m)

바. 버팀판 전면부근 이하에 연약한 점성토층이 있는 경우는 버팀판 하단이하에 활동면이 발생하여 버팀판이 충분한 저항을 발휘하지 않는 경우가 있다.

이와 같은 우려가 있는 경우, 원호 또는 직선활동면을 가정하고 안정 검토를 시행하는 것이 바람직하다. 원호활동을 가정하는 경우에 있어서, 널말뚝벽을 무시한 원호활동 안전율이 1 이하가 되는 활동원내에 버팀판이 있으면 불안정하다고 판단한다. 직선활동을 가정하는 경우는 버팀판 하단을 통하는 활동면, 버팀판을 통하는 연직면과 널말뚝벽의 주동붕괴면으로 에워싸인 흩췌기에 작용하는 힘의 평형에 의해 흩췌기의 활동저항을 구하고 타이재 장력에 대해 1.5의 안전율이 확보되면 안정하다고 해도 좋다.

② 버팀판의 단면

가. 버팀판은 타이재의 인장력과 토압에 의한 휨모멘트에 대해 안전하도록 설계할 필요가 있다.

일반적으로 근사적인 토압을 등분포하중으로 보고 수평방향으로는 연속슬래브, 연직방향으로는 타이재 연결점을 고정점으로 한 캔틸레버 슬래브로 가정해서 참고 식 (4.3-14)에 의해 최대휨모멘트를 구한다.

$$\left. \begin{aligned} M_H &= \frac{TI}{12} \\ M_V &= \frac{Th}{8I} \end{aligned} \right\} \quad \text{참고 식 (4.3-14)}$$

여기서, M_H : 수평방향의 최대 휨모멘트(N·m)

M_V : 연장 1m마다 연직방향의 최대휨모멘트(N·m/m)

T : 타이재의 인장력(N)

l : 타이재의 간격(m)

h : 버팀 판의 높이(m)

이때 M_H 에 대해서는 타이재 연결점을 중심으로 해서 폭이 2b인 버팀 판이 유효하다고 가정하여 배근한다. 여기서 b는 타이재 연결위치의 버팀 판 두께이다.

나. 버팀 판은 철근 콘크리트 또는 프리스트레스트 콘크리트 등으로 제작된다.

다. 버팀 판과 타이재의 연결위치는 토압의 합력 작용점 또는 버팀 판 높이의 중앙에 두는 것이 좋다.

(2) 버팀직향의 설계

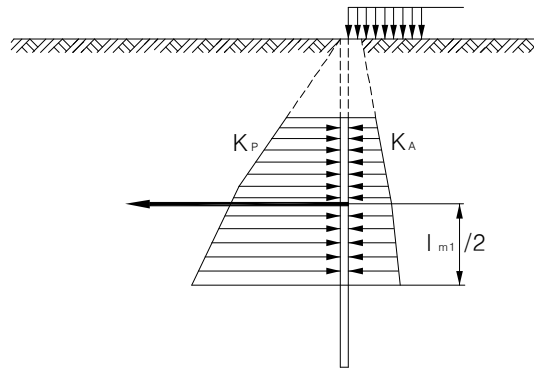
- ① 버팀직향은 타이재 인장력을 수평외력으로 받는 직향으로 설계하여도 좋다.
- ② 버팀직향의 설계방법은 KDS 64 11 00 (4.5)에 따른다.
- ③ 버팀직향을 사용하는 경우는 변위에 대해서 주의할 필요가 있다.
- ④ KDS 64 55 20 (4.3.6.2)에 의해서 그은 널말뚝의 주동붕괴면과 버팀말뚝의 수동 붕괴면이 말뚝의 타이재 연결점 이하에서 교차하는 경우는 교점을 포함한 평면을 가상지표면으로 하고 이 면으로부터 위로는 흙이 없는 것으로 가정해서 설계하여도 좋다.

(3) 버팀조향의 설계

- ① 버팀조향은 타이재의 인장력을 외력으로 받는 조향으로 설계하여도 좋다.
- ② 버팀조향의 설계방법은 KDS 64 11 00 (4.5)에 따른다.
- ③ 버팀조향의 일부가 널말뚝의 주동붕괴면 위쪽으로 돌출되는 경우, 버팀조향의 지지력 산정에 있어서 주동붕괴면보다 위에 있는 말뚝의 지지력은 고려하지 않는다.
- ④ 버팀조향의 설계에 있어서 말뚝의 축직각방향 지지력을 고려하는 경우 버팀향의 설치위치는 버팀직향으로 간주하여 계산함으로써 충분한 여유를 갖도록 후방에 설치하는 것이 바람직하다.

(4) 버팀널말뚝의 설계

- ① 타이재 연결점 아래의 널말뚝을 장항(長杭)이라고 볼 수 있는 경우, 상기 (2)의 버팀직향의 설계에 준해서 버팀널말뚝의 단면을 결정한다.



참고 그림 (4.3-28) 짧은 버팀널말뚝의 가상토압

- ② 장항이라고 볼 수 없는 버팀널말뚝은 참고 그림 (4.3-28)과 같이 타이재 연결점에서 아래로 $l_{m1}/2$ 까지는 토압이 작용하는 것으로 해서, 상기 (1)의 버팀판의 설계에 준하여 설계한다. 여기서 $l_{m1}/2$ 은 버팀널말뚝을 장항으로 보았을 때의 휨모멘트 제1영점에서 타이재 연결점까지의 깊이이다.
- ③ 버팀말뚝이 장항으로 볼 수 있는지, 없는지의 판정 및 버팀널말뚝의 휨모멘트 제1영점의 계산은 KDS 64 11 00 (4.5)에 따른다.
- ④ 버팀널말뚝에서는 타이재 연결점에 웨일링을 설치하여, 타이재 인장력을 널말뚝에 고르게 전달시킨다. 웨일링의 설계 및 설치방법은, 4.3.5 웨일링의 설계에 따른다.
- ⑤ 짧은 버팀널말뚝은 타이재 연결점 부근에 큰 휨모멘트가 작용하므로 널말뚝에 작용하는 응력은 타이재 연결용의 구멍 및 웨일링 체결볼트의 구멍을 제외한 단면적에 대해서 계산하는 것이 바람직하다.
- ⑥ 버팀널말뚝을 널말뚝본체에서 충분히 이격시켜 설치가 곤란한 경우에는 2중 널말뚝식 구조로서의 검토가 필요하다. 이 경우에는 KDS 64 55 40 기타형식 계류시설 (4.5 이중널말뚝식 안벽)을 참조할 것
- ⑦ 널말뚝의 수평방향 지반반력계수(2차원 $K_{값}$)는 강관말뚝의 계수보다 적게 나타나므로 주의를 요한다. 예를 들면 점성토지반의 경우, $C_u=9.8\text{N}/\text{cm}^2$ 일 때 2차원 $K_{값}=14.7\text{N}/\text{cm}^2$ 이고, 말뚝의 $K_{값}=19.6\text{N}/\text{cm}^2$ (요코야마에 의한 것)이다. 사질토 지반의 경우, $K_{값}=10$ 일 때 2차원 $K_{값}=14.7\text{N}/\text{cm}^2$ 이며, 말뚝의 $K_{값}=19.6\text{N}/\text{cm}^2$ 로 되어 있다.

4.3.7 세부설계

4.3.7.1 상부공

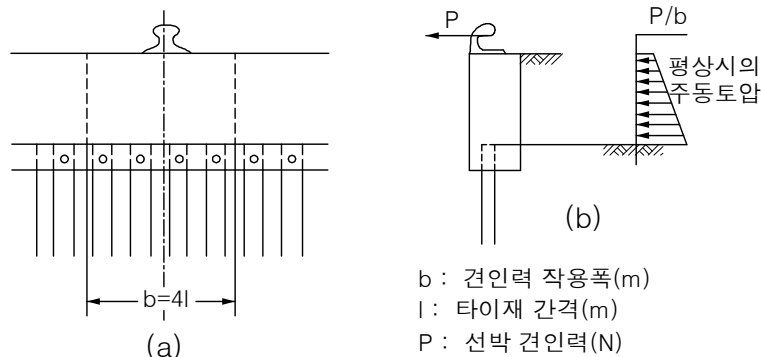
상부공은 배후의 토압, 선박의 견인력 및 방충재의 반력 등을 고려하여 검토하여야 한다.

[해설]

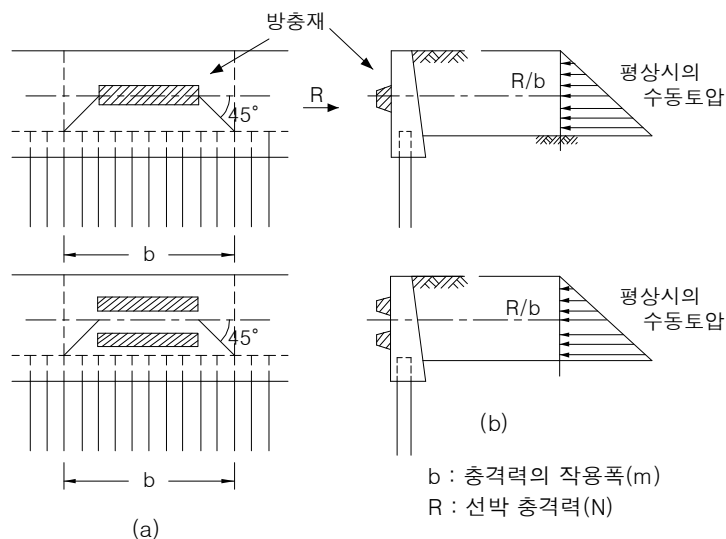
상부공은 중요한 외력에 대해서 안전한 설계가 되어야 한다. 설계방법에 대해서는 여러 가지 방법이 있으므로 여기서는 규정하지 않는다.

[참 고]

- (1) 상부공은 널말뚝두부를 고정점으로 하고 토압을 하중으로 하는 캔틸레버보로서 설계한다. 그러나 계선주를 설치하는 부분에서는 선박의 견인력과 배후의 주동토압을, 또 방충재를 설치하는 부분에서는 선박의 충격력과 배후의 수동토압을 고려하여 검토한다. 지진 시에는 주동토압만을 고려한다.
- (2) 선박의 견인력 및 충격력은 각각 참고 그림 (4.3-29)에 있어서 폭 b 인 상부공에 작용하는 것으로 가정하고, 참고 그림 (4.3-29), 참고 그림 (4.3-30)과 같이 작용시키면 된다. 이때 견인력을 고려할 경우의 주동토압에는 재하하중을 고려하고, 충격력을 작용시킬 경우의 수동토압에는 재하하중은 고려하지 않는다. 벽면마찰각은 주동토압에 대해서 15° , 수동토압에 대해서는 0° 로 할 수 있다. 선박의 견인력 및 충격력을 고려할 때 상부공 재료의 허용응력은 이상시의 것을 채용해도 좋다.



참고 그림 (4.3-29) 상부공에 작용시키는 선박의 견인력



참고 그림 (4.3-30) 상부공에 작용시키는 선박의 충격력

선박의 충격력 KDS 64 10 10 (4.1.2.2 선박의 접안시 발생하는 외력)에 의해 구하며, 견인력은 KDS 64 10 10 (4.1.2.7)에 따른다.

- (3) 상부공은 보통 철근콘크리트구조로 설계한다.
- (4) 상부공은 널말뚝 머리부를 충분히 묻어 넣고 철근을 널말뚝에 용접해서 상부공에 작용하는 휨모멘트가 널말뚝에 전달되도록 할 필요가 있다.
- (5) 상부공의 수평방향 배근은 탄성지지상의 Beam으로 설계한다.

4.3.7.2 널말뚝과 타이재 및 웨일링의 연결

널말뚝과 타이재 및 웨일링의 연결은 널말뚝벽에 작용하는 수평력이 웨일링을 통해서 타이재에 안전하고 균등하게 전달되도록 검토하여야 한다.

[해설]

널말뚝과 타이재 및 웨일링은 널말뚝구조물로 간주하여 구조해석을 행하기 때문에 널말뚝벽에 작용하는 수평력은 웨일링을 통해서 각 타이재에 균등하게 전달될 필요가 있다.

[참고]

- (1) 널말뚝과 타이재의 연결은 KDS 64 55 20 (4.3.5)와 참고 그림 (4.3-21)과 같이 널말뚝에 구멍을 뚫어서 타이재를 끼우고, 연결각도에 따라 워셔를 끼우고, 너트로 고정하는 것이 보통이다.
- (2) 웨일링은 타이재를 끼워서 설치하고, 볼트로 널말뚝에 고정한다. 웨일링을 널말뚝의 배후에 설치하는 경우 볼트의 단면은 참고 식 (4.3-15)로 구한다. 단, 상부공에 묻어 넣지 않을 경우는 부식을 고려 하여야한다.

$$A = \frac{A_P \cdot I_w}{n \sigma_a} \quad \text{참고 식 (4.3-15)}$$

여기서, A : 볼트의 단면적(cm^2)

A_P : KDS 64 55 20 (4.3.3.3)에 의한 타이재 설치점 반력(N/m)

I_w : 웨일링에 연결된 널말뚝의 간격(m), (타이재의 중간 1개소에서 연결될 때는 타이재 간격의 1/2)

n : 1개소의 볼트개수

σ_a : 볼트의 허용인장응력(N/ cm^2), 중(中) 볼트를 사용할 경우, 평상시는 항복응력의 40%, 이상 시는 60%로 한다.

4.3.7.3 타이(Tie)재

타이재는 KDS 64 55 20 (4.3.4.1)에 의하여 구한 타이재의 인장력이 안전하게 버팀공에 전달되도록 하여야 하며, 매립토사의 침하 등으로 휨응력이 발생할 우려가 있는 경우에는 이에 대처할 수 있도록 검토하여야 한다.

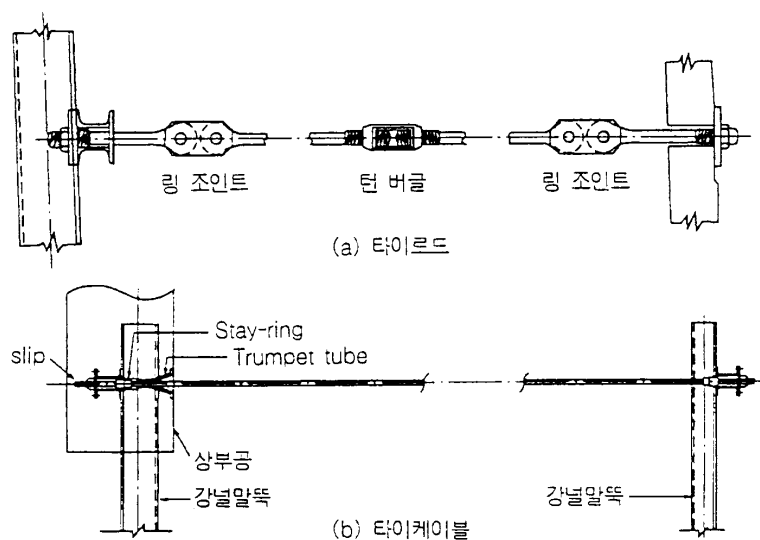
[해설]

타이재는 널말뚝과 버팀공을 연결하는 중요한 역할을 담당하며 또한, 부정확한 외력이 작용하는 위치이기도 하기 때문에 이런 여건들을 고려하여 안전하게 설계하여야 한다.

[참고]

(1) 타이로드

- ① 타이로드는 참고 그림 (4.3-31)과 같이 이음에 턴 버클(Turn buckle)을 설치하여 길이의 조절이 되도록 한다.
- ② 타이로드는 뒤편 휨의 침하 등으로 휨응력이 생길 염려가 있으므로 널말뚝 및 버팀공과의 연결부 부근에 링조인트(Ring joint)를 설치한다. 타이로드에서 큰 휨응력이 작용하는 곳은 널말뚝 및 버팀공과의 연결부이므로, 링조인트의 설치위치는 널말뚝 및 버팀공과 될 수 있는 대로 가까이 두는 것이 좋다. 링조인트의 1/2정도를 상부 콘크리트에 묻는 경우가 많다. 침하의 우려가 있는 곳에서는 타이로드 중간부를 말뚝으로 떠받치거나 케이싱 파이프를 쓴 예도 있다.
- ③ 타이로드에 나사를 넣으면 단면적이 감소되므로 나사 부분을 굵게 하여 나사의 끝 부분 직경이 타이로드 직경보다 작지 않도록 한다.
- ④ 타이재가 끊어지기 전에 턴 버클, 링조인트 및 너트가 파손되는 일이 없도록 설계한다. 턴버클은 최소단면에 대하여 안전하도록 설계한다. 링조인트(Ring joint)와 타이재와의 연결부는 최소단면에 대한 인장 및 핀(Pin)에 의한 핀 구멍 상하면의 전단에 대하여 설계하고, 핀에 대해서는 2면 전단에 대하여 설계한다. 너트 및 턴버클의 나사부에 대하여는 나사골의 전단에 대하여 설계한다. 이들의 단면은 응력 집중 등을 고려하여 계산치보다 10~20%를 증가시킨다.



참고 그림 (4.3-31) 타이재의 연결

(2) 타이케이블

- ① 타이케이블(Tie cable)을 쓸 경우는 양끝의 조임 부분을 직접 너트(Nut)로 조여 턴버클의 기능을 하도록 하며 설계 시 정착길이를 고려하여야 한다. 이 부분에 대해서는 턴버클에서와 같이 최소 단면에 대하여 안전하도록 설계한다.
- ② 모서리부 등에서 타이케이블이 교차되는 경우에는 타이케이블의 처짐량을 계산하고 서로 접촉하지 않도록 주의한다.
- ③ 덮개 콘크리트(Caping concrete)를 할 경우에는 타이케이블의 끝부분을 콘크리트에 전부 싸서 묻도록 하고 슬립(Slip)을 절단하지 않도록 주의하여야 한다.

4.3.7.4 버팀공과 타이재의 연결

버팀공과 타이재의 연결은 KDS 64 55 20 (4.3.4.1)에 의한 인장력이 버팀공에 안전하고 균등하게 전달될 수 있도록 검토하여야 한다.

[해설]

버팀공과 타이재의 설치부는 널말뚝과 타이재의 설치부와 같이 구조상 중요한 곳이므로 타이재의 장력이 버팀공에 균등하게 전달되도록 설계할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 버팀말뚝은 기준선방향으로 연속된 빔(Beam)을 말뚝 머리부에 설치하여 이것에 타이재를 연결하는 것이 보통이다. 빔은 타이재의 인장력 및 말뚝의 반력이 작용하는 연속 빔으로 설계한다.
- (2) 버팀판 및 버팀말뚝 두부의 빔과 타이재의 연결은 슬래브 또는 빔에 구멍을 뚫어서 타이재를 넣고 연결각도에 따라 위서를 끼우고, 너트로 고정한다. 연결부에는 타이재의 인장력에 의한 지압응력 및 순전단응력(Punching shear)이 작용하는 것을 고려하여 판 두께 및 위서의 크기를 설계한다. 버팀판의 연결부 주변에는 타이재의 인장력을 판에 고루 분포시키기 위하여 배력근을 둔다.
- (3) 버팀널말뚝과 타이재의 연결은 KDS 64 55 20 (4.3.7.2)에 따른다.

4.3.7.5 모서리부

모서리부는 피해를 받기 쉬운 곳으로 토압조건, 시공조건 등을 검토하여야 한다.

[해설]

모서리부는 외력조건이 복잡하므로 그 설계에 있어서 충분한 주의가 필요하다. 지진 시에 특히 피해가 발생하기 쉽고 구조상의 약점이 되기 쉽기 때문에 여유가 있는 안전한 설계를 해야 할 필요가 있다.

[참 고]

- (1) 널말뚝식 안벽의 모서리부는 이상 시에 특히 피해를 받기 쉬운 곳으로 충분한 보강책을 강구하여야 한다. 모서리부의 설계에 대해서는 KDS 64 55 50 (4.1 연결부)에 따른다.
- (2) 모서리부에서는 버팀공의 수동토압 영역이 서로 간섭하거나, 본체공의 주동토압영역과 중복되는 것이 있으므로 버팀공의 구조배치 등은 신중하게 결정해야 하며 주변의 매립은 충분히 다지는 등, 시공상의 주의도 고려되어야 한다.

4.3.7.6 세굴 방지공

널말뚝벽 전면의 해저면이 세굴될 염려가 있는 경우는 이에 대처할 수 있도록 있도록 KDS 64 55 10 계류시설 설계일반(4.6 세굴방지공)에 따른다.

[해 설]

- (1) 널말뚝 전면의 해저면이 흐름(Current) 및 선박추진기 분사류 등의 영향으로 세굴에 대한 우려가 있을 경우는 사석 또는 기타 세굴방지시설 등으로 보호하는 것이 바람직하다.
- (2) 널말뚝벽 배후의 토립자 널말뚝의 이음새에서 흡출 또는 유출될 우려가 있는 경우에는 이에 대처할 수 있는 방법을 강구하여야 한다.
- (3) 세굴 방지공에 대해서는 KDS 64 55 10 계류시설 설계일반(4.6 세굴방지공)을 참조한다.

4.3.8 연약지반인 경우의 주의사항

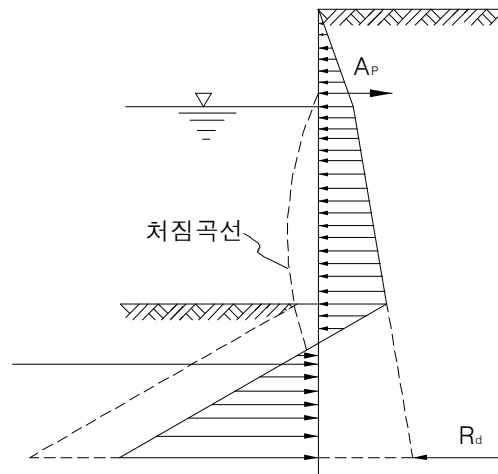
- (1) 연약지반에 있어서 널말뚝벽의 설계는 KDS 64 55 20 (4.3.3, 4.3.4, 4.3.6) 또는 그 외의 설계법을 종합적으로 비교, 검토하여 안정성이 확보되도록 하여야 한다.
- (2) 연약지반에서는 널말뚝 배후 지반의 침하에 의한 측방유동과 널말뚝의 변위발생에 대한 대책을 검토하여야 한다.

[참 고]

- (1) 연약지반에 있어서 널말뚝벽의 설계는 KDS 64 55 20 (4.3.3, 4.3.4, 4.3.6)에 의한 방법 또는 그 외의 설계법을 종합적으로 비교, 검토하고 설계하는 것이 바람직하다. 또 연약한 지반에서는 널말뚝배후 지반의 침하에 의한 측방유동이 발생하고 널말뚝이 예기치 않게 큰 변위를 발생하는 경우도 있다. 지반의 측방유동에 대해서는 여러 종류의 예측법이 제안되고 있으므로 이러한 영향도 고려하여 안전한 설계를 할 필요가 있다.
- (2) 전항까지에서 기술하고 있는 널말뚝식 계선안의 설계법은 주로 사질토지반 또는 굳은 점성토 지반 중에 타입된 강널말뚝벽을 전제로 규정한 것이 많기 때문에 주의를 요한다. 충적점토와 같은 연약지반은 지반개량을 행하는 것이 바람직하며 지반개량이 되지 않은 현장조건에 있어서는 전항까지의 설계법에 의한 내용 외에 다른 형태의 설계법을 종합적으로 검토하고 설계할 필요가 있다.

고정식 계류시설

- (3) 여기서 말하는 연약지반이란 해저지반이 연약한 충적점토층과 같은 경우를 말한다.
- (4) 널말뚝 근입길이의 설계법은 KDS 64 55 20 (4.3.3.2) 외에 깊은 근입을 갖는 널말뚝을 대상으로 하는 고전토압론에 의한 고정단지지법(Fixed earth support)법의 일종인 처짐곡선법이 있다.
- 이 방법은 근입하단의 변위 또는 처짐각이 영(Zero)이고 타이재 연결점의 변위가 영(zero)인 조건과 참고 그림 (4.3-32)에 표시된 외력조건을 탄성방정식으로 푸는 방법으로서 연약한 지반에서는 이를 사용해도 좋다.
- (5) 또 널말뚝의 휨모멘트 및 타이재의 장력을 구하는 방법은 KDS 64 55 20 (4.3.3.3)의 방법, 상기(4)의 처짐곡선법이 있으므로 이들을 종합적으로 검토하는 것이 바람직하다.
- (6) 단 널말뚝의 설계 중에서 널말뚝의 근입길이, 널말뚝의 단면 등을 결정하는 설계방법으로는 각각의 조합이 아닌 동일한 방법을 쓸 필요가 있다.



참고 그림 (4.3-32) 토압 및 처짐곡선

4.3.9 원호활동 검토

연약지반에서의 널말뚝은 KDS 64 11 00 지반설계(4.7 사면의 안정)과 관련하여 널말뚝 하단 이하를 지나는 원호활동에 대한 검토를 하여야 한다.

[참 조]

- (1) 원호활동의 검토방법은 KDS 64 11 00 (4.7)에 따른다.
- (2) 원호활동에 대하여 불안정하다고 판단되었을 때는 적당한 방법으로 지반개량을 하거나 다른 형식의 구조물을 적용한다.
- 원호활동을 방지할 목적으로 널말뚝의 근입길이를 증가하는 것은 좋지 않다.

4.4 선반식 널말뚝 안벽

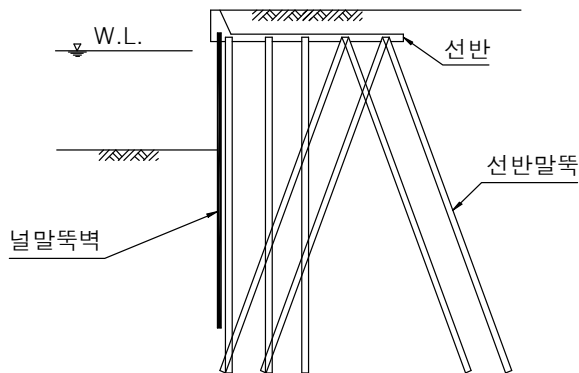
4.4.1 적용범위

이 기준은 선반, 선반말뚝, 선반전면의 널말뚝벽으로 구성되는 선반식 안벽의 설계에 적용한다.

