

KDS 64 11 00 : 2017

지 반

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, 수역시설, 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 설계품속 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)

제정 : 2017년 8월 16일	개정 : 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	1
2. 조사 및 계획	2
2.1 조사 및 계획 일반	2
2.2 흙의 물리적 특성	2
2.3 흙의 역학적 성질	12
2.4 사운딩(Sounding)	26
3. 재료	41
4. 설계	41
4.1 설계일반	41
4.2 토압과 수압	42
4.3 얕은 기초	50
4.4 깊은 기초	57
4.5 말뚝 기초	57
4.6 기초의 침하	57
4.7 사면의 안정	58
4.8 지반개량공법	66



KDS 64 11 00 지반

1. 일반사항

1.1 목적

이 기준은 항만 및 어항 설계에 필요한 지반 분야의 기술적 사항을 정함을 목적으로 한다.

1.2 적용범위

토압과 수압, 얕은 기초와 깊은 기초, 말뚝기초, 기초의 침하, 사면의 안정과 지반개량 등에 대한 설계에 적용한다.

1.3 참고기준

KDS 11 10 05 지반설계 일반사항
KDS 11 30 05 연약지반설계 일반사항
KDS 11 50 05 얕은기초 설계기준(일반설계법)
KDS 11 50 15 깊은기초 설계기준(일반설계법)
KDS 11 70 00 비탈면 설계기준

1.4 용어의 정의

내용 없음

1.5 기호의 정의

내용 없음

2. 조사 및 계획

2.1 조사 및 계획 일반

이 기준에서 정하는 사항을 제외하고는 KDS 11 10 10 지반조사 및 KDS 11 30 05 연약지반설계 일반사항을 따른다.

[해설]

- (1) 이 기준에서 정하는 사항 이외의 내용은 KDS 11 10 10 지반조사 및 KDS 11 30 05 연약지반설계 일반사항의 내용과 동일하여 관련 내용은 해당 기준에 따르도록 하였으며 KDS 11 30 05에서 정하지 아니한 사항은 구조물기초 설계기준(국토교통부, 2016)을 참고할 수 있다.

- (2) 시추지반조사의 시추공 간격은 다음 표를 참고할 수 있다.

- ① 지층상태가 수평, 연직 방향으로 비교적 균일한 경우

구 분		기준선방향	기준선의 직각방향	
		배치간격	배치간격	기준선에서 거리(최대)
개략 조사	넓은지역	300~500m	50m	50 ~ 100m
	좁은지역	50~100m		
정밀조사		50~100m	20 ~ 30m	

- ② 지층상태가 복잡한 경우

구 분		기준선방향	기준선의 직각방향	
		배치간격	배치간격	기준선에서 거리(최대)
개략조사		50m 이하	20~30m	50 ~ 100m
정밀조사		10~30m	10~20m	

2.2 흙의 물리적 특성

2.2.1 단위중량

단위중량은 현장에서 채취한 불교란 시료 또는 원위치의 흙에 대해서 직접 구하여야 한다.

[해설]

통칭 단위중량이라 함은 공기 중에서의 단위체적당 중량을 말하며 여기에는 건조단위중량, 습윤단위중량, 포화단위중량, 수중단위중량이 있다.

[참고]

- (1) 습윤단위중량

자연 상태에 있는 흙의 단위체적당 무게를 말하며 다음과 같이 표시한다.

$$\gamma_t = \frac{W}{V} = \frac{(G_s + S_r \cdot e)}{1 + e} \gamma_w = \frac{1 + w}{1 + e} G_s \cdot \gamma_w \quad \text{참고 식 (2.2-1)}$$

여기서, γ_t : 습윤단위중량 (kN/m^3)
 γ_w : 해수의 단위중량 (kN/m^3)
 G_s : 흙의 비중
 e : 간극비
 S_r : 포화도 (%)
 w : 함수비 (%)

참고 표 (2.2-1) 대표적인 흙의 단위중량 및 함수비

	충적점토	홍적점토	사질토
습윤단위중량 $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	12~16	16~20	16~20
건조단위중량 $\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	5~14	11~14	12~18
함수비 (%)	150~30	60~20	30~10

(2) 건조단위중량

수분이 증발하고 건조한 흙입자만으로 구성되었을 때의 단위중량으로 참고 식 (2.2-1)에서 $w=0$, $S_r=0$ 의 경우이며 다음의 참고 식 (2.2-2)과 같다.

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad \text{참고 식 (2.2-2)}$$

여기서, γ_d : 건조단위중량 (kN/m^3)

이 때, 습윤단위중량과 건조단위중량 사이에는 다음과 같은 관계가 있다.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1 + w}$$

(3) 포화단위중량

흙이 수중에 있거나 또는 모관현상에 의해 완전히 포화되었을 때의 단위중량으로 참고 식 (2.2-1)에서 $S_r=100\%$ 의 경우이며, 다음의 참고 식 (2.2-3)과 같다.