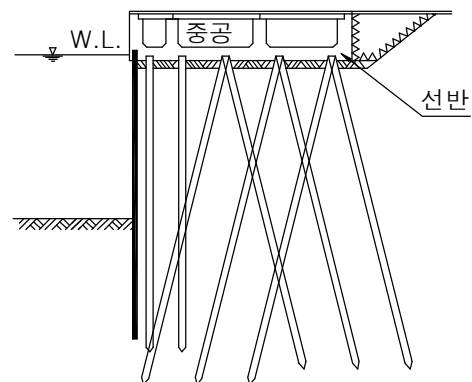
[해설]

선반식 안벽은 일반적으로 선반, 선반말뚝, 선반전면의 흙막이용 널말뚝벽으로 구성되어 있고 이 기준에서는 이 구성요소들에 대해서 규정하고 있다. 일반적으로 선반은 현장타설 철근콘크리트의 L형 구조형식이 많고 선반 상부는 토사로 메우는 것이 보통이나, 선반부 중량 및 이에 작용하는 지진력을 경감시키기 위해서 상자형 구조로 하는 경우도 있다[해설 그림 (4.4-1), 해설 그림 (4.4-2) 참조].

이외의 구조형식으로서 널말뚝벽을 선반의 배면에 배치하는 형식, 선반배후에 버팀공을 설치하는 준선반 형식 등이 있으나 이에 대해서는 거의 실적이 없으므로 이 기준의 적용 대상에서는 제외하였다.



해설 그림 (4.4-1) 선반식 안벽의 구조
(L형 선반의 경우)



해설 그림 (4.4-2) 선반식 안벽의 구조
(상자형 선반의 경우)

4.4.2 기본사항

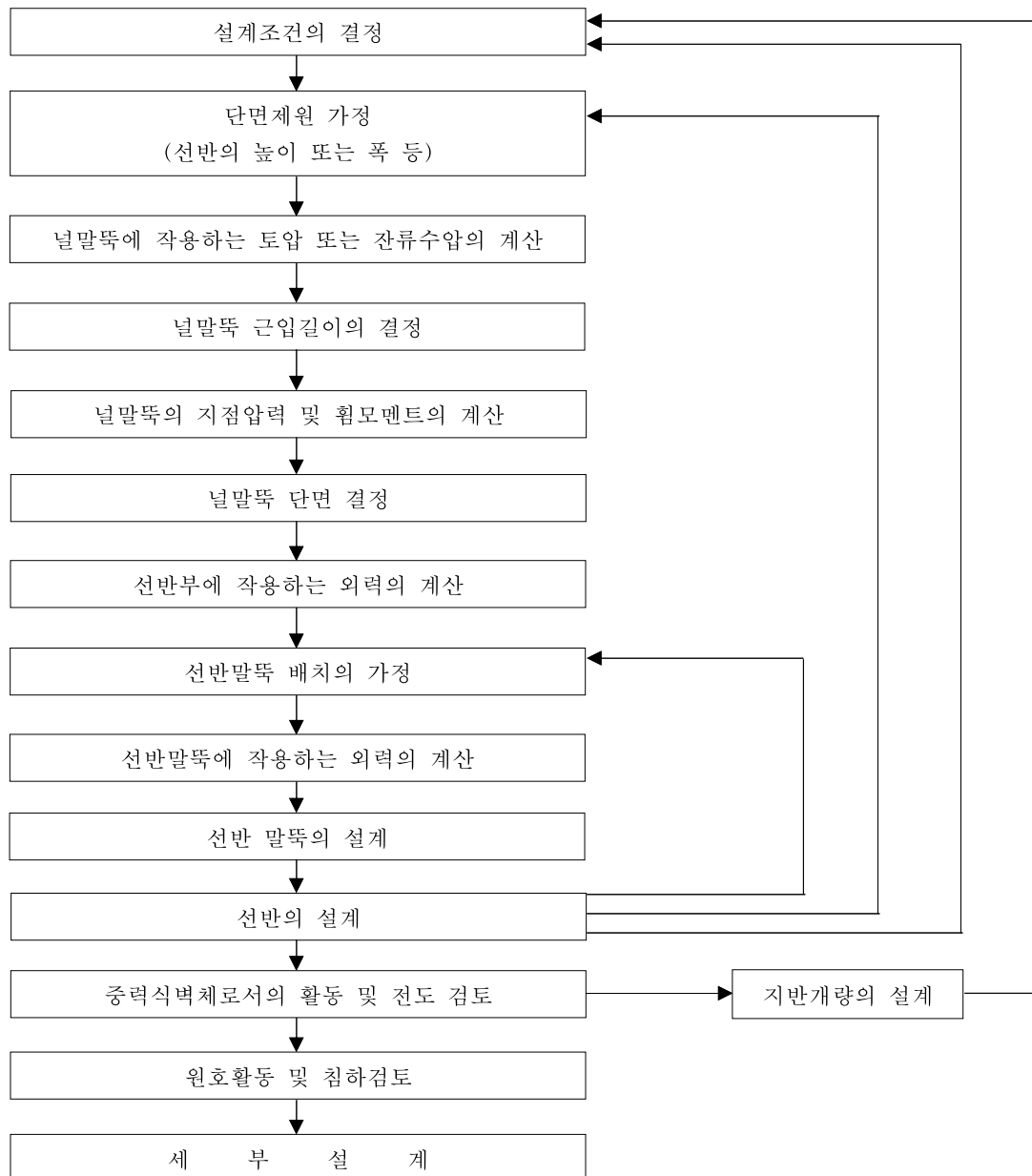
- (1) 선반식 안벽은 널말뚝부와 선반 또는 선반말뚝부로 구분하며 널말뚝부는 KDS 64 55 20 (4.3 타이식 널말뚝 안벽)에 따르고 선반 또는 선반말뚝부는 널말뚝상부의 반력, 토압, 상재하중, 자중 또는 지진력을 외력으로 하여 KDS 64 11 00 지반 (4.5 말뚝기초)에 따른다.
- (2) 선반식 안벽은 활동, 전도, 원호활동에 대해서 안정하여야 한다.

[해설]

선반식 안벽 전체가 활동 및 전도 원호활동에 대해서 안정하여야 하며, 활동 및 전도에 대해서는 KDS 64 55 20 (4.1 중력식 안벽)에 의해, 원호활동에 대해서는 KDS 64 11 00 지반(4.7 사면의 안정)에 따른다. 원호활동의 검토는 연약지반의 경우에 필요하나 모래지반 등 비교적 양질인 지반에 대해서는 검토를 생략하는 경우가 많다.

[참고]

(1) 설계의 진행은 참고 그림 (4.4-1)에 나타나는 순서로 행하는 것이 좋다.



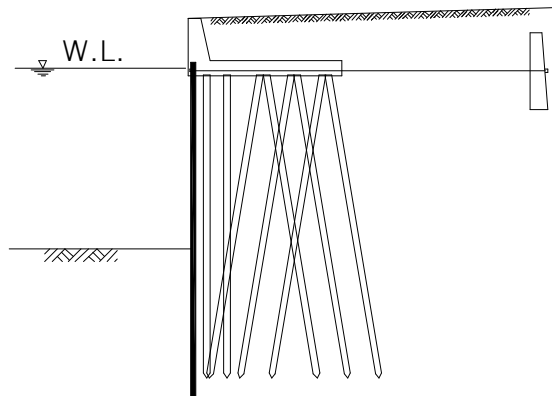
참고 그림 (4.4-1) 설계의 순서

(2) 선반의 배면에 널말뚝벽이 있는 선반식 안벽의 설계

선반의 배면에 흙막이용 널말뚝벽이 있는 안벽의 경우에 널말뚝의 설계는 KDS 64 55 20 (4.3), 선반부의 설계는 KDS 64 55 20(4.2.1 연직 말뚝식(직항식) 잔교)에 따른다. 이 경우 선반부에 작용하는 외력으로서 선반부 배면의 토압 및 널말뚝의 상부 반력도 고려한다.

(3) 준선반식(準旋盤式) 안벽의 설계

선반배면에 버팀공이 있는 선반식 안벽은 선반부에 작용하는 수평력에 대해 선반말뚝과 버팀공에 의해 저항하는 것으로서 설계한다. 하지만 선반 및 버팀공이 동시에 최대 저항력을 발휘한다고 보기에는 아직 이 부분에 대한 뚜렷한 근거가 없으므로 부득이한 경우 이외에는 적용해서는 안 된다(참고 그림 (4.4-2) 참조).



참고 그림 (4.4-2) 준선반식 안벽

4.4.3 선반의 높이와 폭의 결정

- (1) 선반의 높이와 폭은 외력조건, 경제성, 시공성 등을 검토하여 결정한다.
- (2) 선반의 폭은 선반에 작용하는 외력에 저항할 수 있는 개수만큼의 선반말뚝을 배치할 수 있는 길이와 널말뚝의 주동봉괴면을 고려하여 결정하여야 한다.

[해설]

- (1) 선반슬래브 저면을 낮은 위치에 설치하는 것이 널말뚝에 작용하는 토압을 경감시킬 수 있고 널말뚝의 단면 및 근입길이를 작게 할 수 있지만, 선반의 중량 및 지진력이 커져서 선반말뚝의 개수 및 길이가 증가하고 선반슬래브의 두께 및 폭이 증가한다. 또한 시공성면에서는 선반의 저면을 너무 낮게 하면 수중시공이 되어 불리해진다. 선반슬래브 시공 후 토사의 침하에 의해서 선반슬래브 아래에 틈이 생기는 수가 있으므로 말뚝의 부식을 고려해서 선반슬래브 저면을 잔류수위 이하로 내리는 것이 좋다.
- (2) 선반의 폭이 넓을수록 널말뚝에 작용하는 토압을 경감시키는 효과는 커지나 어느 한도 이상으로 폭을 넓히면 그 효과는 거의 증가하지 않고, 반대로 선반의 중량이 커서 불리하게 되는 경우가 생기므로 주의하여야 한다. 보통은 해저면에서 그은 널말뚝의

주동붕괴면이 선반과 교차하도록 폭을 정한다[참고 그림 (4.4-3) 참조]. 주동붕괴면은 KDS 64 11 00 지반설계 (4.2 토압과 수압)에 의해서 구하며, 이 경우 벽면마찰각은 15° 로 한다. 또 널말뚝 전면의 해저가 사면을 포함하고 있는 경우에는 주동붕괴면을 적절한 방법에 의해서 구한 가상해저면으로부터 취하는 것이 바람직하다.

4.4.4 널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압

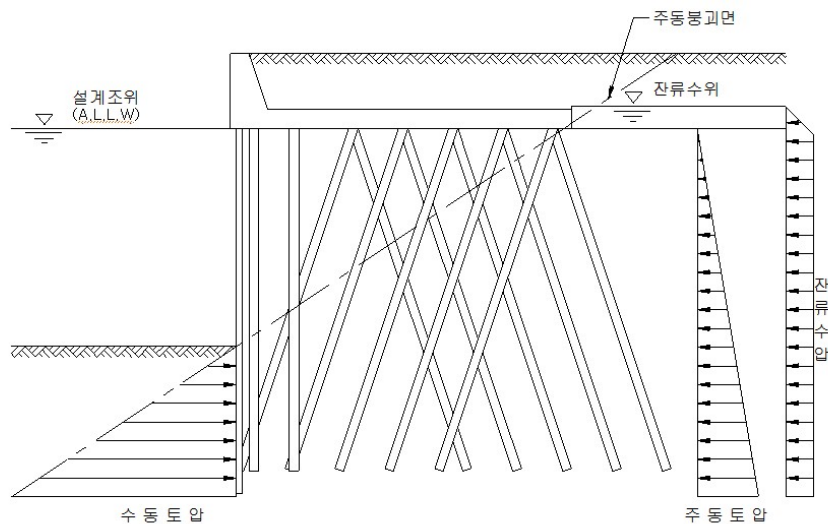
널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압은 선반의 설치높이, 폭 또는 선반의 지지조건 등의 구조특성을 고려하여 검토하여야 한다.

[해설]

널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압은 특히 선반의 설치높이, 폭 또는 선반의 지지조건 등의 구조특성에 따라 변화하기 때문에 이것들을 충분히 고려하여야 한다.

[참고]

- (1) 널말뚝에 작용하는 주동토압은 해저면으로부터 그은 널말뚝의 주동붕괴면이 선반과 교차하는 경우에는, 참고 그림 (4.4-3)과 같이 선반 저면을 지표면이라 가정하고 재하하중이 없는 것으로 해서 산정한다.
- (2) 널말뚝에 작용하는 잔류수압은 선반이 없는 경우로 생각하고 선반슬래브 저부 이하의 잔류수압으로 한다.



참고 그림 (4.4-3) 선반식 널말뚝벽에 작용하는 토압 및 잔류수압

- (3) 널말뚝 저면의 수동토압은 KDS 64 55 20 (4.3)에 따르며, 토압과 잔류수압의 계산은 KDS 64 11 00 (4.2)에 따른다. 이 경우 널말뚝의 벽면마찰각은 주동토압에 대하여 15° , 수동토압에 대하여 -15° 로 할 수 있다.

- (4) 토압 계산에 사용하는 널말뚝의 벽면마찰각 및 잔류수압의 계산에 사용하는 잔류수위는 KDS 64 55 20 (4.3.1)에 따른다.
- (5) 널말뚝 전면의 해저가 횡잔교의 흙막이 호안과 같이 사면을 포함하는 경우는 적절한 방법에 의해서 널말뚝 전면의 수동토압을 계산한다. 이 경우 널말뚝의 주동붕괴면은 적절한 방법에 의해서 구한 가상해저면으로부터 취한다. 단 여기서 적절한 방법은 KDS 64 55 20 (4.3.2, 4.3.3.3)의 [참고]를 참조한다.
- (6) 선반의 폭을 해저면 또는 가상해저면으로부터 그은 널말뚝의 주동붕괴면과 교차하지 않을 정도로 짧게 하는 것은 좋지 않다. 부득이 폭이 좁은 선반을 사용할 경우, 널말뚝벽에 작용하는 토압은 참고 그림 (4.4-4)와 같이 선반 후단부터 그은 주동붕괴면과 널말뚝과의 교점 이하에서는 선반이 없는 경우의 토압이 작용하는 것으로 하고, 선반 후단부터 그은 흙의 자연붕괴면이 널말뚝과 교차하는 점보다 위에서는 상기(1)의 토압이 작용하는 것으로 해서 계산한다. 양자의 중간영역에서의 토압은 직선적으로 변하는 것으로 한다.

자연붕괴면이 수평면과 이루는 각은 참고 식 (4.4-1)로 구한다.

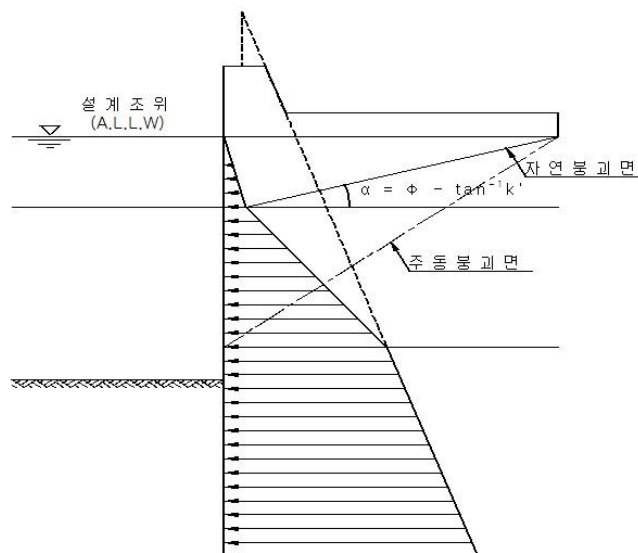
$$\alpha = \phi - \tan^{-1} k'$$

참고 식 (4.4-1)

여기서, ϕ : 흙의 내부마찰각

k' : 겉보기 진도(震度)

- (7) 널말뚝의 배후(背後)에 박힌 선반말뚝은 널말뚝에 작용하는 토압의 일부를 분담하여 널말뚝에 작용하는 토압을 경감시킨다. 그러나 이 영향에 대해서는 명확하지 않은 요소가 많으므로 일반적인 설계에서는 고려하지 않는 것이 보통이고, 널말뚝에 작용하는 토압은 널말뚝 및 선반말뚝의 휨 강성(EI)의 비로 토압을 분담하는 방법과 말뚝직경과 말뚝의 중심간격 비에 의해서 구하는 방법 등이 제안되고 있다.



참고 그림 (4.4-4) 선반 폭(幅)이 좁은 경우의 널말뚝에 작용하는 토압

4.4.5 널말뚝의 설계

4.4.5.1 널말뚝의 근입길이

널말뚝의 근입길이는 널말뚝벽에 작용하는 외력 등에 대해서 널말뚝의 하단이 고정되도록 하며 널말뚝의 단면은 선반식 안벽의 구조특성을 고려한 응력이 널말뚝 재료의 강도를 넘지 않도록 하여야 한다.

[참 고]

널말뚝의 계산에는 널말뚝과 선반의 접촉부를 힌지로 가정하고 선반저면을 타이재 연결점으로 하여 KDS 64 55 20 (4.3.3, 4.3.8)에 따라 설계하여야 한다.

4.4.5.2 널말뚝의 단면

선반식 널말뚝벽의 널말뚝 단면은 선반슬래브 저면을 타이재 연결점으로 보고 KDS 64 55 20 (4.3.3, 4.3.8)에 따른다.

[해 설]

선반식 널말뚝벽의 널말뚝에는 토압에 의한 휨모멘트 외에, 선반에서 전달되는 휨모멘트 및 연직력이 작용한다. 선반으로부터 전달되는 휨모멘트는 보통 널말뚝에 작용하는 최대 휨모멘트를 감소시키는 방향으로 작용하므로 고려하지 않는다. 또 연직력에 대해서는 보통 맨 앞줄의 선반말뚝을 될 수 있는 대로 널말뚝에 근접 배치함으로서 널말뚝에 작용하는 연직력이 무시될 수 있도록 계획하는 것이 좋다.

4.4.6 선반부의 설계

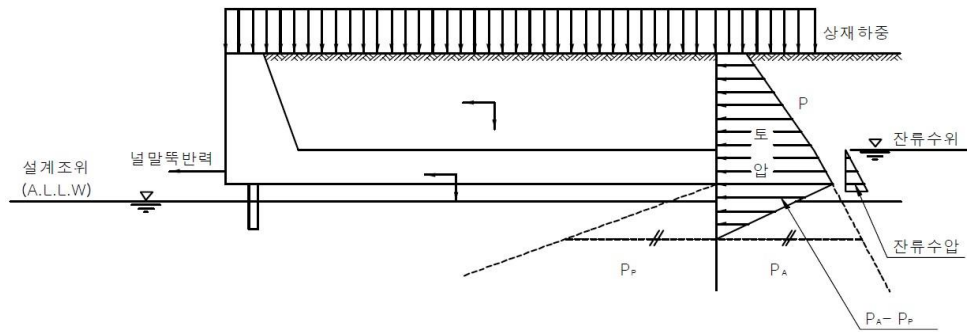
4.4.6.1 선반부에 작용하는 외력

선반부에 작용하는 외력은 다음 사항을 고려하여 검토하여야 한다.

- (1) 널말뚝에서 전달되는 수평력
- (2) 선반 배후에 작용하는 토압 및 잔류수압
- (3) 선반의 자중, 선반 상부의 토사 중량 및 상재하중
- (4) 지진력
- (5) 지진시의 동수압

[참 고]

- (1) 널말뚝으로부터 전달되는 수평력은 선반 저면을 타이재 설치점으로 보고, KDS 64 55 20 (4.3.4)에 의해 구한 타이재 설치점의 반력으로 한다.



참고 그림 (4.4-5) 선반(旋盤)에 작용하는 외력

- (2) 선반 배후에 작용하는 토압은 참고 그림 (4.4-5)와 같이 선반 후단을 지나는 연직면에 작용하는 것으로 하고, 선반 저면 위에 주동토압을 저면 아래에서는 주동토압과 수동토압의 차가 0이 되는 위치까지 작용시킨다.
- (3) 널말뚝에서 선반에 전달되는 외력은 수평력 이외에 휨모멘트가 있지만 널말뚝과 선반의 고정이 충분하지 않는 경우를 고려해서 안전을 위하여 휨모멘트의 전달은 설계에서 무시하는 것이 보통이다.
- (4) 선반배후에 작용하는 토압 및 잔류수압은 KDS 64 11 00 (4.2)에 의해 계산한다. 토압 계산에는 상재하중을 고려한다. 선반의 저면이하에는 배후의 주동토압과 전면의 수동토압이 평형이 되는 깊이까지 주동토압과 수동토압의 차이만큼 주동토압이 남으므로 상기(2)와 같이 이를 추가한다. 안정계산 시 가상배면에 작용하는 토압은 랭킨(Rankine) 토압의 사용을 표준으로 하며 부재설계 시에는 쿨롬(Coulomb) 토압을 사용하되 벽면마찰각은 주동토압에 대해 15° , 수동토압에 대해 -15° 로 할 수 있다.
- (5) 선반의 자중, 선반의 상부토사의 중량 및 상재하중은 KDS 64 10 10 설계조건 (4.8 상재하중)에 의해서 계산한다.
- (6) 선박의 충격력 및 견인력도 선반부에 작용하지만 특별한 경우 이외에는 고려하지 않는 것이 보통이다.
- (7) 지진시의 동수압은 KDS 64 11 00 (4.2)를 참조하여 결정한다.

4.4.6.2 선반의 설계

(1) 직립부

선반직립부는 직립부에 작용하는 토압 및 잔류수압을 하중으로 받고 저관부에서 지지된 캔틸레버 형식으로 검토하여야 한다.

[참 고]

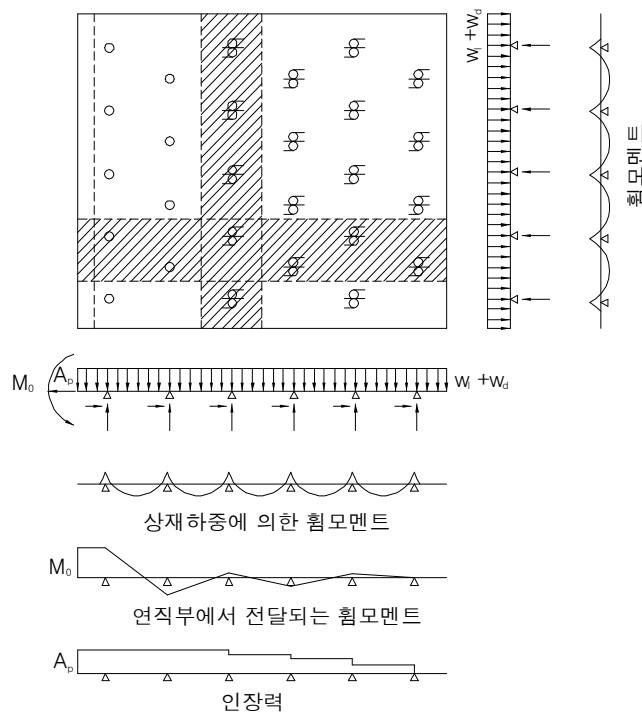
- (1) 선반직립부에 작용하는 토압 및 잔류수압은 KDS 64 11 00 (4.2)에 의해서 계산하며, 벽면마찰각은 15° 로 할 수 있다.
- (2) 선반직립부에 작용하는 선박의 견인력 및 충격력을 고려할 경우에는 KDS 64 55 20 (4.3.7.1)에 따른다.

(2) 저판부

선반 저판은 선반자중, 선반 위의 토사 중량 및 상재하중을 하중으로 하고 직립부에서 전달되는 휨모멘트 및 널말뚝에서 전달되는 수평력을 고려하여 말뚝머리부를 받침으로 한 연속보 형식으로 검토하여야 한다.

[참 고]

- (1) 선반 저판은 안벽기준선 직각방향 및 기준선방향의 2방향에 대해서 연속보 형태로 설계한다[참고 그림 (4.4-6) 참조]. 이때 하중을 2방향으로 배분해서는 안 된다.
- (2) 기준선과 직각방향의 연속 Beam에 대해서는 위에서의 하중에 의한 휨모멘트뿐만 아니라 선반 직립부에서 전달되는 휨모멘트도 작용하므로 설계휨모멘트는 이를 합산하여 사용한다. 선반 직립부에서 전달되는 휨모멘트는 직립부의 최대 휨모멘트를 모멘트 분배법으로 전달시켜서 구하는 것이 편리하다.
- (3) 선반슬래브는 널말뚝 상부지점반력을 선반말뚝에 전달하는 기능을 가지므로 큰 수평력이 작용한다. 이 때문에 기준선과 직각방향의 연속 Beam은 위에서 말한 휨모멘트에 의한 응력과 널말뚝 상부지점반력, 다시 말하면 선반말뚝 두부에 작용하는 수평반력에 의해서 생기는 인장응력의 합성응력에 대해서 설계하거나 또는 널말뚝 상부지점반력을 타이재에 의해서 선반말뚝에 전달시키는 구조로 하여야 한다. 이 경우 타이재의 설계는 KDS 64 55 20 (4.3)에 따른다. 말뚝두부의 수평반력은 KDS 64 55 20 (4.4.6.3)에 의해서 계산한다.



참고 그림 (4.4-6) 선반슬래브 설계 시 적용하는 가상 연속 Beam

- (4) 저판의 배근은 복철근으로 하는 경우가 많다. 일반적으로 선반말뚝의 간격은 좁으므로 선반슬래브의 배근은 콘크리트 표준 시방서의 규정에 있는 주열대와 중간대에 대한 휨모멘트의 분배는 하지 않고, 등간격으로 배근하는 것이 일반적이다.

4.4.6.3 선반말뚝의 설계

선반말뚝은 지반조건, 외력 또는 하중의 분담, 시공성, 경제성 등을 고려해서 KDS 64 11 00 지반(4.5 말뚝기초)에 따른다.