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w \quad \text{참고 식 (2.2-3)}$$

여기서, γ_{sat} : 포화단위중량 (kN/m^3)

(4) 수중단위중량

수위 아래의 흙이 완전히 포화되면 부력을 고려해서 다음과 같이 나타낸다.

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad \text{참고 식 (2.2-4)}$$

여기서, γ_{sub} : 수중단위중량 (kN/m^3)

단위중량들은 흙 자체의 무게로 인한 깊은 토층에서의 압력, 다짐정도, 간극비의 계산 등에 사용되는 기본 자료가 된다.

(5) 원위치에서의 단위중량 측정

원위치에서 직접 단위중량을 구하는 방법에는 지표면 부근에서 측정하는 방법과 심층 부까지 측정하는 방법이 있다. 전자는 KS F 2311 현장에서 모래치환법에 의한 흙의 단위중량 시험방법에 규정되어 있고, 후자는 라디오 아이소토프(RI)를 이용한 측정 방법이다.

① 모래치환법

모래치환법은 주로 토공관리용으로 육상부 지표면 부근의 측정에 적합하고 그의 측정방법은 KS F 2311에 규정되어 있다.

② 라디오 아이소토프(RI)

최근 RI의 이용이 용이하여, 엄한 법적 규정이 있음에도 모래 및 사질토에서 불교란 시료의 채취가 곤란한 경우 원위치시험에 있어서 γ 선 밀도계에 의한 측정 예가 많이 있다. RI를 응용한 γ 선 밀도계에는 표면형과 삽입형의 2종류 형식이 있다. 표면형은 지표면부근의 측정에 적절하고 앞에서 설명한 모래치환법과 동일한 토공관리용에 이용한다. 표면형은 후방산란방식과 투과방식이 있으며 최근에는 후자의 사용빈도가 높다. 삽입형은 연직방향의 밀도분포, 깊이방향의 조사에 적합하며 주로 항만공사에서 많이 이용되고 있다.

RI는 비파괴 시험에 의해 원위치에서 직접 밀도를 구하는 이점이 있다.

(6) 상대밀도

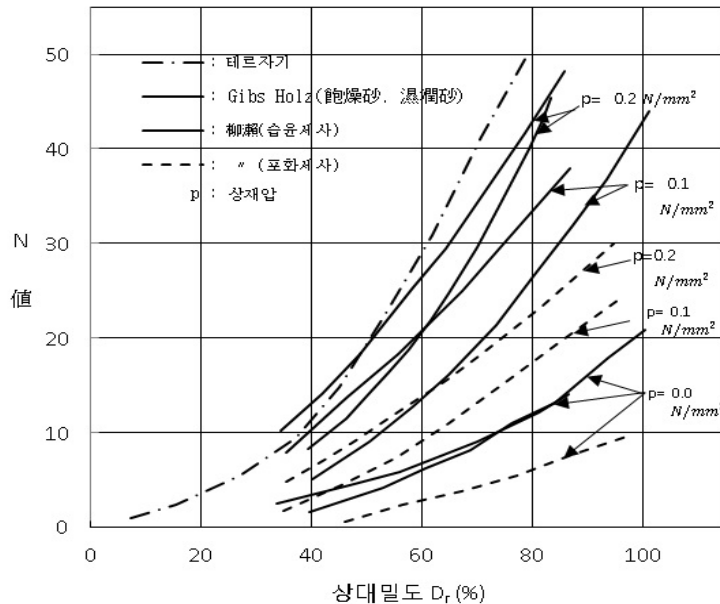
사질토의 경우 단위중량이나 간극비만으로 치밀한 상태여부를 판정하기는 어렵고 다음의 참고 식 (2.2-5)과 같이 상대밀도로 나타내는 것이 편리하다.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}} \cdot \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d} \quad \text{참고 식 (2.2-5)}$$

여기서, D_r	: 상대밀도 (%)
$e_{\max}$	: 가장 조밀한 상태의 간극비
$e_{\min}$	: 가장 느슨한 상태의 간극비
e	: 자연 상태에 있는 흙의 간극비
$\gamma_{d\min}$	: 가장 느슨한 상태의 건조단위중량 (kN/m ³)
$\gamma_{d\max}$	: 가장 조밀한 상태의 건조단위중량 (kN/m ³)
γ_d	: 자연 상태에 있는 흙의 건조단위중량 (kN/m ³)

사질토의 역학적 특성은 상대밀도(D_r)와 관련시켜서 나타내는 경우가 많다. 상대밀도를 구하기 위해 $e_{\max}$ 이나 $e_{\min}$ 을 결정하는 방법은 국내에서는 아직 표준화되어 있지 않다. 그러므로 이것들을 결정하는 방법에 따라 상대밀도의 값은 차이가 있을 수 있다. 그러나 일반적으로 $e_{\max}(\gamma_{d\min})$ 은 1cm 높이에서 흙입자를 떨어뜨리거나 물속에서 침전시켜 구하고, $e_{\min}(\gamma_{d\max})$ 은 흙을 용기에 넣어 압력과 진동을 동시에 가하거나 또는 흙입자가 흙 표면에 충격을 가할 수 있는 충분한 높이에서 낙하시켜 측정한다.

사질토에서는 불교란 시료의 채취가 곤란하므로, 상대밀도는 사운딩(Sounding) 시험에 의한 간접적인 방법으로 추정하여 많이 사용하고 있다. 참고 그림 (2.2-1)은 표준관입 시험 N 값로부터 상대밀도를 추정하는 관계를 나타낸 그림이다.



참고 그림 (2.2-1) 사질토 · 상대밀도와 N 치 관계

2.2.2 입도 및 흙의 분류

- (1) 입도분포의 시험은 KS F 2302와 KS F 2309에 따른다.
- (2) 흙의 분류는 입도분포, 컨시스턴시 등에 근거한 공학적 분류방법을 적용하여야 한다.

[해설]

입도라 함은 흙에 포함된 여러 종류의 흙입자의 입경별 함유비율을 나타내는 것이며, 보통 실트 이하의 미립부분은 비중계를 사용하는 침강법으로 하고, 또 모래 이상의 조립부분은 체가름으로 측정한다.

흙의 강도나 변형 등의 역학적 특성은 조립토의 경우에 입도, 세립토의 경우에 컨시스턴시와 밀접한 관계를 갖고 있다.

[참고]

- (1) 균등계수, 곡률계수, 유효경
균등계수는 참고 식 (2.2-6)과 같다.

지반

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{참고 식 (2.2-6)}$$

여기서, C_u : 균등계수

D_{60} : 통과중량백분율 60%에 해당하는 입경 (mm)

D_{10} : 통과중량백분율 10%에 해당하는 입경 (mm) 또는 유효경

하젠(Hazen)은 여과사에 대한 실험연구에서 균등계수와 유효경으로 투수성을 추정할 수 있는 방법을 고안하였다. D_{10} 을 일명 하젠(Hazen)의 유효경이라고도 한다.

곡률계수는 참고 식 (2.2-7)과 같다.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad \text{참고 식 (2.2-7)}$$

여기서, C_c : 곡률계수

D_{30} : 통과중량백분율 30%에 해당하는 입경 (mm)

C_u 와 C_c 는 입도분포의 넓이와 형상을 나타낸 것이다. 통일분류법에서는 균등계수가 자갈의 경우 4 이상, 모래의 경우 6 이상이고 곡률계수가 1~3의 범위에 있을 때 입도분포가 좋다고 판정한다.

(2) 흙의 분류

흙의 성질은 입경의 크기뿐만 아니라 입자의 형상에도 영향이 있지만 편의적으로 전술한 방법에 의하여 구한 입경에 의해서 참고 표 (2.2-2)와 같이 자갈, 모래, 실트, 점토로 구분한다.

이 입도의 구분은 각국의 기관에 따라 약간의 차이가 있으며 참고로 참고 표 (2.2-2)에 수록하였다. 각기 입경이 다른 입자들의 집합체인 흙에 대해서 사용목적에 따라 여러 가지 분류방법이 있다.

참고 표 (2.2-2) 입경에 따른 구분

분 류	입 경 범 위 (mm)			
	MIT(1931)	AASHITO(1972)	ASTM(1967)	KS F 2301(1985)
자갈	2.0 이상	2.0 ~ 76.2	4.76 ~ 76.2	4.76 이상
모래	2.0 ~ 0.06	0.074 ~ 2.0	0.074 ~ 4.76	0.074 ~ 4.76
실트	0.06 ~ 0.002	0.002 ~ 0.074	0.074 이하*	0.005 ~ 0.074
점토	0.002 이하	0.002 이하	-	0.005 이하
콜로이드	-	0.001 이하	-	0.001 이하

주) ASTM에서는 0.074mm 보다 작은 입자는 세립토로 분류함.