[참 고]

- (1) 선반말뚝은 KDS 64 55 20 (4.4.6.1) 선반부에 작용하는 외력에 의한 외력을 받는 말뚝기초로서 설계하고, KDS 64 11 00 (4.5)에 의해 설계한다.
- (2) 선반말뚝은 버팀틀 말뚝과 연직말뚝을 적절히 조합하여 사용하는 것이 바람직하며 연직말뚝만으로는 충분한 수평저항을 기대할 수 없는 경우가 많으므로 연직말뚝만으로 설계하는 것은 피하는 것이 좋다.
- (3) 선반말뚝의 설계순서는 먼저 외력에 대하여 말뚝의 개수, 배치, 경사, 길이를 가정한 후 하중분담 등을 고려하여 말뚝의 반력을 계산하고, KDS 64 11 00 (4.5)에 의해 계산한 허용 지지력 또는 허용인장력과 비교한다. 만약, 반력이 큰 경우는 말뚝의 배치와 길이 등을 수정하여 시산법에 의해 최종적인 배치와 형상을 구한다. 이 경우 재하하중 및 지진력의 방향, 조위 등을 설계조건외 범위 내에서 변화시켜 각 말뚝의 가장 위험한 상태에 대해서 검토하여야 한다.
- (4) 말뚝의 축방향지지력 계산에는 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면보다 위의 흙의 주면마찰은 고려하지 않는 것이 좋다.
- (5) 부득이 선반말뚝을 연직말뚝만으로 구성하고 연직말뚝에 수평력을 분담시킬 경우에 그 축직각방향 지지력은 해저면에서 그은 널말뚝의 주동붕괴면보다 위의 흙이 없는 것으로 가정해서 계산한다.
- (6) 널말뚝에는 될 수 있는 대로 축방향력이 작용하지 않도록 말뚝을 배치하는 것이 좋다.
- (7) 말뚝의 길이는 각 말뚝이 거의 같은 깊이에 도달하도록 정하는 것이 바람직하다.
- (8) 선반말뚝에 강말뚝을 사용할 경우의 말뚝설계는 부식을 고려한 단면에 대하여 설계한다. 강재의 부식에 대해서는 KDS 64 10 30 방식 (4.1.2 환경별 강재의 부식속도 비교)에 따른다. 나무말뚝을 사용하는 경우는 말뚝이 지하수위보다 위로 나오지 않도록 설계하며 충해를 고려해서 방부처리를 하는 것이 좋다.

4.4.7 중력식 벽체로서의 안정검토

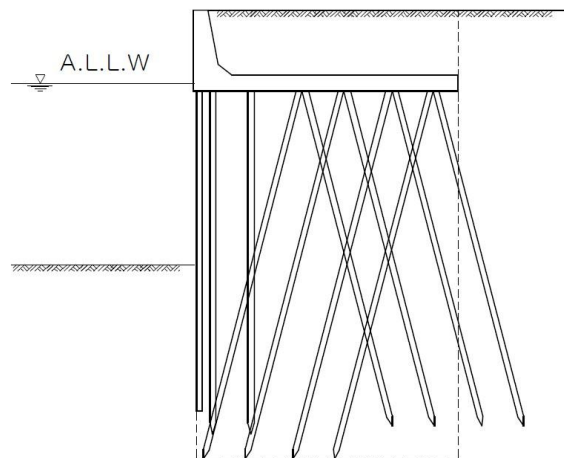
선반식 안벽은 중력식 벽체로 가정하고 선반식 안벽 전체의 안정에 대해서 검토하여야 한다.

[해설]

검토방법은 KDS 64 55 20 (4.1)에 따른다. 이 경우, 널말뚝 전면의 수동토압은 고려해도 좋다.

[참고]

- (1) 선반식 안벽은 참고 그림 (4.4-7)과 같이, 선반 후단을 지나는 연직면보다 앞의 부분에서 전방으로 경사진 버팀틀 말뚝의 하단을 지나는 수평면보다 위의 부분을 중력식 벽체라고 보고 안정을 검토한다.



참고 그림 (4.4-7) 중력식 벽체로서의 검토에 사용되는 가상벽체

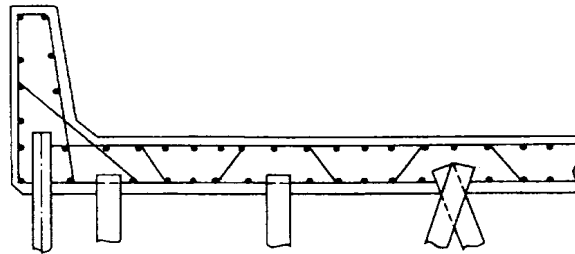
- (2) 중력식벽체 저면의 마찰저항력은 벽체저면의 지반이 사질토인 경우는 벽체에 작용하는 전연직력과 $\tan\phi$ 의 곱으로 하고, 점성토인 경우는 점성토의 점착력에 벽체저면의 면적을 곱한 것으로 한다. 여기서, 벽체에 작용하는 전연직력이란 재하중을 포함하지 않는 벽체중량으로서 부력을 제외한 값이며 ϕ 는 사질토의 내부마찰각이다.
- (3) 토압계산에 쓰이는 벽면마찰각은 주동토압에 대해서 15° , 수동토압에 대해서 -15° 로 한다. 해저면 이하의 점성토인 경우, 지진 시 토압계산에 쓰이는 진도는 KDS 64 11 00 (4.2)에 따라 경감해도 좋다.

4.4.8 원호활동 검토

- (1) 선반식 안벽이 연약지반에 위치할 경우 널말뚝 하단 이하를 지나는 원호활동에 대한 안정을 검토하여야 한다.
- (2) 원호활동의 검토 방법은 KDS 64 11 00 (4.7)에 따른다. 이 경우 안정계산에 사용되는 조위는 안전율이 가장 적게 되는 조위로 한다.

[참 고]

원호활동에 대하여 불안정이라고 판단된 경우는 적당한 방법으로 지반개량을 하거나 또는 다른 방식의 구조물을 선택한다. 원호활동을 방지할 목적으로 널말뚝의 근입을 증가시키는 것은 좋지 않다.



참고 그림 (4.4-8) 선반과 널말뚝 및 말뚝의 연결부

4.4.9 세부설계

널말뚝벽 또는 선반말뚝과 선반과의 연결은 결합부가 각종 응력에 대해서 안전하게 되도록 검토하여야 한다.

4.4.9.1 널말뚝과 선반의 연결

널말뚝 머리와 선반을 안전하게 연결하여 널말뚝에서 선반말뚝으로 수평력이 전달될 수 있도록 하여야 한다.

[참 고]

널말뚝 머리와 선반과의 연결은 널말뚝 머리를 선반에 충분히 묻어 넣고, 철근을 널말뚝에 용접하거나 또는 타이로드를 연결하여 널말뚝에서 선반말뚝으로 수평력이 전달될 수 있도록 한다[참고 그림 (4.4-8) 참조]. 타이로드를 연결하는 경우는 널말뚝식 안벽에 따른다.

4.4.9.2 선반과 선반말뚝의 연결

선반말뚝머리를 선반 저판에 확실하게 묻어 넣어 말뚝머리 반력이 선반슬래브에 전달될 수 있도록 하여야 한다.

[참 고]

- (1) 버팀틀 말뚝은 두부를 볼트 등으로 조여서 일체로 사용할 수 있게 하는 것이 좋다
[참고 그림 (4.4-8) 참조].
- (2) 상세 설계에 대해서는 KDS 64 55 20 (4.2.1.8)에 준하지만 특히 인장력을 받는 말뚝에 대해서는 선반슬래브와의 정착에 대해서 충분히 검토하여야 한다.

4.4.9.3 세굴 방지공

널말뚝 전면의 해저면이 조류 등에 의해 세굴될 우려가 있는 경우에는 KDS 64 55 10 계류시설 설계일반(4.6 세굴방지공)에 따라 세굴방지공을 설치하여야 한다.

4.5 셀식 널말뚝 안벽

4.5.1 적용범위

이 기준은 셀식 널말뚝을 사용한 안벽의 설계에 적용한다.

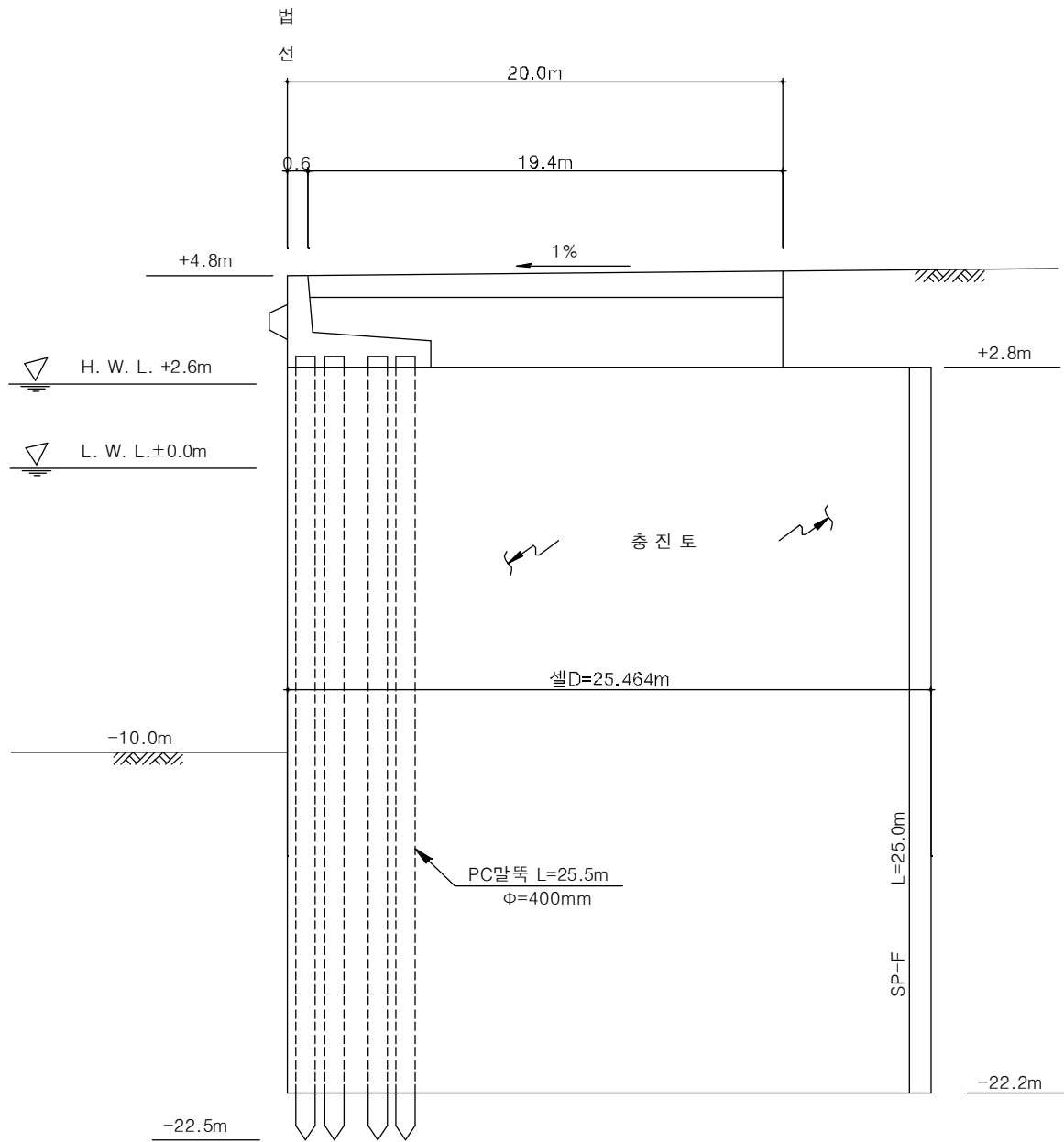
[해설]

이 기준은 주로 사질토 지반에 근입된 것으로, 근입비가 0~1.5이고, (환산벽체폭)/(벽높이)가 1~2.5 범위인 셀의 모형실험 결과를 바탕으로 정립한 것이다. 근입비가 뚜렷하게 적고 (1/8정도 미만), 환산벽체폭이 벽 높이보다도 뚜렷하게 적은 경우, 점성토 지반 또는 SCP(Sand Compaction Pile) 등에 의해 개량된 지반에 설치하는 경우 등에 대해서는 밝혀지지 않은 부분이 있으므로 본 절에 나타나는 설계법 이외에도 별도 검토가 필요하다.

[참고]

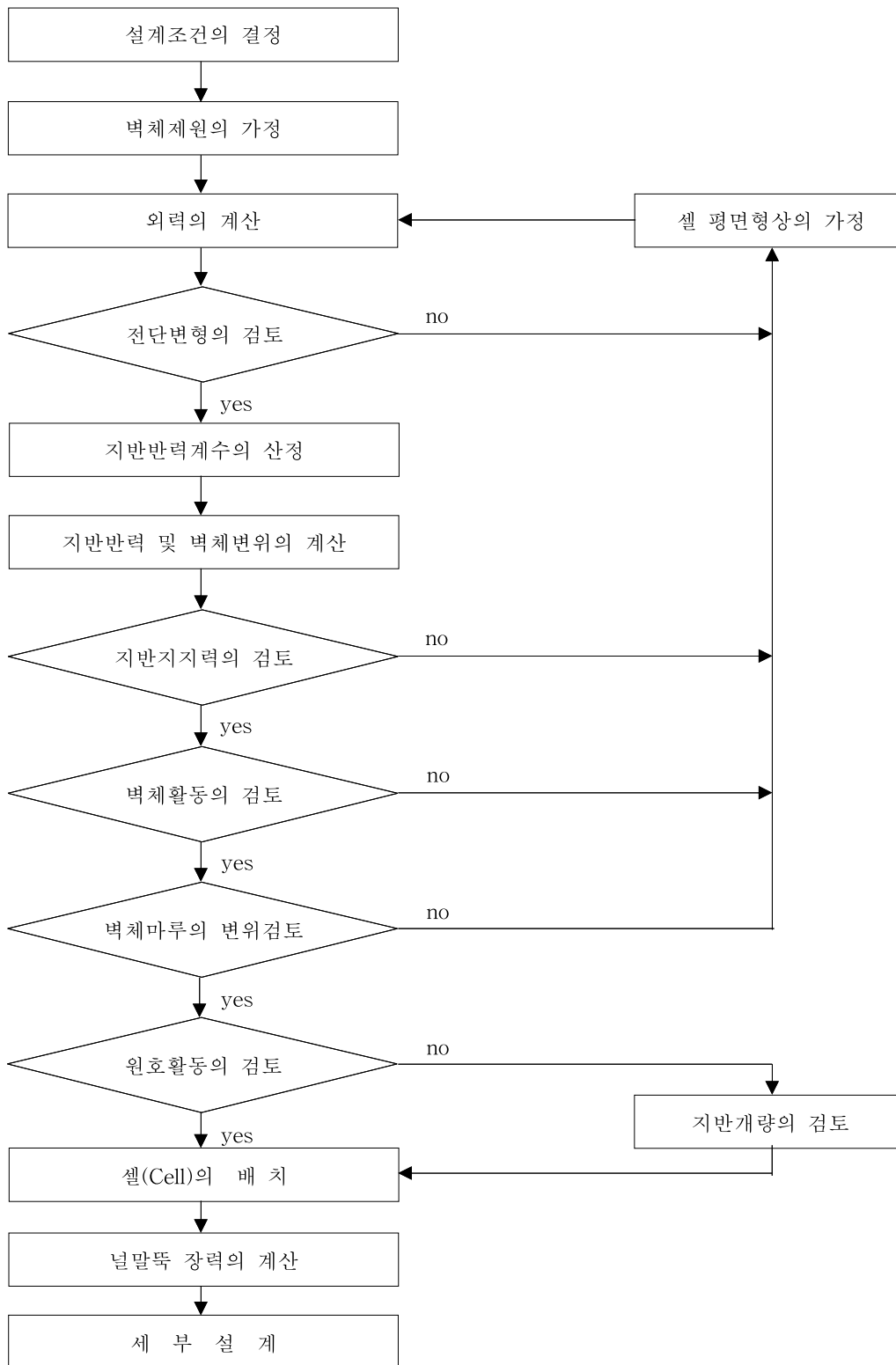
- (1) 연약한 점성토지반 위에 셀구조를 사용할 때는, 점성토의 압밀침하 및 널말뚝의 하단보다 아래를 지나는 원호활동면에 대해서 KDS 64 11 00 지반 (4.6 기초의 침하), (4.7 사면의 안정)에 따라 검토할 필요가 있다. 이와 같은 지반으로 기존수심이 얇은 장소에서는, 셀속채움의 상당부분이 점성토로 되는 것을 피할 수 없으므로 샌드드레인 등의 방법으로 속채움을 개량할 필요가 있다.
- (2) 셀의 속채움은 양질의 모래 또는 자갈을 사용해서 충분히 빈틈없이 채우는 것이 좋으며, 경우에 따라서는 다지는 수도 있다. 점성토에 의한 속채움은 셀의 변형이 커질 우려가 있으므로 별도의 검토가 필요하다.
- (3) 셀의 내부에 기중기, 헛간, 창고 등의 기초가 들어갈 때는 기초말뚝을 박아서 하중을 지지층에 전달하는 것이 바람직하다.
- (4) 셀구조는 속채움을 하기 전까지는 매우 불안정하며 이것이 커다란 결점으로 되어있다. 따라서 널말뚝을 타입한 후에는 속채움을 서둘러 하는 것이 좋고, 특히 풍량이 큰 장소에서의 셀구조는 시공상 좋지 않다. 이러한 시공 중의 불안정을 막기 위하여 프리페브리케이션 셀(Prefabrication cell)공법이 쓰여 진다. 이 공법을 적용할 시는 근입길이가 전면·후면 공히 같으며 근입된 부분이 해저지반에 구속되어 있으므로 셀의 변위에 대한 변형을 무시할 수 있다는 실험결과도 있다.
- (5) 이 기준은 본 구조를 사용한 호안, 방파제 등에도 준용할 수 있다.
- (6) 셀식 널말뚝 안벽의 일례를 참고 그림 (4.5-1)에 표시한다.

고정식 계류시설



참고 그림 (4.5-1) 셀식 널말뚝안벽

(7) 셀식 널말뚝 안벽의 설계는 참고 그림 (4.5-2)에 도시한 순서로 진행하는 것이 좋다.



참고 그림 (4.5-2) 셀식 널말뚝 안벽의 설계 순서

4.5.2 널말뚝 셀에 작용하는 외력과 하중

널말뚝 셀에 작용하는 외력 및 은 다음 사항을 고려하여 검토하여야 한다.

(1) 셀 본체에 작용하는 외력 및 하중

① 토 압

가. 벽체 배후의 주동토압

나. 벽체 전면의 수동토압

다. 속채움 토압

② 잔류수압

③ 벽체에 작용하는 지진력 및 동수압

④ 벽체 속채움의 중량

⑤ 재하하중

(2) 상부공에 작용하는 외력 및 하중

① 수평력

가. 토압의 수평분력

나. 잔류수압

다. 상부공, 상부공 위의 토사 및 재하하중에 작용하는 지지력

라. 선박의 충격력 및 견인력

② 연직력

가. 상부공, 상부공 위의 토사의 자중과 재하하중

나. 토압의 연직분포

[참 고]

(1) 외력의 산정은 KDS 64 11 00 지반(4.2 토압과 수압), KDS 64 17 00 내진, KDS 64 10 10 설계조건 (4.8 상재하중)에 따른다. 속채움 내의 잔류수위는 뒤채움 내의 수위와 동일하게 볼 수 있다.

(2) 잔류수위는 A.L.L.W에 고저차의 2/3를 더한 수치 이상을 기준으로 하며, 최근 일부 구조형식의 경우 뒤채움 배면의 필터층 보강으로 인해 잔류수위가 추가적으로 상승되는 여건을 고려하여 잔류수압을 산정하여야 한다.

(3) 벽체배후의 해저면 보다 윗부분에는 주동토압이 작용하는 것으로 본다. 그리고 해저면 이하의 부분에 대해서 전단변형의 검토 시에는 주동토압으로, 전체 안정의 검토 시에는 뒤채움 흙의 중량 등에 의한 상재압으로부터 생기는 토압이 작용하는 것으로 본다 [참고 그림 (4.5-3), (4.5-4) 참조].

모형실험 결과에 의하면 근입부 셀의 변위는 적으므로 그 부분에는 정지토압 정도 크기의 하중이 작용하는 것으로 판단된다. 진동실험에 의하면 이 부분에 작용하는 토압은 하중으로서가 아니라 벽체의 전도에 저항하는 힘으로서 작용하고 있다.

따라서 설계에 있어서는 이 토압은 뒤채움 흙의 중량 등에 의한 상재압에 의해 생기는 평상시의 토압을 고려하는 것으로 하여 참고 식 (4.5-1)에 의하여 구하는 것으로 하였다 [참고 그림 (4.5-4)참조].

$$P_{ac} = 0.5(\Sigma \gamma_i h_i + q)$$

참고 식 (4.5-1)

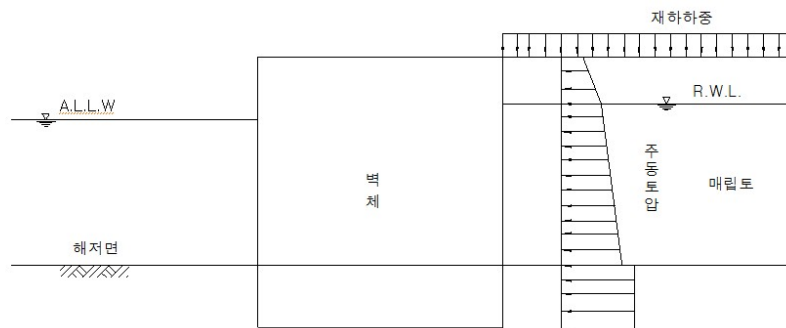
여기서, P_{ac} : 벽체배후의 해저면 이하에 작용하는 토압(kN/m²)

γ_i : 뒤채움 각층의 단위체적 중량(kN/m³)

h_i : 뒤채움 각층의 두께(m)

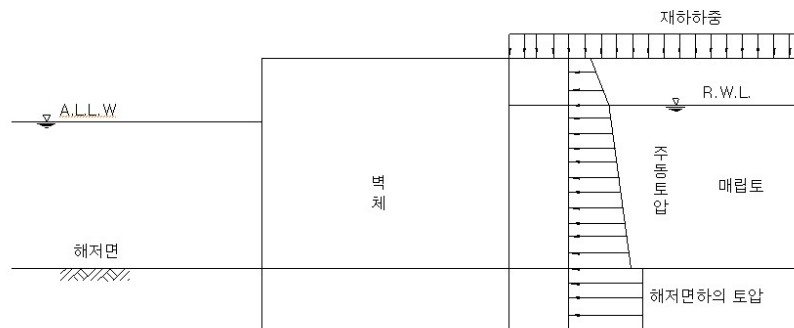
q : 재하하중(kN/m²)

- (4) 속채움에 작용하는 지진력 계산 시 적용하는 진도는, 해저면 이상 부분에 대하여는 설계진도를, 해저면 이하 부분에 대하여는 해저면하 10m 지점에서 진도가 0이 되도록 직선적으로 저감시킨 값을 이용할 수 있다. 이보다 더 깊은 부분에 대하여 진도는 고려하지 않는 것을 표준으로 한다.[참고 그림 (4.5-5)참조]

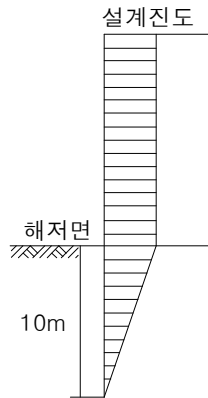


참고 그림 (4.5-3) 벽체에 작용하는 배후의 토압(전단변형의 검토 시)

- (5) 후면매립토의 잔류수위는 A.L.L.W상 조차의 2/3를 표준으로 한다. 단, 투수성이 낮은 재료를 후면매립토로서 쓰는 경우에는 그 이상이 되는 것이 있으므로 이를 설정 시는 유사구조물의 조사결과를 기초로 결정하는 것이 바람직하다. 속채움 내의 잔류수위는 후면매립토 내의 수위와 같게 하여도 좋다. 또한 강우 등으로 인해 안벽배후의 지하수위가 상승하는 경우 등, 셀 저면과의 수위차가 커지는 경우가 있으므로 주의를 요한다.



참고 그림 (4.5-4) 벽체에 작용하는 배후의 토압(중력식 벽체로서의 안정검토 시)



참고 그림 (4.5-5) 속채움 지진력 산정 시 설계진도 적용범위

4.5.3 벽체의 전단변형 검토

4.5.3.1 설계일반

벽체의 전단변형은 상시에 작용하는 하중에 대하여 검토하여야 한다.

[해설]

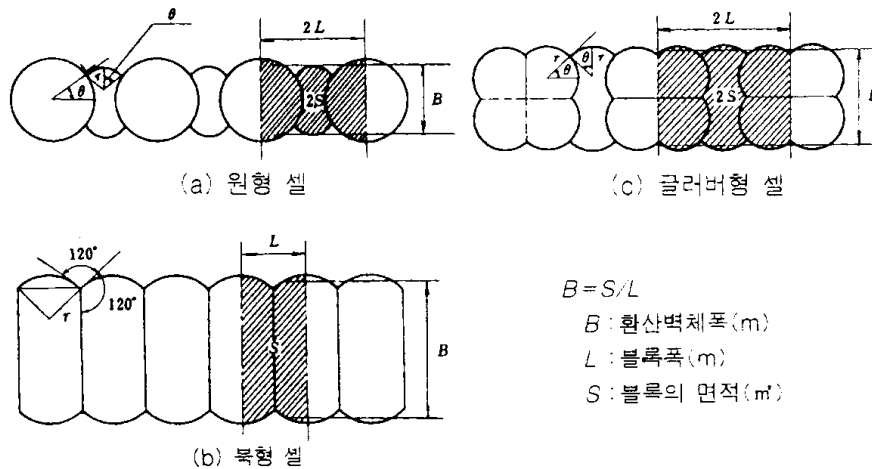
널말뚝 셀은 속채움 흙이 셀에 의하여 구속되어 있으므로 일반적으로 셀과 속채움 흙이 일체가 되어 셀 벽체의 변위에 대하여 셀 벽체 자신의 변형은 무시하고 그 전체의 거동을 강체로 볼 수 있다. 모형실험에서도 상시하중 또는 지진 시 하중보다 큰 외력을 받는 경우에도 셀 본체의 큰 변형은 나타나지 않는다. 즉 일반적으로 널말뚝 셀의 속채움 흙에는 전단 파괴가 발생하지 않는다고 본다. 그러나 셀이 극단적으로 적은 경우나 속채움 흙의 강도가 현저하게 약한 경우에는 셀을 강체로 보는 가정이 만족치 않으므로 셀 벽체의 변형을 미소범위로 멈추게 하기위하여 검토를 시행하는 것으로서 평상시의 하중에 대한 전단 변형을 검토하기로 한다.