참고 그림 (2.2-2)은 통일분류법에서 세립토의 분류근거로 사용되는 소성도표를 나타

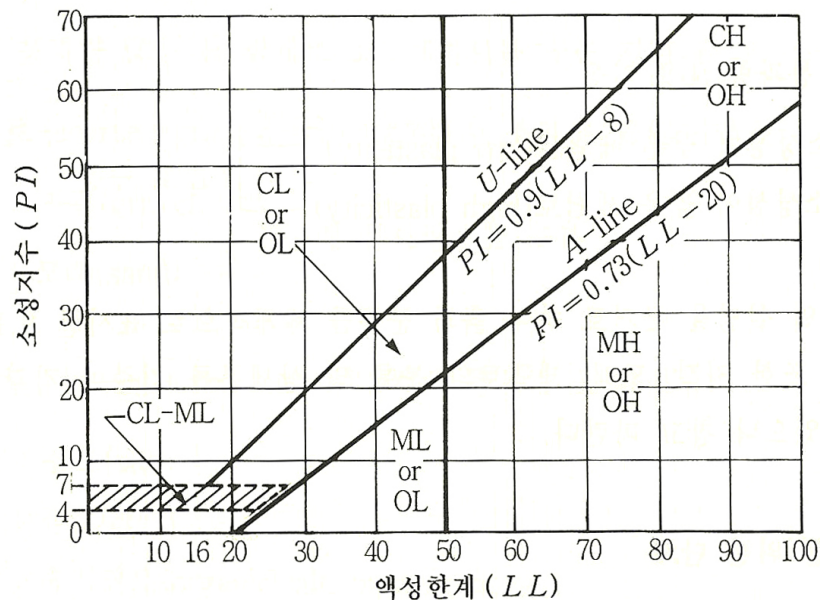
내고, 참고 그림 (2.2-3)은 도로, 활주로의 재료로 사용되는 흙의 분류법으로서 국내에서 많은 사용되고 있는 통일분류법에 의한 흙의 분류방법을 보여 준다.

통일분류법은 흙을 영문자 두개로 표시하며, 앞의 문자는 흙입자의 주된 크기를 나타내고, 뒤의 영문자는 입도분포상태나 소성성을 나타낸다.

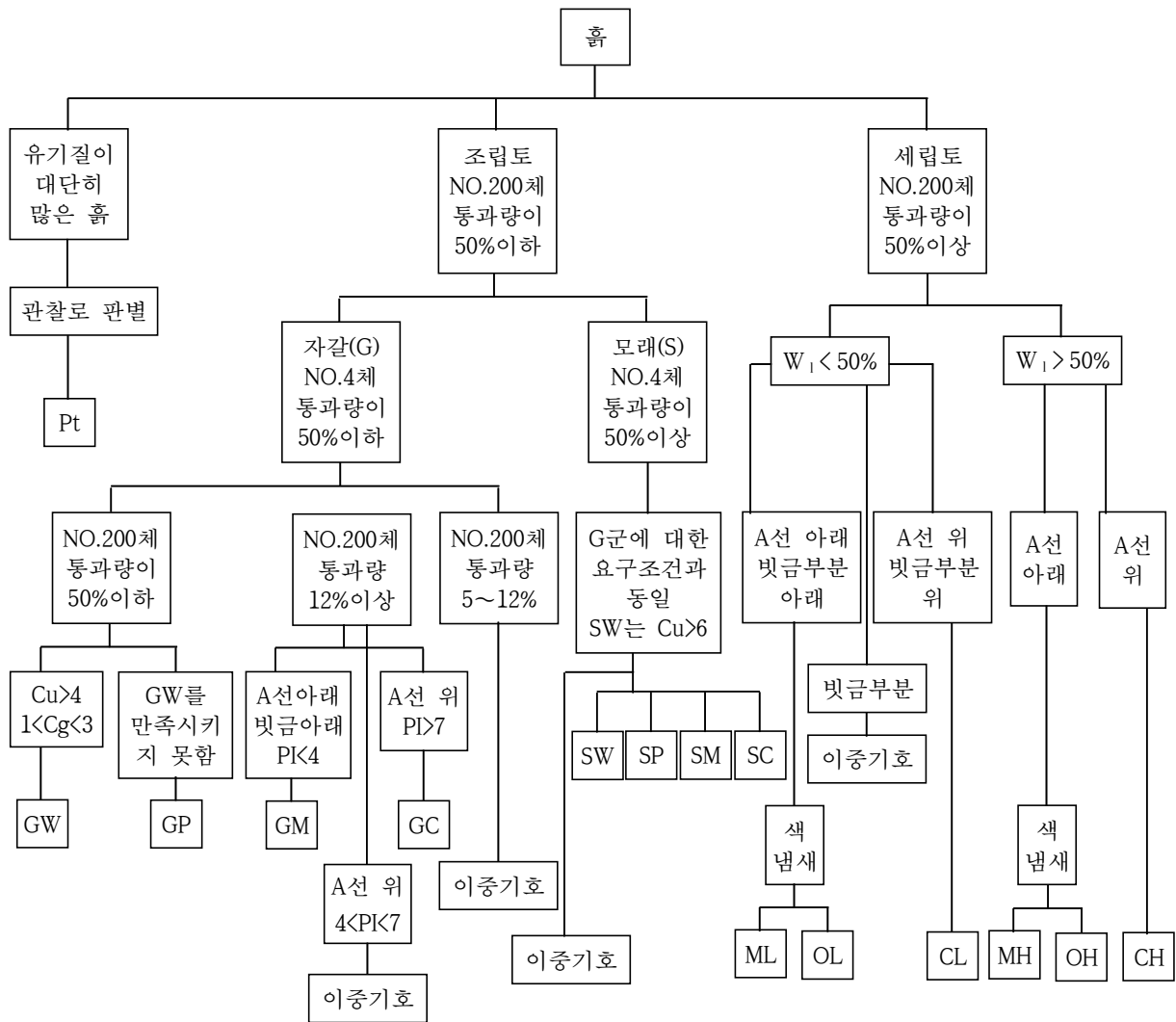
분류기호로 사용되는 영문기호와 각 기호의 의미는 참고 표 (2.2-3)에 나타나 있다.

참고 표 (2.2-3) 흙의 분류기호

앞 기호(Primary letter)	뒤 기호(Secondary letter)
G : 자갈(Gravel)	W : 입도분포 양호(Well-graded)
S : 모래(Sand)	P : 입도분포 불량(Poorly-graded)
M : 실트(Silt)	M : 소성성이 없는 세립토(Non-plastic fines)
C : 점토(Clay)	C : 소성성이 있는 세립토(Plastic fines)
O : 유기질토(Organic soil)	L : 소성성이 낮음(Low plasticity), (LL<50)
Pt : 이탄(Peat)	H : 소성성이 높음(High plasticity), (LL>50)



참고 그림 (2.2-2) 소성도표



참고 그림 (2.2-3) 통일분류법에 의한 흙의 분류

(3) 입도와 토성

점토 및 실트의 함유량 또는 모래의 함유량이 어느 정도 이상이 되면 그 흙은 점토 또는 모래로서의 특성이 강하고 그 특성이 현저하게 나타나게 된다. 흙의 성질은 구성한 입자의 성질에 의하여 결정되며 조립부분 또는 세립부분의 함유량을 알게 되면 이에 따라 설계방향도 결정된다.

(4) 모래의 분사 현상

점착력이 없는 사질토에서 상향 침투수압이 수중에서의 흙 무게와 같아지면 흙의 유효응력은 0이 되어서 물의 흐름 방향으로 물과 같이 유동하는 현상을 분사현상이라 한다. 이때의 동수경사가 한계동수경사이며 참고 식 (2.2-8)과 같이 나타내며 터파기, 교량의 피어, 기초 등에서 자주 일어나는 문제이다.

$$i_{cr} = \frac{Gs - 1}{1 + e}$$

참고 식 (2.2-8)

여기서, ΔH : 흡속으로 물이 흐르는 동안 발생한 수두손실
 L : 흡속으로 물이 흐른 거리
 i_{cr} : 한계동수경사
 G_s : 흡입자의 비중
 e : 간극비

(5) 모래의 액상화 현상

물로 포화된 모래가 충격이나 진동에 의하여 간극수압이 순간적으로 상승하여 유효응력이 감소하여 전단강도를 잃는 것을 액상화라 한다. 이와 같은 현상은 간극비가 어느 정도 이상인 모래에서 일어나며, 액상화가 발생하는 한계간극비는 입도, 투수계수, 유효하중, 진동조건 등과 관계가 있다. 일반적으로 투수성이 작은 세사일 때 액상화 현상이 많이 일어난다.

(6) 점성토의 물리적 특성과 역학적 특성의 관계

입경이 작은 토립자는 비표면적이 커지게 되므로 입자 표면의 성질이 흙 전체의 성질에 큰 영향을 주게 되며, 피상적으로 소성의 크기로 나타나게 된다. 그리고 점성토의 공학적 성질인 컨시스턴시는 KS F 2303(흙의 액성한계시험), KS F 2304(흙의 소성한계시험) 등에 의하여 구한다.

스켄프톤(Skempton)은 정규압밀을 받고 있는 포화점토지반에 유효응력 증가로 인한 점착력의 증가를 참고 식 (2.2-9)과 같이 나타낼 수 있다고 했다.

$$\frac{\Delta c}{\Delta p} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p$$

참고 식 (2.2-9)

여기서, Δc : 유효응력의 증가로 인한 점착력의 증가분
 Δp : 유효응력의 증가분
 I_p : 소성지수

한편 한스보(Hansbo)에 의하면 유효응력 증가로 인한 점착력의 증가를 다음과 같이 나타냈다.

$$\frac{\Delta c}{\Delta p} = 0.45 \cdot LL$$

참고 식 (2.2-10)

여기서, LL : 액성한계

예민비가 중 이하인 정규압밀점토의 압축지수는 스켄프톤(Skempton)이 제안한 다음과 같은 경험식으로 구할 수 있다.

지반

$$\text{비교란 시료 } C_c = 0.009 \cdot (LL - 10)$$

참고 식 (2.2-11)

$$\text{재성형 시료 } C_c = 0.007 \cdot (LL - 10)$$

참고 식 (2.2-12)

여기서, C_c : 압축지수

2.2.3 투수계수

- (1) 완전히 물로 포화된 흙 속을 흐르는 물이 정상적인 층류일 때 투수계수는 다시 (Darcy)의 법칙 등에 기초하여 구한다.
- (2) 투수계수를 구하기 위한 시험법은 현장에서 채취한 시료를 사용하여 실내에서 실시하는 실내투수계수 시험법과 현장에서 직접 실시하는 현장투수계수 시험법을 사용한다.