4.5.3.2 환산벽체 폭

환산벽체폭은 셀 본체 또는 연결호부를 직사각형의 벽체로 바뀌놓은 가상 벽체 폭을 적용하여 검토한다.

[해설]

- (1) 환산벽체 폭은 설계계산을 간편하게 하기위해 사용하는 편의적인 방법이므로 셀을 해설 그림 (4.5-1)에 표시하는 바와 같이 전면벽, 후면벽 및 격벽을 모두 직선으로 바뀌놓은 가상의 벽체 폭이다. 바뀌놓을 때에는 실제의 벽체와 단면적이 같아지도록 한다.
- (2) 해저면은 사질지반에 있어서 계획수심에 준설의 여굴 두께를 고려한다.



해설 그림 (4.5-1) 셀 안벽의 평면형과 환산벽체 폭(B)

점성토 지반에서는 지반의 점착력이 50kN/m^2 이상인 경우에 사질지반과 같이 취급하고, 이보다 작을 경우에는 점착력에 따라서 가상 해저면을 계획수심보다 낮춰 계산하는 것이 바람직하다.

[참 고]

- (1) 환산벽체 폭은 벽체의 전단변형에 관한 참고 식 (4.5-2), 참고 식 (4.5-3)을 만족하도록 결정한다.

$$M_d F \leq M_r \quad \text{참고 식 (4.5-2)}$$

$$M_d' F \leq M_r' \quad \text{참고 식 (4.5-3)}$$

여기서, M_d : 셀저면에 관한 변형모멘트($\text{kN}\cdot\text{m/m}$)

M_d' : 해저면에 관한 변형모멘트($\text{kN}\cdot\text{m/m}$)

M_r : 셀저면에 관한 저항모멘트($\text{kN}\cdot\text{m/m}$)

M_r' : 해저면에 관한 셀 내부 흙의 저항모멘트($\text{kN}\cdot\text{m/m}$)

F : 안전율

- (2) 변형모멘트와 저항모멘트의 허용안전율은 다음 값을 표준으로 한다. 속채움이 모래인 경우 평상시 1.2이상, 이상 시 1.2의 값을 표준으로 한다. 이상시의 안전율을 평상시보다 작게 하지 않은 것은 저항모멘트의 계산에서 평상시에는 벽체의 변형이 일어나지 않을 때의 값을 사용하고 있으며, 이상 시에는 벽체의 변형이 다소 일어났을 때의 값을 사용하고 있기 때문이다.

4.5.3.3 변형모멘트의 계산

변형모멘트는 셀 저면 또는 해저면보다 위의 벽체 배후에 상시 작용하는 주동토압, 잔류수압, 수동토압 등의 외력에 의한 셀 저면 또는 해저면에서의 모멘트로 산정하여야 한다.

[해 설]

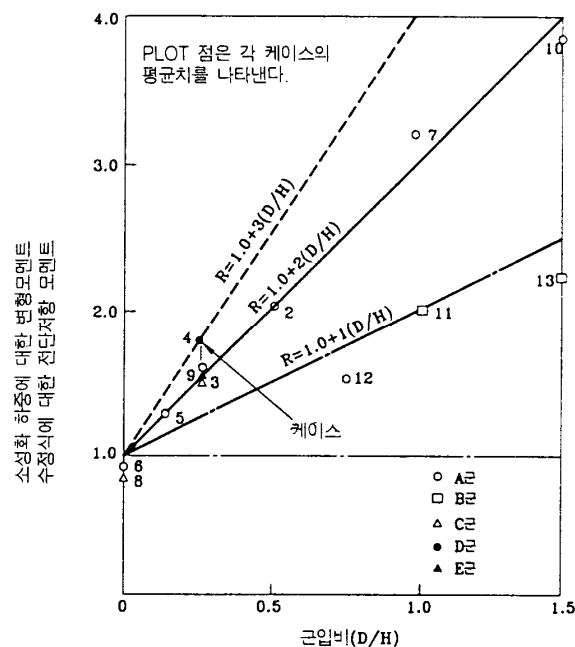
변형모멘트 계산에 있어서 토압은 그 수평분력만을 고려하고 연직분력은 고려하지 않는다. 상재하중에 대해서는 그 연직력은 고려하지 않으나 주동토압의 계산에는 상재하중을 고려한다.

4.5.3.4 저항모멘트의 계산

저항모멘트는 셀의 구조특성, 벽체의 변형을 고려해서 셀저면에 관한 속채움 흙의 저항모멘트와 널말뚝 조인트 마찰력에 의한 저항모멘트 등을 산정하여야 한다.

[참 고]

- (1) 셀 저면에 관한 저항모멘트(평상시)는 셀 저면에 관한 속채움 흙의 저항모멘트와 널말뚝 조인트 마찰력에 의한 저항모멘트의 합으로 표현되며 모형실험의 결과로부터 근입비 D/H 에 따라 할증되므로(참고 그림 (4.5-6) 참조) 참고 식 (4.5-4)로 산정한다.



참고 그림 (4.5-6) 저항모멘트와 근입비와의 관계

$$M_r = (M_{ro} + M_{rs})(1 + \alpha D/H) \quad \text{참고 식 (4.5-4)}$$

여기서, M_r : 셀 저면에 관한 저항모멘트(kN·m)

M_{ro} : 셀 저면에 관한 속채움 흙의 저항모멘트(kN·m/m)

M_{rs} : 셀 저면에 관한 널말뚝 조인트 마찰력에 의한 저항모멘트(kN·m/m)

D : 근입장(m)

H : 해저면으로부터 천단까지의 셀 벽 높이(m) (참고 그림 (4.5-6) 참조)

α : 근입비(D/H)에 따른 할증계수

할증계수 α 는 일반적으로 1.0으로 할 수 있다. 이 식은 실험결과를 바탕으로 한 실험 식이기 때문에 이론적인 해명은 충분하지 않으므로 참고 그림 (4.5-6) 실험결과와 하한치에 가까운 $\alpha=1.0$ 을 취하기로 한 것이다.

① 속채움 흙의 저항모멘트 계산식

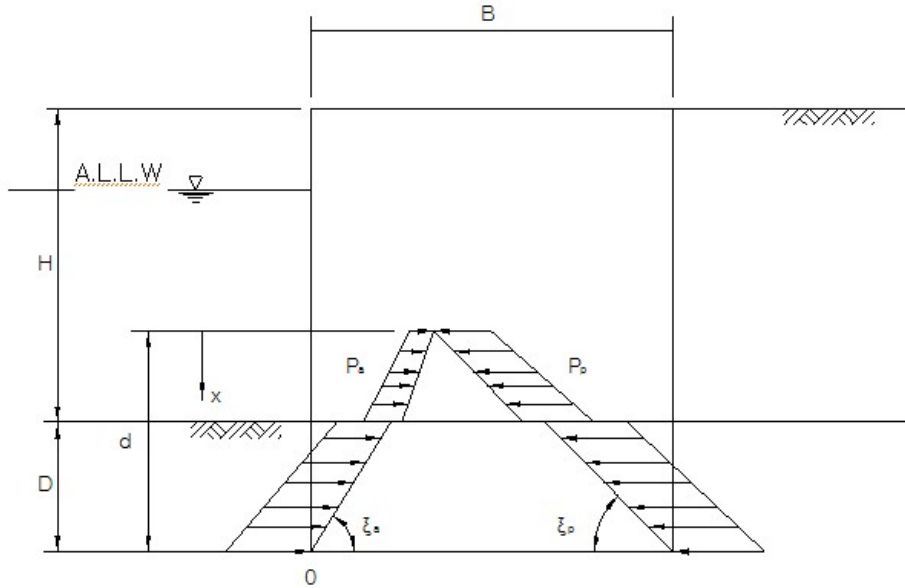
셀 저면에 대한 속채움 흙의 저항모멘트를 구할 때 속채움 흙의 전단파괴면은 참고 그림 (4.5-7)에 나타난 바와 같이 셀 전면이 저면 측으로부터 주동붕괴면, 배면으로부터 수동붕괴면이 발생한다고 가정하고 또 이를 붕괴면상에 각기 주동토압, 수동토압이 작용하는 것으로 한다. 이때, 주동·수동붕괴각 및 주동·수동 토압은 아래와 같이 랭킨(Rankine) 식을 사용한다.

$$\left. \begin{array}{l} \text{주동붕괴면} \quad \xi_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\varnothing}{2} \\ \text{수동붕괴면} \quad \xi_a = \frac{\pi}{4} - \frac{\varnothing}{2} \\ \text{주동토압} \quad P_a = K_a \cdot \gamma h \\ \quad \quad \quad K_a = \frac{1 - \sin \varnothing}{1 + \sin \varnothing} \\ \text{수동토압} \quad P_p = K_p \cdot \gamma h \\ \quad \quad \quad K_p = \frac{1 + \sin \varnothing}{1 - \sin \varnothing} \end{array} \right\} \quad \text{참고 식 (4.5-5)}$$

여기서, $\varnothing$: 속채움 흙의 내부 마찰각

이 때, 전단면상의 토압에 의한 모멘트는 참고 그림 (4.5-7)을 참조하여 참고 식 (4.5-6)으로 산출한다.

$$M_{ro} = \int_0^d (P_p - P_a)(d-x) \cdot \frac{2}{3} \tan \theta dx \quad \text{참고 식 (4.5-6)}$$



참고 그림 (4.5-7) 속채움 흙의 전단면의 가정

또, 지반과 속채움 흙의 토질정수가 틀리는 경우는 붕괴각 및 토압은 토층이 변하는데 따라서 그 크기가 바뀌므로 참고 식 (4.5-6)도 복잡하게 되지만 지반과 속채움 흙의 내부 마찰각이 크게 차이가 없는 경우나 근입비가 커서 속채움까지 붕괴면이 도달하지 않는 경우에는 다음의 간편식을 써도 좋다.

$$M_{ro} = \frac{1}{6} \gamma_o \cdot R_o \cdot H_o^3 \quad \text{참고 식 (4.5-7)}$$

$$\text{여기서, } R_o = \frac{2}{3} V_o^2 (3 - V_o \cos \phi) \tan \phi \sin \phi$$

γ_o : 속채움 흙의 환산단위체적중량(속채움 흙의 단위체적중량이 일정한 경우 단위 체적중량을 일반적으로 $\gamma_o = 10(\text{kN/m}^3)$ 을 쓰는 것이 편리하다.

H_o : 속채움 흙의 환산단위체적중량을 쓰는 경우 속채움 흙에 의한 저항모멘트를 계산하기 위해 셀 저면에서의 환산벽 높이로 참고 식 (4.5-8)로서 계산한다.

$$H_o = \frac{1}{\gamma_o} \sum \gamma_i h_i \quad \text{참고 식 (4.5-8)}$$

여기서, γ_i : i 층 속채움흙의 단위체적중량(kN/m^3)

h_i : i 층 두께(셀 저면으로부터 안벽마루까지)(m)

$$v_o = B/H_o$$

B : 환산벽체 폭(m)

② 조인트마찰력에 의한 저항모멘트의 계산식

조인트마찰력에 의한 저항모멘트는 아래와 같이 계산한다.

$$M_{rs} = \frac{1}{6} \gamma_o \cdot R_s \cdot H_s^3 \quad \text{참고 식 (4.5-9)}$$

$$R_s = \frac{3}{2} V_s f \tan \phi \quad \text{참고 식 (4.5-10)}$$

여기서, 속채움 흙의 환산단위체적중량을 사용한 경우에 널말뚝 조인트간 마찰력에 의한 저항모멘트를 계산하기 위한 셀 저면으로부터의 높이로서 참고 그림 (4.5-8)에서 (a) 토압분포도의 합력과 (b) 환산토압분포도의 합력이 같아지도록 참고 식 (4.5-11)에 의해 계산한다. 이 경우 속채움 흙의 토압계수는 널말뚝 인장력 계산의 경우와 달리 $\frac{1}{2} \tan \phi$ 를 사용한다.

$$H_s = 2 \sqrt{\frac{\sum P_i}{\gamma_o \tan \phi}} \quad \text{참고 식 (4.5-11)}$$

여기서, P_i : i 층 속채움 흙의 토압합력(kN/m²), 이 경우 상재압은 고려하지 않는다.

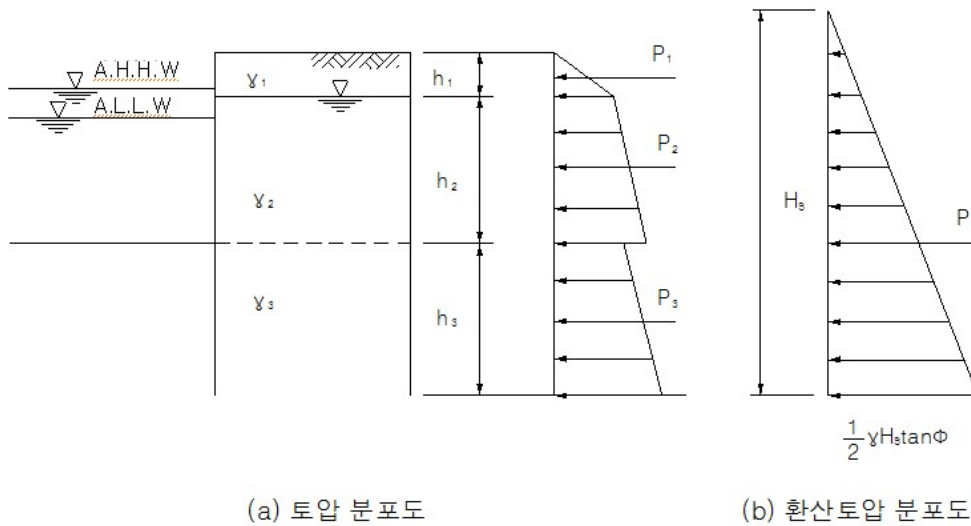
γ_o : 속채움 흙의 환산단위체적중량(kN/m³)

ϕ : 속채움 흙의 내부마찰각(°)

v_s : B/Hs

B : 환산벽체 폭(m)

f : 널말뚝이음간의 마찰계수로 보통 0.3을 쓴다.



참고 그림 (4.5-8) 환산벽 높이

(2) 해저면에서의 널말뚝 셀 저항모멘트(이상 시)는 속채움 흙의 저항모멘트로 표현되며 참고 식 (4.5-12) 및 참고 식 (4.5-13)을 사용하여 구한다.

$$M_r' = \frac{1}{6} \gamma_o \cdot R_o' \cdot H_o'^3 \quad \text{참고 식 (4.5-12)}$$

$$R_o' = v_o'^2 (3 - v_o' \cos \phi') \sin \phi' \quad \text{참고 식 (4.5-13)}$$

여기서, H_o' : 속채움 흙의 환산단위 체적중량을 사용한 경우, 속채움 흙에 의한 저항모멘트를 계산하기 위해 해저면으로부터의 환산벽 높이로 참고 식 (4.5-14)에 의해 계산한다.

$$H_o' = \frac{1}{\gamma_o} \sum \gamma_i' h_i' \quad \text{참고 식 (4.5-14)}$$

여기서, γ_i' : 해저면상 i층 속채움 흙의 단위체적중량(kN/m³)

h_i' : 해저면상 i층의 두께(해저면으로부터 안벽마루까지)(m)

$$v_o' = B / H_o'$$

ϕ : 해저면 상 속채움 흙의 내부마찰각(°)

- (3) 속채움 흙의 강도를 증대시키면 셀의 강성이 높아지므로 속채움 흙을 개량하면 셀의 안정성을 향상시키는데 유효하다.
- (4) 속채움에 점성토를 사용한 경우, 셀의 거동에 대해서 불명확한 점이 많고, 사질토에 비해서 소성이 크기 때문에 구조물 안정성에 좋지 않으므로 속채움재에 점성토를 사용하는 것은 피하여야 한다.

점성토지반에 근입된 셀에 대해서는 유한요소법 해석 예에서 추정하면 셀의 안정은 전면지반의 변형으로 결정되며 속채움 흙의 전단변형으로는 결정되지 않는다. 따라서 벽체 내에 점성토가 존재하는 경우의 저항모멘트는 사질토 경우의 검토에 따라 계산하여도 좋다.

속채움 흙의 저항모멘트 M_{ro} 및 널말뚝조인트 마찰력에 의한 저항모멘트 M_{rs} 는 참고 식 (4.5-15), 참고 식 (4.5-16)으로 계산하여도 좋다.

또한, 속채움 흙에 점성토가 포함된 셀의 저항모멘트는 해명되지 않기 때문에 전단변형의 검토면은 참고 그림 (4.5-9)와 같이 해저면 또는 셀 하단뿐만 아니라, 점성토층 하단 등과 같이 위험하다고 판단되는 면에서의 검토를 행할 필요가 있으며, 근입효과에 대한 계산을 위해서는 검토면에서의 근입비를 쓴다.

이 경우 전단변형에 대한 안전율은 1.2로 하고 그 외 부분은 1.0으로 해도 좋다.

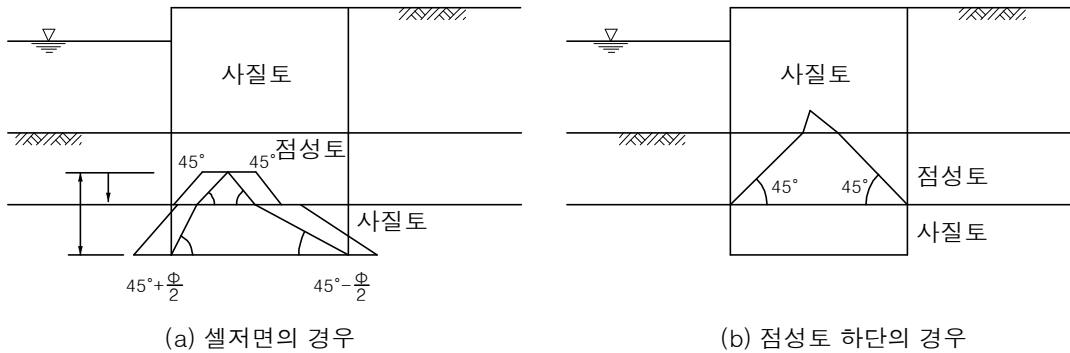
$$M_{ro} = \int_0^d (P_p - P_a) \cdot (d - x) dx$$

$$P_a = K_a \gamma h - 2c \sqrt{K_a}, \quad K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$P_p = K_p \gamma h + 2c \sqrt{K_p}, \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{참고 식 (4.5-15)}$$

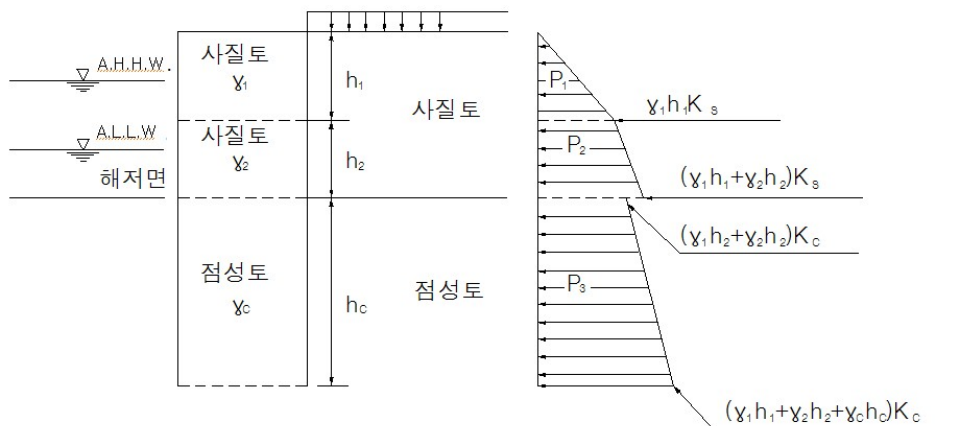
여기서, ϕ : 속채움 흙의 내부마찰각(°)

c : 속채움 흙의 점착력(kN/m²)



참고 그림 (4.5-9) 속채움흙의 전단면의 가정

속채움의 일부가 참고 그림 (4.5-10)과 같이 점성토로 구성되었을 경우, 참고 식 (4.5-16)에 의해 저항모멘트를 계산한다.



참고 그림 (4.5-10) 점성토가 포함된 경우의 속채움 흙의 토압

$$M_r = \frac{2}{3} \{ (P_1 + P_2) \tan \phi + c \cdot h_c + f(P_1 + P_2 + P_3) \} \quad \text{참고 식 (4.5-16)}$$

여기서, P_1, P_2, P_3 : 참고 그림 (4.5-10)에 있어서 속채움 흙 각층의 합력(kN/m)

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_c$: 참고 그림(4.5-10)에 있어서 각층의 속채움 흙의 재료의 단위체적중량(kN/m³)

h_1, h_2, h_c : 참고 그림 (4.5-10)에 있어서 각층의 속채움 흙의 층 두께(m)

K_s : 속채움 흙의 사질토의 토압계수 $K_s = 0.6$

K_c : 속채움 흙의 점성토의 토압계수 $K_c = 0.5$

B : 환산벽체 폭(m)

f : 널말뚝조인트간의 마찰계수 $f = 0.3$

4.5.4 벽체 전체로서의 안정검토

4.5.4.1 설계일반

벽체 전체로서의 안정 검토는 지반에 지지된 중력식 벽체형식으로 하중에 대한 지반 반력 또는 벽체의 변위를 검토하여야 한다.

[해 설]

전체의 안정 검토는 벽체를 지반에 탄성 지지되는 강체로 생각하고 하중에 대한 지반반력 또는 벽체의 변위를 구한다.

[참 고]

지반반력은 지반의 탄성영역을 초과하지 않는 범위에서는 지반반력 계수와 변위량을 곱하여 구한다. 지반반력 및 벽체의 변위가 제각기의 허용치를 넘지 않는 경우에는 중력식 벽체로서의 안정이 확보되는 것으로 판단한다.

4.5.4.2 지반반력계수

중력식 벽체로서의 안정 검토에 사용하는 지반반력계수는 지반조사의 결과를 분석하여 수평방향 지반반력계수, 셀 저면의 연직방향 지반반력계수, 수평방향 전단스프링정수에 대하여 산정하여야 한다.

[해 설]

지반반력계수에는 수평방향 지반반력계수, 셀 저면의 연직방향 지반반력계수 또는 수평방향 전단스프링정수가 있다.

[참 고]

지반반력계수는 지반조사 결과에 기초하여 아래와 같이 구할 수가 있다.

(1) 수평방향 지반반력계수

수평방향 지반반력계수는 KDS 64 11 00 지반 (4.5 말뚝기초)에 나타난 요코야마(横山)가 제안한 도표에 의해 참고 식 (4.5-17)로 산정할 수가 있다.

$$K_H = 2N \quad \text{참고 식 (4.5-17)}$$

여기서, K_H : 수평방향 지반반력계수(N/cm)

N : N 치

지반의 성질이 다른 지층의 경우, 수평방향 지반반력계수는 각 층마다 구하는 것으로 한다.

(2) 연직방향 지반반력계수

셀 저면의 연직방향 지반반력계수는 셀 저면에 있어서 수평방향 지반반력계수와 같은 값으로 한다. 지반의 성질이 다른 지층의 경우, 연직방향 지반반력계수는 셀 저면 위치의 지층에서 구하여지는 값을 채택한다. 단, 셀 저면 아래에 매우 연약한 지층이 있는 경우 등에는 그들의 영향을 충분히 고려할 필요가 있다.

(3) 수평방향 전단스프링정수

셀 저면의 수평방향 전단스프링정수는 연직방향 지반반력계수로부터 참고 식 (4.5-18)에 의해 산정할 수가 있다.

$$K_s = \lambda K_v \quad \text{참고 식 (4.5-18)}$$

여기서, K_s : 수평방향 전단스프링정수(N/cm)

λ : 수평방향 전단스프링정수와 연직방향 지반반력계수의 비

K_v : 연직방향 지반반력계수(N/cm)

기존의 연구에 의하면 λ 값은 $\lambda=1/2\sim1/5$ 로 제안되어 있으나, 강널말뚝 셀의 경우 $\lambda=1/3$ 정도로 하여도 좋다.

4.5.4.3 지반반력 또는 벽체의 변위량 산정

지반반력 또는 벽체의 변위는 벽체가 하중에 대해서 지반반력 또는 벽면의 연직마찰 저항력에 의해서 지지되는 것으로 검토하여야 한다.

[해설]

널말뚝 근입부의 지반반력 및 벽체의 변위는 벽체에 작용하는 외력에 대해서 수평지반반력, 벽체 저면의 연직지반반력 또는 수평방향 전단반력, 셀 전면벽과 셀 후면벽의 연직마찰 저항력에 의해서 지지되고 있는 것으로 생각하고 계산한다.

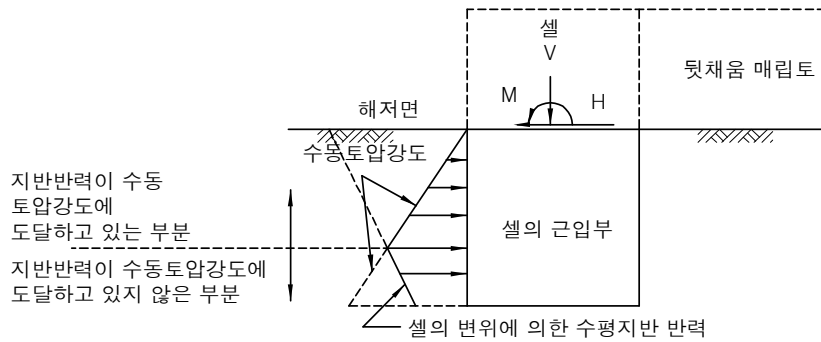
[참고]

(1) 지반반력

① 수평지반반력

수평지반반력은 참고 식 (4.5-19)에 의해 산정할 수가 있으나 지반의 변형을 고려해서 KDS 64 11 00 지반(4.2 토압과 수압)에 따라 산정되는 주동토압 강도를 넘지 않는 것으로 한다. 또한, 수동토압 산정시의 벽면마찰각은 -15° 로 적용할 수 있다.