[해설]

다르시(Darcy)의 법칙에 의한 투수계수의 산정은 해설 식 (2.2-1)을 이용하여 계산한다.

$$k = \frac{Q}{i \cdot A \cdot t} \quad \text{해설 식 (2.2-1)}$$

여기서, Q : 흙속으로 흐르는 유량(cm^3)
 k : 투수계수 (cm/sec)
 i : 동수경사($i = \frac{h}{L}$)
 h : 수두손실(cm)
 L : 흙속으로 물이 흐른 거리(cm)
 A : 흙의 단면적(cm^2)
 t : 시간(sec)

[참고]

(1) 해설 식 (2.2-1)의 투수계수의 개략적인 값은 참고 표 (2.2-4)와 같다.

하젠(Hazen)은 여과사에 대한 시험에서 D_{10} 이 $0.1 \sim 0.3\text{mm}$, 균등계수가 5 이하인 경우 투수계수를 다음 참고 식 (2.2-13)과 같이 나타냈다.

$$k = C \cdot D_{10}^2 \quad \text{참고 식 (2.2-13)}$$

여기서, k : 투수계수 (cm/sec)
 C : 41~146 범위의 상수(평균 100)
 D_{10} : 입도분포곡선에서 통과중량백분율 10%에 해당하는 입경(유효경, cm)

참고 식 (2.2-13)은 여과사인 경우에 국한한 것이고, 정확한 값을 구하기 위하여서는 실험을 해야 한다.

참고 표 (2.2-4) 투수계수의 개략적인 값

흙의 종류	투수계수 $k(\text{cm/sec})$
깨끗한 자갈	1.0~100
굵은 모래	0.01~1.0
가는 모래	0.001~0.01
실트	0.00001~0.001
점토	0.000001 이하

참고 표 (2.2-5) 다르시(Darcy)의 법칙이 적용되는 범위

재료	자 갈			모 래			실 트	
	굵은	중간	가는	굵은	중간	가는	굵은	가는
$D_{10}(\text{mm})$	76.2	25.4	9.52	2.0	0.59	0.25	0.074	0.03
침투류의 상태	실제적으로 항상 난류 상태			느슨한 모래 $h/L < 0.2 \sim 0.3$ 조밀한 모래 $h/L < 0.3 \sim 0.5$			보통의 h/L 에서는 항상 층류 상태	

D_{10} 은 통과중량백분율이 10% 해당하는 입경.

(2) 실내에서의 투수시험

현장에서 채취된 흐트러지지 않은 시료에 대해서 투수시험을 실시한다.

세립의 퇴적토인 경우, 토립자의 배열상태에 의존하여 방향에 따라 시료의 투수성이 다르기 때문에 측정시 시료의 방향성을 명확히 하여야 한다. 시험기기는 투수계수의 대소에 따라 적합한 것을 택하여 사용해야 한다. 원상태로의 시료 채취가 곤란할 때는 교란시료로 단위중량을 변경시켜 시험하여 필요한 단위중량에 대한 값을 추정할 수 있다.

(3) 현장투수시험

실험실 시험은 자연상태의 경우와 다르므로 필요에 따라 현장시험을 실시한다. 1개소 내지 수 개소에 관측정을 설치하고 1개소에서 주수 또는 양수하여 지하수위의 변동을 측정한다.

2.3 흙의 역학적 성질

2.3.1 탄성계수

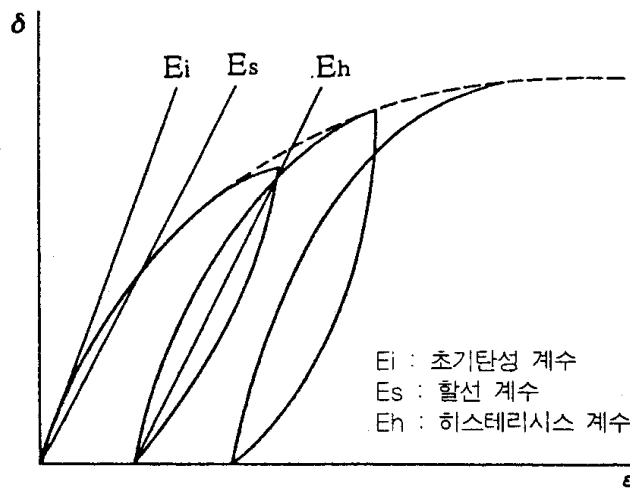
흙을 탄성체로 해석을 실시할 경우에는 흙의 비선형성을 고려해서 탄성계수를 적절히 설정하여야 한다.

[해설]

흙을 탄성체로 해석할 경우, 일반적으로 변형계수와 포아송비(Poisson's ratio)가 사용된다. 흙의 변형계수는 강도-변형특성에 의존하므로 지반을 탄성해석 하는 경우에는 대상지반의 변형수준을 감안하여 그에 대응되는 탄성계수를 설정할 필요가 있다.

[참고]

- (1) 변형계수를 실내 시험으로 구하는 경우, 보통 일축압축시험 또는 삼축압축시험으로부터 얻은 응력-변형률 곡선에서 참고 그림 (2.3-1)에서 보는 바와 같이 3종류의 값을 구할 수 있다.



참고 그림 (2.3-1) 변형계수의 종류

초기탄성계수(E_i)는 재하속도가 크고, 한계변형량이 작은 포장, 또는 동적문제 해석 등에 사용되고, 히스테리시스 계수(E_h)는 반복하중이 재하되는 흙 구조물의 경우에 사용된다. 또한 할선계수(E_s)는 일반 흙 구조물의 탄성해석에 사용되는 경우가 있으나, E_s 를 결정하는 한계변형량을 정하는 방법이 통일되어 있지 않기 때문에 E_s 를 사용할 때는 주의해야 한다.

변형계수는 다음과 같은 원위치 시험에서 구할 수 있다.

즉, ① 평판재하시험 ② CBR 시험 ③ 보링 공내 재하시험

통상 사용되는 변형계수 중에 초기탄성계수 E_i 및 할선계수 E_s (E_{50})의 개략값이 참고 식 (2.3-1), 참고 식 (2.3-2)와 같이 구해지므로 참고로 나타내었다.

$$E_i = 210 \cdot C_u \quad \text{참고 식 (2.3-1)}$$

$$E_{50} = 180 \cdot C_u \quad \text{참고 식 (2.3-2)}$$

여기서, E_i : 초기탄성계수(kN/m²)
 E_{50} : 할선계수(kN/m²)
 C_u : 비압밀 비배수시험에 의해서 구한 비배수 전단강도(kN/m²)

위 식에서 초기탄성계수의 관계는 소성성이 높은 해성점토와 같은 구조가 발달한 경우에 성립하는 것으로, 이 때 E_i 는 변형률이 0.2~0.5% 이내의 점선경사에서 구한 것이다.

(2) 포아송비(Poisson's ratio)

포아송비를 구하는 방법은 여러 가지가 제안되어 있으나, 현재 확립된 시험법은 없는 상태이다. 하나의 기준을 나타내면 포화토의 비배수조건에서는 $\nu = 1/2$, 기타는 $\nu = 1/3 \sim 1/2$ 의 범위에서 적당히 선택하여 결정한다.

2.3.2 압밀특성

- (1) 압밀은 포화된 점토가 하중을 받아 간극수의 간극수가 빠져 나감으로서 간극비의 감소로 압축되는 현상이며, 압밀로 인한 간극비의 감소로 지반침하가 일어나고, 침하량은 압축지수(C_c)에 비례하며, 진행속도는 압밀계수(c_v)에 비례한다.
- (2) 흙의 압밀특성을 나타내는 정수인 압축지수(C_c), 체적압축계수(m_v), 압밀계수(c_v)를 구하기 위한 압밀시험은 KS F 2316(흙의 압밀시험방법)에 규정된 방법에 따라 실시한다.

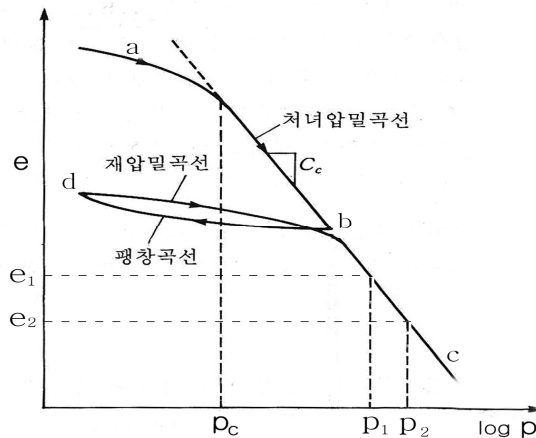
[해설]

흙이 일차원적으로 재하되었을 때 흙입자에 의한 골격이 압축하여 침하하는 성질을 압축이라고 한다. 흙의 간극이 물로 포화되어 있을 때 흙입자의 골격이 압축됨으로서 간극수가 빠져 나가게 된다. 흙입자가 투수성이 큰 사질토에서는 배수가 신속히 진행되어 재하 직후 압축이 시작되고 곧 완료되지만, 점성토 지반에서는 투수성이 현저하게 작기 때문에 많은 시간이 필요하게 되며 압축침하는 서서히 진행된다. 이와 같이 점성토 지반의 압축침하가 오랜 시간에 걸쳐서 진행되는 현상을 압밀이라고 한다. 흙의 압밀특성은 단순히 재하에 수반하는 침하계산에 사용될 뿐만 아니라 지반개량공사에서 흙의 전단강도 증가를 추정하는 데에도 사용될 수 있다.