참고 그림 (4.5-11)은 지반반력이 부분적으로 수동토압 강도에 도달하는 경우의 지반반력 분포 예를 도시하였다.



참고 그림 (4.5-11) 수평지반반력 분포의 예

② 연직지반반력

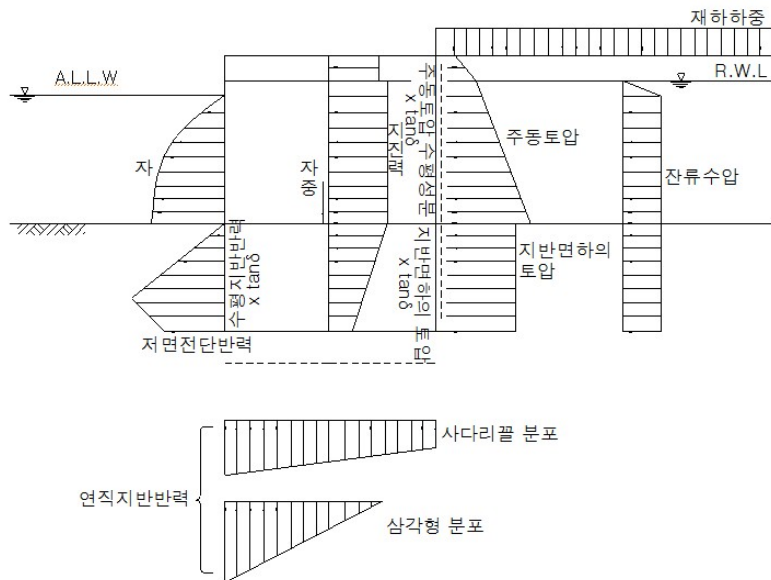
셀 저면의 연직지반반력은 사다리꼴형 또는 삼각형 분포가 되고 일반적으로 인장응력은 발생하지 않도록 한다.

(2) 연직마찰저항력

연직마찰력을 셀 전벽과 셀 후벽에 고려하고 연직마찰 저항력은 수평토압 또는 지반반력과 $\tan \delta$ 의 곱으로 한다. 이 경우 δ 는 벽면마찰각으로 한다.

(3) 외력의 분포

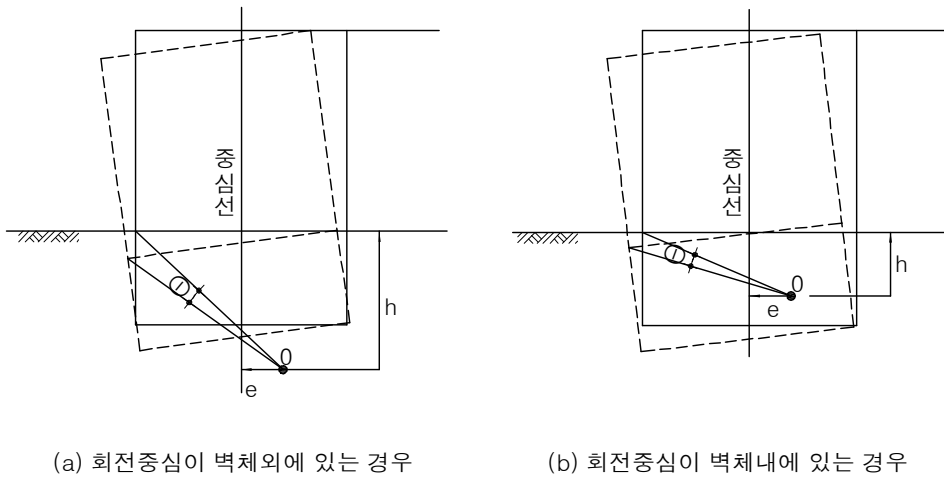
셀식 널말뚝안벽에 있어서 작용하중, 지반반력 등의 외력의 표준적인 분포는 참고 그림 (4.5-12)와 같다.



참고 그림 (4.5-12) 외력의 분포

(4) 셀의 변위모드(Mode)

셀은 참고 그림 (4.5-13)에서 보는 바와 같이 그 중심축에서의 거리 e , 해저면부터의 깊이 h 의 점 O 를 중심으로 회전하는 것으로 생각된다. 회전중심이 셀의 내부에 있는 경우, 회전중심 이하에서는 수평지반반력은 셀 후면벽에 발생한다.



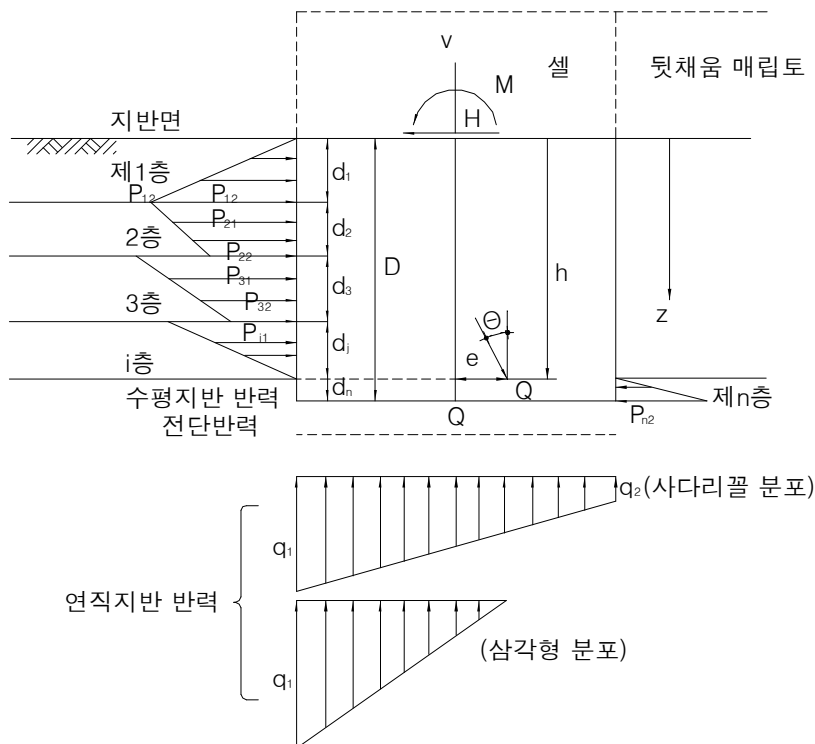
(a) 회전중심이 벽체외에 있는 경우

(b) 회전중심이 벽체내에 있는 경우

참고 그림 (4.5-13) 벽체의 변위모드

(5) 지반반력 및 벽체의 변위계산식

벽체 중앙의 지반면 위치에 수평력, 연직력 및 모멘트가 작용하고 지반이 n 개의 층으로 성립된 경우의 계산 Model을 참고 그림 (4.5-14)에 나타내었다. 참고 그림 (4.5-14)에 나타난 계산 Model에 관하여 지반반력, 벽체의 변위 등을 구하는 계산식을 다음에 제시한다.



참고 그림 (4.5-14) 계산 Model

고정식 계류시설

- ① 연직지반반력이 사다리꼴 분포인 경우
가. 수평지반반력(kN/m)

$$\left. \begin{aligned} p_{12} &= K_{H1}(h-d_1)\theta \\ p_{21} &= K_{H2}(h-d_1)\theta \\ p_{22} &= K_{H2}(h-d_1-d_2)\theta \\ &\cdot \\ &\cdot \\ &\cdot \\ p_{i1} &= K_{Hi}(h-\sum_{j=1}^{i-1}d_j)\theta \\ p_{i2} &= K_{Hi}(h-\sum_{j=1}^i d_j)\theta \\ &\cdot \\ &\cdot \\ &\cdot \\ p_{n1} &= K_{Hn}(h-\sum_{j=1}^{n-1}d_j)\theta \\ p_{n2} &= K_{Hn}(h-\sum_{j=1}^n d_j)\theta \end{aligned} \right\} \quad \text{참고 식 (4.5-19)}$$

- 나. 연직지반반력(kN/m)

$$\begin{aligned} q_1 &= K_v(e+B/2)\theta \\ q_2 &= K_v(e-B/2)\theta \end{aligned} \quad \text{참고 식 (4.5-20)}$$

- 다. 벽체 저면의 전단반력(kN/m)

$$Q = K_s(h-D)\theta A \quad \text{참고 식 (4.5-21)}$$

- 라. 벽체의 수평변위(m)

$$\delta_z = (h-z)\theta \quad \text{참고 식 (4.5-22)}$$

마. 벽체의 회전각 (°)

$$\theta = \frac{MK_1 + HK_3}{K_1K_4 - K_2K_3} \quad \text{참고 식 (4.5-23)}$$

바. 벽체의 회전중심 깊이(m)

$$h = \frac{MK_2 + HK_4}{MK_1 - HK_3} \quad \text{참고 식 (4.5-24)}$$

사. 벽체의 중심축에서 회전중심까지의 거리(m)

$$e = \frac{1}{K_v A} \left\{ \frac{V}{\theta} - h \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i \tan |\delta_i| + \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan |\delta_i| \right\} \quad \text{참고 식 (4.5-25)}$$

$$\text{여기서, } K_1 = \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i + K_s A$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \right\} + K_s A D$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2} \tan \delta_i \right) \right\} + K_s A D$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^i d_j + \frac{B}{2} \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan \delta_i \right) \right\} + K_s A D^2 + \frac{1}{12} K_v A^3$$

단, 벽면마찰각 δ 는 수평지반반력이 전면 벽에 작용하는 지층에서는 부(-)의 것으로 하고 그것이 후면 벽에 작용하는 지층에서는 정(+)으로 한다.

② 연직지반반력이 삼각형 분포인 경우

수평지반반력, 벽체의 수평변위, 회전각, 회전중심의 깊이는 ①과 같은 공식으로 표시된다.

가. 연직지반반력(kN/m)

$$q_1 = K_v \left(e + \frac{B}{2} \right) \theta \quad \text{참고 식 (4.5-26)}$$

나. 벽체저면의 전단반력(kN/m)

$$Q = K_s (h - D) \theta A' \quad \text{참고 식 (4.5-27)}$$

$$A' = e + \frac{B}{2} \quad \text{참고 식 (4.5-28)}$$

다. 벽체중심축으로부터 셀의 회전중심까지의 거리(m)

$$e = \sqrt{\frac{2}{K_v} \left\{ \frac{V}{\theta} - h \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i \tan |\delta_i| + \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan |\delta_i| \right\} - \frac{B}{2}} \quad \text{참고 식 (4.5-29)}$$

$$\text{여기서, } K_1 = \sum_{i=1}^n K_{Hi} d_i + K_s A'$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \right\} + K_s A' D$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2} \tan \delta_i \right) \right\} + K_s A' D$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^n \left\{ K_{Hi} d_i \left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^i d_j + \frac{B}{2} \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan \delta_i \right) \right\} + K_s A' D^2 + \frac{1}{6} K_v A'^2 (B - e)$$

단, 벽면마찰각 δ 는 수평지반반력이 전벽에 작용하는 지층에서는 부(-), 후벽에 작용하는 지층에서는 정(+)으로 한다.

①, ②의 경우의 식에서

V : 벽체에 작용하는 연직력(kN/m)

H : 벽체에 작용하는 수평력 (kN/m)

M : 벽체의 지반면 중앙점에 작용하는 모멘트(kN·m/m) 단, 벽체에 작용하는 외력은 기준선 방향 단위길이당의 계산 값

D : 근입길이(m)

d_i : 근입부 지반의 각층 두께(m)

B : 환산벽체 폭(m)

K_{Hi} : 근입부 지반 각층의 수평방향지반반력계수(kN/m³)

K_v : 벽체 저면에 있어서의 연직방향지반반력계수(kN/m³)

K_s : 벽체 저면에서의 수평방향 전단스프링정수(kN/m³)

A : 벽체 저면의 기준선방향 단위길이당 면적(m²/m)

A' : 연직지반반력이 정(+)인 벽체 저면의 기준선방향 단위길이당 면적(m²/m)

4.5.5 지반의 지지력 검토

벽체 저면의 지반 반력은 KDS 64 11 00 지반(4.3.2 편심·경사하중에 대한 지지력)에 따라 산정하고 지반의 허용지지력 이내이어야 한다.

[참 고]

- (1) 셀 전면벽 및 후면벽에 작용하는 토압의 연직분력으로는 주동토압의 연직분력, 근입부 토압에 의한 마찰력, 수동토압의 연직분력 또는 지반반력에 의한 연직분력 등을 고려한다. 토압의 연직분력 작용방향은 셀의 중량과 같은 방향을 정(+)으로 취한다.
- (2) 벽체 저면에서 흙의 내부마찰각은 벽체 저면의 상부와 하부가 각각 다른 경우 그 중 적은 값을 취한다.

4.5.6 벽체의 활동 검토

벽체의 활동에 대한 검토는 KDS 64 55 20 (4.1.3.2)에 따른다.

[참 고]

- (1) 벽체의 활동에 대한 검토는 중력식 벽체에 대한 검토 방법에 준하는 것으로 하고 벽체 저면과 지반에 작용하는 허용전단저항력은 참고 식 (4.5-30)에 의해서 산정한다.

$$Q_a = \frac{1}{F_s} (W + P_V) \tan \phi \quad \text{참고 식 (4.5-30)}$$

여기서, Q_a : 허용전단저항력(kN/m)

W : 벽체의 중량(kN/m)

P_V : 전면벽 및 후면벽에 작용하는 토압의 연직분력(kN/m)

ϕ : 벽체 저면부 흙의 내부마찰각(°)

F_s : 안전율(평상시 1.2이상, 이상 시 1.1 이상)

- (2) 벽체 중량은 재하하중을 포함하지 않는 중량으로서 부력을 제외한 값으로 한다.
- (3) 전면벽 및 후면벽에 작용하는 토압의 연직분력은 주동토압의 연직분력, 지반면 아래의 토압에 의한 마찰력, 수동토압의 연직분력, 지반반력에 의한 연직분력 등을 고려한다. 토압의 연직분력 작용방향은 벽체의 중량과 같은 방향을 정(+)으로 한다.
- (4) 벽체저면에 있어서 흙의 내부마찰각은 벽체저면의 상부와 하부의 지반이 각각 다른 경우 그중 적은 값으로 하는 것이 좋다.

4.5.7 벽체마루의 변위 검토

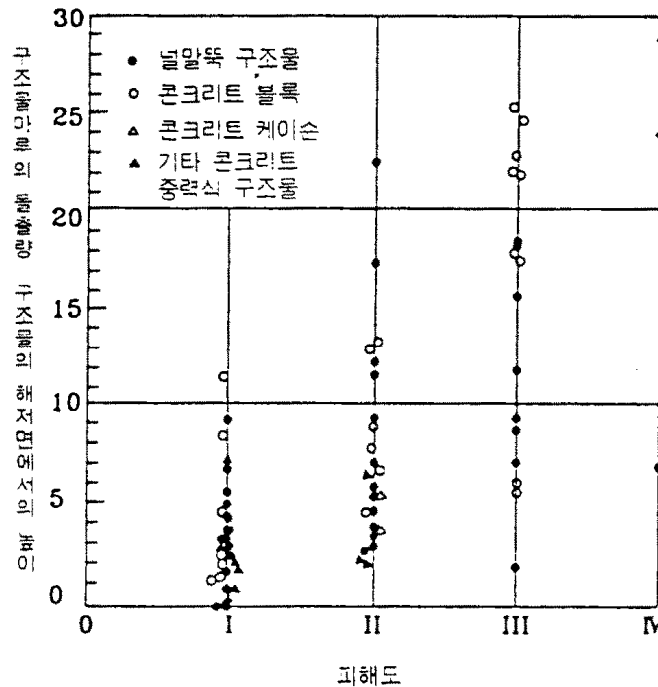
- (1) 셀 마루의 수평변위는 허용변위량을 넘지 않도록 한다.
- (2) 구조물의 허용변위량은 구조안정성, 기능성, 경제성 등을 고려하여 검토하여야 한다.

[참 고]

허용변위량은 일반적으로 구조물 안전상의 관점에서 구조물의 용도에 따라 결정되는데, 항만구조물에서는 그 값이 정해지지 않은 경우가 많다. 따라서 지반반력 등이 허용치 이내인 경우도 셀 마루의 변위량이 크게 되면 기능상 지장을 초래하는 수가 있으므로 이 경우에는 허용변위량을 결정하여 두는 것이 바람직하다.

- (1) 항만구조물의 허용변위량을 고려해야 하는 경우에서의 관점들로는 다음과 같은 것들이 있다.
 - ① 구조안정성 : 안벽이나 호안의 구조적 안정성에 관한 현행의 평가방법은 중력식 구조물은 변위·변형과 결부되지 않으나, 말뚝식이나 널말뚝식 구조물은 변위·변형이 토질정수에 지배되기 때문에 구해진 안전율 값이 반드시 충분한 정도를 갖는다고 하기는 어렵다. 또 구조상의 허용변위량은 구조형식에 의해서 크게 달라진다. 예를 들면 중력식 구조물은 큰 변위가 발생하여도 안정성은 변위가 발생하는 이전과 큰 차이가 없으나 널말뚝식이나 말뚝식 구조물에서는 변위·변형의 발생상태에 따라서 뚜렷하게 안정성이 저하된다.
 - ② 기능 : 안벽이나 호안에서는 그 구조물이 갖는 기능에 지장을 초래하지 않는 최대 변위가 허용변위량이 된다. 항만시설의 유지관리 지침서에 따르면 케이슨식 안벽의 기능상 변형상태 한계치가 정리되어 있으며, 이 중에서 상부공의 수평방향 변위는 선박접안의 안정성 관점에서 20~30cm로 되어 있다. 그러나 호안에 대해서는 안벽과 다르게 지수성 확보나 월파에 대한 마루높이의 보호 및 유지와 같은 기능상 관점에서 검토되어야 한다.
 - ③ 경제성 : 예측한 것 이상의 대지진이 발생한 경우, 큰 설계진도로 건설된 구조물은 건설비는 높으나 예상되는 피해액은 적으며, 이 반대의 경우도 있다. 따라서 경제적인 관점에서는 건설비와 피해에 따른 예상복구비의 합이 최소가 되도록 하여야 한다. 이와 같은 관점으로 설계된 구조물에 고려되는 변위·변형은 경제적 관점에서의 허용량으로 볼 수 있다.
- (2) 허용변형량은 앞에서 언급한 종류의 관점에서 설정되어야 하나, 이 경우 허용변위량을 다음과 같이 2단계로 생각해 볼 수도 있다. 즉, 구조물을 사용하는데 지장이 없고 유지보수가 필요 없을 정도의 비교적 적은 허용변위량과, 사용여건 상 응급적인 대책이 필요하나 그것이 유지보수의 범위 내가 되도록 하는 조금 큰 편의 허용변위량 등 2종류가 있다. 이것들의 허용치를 설정하는데 있어서는 구조물의 중요도 및 내용연수도 고려되어야 할 사항이다.

- (3) 일반적으로 허용변위량을 정하는데 있어서 과거의 지진피해보고 등에서 얻어진 중력식 및 널말뚝식 구조물의 마루부분의 돌출량과 피해도의 관계가 참고가 되고 있다. 이 관계를 나타낸 참고 그림 (4.5-15)에 의하면 피해도Ⅱ의 구조물 마루부분의 돌출량과 벽체높이의 비가 대부분 1.5% 이상이다. 따라서 본 절에 나타내는 방법에 의해 설계계산을 수행하는 경우, 셀 마루의 허용수평 변위량을 벽체높이의 1.5% 이내로 하는 것이 바람직하다.



참고 그림 (4.5-15) 피해도와 마루부분의 돌출량/벽체높이

참고 표 (4.5-1) 피해도와 피해상황

피해도	피 해 상 황
0	피해 발생 없음
I	본체에 이상은 없으나 부속구조물에 파괴 또는 변형이 발생한 상태
II	본체에 상당히 변형이 발생한 상태
III	변형은 멈추었으나 구조물 본체에 파괴가 발생한 상태
IV	전체가 파괴되어 변형이 멈추지 않는 상태

4.5.8 원호활동 검토

연약지반에서는 원호활동에 대한 검토를 시행하여야 하며 이 경우 원호 활동면은 셀의 내부를 통과하지 않는 것으로 한다.

[해설]

지반 및 셀 배면의 뒤채움재료의 내부마찰각이 30° 이상인 경우에는 원호활동 검토를 생략하는 경우가 많다. 또 셀이 강체로 판단되는 경우에는 원호활동면이 셀 본체 및 내부를 통과하지 않는 것으로 생각해도 좋다.

4.5.9 셀의 배치

셀의 배치는 KDS 64 55 20 (4.5.3, 4.5.4)에서 산정한 환산벽체 폭과 같은 면적이 되도록 검토하여야 한다.

[참고]

셀의 평면형으로는 일반적으로 원형 셀이 채용되고 있으므로 여기서는 원형 셀의 배치에 있어서 고려할 사항을 나타낸다.

- (1) 환산벽체 폭을 원형셀로 바꾸어 놓는 경우 실제의 벽체와 단면적이 같아지도록 다음과 같이 하면 된다[참고 그림 (4.5-16) 참조].

$$S_1 = \triangle ABC \times 2 = \pi R^2 \times \frac{\theta_1}{360} \times 2 = \frac{\pi}{180} R^2 \theta_1$$

$$S_2 = \triangle ACD \times 2 = \frac{1}{2} \times \overline{AD} \times \overline{CD} \times 2 \times \frac{R^2}{2} \sin 2\theta_1$$

$$S_3 = \square CC'D'D = \overline{CD} \times \overline{CC'} = 2Rr \cos \theta_1 \sin \frac{\theta_2}{2}$$

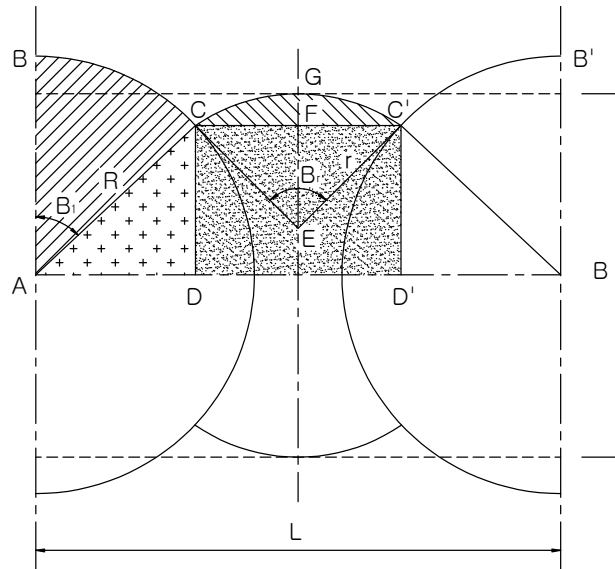
$$\begin{aligned} S_4 &= \triangle CGC' = \triangle ECG - \triangle EGC' \\ &= \pi r^2 \times \frac{\theta_2}{360} - \frac{1}{2} \times \overline{CC'} \times \overline{FE} = \left(\frac{\pi \theta_2}{360} - \frac{1}{2} \sin \theta_2 \right) r^2 \end{aligned}$$

$$\text{단, } \theta_1 + \frac{\theta_2}{2} = 90^\circ$$

$$S = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 2$$

$$\therefore B = \frac{S}{L}$$

참고 식 (4.5-31)



참고 그림 (4.5-16) 셀의 면적과 환산벽체 폭

- (2) 셀의 중심 간격은 계산한 총연장에 대하여 과부족이 없도록 배려하는 동시에 될 수 있는 대로 좁게 하는 것이 좋다. 일반적으로 셀의 중심 간격은 셀 직경보다 10~15% 크게 하는 것이 좋다.
- (3) 연결호는 셀 본체의 벽과 직각으로 접속하도록 배치한다. 또 연결호의 반지름은 셀 본체의 반지름보다 작게 하여야 한다.
- (4) 연결호의 선단은 속채움 시공에 의해서 앞으로 나오는 경향이 있으므로, 연결호의 선단의 위치는 셀 전면의 접선보다 100~150cm 정도 내측에 배치하는 것이 좋다. 또한 셀 전면의 접선 위치는 계획 기준선보다 30cm 정도 내측에 배치하는 것이 좋다.

4.5.10 널말뚝 인장력의 계산

본체 셀 또는 아크부에서 발생하는 널말뚝 인장력은 허용널말뚝 인장력을 넘지 않아야 한다.

[참 고]

- (1) 널말뚝의 인장력은 통상 해저면에서 계산한다. 직선널말뚝 아크의 인장강도가 5,900kN/m 또는 3,900 kN/m의 경우, 각각의 허용널말뚝 인장력은 2,000kN/m 또는 1,500kN/m으로 한다.
- (2) 널말뚝 인장력은 참고 식 (4.5-32)로 계산한다.

$$T = \{(\gamma H_o' + q)K_i + \gamma_w h_w\}R \quad \text{참고 식 (4.5-32)}$$

여기서, T : 널말뚝 인장력(kN/m)

K_i : 속채움의 토압계수

γ : 속채움의 환산 단위체적중량(kN/m³)

γ_w : 해수의 단위체적중량(kN/m³)

H_o' : 환산벽 높이(m)(KDS 64 55 20 (4.5.3.4) 참고 식 (4.5-12))

h_w : 셀 내측과 전면과의 수위차(m)

R : 셀의 반경(m)

q : 재하하중(kN/m²)

- (3) 환산벽 높이 H_o' 는 KDS 64 55 20 (4.5.3.4) 참고 식 (4.5-12)에 의해서 구한다.
- (4) 셀 본체의 속채움 토압계수는 속채움에 쇄석과 같은 내부 마찰력이 큰 재료를 사용한 경우나 다짐을 하지 않은 경우에는 0.6으로 하면 충분하다. 그러나 다짐을 하는 경우에는 내부 마찰각이 커짐과 동시에 셀의 내압이 증대함을 고려하여 속채움 토압계수는 $\tan\phi$ 를 사용한다. 아크부의 속채움 토압계수는 $\frac{1}{2}\tan\phi$ 로 한다. 그것은 셀식 널말뚝 모형실험 및 현장측정의 결과로부터 셀의 중심 간격과 셀 직경의 비가 1.5 이하이면 아크부의 속채움 토압계수는 셀 본체의 1/2 이하라는 사실이 밝혀졌기 때문에 이를 셀식 널말뚝 구조에 준용한 것이다.
- (5) 직선형 널말뚝은 구조특성, 경제성, 시공성 등을 고려해서 선정한다.

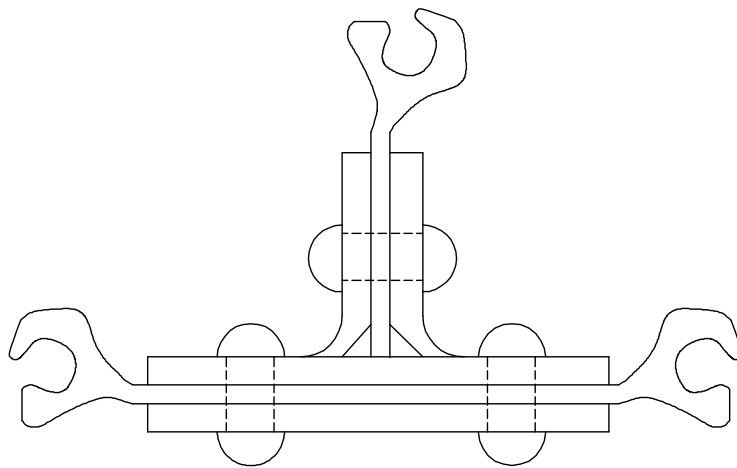
4.5.11 T형 널말뚝의 설계

4.5.11.1 설계일반

셀 본체와 아크부의 연결은 T형 널말뚝을 사용하는 것으로 검토한다.

[해설]

T형 널말뚝이란 셀 본체와 아크부를 연결하는 이형 널말뚝이다[참고 그림 (4.5-17) 참조].



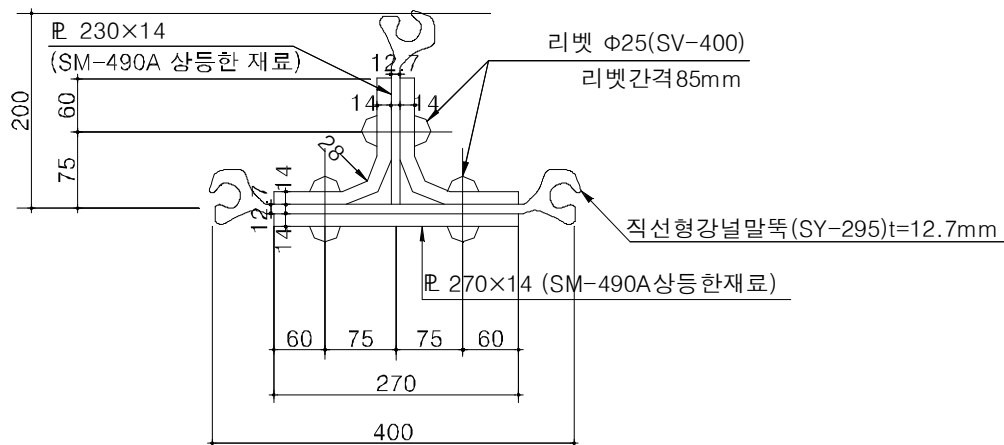
참고 그림 (4.5-17) T형 널말뚝의 일예

4.5.11.2 구조

T형 널말뚝의 구조는 셀 본체 및 아크부에 작용하는 널말뚝 인장력에 대해서 안전한 구조로 한다.

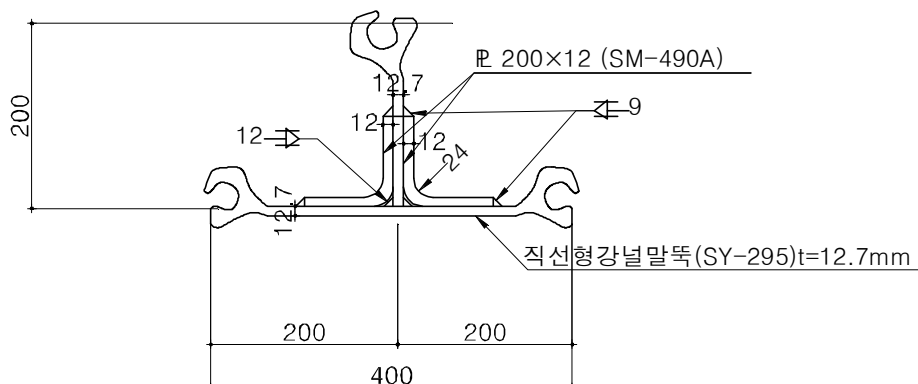
[참 고]

- (1) T형 널말뚝의 표준적인 구조를 참고 그림 (4.5-18), 참고 그림 (4.5-19)에 표시한다.
- (2) 참고 그림 (4.5-18), 참고 그림 (4.5-19)는 셀 본체 널말뚝의 항복인장강도를 3,900kN/m(허용 널말뚝인장력 1,500kN/m)로 한 경우, 아크부의 직경이 본체부 직경의 2/3이하인 구조(인장강도 2,600kN/m, 허용 널말뚝인장력 980kN/m)를 정해서 파괴 시험으로 그 강도를 확인한 것이다. 단, 이때의 리벳접합 및 용접접합은 공장에서 한 것이다.



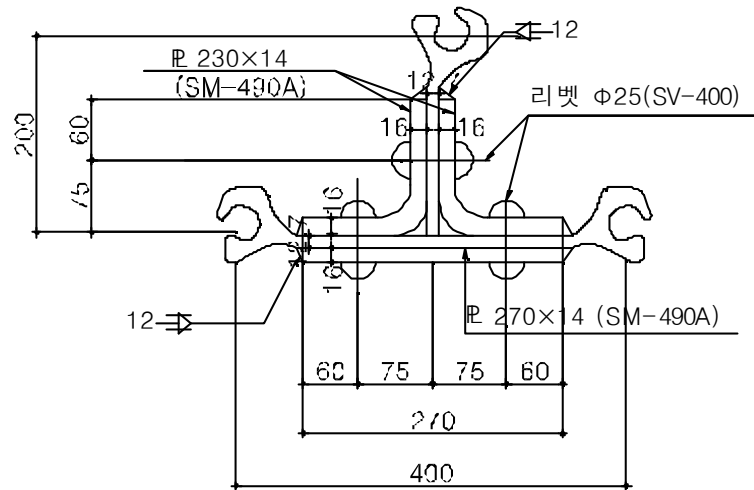
참고 그림 (4.5-18) 리벳접합(Rivet 간격 85mm) 표준단면도

- (3) 참고 그림 (4.5-19)의 용접접합을 사용할 경우는 T형 널말뚝에 쓴 강 종류로서 종래의 2종 재료가 아니고 용접용강재를 사용하는 것으로 한다.

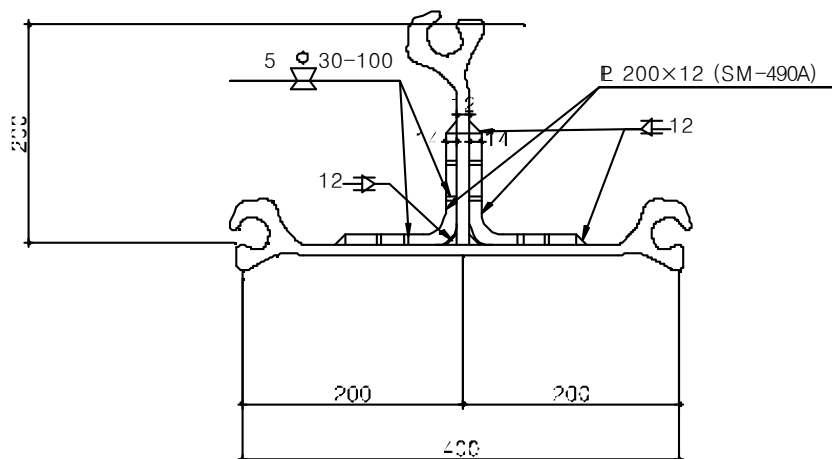


참고 그림 (4.5-19) 용접접합에 의한 표준단면

- (4) 참고 그림 (4.5-18), 참고 그림 (4.5-19)의 표준단면에서 두께 $t=12.7\text{mm}$ 의 직선형 강널말뚝을 사용하도록 규정하고 있다. 그러나 두께 $t=9.5\text{mm}$ 의 것을 사용한 T형 널말뚝에 대해서는 파괴시험에 의해 그 내력이 확인되어 있지 않으므로 T형 널말뚝은 참고 그림 (4.5-18), 참고 그림 (4.5-19)에 표시한 표준단면을 사용하는 것이 바람직하다.
- (5) 참고 그림 (4.5-20)과 참고 그림 (4.5-21)은 셀 본체의 널말뚝 조임틀의 인장강도를 $5,900\text{kN/m}$ (허용널말뚝 인장력 $2,000\text{ kN/m}$)로 한 경우의 아크부 직경이 본체부 직경의 $2/3$ 이하인 구조를 선정하여 파괴시험에 의하여 그 강도를 확인한 것이다.



참고 그림 (4.5-20) 리벳+용접접합(Rivet 간격 85mm)단면



참고 그림 (4.5-21) 용접접합에 의한 단면

4.5.12 세부설계

4.5.12.1 상부공 지지말뚝의 설계

- (1) 상부공 지지말뚝은 연직력과 수평력 또는 모멘트를 받는 말뚝으로 검토하여야 한다.
- (2) 말뚝의 세부설계는 KDS 64 11 00 지반(4.5 말뚝기초)에 따른다.

[참 고]

- (1) 상부공은 말뚝만으로 지지하여야 한다.
- (2) 상부공에 작용하는 외력은 KDS 64 55 20 (4.4.6)에 따른다.
- (3) 일반적으로 상부공에 작용하는 수평력은 직접 속채움에 전달되는 것이 아니고, 먼저 말뚝에 전달되고 말뚝의 수평저항으로서 속채움에 전달된다. 따라서 상부공을 지지하는 말뚝은 연직력과 수평력 또는 모멘트를 받는 말뚝으로 설계하여야 한다.
- (4) 상부공을 지지하는 말뚝은 직향을 사용하는 경우가 많다. 말뚝머리부에는 상부공과의 구속 정도에 따라 말뚝머리 모멘트가 작용하는 수가 있다. 말뚝 설계 시 지표면을 정하는 방법은 선반말뚝과 같이 주동토압의 붕괴면으로 하지 않고 상부공의 저면으로 한다.

4.5.12.2 상부공의 설계

상부공의 세부설계는 다음 사항에 대하여 검토한다.

- (1) 직립부
- (2) 상판부(슬래브부)

[참 고]

- (1) 상부공의 직립부는 직립부에 작용하는 토압 및 잔류수압을 하중으로 받고 상판부에서 지지되는 캔틸레버로 설계한다.
- (2) 상부공의 시공조인트는 셀 본체의 중심위치에 두는 것이 좋다.
- (3) 상부공 후단은 T형 널말뚝보다 후방으로 1.0m 정도까지 연장하는 것이 바람직하다.
- (4) 상판부(슬래브)의 설계는 KDS 64 55 20 (4.4.6)에 준하지만 널말뚝으로부터 전달되는 수평력에 관한 사항에 대해서는 제외한다.
- (5) 셀 전면의 널말뚝 상부는 모래 누출방지 및 방식을 위하여 콘크리트로 감싸는 것이 좋다.

4.6 강판 셀식 안벽

4.6.1 거치식 강판셀 안벽

4.6.1.1 적용범위

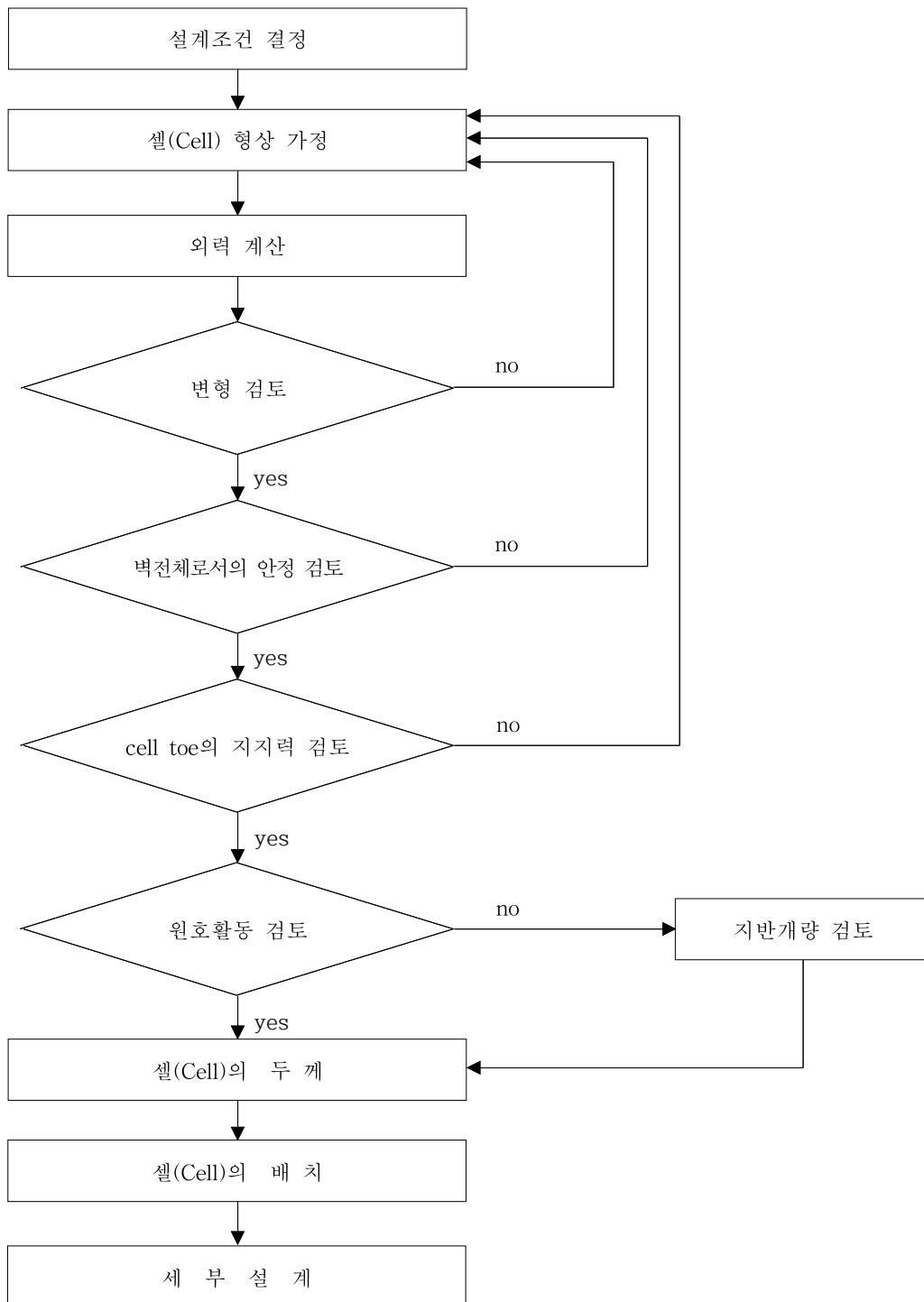
이 기준은 강판셀 구조로서 토층에 근입시키지 않는 셀식 안벽의 설계에 적용한다.

[해설]

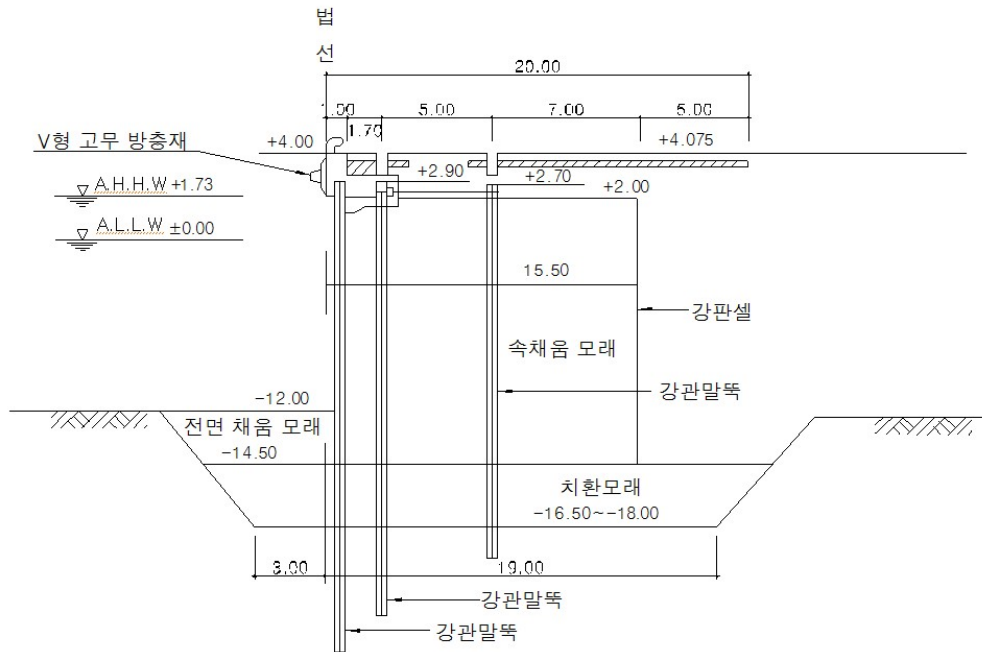
토층에 근입시키지 않는 거치식 강판셀식 안벽(근입식 강판셀 안벽과 구분하기 위하여 거치식 강판셀 안벽이라고 한다)은 충분한 지지력을 확보할 수 있는 양호한 기초지반 위, 또는 충분한 지지력을 갖도록 개량된 지반 상에 적용하는 구조이다.

[참고]

- (1) 거치식 강판셀 안벽의 설계는 참고 그림 (4.6-1)의 순서로 하는 것이 일반적이다.
지진 시는 KDS 64 17 00 항만내진을 참조한다.
여기서 셀의 형상을 외력계산에 우선하여 가정하는 것은 지진력이 셀의 크기에 의해 결정되기 때문이다.
- (2) 본 구조를 사용하는 호안의 설계에도 이 설계법을 준용할 수가 있다. 거치식 강판셀 안벽의 일예가 참고 그림 (4.6-2)와 같다.
- (3) 거치식 강판셀식 안벽의 설계에 있어서 일반적으로 셀의 변형 검토는 평상시 조건으로 전도 검토는 지진시의 조건으로 수행하면 충분하다.
- (4) 셀의 속채움이나 셀 배후의 후면매립토는 지진 시 액상화의 위험이 없도록 양질의 모래를 써서 충분히 다져야 한다. 또 액상화의 위험이 없는 자갈 등의 재료를 사용한다. 만일 액상화의 위험이 있거나 셀 안에 점성토가 남을 경우에는 셀의 변형이 커질 우려가 있으므로 별도의 검토가 필요하다.



참고 그림 (4.6-1) 거치식 강판셀 안벽의 설계순서



참고 그림 (4.6-2) 거치식 강판셀 안벽 설계 예

4.6.1.2 강판셀에 작용하는 외력

강판셀에 작용하는 외력은 KDS 64 55 20 (4.5.2)에 따른다.

4.6.1.3 벽체의 전단변형 검토

(1) 일반

벽체의 전단변형은 평상시에 작용하는 하중에 대해서 검토하여야 한다.

(2) 셀의 환산벽체 폭

셀의 환산벽체 폭은 KDS 64 55 20 (4.5.3.2)에 따른다.

[해설]

강판셀의 형상은 셀의 반경, 높이, 셀의 중심 간격, 아크(Arc)의 위치와 반경에 의해서 결정되지만 설계 계산 시 적용되는 제원은 셀의 환산벽체 폭, 높이, 셀 본체의 반경이다. 벽체의 전단변형에 대한 안전율은 평상시 1.2 이상을 표준으로 한다.

(3) 변형모멘트의 계산

변형모멘트는 해저면상에 작용하는 주동토압, 잔류수압 등의 외력을 고려하여 KDS 64 55 20 (4.5.3.3)에 따른다.

(4) 저항모멘트의 계산

저항모멘트는 셀의 구조특성 및 벽체의 변형을 고려하여 산정하여야 한다.

[해설]

변형모멘트란 해저면 상에 작용하는 주동토압, 잔류수압 등의 외력이 해저면에 대해서 작용하는 모멘트를 말한다.

[참고]

- (1) 벽체의 전단변형에 대한 검토에서 안전율은 평상시 1.2 이상을 표준으로 한다.
- (2) 강판셀의 변형(셀 마루의 수평변위량이 셀 벽체 높이의 0.5% 정도)을 허용하지 않을 때, 변형에 대한 저항모멘트는 참고 식 (4.6-1), 참고 식 (4.6-2)에 의하여 구한다.

$$M_{rd} = \frac{1}{6} \gamma_o H_d^3 R_d \quad \text{참고 식 (4.6-1)}$$

$$R_d = \nu_d^2 (3 - \nu_d \cos \emptyset) \sin \emptyset \quad \text{참고 식 (4.6-2)}$$

여기서, M_{rd} : 강판셀의 변형 저항모멘트(kN.m/m)

H_d' : 셀 변형을 검토할 때의 환산벽체 높이(m)

R_d : 변형저항계수

γ_o : 속채움 재료의 환산단위체적중량(kN/m³)

ν_d : 셀 변형을 검토할 때의 환산벽체의 폭과 높이의 비(= B / H_d')

$\emptyset$: 속채움재의 내부마찰각(°)

- (3) 저항모멘트를 계산할 때의 셀의 환산벽체 높이 H_d' 는 참고 식 (4.6-3)에 의해 계산한다.
이때 H_d' 는 해저면에서의 높이로 한다.

$$H_d' = \frac{\gamma'_t}{\gamma_0} H_w + \frac{\gamma_t}{\gamma_0} (H_d - H_w) \quad \text{참고 식 (4.6-3)}$$

여기서, H_d : 해저면에서 안벽 마루까지의 높이(m)

H_w : 해저면에서 잔류수위면까지의 높이(m)

γ_t : 잔류수위면 상부층의 속채움재 습윤단위체적중량(kN/m³)

γ'_t : 포화상태의 속채움재 수중단위체적중량(kN/m³)

γ_0 : 속채움재 환산단위체적중량(kN/m³)

γ_0 는 일반적으로 10kN/m^3 를 사용하여도 좋다.

환산벽체 높이 H'_d 를 산정할 때 KDS 64 55 20 (4.5.3.4)와 같이 상재하중은 무시해도 좋다.

- (4) 속채움재료가 동일하다고 간주되는 경우에는 참고 식 (4.6-1)에 있어서의 환산벽체 높이 H'_d 대신에 해저면에서 안벽 마루높이까지의 높이 H_d 를 사용하여도 무방하다.

4.6.1.4 벽 전체로서의 안정검토

(1) 활동 검토

활동에 대한 검토는 KDS 64 55 20 (4.5.6)에 따른다.

(2) 전도 검토

강판셀의 전도에 대한 계산은 셀 하단보다 상부에 작용하는 토압, 잔류수압, 지진력 등의 외력에 대한 안전성을 검토하여야 한다.

[참 고]

- (1) 강판셀의 전도에 대한 저항모멘트는 참고 식 (4.6-4), 참고 식 (4.6-5)로 구한다.

$$M_{ro} = \frac{1}{6} \gamma_o H'^3 R_t \quad \text{참고 식 (4.6-4)}$$

$$R_t = \nu'^2 (3 - \nu' \cos \phi) \sin \phi + 3(\alpha^2 - \beta^2) + 6\nu\beta \quad \text{참고 식 (4.6-5)}$$

여기서, M_{ro} : 강판셀의 전도에 대한 저항모멘트(kN.m/m)

$$\alpha = K_a \tan \delta$$

$$\beta = K_a \tan \delta + \frac{\nu'}{2} (4 - \nu' \cos \phi) \tan \phi \tan \delta$$

$$\nu' = \nu - (\alpha + \beta)$$

H' : 전도에 대한 저항모멘트를 구하기 위한 셀의 환산벽체높이(m)

H : 셀 하단에서 안벽 마루까지의 높이(m)

H_w : 셀 하단에서 잔류수위면까지의 높이(m)

R_t : 전도저항계수

ν : 셀의 환산벽체 폭과 높이의 비 ($= B/H'$)

B : 셀의 환산벽체 폭(m)

δ : 속채움재료의 벽면마찰각(°)

K_a : 속채움재료의 주동토압계수

그 외의 기호는 참고 식 (4.6-1), 참고 식 (4.6-2)를 참조할 것.

고정식 계류시설

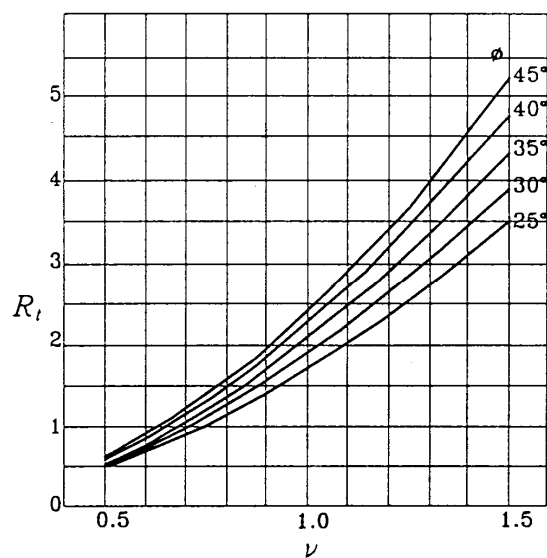
- (2) 전도에 대한 저항모멘트를 구하기 위한 환산벽체 높이 H' 는 참고 식 (4.6-6)으로 계산한다.

$$H' = \frac{\gamma'}{\gamma_0} H_w + \frac{\gamma}{\gamma_0} (H - H_w) \quad \text{참고 식 (4.6-6)}$$

여기서, H : 셀 하단에서 안벽 마루까지의 높이(m)

H_w : 셀 하단에서 잔류수위면까지의 높이(m)

- (3) 전도저항계수 R_t 의 식은 복잡하여 참고 그림 (4.6-1)과 같이 R_t 와 ϕ , ν 의 관계를 그래프로 표시하였다. 이 그래프에서는 $\delta = 15^\circ$ 로 하여 계산한 것이다.
- (4) 일반적으로 안벽에 사용되는 강판셀 속채움의 대부분이 해수 중에 있으므로 이 부분의 속채움에는 부력이 작용하여 동일한 속채움으로는 되지 않는다. 따라서 본문에서는 강널말뚝식 셀의 변형에 대한 저항모멘트의 산정과 같은 환산벽체의 높이를 사용하고 있다. 속채움이 동일한 경우에는 참고 식 (4.6-4)에 있어서 환산벽체 높이 H' 대신에 셀의 전체벽체 높이 H 를 써서 계산하여도 좋다. 이 경우에도 참고 그림 (4.6-3)은 사용된다. 전도에 대한 속채움의 작용이 동일하지는 않지만 속채움의 저항 중에 주된 것이 속채움의 매달리는 효과이므로 참고 식 (4.6-5)와 같이 환산벽체 폭과 높이의 비 (ν)를 사용하여도 오차범위가 적어 안전측이 된다. 이 경우 상재하중은 고려하지 않아도 좋다.
- (5) 전도모멘트는 셀 하단에서부터 그 위에 작용하는 셀 하단에 관한 모멘트이다.
또 저항모멘트를 계산할 때, 셀의 환산벽체 높이 H' 는 셀 하단에서부터의 높이로 한다.
- (6) 전도에 관한 이상시의 안전율은 1.1이상으로 한다.



참고 그림 (4.6-3) 전도저항계수 R_t 와 ϕ , ν 와의 관계

4.6.15 셀 토우의 지지력 검토

셀 토우에 발생하는 최대반력은 셀 전면벽에 작용하는 속채움 흙의 영향 등을 고려하여 산정하여야 한다.

[참 고]

- (1) 셀 토우(Toe)에 발생하는 최대 반력은 참고 식 (4.6-7)에 의해 검토하여야 한다.

$$V_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \phi \quad \text{참고 식 (4.6-7)}$$

여기서, V_t : 셀 토우에 발생하는 최대 반력(kN/m)

γ : 속채움 재료의 단위체적중량(kN/m³)

H : 셀의 전(全)벽체높이(m)

ϕ : 속채움재의 내부마찰각(°)

참고 식 (4.6-7)은 속채움 부재의 토압계수와 벽면마찰계수와 곱을 $\tan^2 \phi$ 로 할 때, 전면벽 방향으로 밀리는 속채움 부재의 중량을 나타내는 식으로, 속채움 부재가 동일하지 않을 때는 토압계산과 같은 방법으로 계산하면 된다.

- (2) 전(全)벽체높이 H 는 일반적인 경우, 셀의 마루에서 하단까지로 한다. 그러나 어느 정도 크기의 상부공을 기초말뚝으로 지지할 때는 상부공 하단에서 셀 하단까지로 하여야 한다.
- (3) 셀 전면의 반력이 참고 식 (4.6-7)의 값으로 되는 것은 전도모멘트가 참고 식 (4.6-4)에 나타나는 전도저항모멘트와 대개 같게 되는 때이고, 전도 시 이외의 반력은 참고 식 (4.6-8)의 값보다도 적게 된다. 모형실험에 의하면 전면 하단의 최대반력 V_t 는 전도모멘트와 대개 비례하고 있으므로 전도 시 이외의 반력은 참고 식 (4.6-8)로 구한다.

$$V = V_t \frac{M}{M_{ro}} \quad \text{참고 식 (4.6-8)}$$

여기서, V : 전도모멘트가 M 일 때의 셀 Toe의 반력(kN/m)

M : 전도모멘트(kN·m/m)

M_{ro} : 전도에 대한 저항모멘트(kN·m/m)

따라서 셀의 반경을 크게 하는 것에 따라 전도 상태를 벗어나게 하고 저항모멘트 M_{ro} 를 크게 하며 토우의 반력 V 를 적게 할 수 있다.

- (4) 기초의 지지력은 KDS 64 11 00 지반설계 (4.3 얕은기초)를 참고한다.
- (5) 기초의 반력을 감소시키기 위해서 확대기초(Footing)를 셀 하단에 설치할 경우는 셀 외측으로 두는 것이 구조상 유리하다.

4.6.1.6 셀 두께의 결정

셀 두께는 셀에 작용하는 최대수평방향 인장력을 고려하여 결정한다.

[참고]

- (1) 셀에 작용하는 최대 수평방향인장력은 참고 식 (4.6-9)에 의하여 계산하여야 한다.

$$T = \{(\gamma H'_d + q)\tan\phi + \gamma_w h_w\}R \quad \text{참고 식 (4.6-9)}$$

여기서, T : 수평방향인장력(kN/m)
 R : 셀의 반경(m)
 H'_d : 해저면 상 환산벽체높이(m)
 h_w : 셀 내측과 셀 전면과의 수위 차(m)
 γ : 속채움 재료의 환산단위체적중량(kN/m³)
 γ_w : 해수의 단위체적중량(kN/m³)
 ϕ : 속채움 재료의 내부 마찰각(°)
 q : 상재하중(kN/m²)

속채움 재료가 동일한 경우에는 환산벽체 높이 H'_d 대신에 해저면에서 마루까지의 높이 H_d 를 사용해도 무방하다.

- (2) 셀 본체에 작용하는 최대 인장력은 해저면 부근에서 발생하는 것이 아니고 마루에서부터 벽체높이의 1/2~2/3부근에 발생되므로 벽체높이의 1/2 이하는 참고 식 (4.6-9)에 표시하는 인장력에 견딜 수 있는 두께여야 한다.
- (3) 셀 본체는 속채움으로 인한 수평방향 인장력 이외에 전면 하단 부근에서는 지반반력에 의한 압축응력, 측벽부근에서는 변형모멘트에 의한 전단 응력 등이 발생한다. 그러나 전면 하단 반력에 의한 압축응력은 인장응력에 비하여 매우 작고, 최대 응력의 발생점 위치 또한 달라서 안정상 문제가 되지 않는다. 또, 셀 하단외측에 확대기초를 설치하는 경우는 휨모멘트로 인한 응력이 매우 커지므로 주의하여야 한다. 모형실험에서도 전도 파괴가 일어나기 전에는 전면 하단에서 좌굴이 일어나지 않았다. 두께가 얇은 셀의 실험결과에 따르면 격벽부근에는 국부좌굴을 일으키지 않으나 전도에 대한 저항은 속채움재가 전면벽에 얹히는 효과에 지배되는 것으로 보아 전도 시에는 측벽에 상당한 전단응력이 일어나게 된다. 그러나 변형을 일으키기 전에는 속채움의 전면벽에 얹히는 효과는 지나치게 발생하지 않으며 셀 본체의 전단응력은 비교적 적은 것으로 생각된다. 전도 시에는 셀 본체의 응력이 허용응력을 초과해도 무방하므로 전단응력의 영향은 무시하기도 한다.
- (4) 셀 전체의 강성, 부식의 관점에서 셀 전체의 최소두께는 6mm로 하는 것이 좋다.

4.6.1.7 세부설계

강판셀식 안벽의 세부 설계는 KDS 64 55 20 (4.5.12)에 따른다.

[해설]

- (1) 셀 강성을 증가시키기 위해서는 셀 강판에 보강재를 설치하여야 한다.
- (2) 아크부(연결호)가 직선형 강널말뚝으로 구성되는 경우, 조인트 강도의 검토는 KDS 64 55 20 (4.5.10)에 따른다. 이 경우 아크와 강판셀의 조인트(T형 널말뚝)는 L형강을 강판셀에 용접하고 직선 형강 널말뚝을 약 반으로 절단한 것과 볼트 또는 용접으로 접속한다.(KDS 64 55 20 (4.5) 참고 그림 (4.5-15), 참고 그림 (4.5-16) 참조) 아크부가 강판으로 구성되는 경우, 접합부의 구조는 KDS 64 55 20 (4.6.2.11)에 나타난 형태가 좋다.
- (3) 상부공은 KDS 64 55 20 (4.5.12.2)에 따른다.

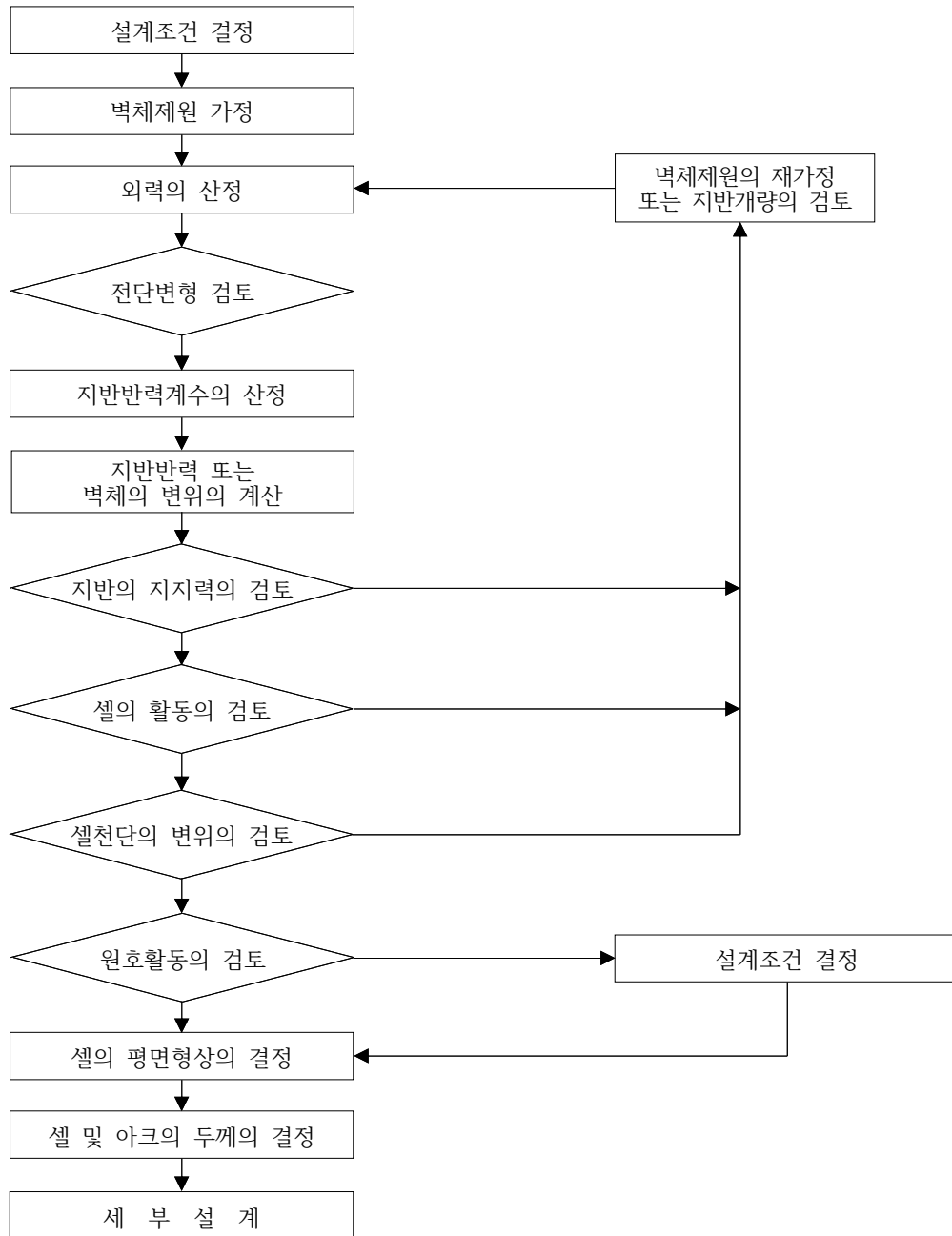
4.6.2 근입식 강판셀 안벽

4.6.2.1 적용범위

이 기준은 근입부가 있는 강판셀 구조를 사용하는 안벽의 설계에 적용한다.

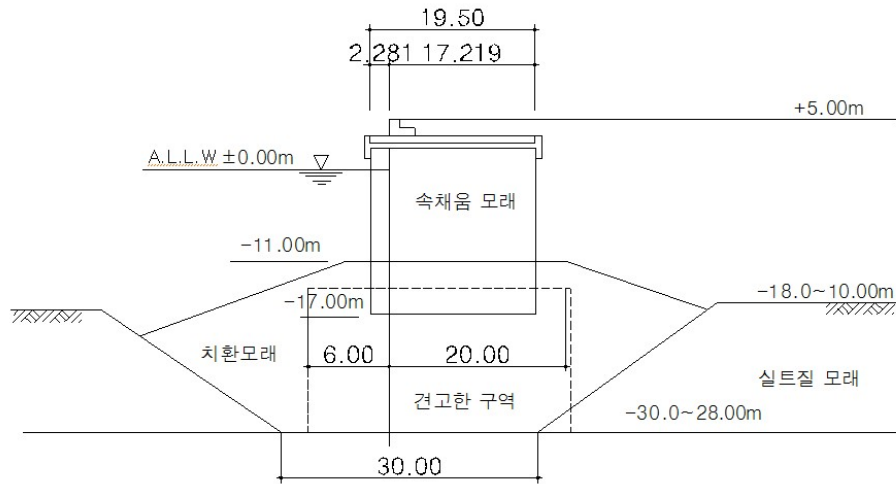
[참고]

- (1) 근입부가 있는 강판셀 구조물은 사질토 지반 중에 타입시켜 강판셀의 근입된 효과에 의해 구조물의 안정성 향상을 도모하는 구조물이다. 본 절에서 설명하는 설계방법은 주로 사질토 지반에 타입된 근입식 강판셀에 대한 모형실험의 결과를 기초로 하였으며 벽체 높이의 1/8정도 이상의 근입길이를 갖는 경우에 적용된다.
지반이 견고하고 벽체높이의 1/8정도 이상 근입길이를 확보하지 못할 경우, 환산벽체 폭과 벽체높이와의 비가 1/2~2정도의 일반적인 셀과 현저하게 다른 경우, 점성토 지반 또는 샌드컴팩션 파일(Sand compaction pile) 등에 의하여 개량된 지반에 설치되는 경우 등에 대해서는 불확실한 부분이 남아 있으므로 본 절에서 규정한 설계방법 이외에도 별도의 검토가 필요하다.
- (2) 근입식 강판셀 안벽의 설계에는 일반적으로 다음과 같은 순서로 하는 것이 좋다.



참고 그림 (4.6-4) 근입식 강판셀 안벽의 설계순서

- (3) 근입식 강판셀의 형상은 셀 본체의 직경, 벽체높이, 근입길이, 셀 본체의 중심 간격, 아크(Arc)의 접합위치 등에 따라서 결정된다. 설계방법은 설계조건, 공사비 및 시공의 난이도를 감안하여 환산벽체 폭 또는 근입길이를 가정한다.
- (4) 본 구조를 사용한 호안 및 방파제의 설계에 대해서도 본 절의 설계법에 따른다. 근입식 강판셀 호안의 예를 참고 그림 (4.6-5)에 나타내었다.



참고 그림 (4.6-5) 근입식 강판셀 호안 설계 예

4.6.2.2 근입식 강판셀에 작용하는 외력

근입식 강판셀에 작용하는 외력은 KDS 64 55 20 (4.5.2)에 따른다.

[해설]

근입식 강판셀은 속채움이 셀 벽에 의해 구속되므로 보통 셀 벽과 속채움 흙이 일체가 되어 셀 벽체의 변위에 대하여 셀 벽체 자신의 변형이 무시되며 그 전체의 거동을 강제로 간주한다. 모형실험에 있어서도 평상시 하중 및 지진 시 하중에 상당하는 외력을 대폭적으로 상회하는 하중을 받는 경우에도 셀 벽에 큰 변형은 인정되고 있지 않다.

즉 일반적인 지반과 속채움의 경우에는 근입식 강판셀의 속채움흙 중에는 전단파괴가 발생하지 않는다고 생각된다. 그러나 셀 직경이 매우 작은 경우나 속채움 흙의 강도가 현저히 약한 경우와 같이 셀을 강체로 간주하는 가정이 만족되지 않게 되는 것을 방지하기 위하여 셀 벽체의 변형을 미소범위로 그치게 하기 위한 검토를 하여야 하며, 평상시 하중에 대한 전단변형 검토를 하여야 한다.

4.6.2.3 벽체의 전단변형 검토

근입식 강판셀의 전단변형에 대한 검토는 KDS 64 55 20 (4.5.3)에 따른다.

[참고]

강관셀의 전단변형에 대한 안정성은 KDS 64 55 20 (4.4.3.2), 해설 그림 (4.5-1)에 표시한 바와 같이 셀 속채움의 전단저항모멘트와 지반면보다 위로 작용하는 평상시 토압, 잔류수압 등에 의한 하중의 변형모멘트 비율에 의해서 검토한다. 안전율은 1.2이상을 표준으로 한다.

4.6.2.4 벽 전체로서의 안정검토

근입식 강판셀의 벽전체로서의 안정 검토는 KDS 64 55 20 (4.5.4)에 따른다.

4.6.2.5 지반의 지지력 검토

지반 지지력의 검토는 KDS 64 55 20 (4.5.5)에 따른다.

4.6.2.6 셀의 활동 검토

셀 활동에 대한 검토는 KDS 64 55 20 (4.1.3.2), (4.5.6)에 따른다.

4.6.2.7 셀 마루의 변위 검토

셀 마루의 수평 변위 검토는 KDS 64 55 20 (4.5.7)에 따른다.

4.6.2.8 원호활동 검토

원호활동의 검토는 KDS 64 55 20 (4.5.8)에 따른다.

4.6.2.9 셀의 배치

셀의 배치는 KDS 64 55 20 (4.5.9)에 따른다.

4.6.2.10 셀 본체 및 아크의 두께 결정

셀 본체 또는 아크에 발생하는 최대 수평방향 인장응력은 허용응력을 넘지 않아야 한다.

[참 고]

- (1) 셀 본체 및 아크에 발생하는 최대 수평방향 인장응력은 참고 식 (4.6-10)에 의해 산출한다.

$$\sigma = T/t \quad \text{참고 식 (4.6-10)}$$

여기서, σ : 셀 본체 및 아크에 발생하는 최대 수평 방향 인장응력(kN/mm²)

t : 셀 본체 및 아크의 두께(mm)

T : 셀 본체 및 아크에 작용하는 평상시의 최대 수평방향 인장력(kN/mm)

셀 본체는 속채움에 의한 수평방향 인장력 외에 연직방향응력, 전단응력이 작용한다. 그러나 모형실험 및 현장계측에 의하면 셀 본체에 발생하는 응력은 수평방향 인장력이 지배적이므로 수평방향 인장력에 대해서 강도를 검토하는 것이 좋다.

- (2) 강재의 허용응력도는 KDS 64 10 20 재료 (4.1 강재)에 따른다.
- (3) 셀 본체 및 아크에 작용하는 최대 수평방향 인장력은 KDS 64 55 20 (4.6.1.6)에 준해서 구한다. 셀 본체의 속채움 토압계수로는 $\tan\theta$ 를 사용한다. 이것은 종래의 강판셀이 속채움을 균게 다지는 것을 전제로 하고 있어 속채움을 견고하게 한 경우에는 내부 마찰각이 크게 됨과 동시에 셀 내측의 토압이 크게 되는 것을 고려한 것이다. 따라서 속채움에 쇄석과 같은 내부 마찰각이 큰 재료를 사용하는 경우에는 KDS 64 55 20 (4.5.10)에 준하여 속채움 토압계수를 0.6으로 하면 충분하다. 아크부의 속채움 토압계수는 $1/2 \tan \theta$ 로 한다. 이것은 모형실험 및 현장계측 결과에서 셀의 중심 간격과 셀의 직경비가 1.5이하이면 아크부의 속채움 토압계수가 셀 본체의 1/2이하라는 사실에 기초한다.
- (4) 셀 본체 또는 아크의 두께 결정은 제작, 시공, 유지관리의 면에서도 충분히 검토할 필요가 있다. 셀 본체 또는 아크의 설계부식을 고려할 경우 두께는 참고 식 (4.6-11)에서 구해지는 두께에 부식을 고려한 두께로 결정한다. 근입을 위한 타입시의 응력에 대하여 필요한 셀 두께를 구하는 방법으로서 원통형 셀의 좌굴실험 또는 과거의 시공실적 등을 참고로 참고 식 (4.6-11)이 제안되었다.

$$t \geq 0.322 \sqrt{\frac{R \overline{N} D'}{E}} \quad \text{참고 식 (4.6-11)}$$

여기서, t : 셀 본체의 두께(cm)
 E : 강재의 Young계수(kN/mm²)
 R : 셀 본체의 반경(cm)
 $\overline{N}$: 타입 지반의 평균 N치
 D' : 셀의 타입 깊이(cm)

또한 과거에 타입실적이 있는 셀 본체의 최소 두께는 8mm이고, 이를 기준하여 8mm정도를 두께의 최소값으로 하는 것이 바람직하다.

4.6.2.11 연결부 및 보강재

(1) 셀 본체와 아크 연결부

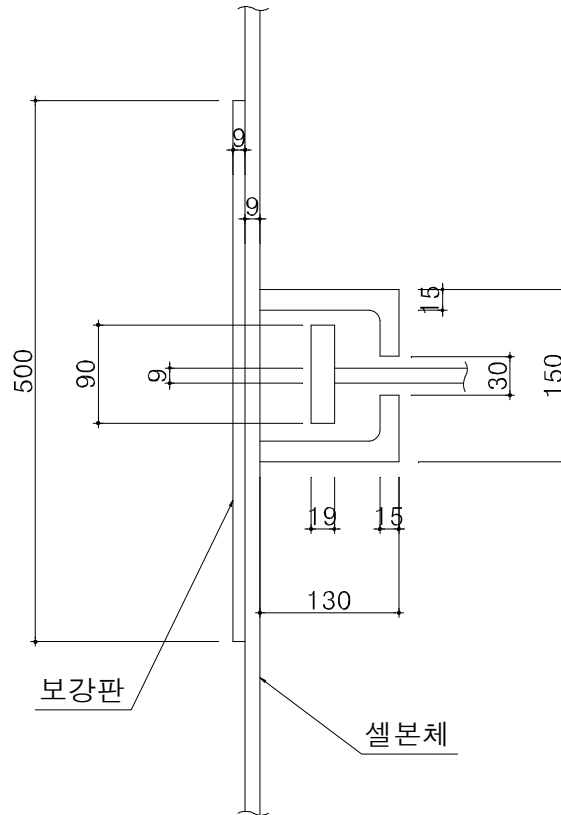
셀 본체와 아크의 연결부는 작용하는 최대 수평력에 대해서 안전할 수 있는 구조로 검토하여야 한다.

[해설]

셀 본체와 아크의 연결부는 아크에 작용하는 인장력에 대하여 안전함과 동시에 아크의 타입에 지장이 없는 구조이어야 한다.

[참 고]

셀 본체와 아크의 연결부는 배면의 매립토가 유출되지 않는 구조로 하여야 한다. 연결부의 일반적인 형상은 참고 그림 (4.6-6)에 표시하였다.



참고 그림 (4.6-6) 연결부의 구조 예

(2) 보강재

셀 또는 아크는 제작 및 시공 시에 발생하는 응력에 대해서 안전한 구조로 검토 하여야 한다.

[참 고]

셀 및 아크에는 제작 및 시공 시에 발생하는 응력을 고려해서 일반적으로 연직 보강재 (종 RIB), 수평보강재(횡 RIB), 상·하단의 보강을 위한 보강재를 부착하는 것이 바람직하다.

4.6.2.12 세부설계

근입식 강판셀 안벽의 세부설계는 KDS 64 55 20 (4.5.12.2)에 따른다.

4.7 돌핀

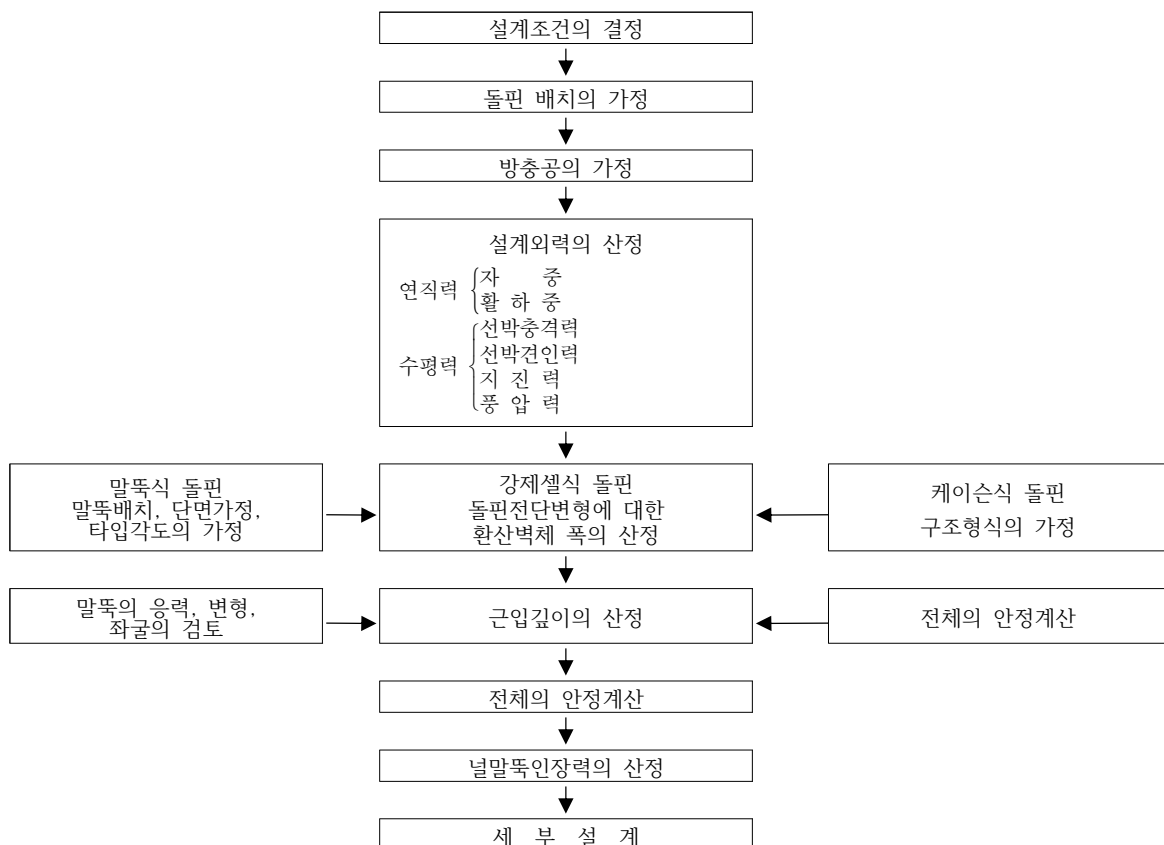
4.7.1 적용범위

이 기준은 말뚝식, 강제셀식, 케이슨식 등의 돌핀구조의 안벽 설계에 적용한다.

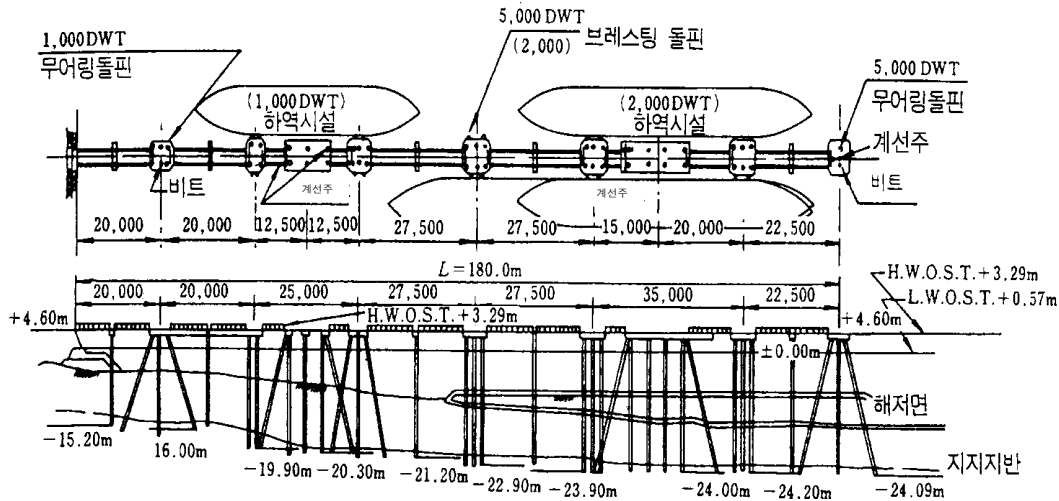
[참 고]

돌핀을 설계할 때는 다음 사항에 주의해야 한다.

- (1) 돌핀에 작용하는 하중의 방향은 항상 일정하지 않으므로 돌핀의 구조가 특정한 방향성을 갖는 것은 좋지 않다.
- (2) 말뚝식 구조인 경우 비틀림이나, 케이슨식 구조인 경우의 회전에 대해서는 종래에는 거의 검토하지 않았으나, 경우에 따라서는 비틀림이나 회전으로 위험하게 되므로 주의해야 한다.
- (3) 돌핀의 마루높이는 파랑의 영향을 피할 수 있도록 하며, 브레스팅 돌핀(Breasting dolphin)에 있어서는 방충재의 설치위치, 무어링 돌핀(Mooring dolphin)에 대해서는 선박의 갑판높이, 하역용 돌핀에 있어서는 로딩 암>Loading arm)등의 작동범위를 고려하여 결정한다. 또, 연락교의 마루높이도 파력을 받지 않도록 충분한 높이로 하는 것이 좋다.
- (4) 돌핀의 설계는 일반적으로 참고 그림 (4.7-1)에 나타나는 순서로 하는 것이 바람직하다.
- (5) 안전사고를 예방할 수 있도록 돌핀시설에 선박 접안속도계를 설치하고, 충돌 등 외부 충격 시 즉시 작동할 수 있는 자동경보 시스템 등을 검토 반영하여야 한다.



참고 그림 (4.7-1) 돌핀의 설계순서



참고 그림 (4.7-2) 말뚝식 돌핀 설계(예)

4.7.2 배 치

돌핀의 설치는 대상선박의 제원, 수심, 풍향, 파향 및 조류를 고려하여 다른 선박의 정박과 항행에 지장이 없도록 배치하여야 한다.

[참 고]

(1) 브레스팅 돌핀(Breasting dolphin)의 배치결정시는 다음 사항을 고려할 필요가 있다.

① 대상선박의 제원

- 가. 돌핀의 대상선박이 되는 대형 선박의 현측은 보통 선수 및 선미부는 곡선, 중앙 구간은 직선으로 되어 있으며, 상대적으로 직선구간이 점차 늘고 있는 추세이다. 돌핀을 이 직선부내에 접현할 수 있도록 배치하는 것이 좋다.
- 나. 브레스팅 돌핀의 간격은 일반적으로 $1/3L$ 길이만큼 이격하는 것이 보통이며 선박의 배관분기관(Piping manifold)을 중심으로 대칭으로 설치되도록 하는 것이 바람직하다. 브레스팅 돌핀간격은 멀리 이격 시킬수록 구조적으로 유리하나 선박 측현의 직선구간 내에 들어와야 하므로 대상선박의 제원이 명확하지 않는 경우는 최근의 선형변화를 고려하여 $0.25L \sim 0.5L$ 범위 내에 있도록 배치하는 것이 좋다.
- 다. 브레스팅 돌핀에 계류점(Mooring Point)을 설치하는 경우 스프링 라인(Spring line)으로 사용하게 되므로 계류라인이 허용앙각(25°) 이내에 들어오도록 충분한 길이를 확보할 수 있는 위치에 설치하여야 한다.
- 라. 브레스팅 돌핀의 수는 일반적으로 전후부에 각각 1개씩으로 하는데, 대형선과 소형선이 겸용하는 경우는 2개씩 설치할 수 있으며, 그 위치는 일직선상에 있어야 한다.

마. 유류돌핀과 같이 특별한 하역기계를 필요로 하는 돌핀에서는 중앙부에 하역기계 용의 돌핀을 1기 더 설치하는데 브레스팅 돌핀 보다 조금 육지 쪽에 배치하도록 하여서 선박의 충격력이 직접 작용하지 않도록 계획하는 것이 좋다.

② 수심, 풍향, 파향, 조류

돌핀의 배치는 될 수 있는 대로 풍향, 파향, 조류와 평행으로 하는 것이 좋다. 이것은 접안할 때와 이안할 때의 조선을 쉽게 하고, 또 계류 중에 돌핀에 작용하는 외력을 작게 하기 위함이다. 바람 등의 방향과 해안선의 방향이 다르고, 또 해안에 가깝게 돌핀을 건설할 경우에는 돌핀의 배치방향이 수역의 이용상으로 보아 해안선에 평행하게 하는 수가 많다. 일반적으로 해안에 가까운 중형 이하의 선박을 대상으로 하는 돌핀은 풍하중이 그다지 크지 않으므로 해안에 평행하게 하여도 무방하다. 또 현 지반의 수심으로 계획수심을 확보할 수 있는 위치가 유리하다.

③ 돌핀의 간격

브레스팅돌핀의 간격은 대상선박의 전장과 밀접한 관계가 있다. 참고 그림 (4.7-3)은 브레스팅돌핀 간격과 수심의 관계를 과거의 시공예로부터 조사한 것이다.

④ 기타

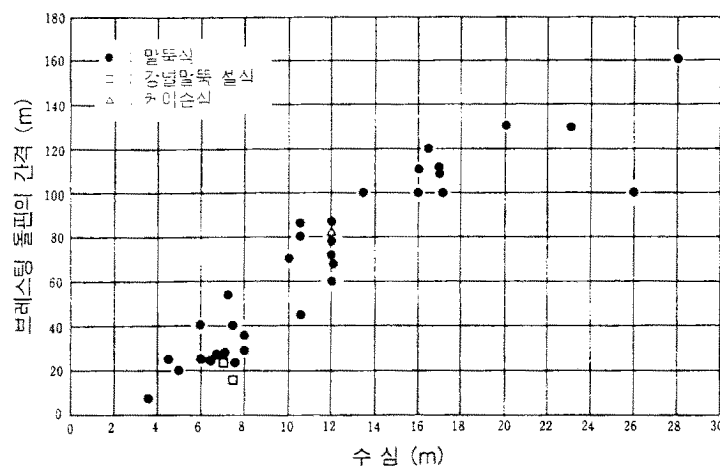
정박지에서는 다른 선박의 정박과, 항로에서는 다른 선박의 항행에 지장이 없도록 수역시설 기준에 맞도록 배치할 필요가 있다.

(2) 무어링 돌핀(Mooring dolphin)의 배치 및 계류 시스템(System)계획 시 다음 사항을 주의해야 한다.

① 돌핀의 배치

가. 접안할 때와 계류할 때, 배를 로우프로 매는 계선주는 해안에 가까운 경우는, 육상에 설치하는 수도 있으나, 일반적으로 무어링 돌핀(Mooring dolphin)을 축조하여 이것에 계선주를 설치한다.

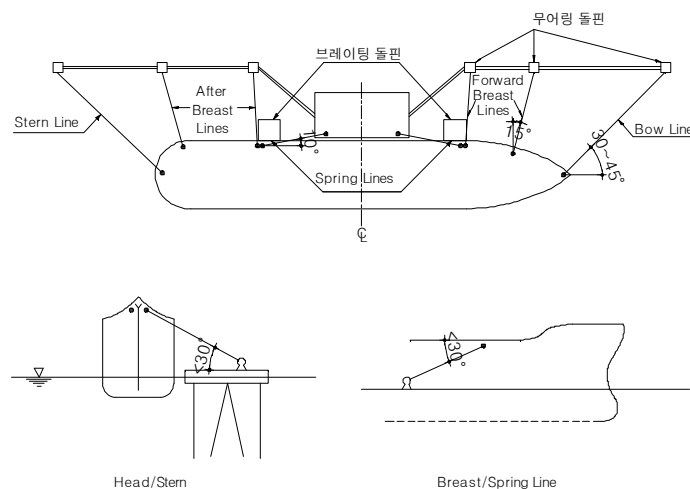
나. 무어링 돌핀의 수는 대상선박의 크기에 따라 좌우되지만 일반적으로 선수 및 선미부측에 각각 2개씩에서 3개씩 설치하는 것이 좋다[참고 그림 (4.7-4) 참조].



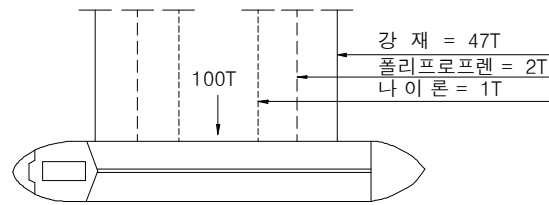
참고 그림 (4.7-3) 브레스팅 돌핀의 간격

② 계류 시스템(System)

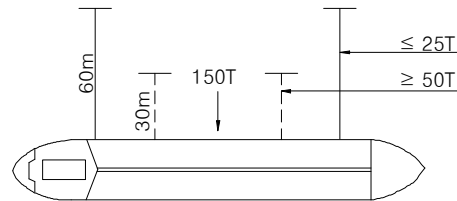
- 가. 이상적인 계류 시스템(System)은 선수(Bow) 및 선미라인(Stern line)과 2개의 브레스트라인(Breast line) 및 4개의 무어링라인(Mooring line)으로 계획하는 것이나 추천되는 계류 시스템(System)은 브레스트(Breast) 및 스프링 라인(Spring line)만 가지고도 선박을 안전하게 계류할 수 있도록 하는 것이 바람직하다. 그 이유는 선수(Bow) 및 선미라인(Stern line)은 계류라인이 타 계류라인보다 길이가 길어 선박을 계류하는데 비효율적이 되기 때문이다.(선박의 구속능력은 계류라인 길이에 비례한다).
- 나. 브레스트 라인(Breast line)은 선박의 종축과 직각방향으로 계획하되 15° 이상 벗어나지 않도록 하여야 한다.
- 다. 선수(Bow) 및 선미라인(Stern line)은 접안선과 $30^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 이내로 하는 것이 바람직하다.
- 라. 스프링 라인(Spring line)은 선박의 종축과 평행한 방향으로 계획하되 10° 이내로 하여야 한다.
- 마. 계류 라인(Line)의 양각은 25° 이내로 계획하는 것이 바람직하며, 어떠한 경우에도 30° 를 초과해서는 안 된다.
- 바. 계류점은 접안선에서 35~50m 범위 내에 위치하는 것이 바람직하며 계류점의 높이는 항시 수상에 노출 될 수 있도록 조석 및 파랑의 영향이 고려된 최고 운영수위보다 1.5m 이상 위에 있어야 한다.
- 사. VLCC(Very Large Crude Carriers)의 계류점에는 QRH(Quick Release Hook)을 사용하여야 하며, 계류력이 가장 크게 작용되는 곳은 3개 후크(Hook)의 QRH가 바람직하다. 브레스트(Breast) 및 스프링 라인(Spring line)으로만 계류하도록 계획한 이상적인 무어링 시스템(Mooring system)에는 4개 후크(Hook)의 QRH를 사용 하여야 한다.
- 아. 계류라인의 길이가 같은 경우 계류라인의 재질에 따라 선박에 의해 분배되는 계류력은 강재, 폴리프로플렌, 나이론 순으로 커지며 같은 재질인 경우의 계류력은 계류라인 길이에 비례하여 작아지고, 단면적에 비례하여 커진다[참고 그림 (4.7-5) 참조].



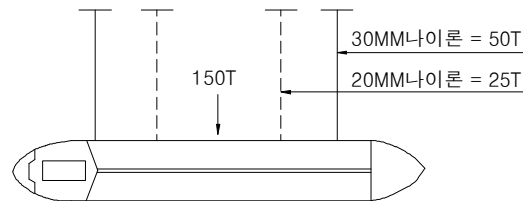
참고 그림 (4.7-4) 돌핀의 표준계류 시스템(System)



A) 계류라인 재질의 영향(같은 길이 및 굵기)



B) 계류라인 길이의 영향(같은 재질 및 굵기)



C) 계류라인 굵기의 영향(같은 길이 및 재질)

참고 그림 (4.7-5) 계류라인 재질, 길이 및 굵기에 따른 계류력 분배 예

4.7.3 돌핀에 작용하는 외력과 하중

돌핀에 작용하는 외력과 하중은 다음 사항을 검토하여야 한다.

- (1) 선박의 충격력(방충공 반력)
- (2) 선박의 견인력
- (3) 자중, 활하중 등에 의한 연직력
- (4) 파력 및 조류력
- (5) 하역기계에 작용하는 풍압력
- (6) 구조물 및 하역기계에 작용하는 지진력
- (7) 지진 시 동수압

[참고]

- (1) 돌핀에 작용하는 외력과 하중은 본문과 같으나, 설계에 불필요하다고 인정되는 것은 제외해도 좋다. 또 이 외에도 특히 필요하다고 인정되는 하중에 대해서는 별도로 고려해야 한다.

고정식 계류시설

(2) 각각의 외력과 하중의 산정은 다음 장을 참조한다.

① 선박의 충격력

KDS 64 10 10 설계조건 (4.12 선박에 의하여 발생하는 외력) 및 KDS 64 55 50 계류부대시설 (4.2.1 방충설비)

② 선박의 견인력

KDS 64 10 10 (4.1.2)

③ 자중, 활하중 등에 의한 연직력

KDS 64 10 10 (4.8 상재하중) 및 KDS 64 55 20 (4.2.1.3 설계외력과 하중)

④ 파력 및 조류력

KDS 64 10 10 (4.3.9.3 수중부재에 작용하는 파력)

조류력은 파력 중 항력에 준함

⑤ 하역기계에 작용하는 풍압력

KDS 64 10 10(4.2.3 풍압력)

⑥ 구조물 및 하역기계에 작용하는 지진력

KDS 64 17 00 항만내진 및 KDS 64 55 20 (4.2.1.3)

⑦ 지진시의 동수압

KDS 64 11 00 지반(4.2 토압과 수압)

4.7.4 말뚝식 돌핀

말뚝식 돌핀의 기본설계에서는 다음 사항을 검토하여야 한다.

(1) 말뚝의 응력(수평력, 연직력, 비틀림에 의한 응력)

(2) 말뚝의 근입깊이

(3) 돌핀의 횡방향 처짐

(4) 기초지반의 구성 및 지지력

[참 고]

(1) 위의 각 항은 KDS 64 55 20 (4.2 잔교식 안벽)에 준한다.

(2) 일반적으로 말뚝식 돌핀의 경우에는 선박의 접안에너지를 방충재의 변형과 돌핀 본체의 변형에 의하여 흡수하는 것으로 설계하여도 좋다.

(3) 통상, 대형 탱커(Tanker)는 경사접안을 하나 접안각도에 의해서 방충재의 특성곡선이 변함으로 접안각도에 대한 특성곡선을 사용하는 것이 바람직하다. 또, 경사접안을 하기 위해 1기의 브레스팅 돌핀에 설치된 방충재가 유효접안에너지를 전부 흡수한다고는 생각지 않는다. 따라서 접안각도에 대하여 어느 방충재가 선측에 접촉하나 신중히 검토하는 것이 바람직하다.

- (4) 말뚝식 돌핀의 세부설계에는 말뚝두부 결합부, 계선주, 방충공, 사다리 또는 도교 등이 있다.
- (5) 말뚝두부 결합부의 구조는 KDS 64 11 00 지반(4.5 말뚝기초) 또는 KDS 64 55 20(4.2.1.5 말뚝의 설계)에 준한다. 더욱 강관말뚝을 사용하는 경우는 상부공과의 결합을 강결하게 할뿐 아니라 흘러 내려오는 부유체나 소형선의 충돌에 의한 말뚝의 변형을 피하기 위해 A.L.L.W 부근 이상을 콘크리트로 속채움하는 것이 바람직하다.
- (6) 계선주, 방충공, 사다리 등의 부대설비에 대해서는 KDS 64 55 50(4.2 부속설비)에 준한다. 연결잔교에 대해서는 KDS 64 55 20 (4.2.1 연직 말뚝식(직항식) 잔교) 및 KDS 64 55 40 기타형식 계류시설에 준한다.
- (7) 트레슬(Trestle), 연결교(Cat walk) 등의 시설에 대해서는 돌핀간격, 토층구성상태, 지지력 등을 감안하여 사용재료 및 구조 형식을 결정하고, 본편 각 장의 재료, 기초, 구조 기준에 준한다.

4.7.5 강제셀식 돌핀

강제셀식 돌핀의 기본설계에서는 다음 사항을 검토하여야 한다.

- (1) 전단변형에 대한 환산벽체 폭
- (2) 셀의 근입깊이
- (3) 벽체 전체의 안정(활동, 지지력, 전도)
- (4) 셀의 인장력
- (5) 하역기계, 계선주 등의 기초

[참 고]

- (1) 기준의 항목 (1)~(4)에 대해서는 KDS 64 55 20 (4.5 셀식 널말뚝 안벽) 또는 (4.6 강관 셀식 안벽), (5)에 대해서는 KDS 64 11 00 지반(4.5 말뚝기초), KDS 64 90 10 항만하역시설 (4.1 하역기계)를 참조한다.
- (2) 원통형 셀식 경우의 환산벽체 폭은 참고 식 (4.7-1)에 의하여 산정해도 좋다.

$$B = \sqrt{3} R$$

참고 식 (4.7-1)

여기서, B : 환산벽체 폭(m)

R : 원통형 셀의 반경(m)

- (3) 일반적으로 강제셀식 돌핀의 경우는 두부 전면적에 철근콘크리트 상부공을 시공하고, 강널말뚝 또는 강관의 두부를 이 속에 묻어 넣는 것이 보통이다. 그래서 이 위에 하역기계 등의 중량물을 올려놓으면 강널말뚝 등에 몹시 큰 압축력이 작용하게 된다. 따라서 속채움 속에 말뚝을 박아 이 중량을 지지케 하여 경감시키지 않으면 널말뚝의 두부가 좌굴을 일으키게 되므로 주의해야 한다.

4.7.6 케이슨식 돌핀

케이슨식 돌핀의 기본설계에서는 다음 사항을 검토하여야 한다.

- (1) 케이슨의 활동
- (2) 케이슨의 전도
- (3) 지반의 지지력
- (4) 케이슨의 회전
- (5) 각 부재의 강도

[해설]

케이슨의 회전은 외력이 돌핀에 대하여 편심해서 작용하는 경우 일어나는 현상이며 이 기준의 (1), (2), (3)의 조건이 만족되어도 위험한 때가 있으므로 검토해야 한다. 이 경우 저항력은 KDS 64 14 20 프리캐스트 콘크리트 부재(4.1.4.6 완성후의 외력)에 의한 저면 반력에 비례하는 케이슨 저면마찰력을 생각한다. 또 안전율은 KDS 64 55 20 (4.1.3.2 벽체의 활동 검토)에 준한다.

[참고]

- (1) 이 기준의 항목 (1), (2), (3) 에 대해서는 KDS 64 55 20 (4.1 중력식 안벽)을 참조한다.
- (2) 케이슨의 설계에 대해서는 KDS 64 14 20 (4.1 케이슨)을 참조한다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	총괄	류혁근	(주)삼영기술	부회장
	총괄	안익성	(주)항도엔지니어링	사장
	과랑및과력	이종인	전남대학교	교수
	조석	김태인	(주)지오시스템리서치	부사장
	수역시설	이홍훈	목포해양대학교	교수
	준설및매립	박남홍	(주)도화엔지니어링	전문무
	지반	유남재	강원대학교	교수
	지반	이충호	(주)알지오이엔씨	대표이사
	콘크리트	이재훈	영남대학교	교수
	콘크리트	최정욱	한국콘크리트학회	책임연구원
	방식	배일용	한국화학융합시험연구원	책임연구원
	도장	이창근	도로교통연구원	책임연구원
	외곽시설	고덕형	(주)한국항만기술단	부사장
	표사, 연안보전시설	강윤구	(주)세광종합기술단	기술연구소장
	연안보전시설	박원경	(주)대영엔지니어링	사무
	재료, 콘크리트부재	김광태	(주)항도엔지니어링	부사장
	계류시설	구본수	(주)건화	전문무
	계류시설	이욱한	(주)건일	부사장
	부두포장	문성호	서울과학기술대학교	교수
	내진	최재순	서경대학교	교수
	전문및타부두	이화수	(주)한국항만기술단	전문무
	어항	강석형	(주)세일종합기술공사	부사장
	마리나	정현	(주)오션스페이스	대표이사
	항로표지시설	김민철	(주)아이플러스원	연구소장
	항만하역시설	심영석	코리아테크인스펙션(주)	부사장
	항만전기설비	김홍인	(주)한양케엔이	대표이사

심의위원	분야	성명	소속	직급
	총괄	주재욱	(주)평화엔지니어링	고문
	파랑및파력	오세범	(주)세광종합기술단	부회장
	조석	강석구	한국해양과학기술원	책임연구원
	수역시설· 준설및매립	이윤한	(주)도화엔지니어링	부회장
	지반	임종철	부산대학교	교수
	콘크리트	김우	전남대학교	교수
	방식·도장	라윤강	(주)한국국토안전연구원	원장
	외곽시설	전인식	건국대학교	교수
	표사·연안보전시설	김효섭	국민대학교	교수
	표사·연안보전시설	전인식	건국대학교	교수
	재료·계류시설	이진용	(주)세광종합기술단	사장
	재료·계류시설	정대연	(주)대영엔지니어링	대표이사
	부두포장	정진훈	인하대학교	교수
	내진	박두희	한양대학교	교수
	전문맞기·타부두	오세범	(주)세광종합기술단	부회장
	어항	이상기	(주)건일	부사장
	마리나	지삼엽	부경대학교	교수
	항로표지시설	이승재	대기해양(주)	상임고문
	항만하역시설	함성진	(사)인천항시설관리센터	소장
	항만전기설비	김세동	두원공과대학교	교수

기술자문위원회	분야	성명	소속	직급
	총론	송인철	(주)헤인이앤씨	부사장
	파랑·조석	김규한	가톨릭관동대학교	교수
	파랑·조석	이달수	(주)헤인이앤씨	기술고문
	수역시설· 준설및매립	한명식	(주)유신	부사장
	지반·내진	권오순	한국해양과학기술원	책임연구원
	내진	김동수	한국과학기술원	교수
	코크리트· 부두포장	김제인	(주)건일	부사장
	외곽시설	홍근	(주)삼영기술	사장
	표사·연안보전시설	김인호	강원대학교	교수
	계류시설	유병화	(주)대영엔지니어링	부사장
	계류시설	소준영	(주)세일종합기술공사	부사장
	전문맞기타부두	김태유	(주)아산이엔지	부사장
	전문맞기타부두	김홍석	(주)수성엔지니어링	부사장
	방식·도장	송종현	(주)고려안전연구원	회장
	항로표지시설	이승영	인천지방해양수산청	항로표지과장
	항만하역시설	최광학	인천지방해양수산청	항만개발과장
	항만전기설비	이충환	(주)세종기술단	전문

해양수산부	성명	소속	직책
	박준권	항만국	국장
	김우철	항만기술안전과	과장
	장기문	항만기술안전과	사무관
	이광석	항만기술안전과	주무관

설계기준
KDS 64 55 20 : 2017

고정식 계류시설

2017년 8월 16일 발행

(관련단체)

한국항만협회

07271 서울시 영등포구 양산로 53(양평동 3가)

월드메르디앙 비즈센터 707호

☎ 02-2165-0090 E-mail : kpha@koreaports.or.kr

<http://www.koreaports.or.kr>

(자문검토)

국가건설기준센터

해양수산부

30110 세종특별자치시 다솜2로 94 (어진동)

정부세종청사 5동 항만기술안전과

☎ 044-200-5951

<http://www.mof.go.kr>