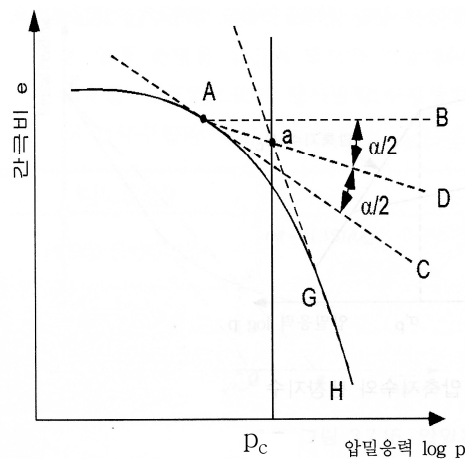
[참 고]

(1) 일 반

압밀시험 결과를 반대수지에 그리면 참고 그림 (2.3-2)과 같이 $e-\log p$ 곡선이 얻어진다. $e-\log p$ 곡선의 abc 부분은 재하 과정을 나타내며 거의 직선이 된다. 이 abc 부분으로 표시되는 압밀상태를 정규압밀상태라고 한다. 한편 b 점의 상태에서 하중을 제거하여 감소한 압력 하에서 평형상태에 도달했을 때의 간극비와 압력의 관계는 bd 부분과 같이 되며, 또 다시 압력을 증가하면 bdc 부분과 같이 된다. bd 부분으로 표시되는 상태를 과압밀상태라 하고, b 점에 상응하는 압력을 선행압밀하중이라 한다. 카사그랜드(Casagrande, 1936)는 실험실에서의 $e-\log p$ 관계곡선으로부터 선행압밀하중을 결정하는 작도법을 참고 그림 (2.3-3)과 같이 제안하였다.



참고 그림 (2.3-2) 압밀시험에 의한 간극비-압력 곡선



참고 그림 (2.3-3) 선행압밀하중의 결정 방법

참고 그림 (2.3-2)에서 abc 부분의 간극비(e)와 압력(p)의 관계는 참고 식 (2.3-3)으로 표시된다.

$$e_2 = e_1 - C_c \log_{10} \frac{p_2}{p_1} \quad \text{참고 식 (2.3-3)}$$

단, C_c 는 abc 부분의 기울기를 나타내는 무차원수이며 압축지수라고 한다. 참고 식 (2.3-3)을 사용하여 압력이 p_1 에서 p_2 로 증가할 때의 간극비 감소량(Δe)은 참고 식 (2.3-4)과 같이 표시할 수 있다.

$$\Delta e = e_1 - e_2 = C_c \log_{10} \frac{p_2}{p_1} \quad \text{참고 식 (2.3-4)}$$

(2) 압밀침하량

압밀침하량은 압밀하중에 의한 간극비의 감소량을 이용하여 참고 식 (2.3-5)과 같이 계산한다.

$$S = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad \text{참고 식 (2.3-5)}$$

여기서, S : 압밀침하량(m)
 e_o : 유효연직압력 p_o 에서의 초기 간극비
 H : 압밀층 두께(m)

또한, 체적압축계수를 사용하여 압밀침하량을 구하려면, 압력이 p_o 에서 $p_o + \Delta p$ 로 증가했을 때, $p_o + \frac{1}{2} \Delta p$ 에서의 m_v 값을 구하여 참고 식 (2.3-6)로 계산한다.

$$S = H \cdot m_v \cdot \Delta p \quad \text{참고 식 (2.3-6)}$$

여기서, p_o : 원지반 상태의 유효연직압력(m^2/kN)
 m_v : 압밀하중($p_o + \frac{1}{2} \Delta p$)에서의 체적압축계수(m^2/kN)
 Δp : 압력 증가량(kN/m^2)
 H : 압밀층 두께(m)

m_v 값은 압밀압력이 증가함에 따라 감소하며, 정규압밀상태에서는 p 와 m_v 의 관계는 양대수지에서 직선이 된다.

한편, 압밀시험에 의한 간극비와 하중과의 관계에서 침하량 S 를 구하는 것은 압력 p_o 일 때, 간극비가 e_o 인 흙에 Δp 의 압력을 가했을 때, 두께 H 인 점토층의 압밀침하량 S 는 참고 식 (2.3-7)과 같다.

$$S = \frac{H}{1 + e_o} \cdot C_c \cdot \log_{10} \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad \text{참고 식 (2.3-7)}$$

위 이론은 테르자기(Terzaghi)의 1차원 압밀이론에 의한 것으로 포화된 점토에 대한 것이지만 불포화 점토일지라도 참고 그림 (2.3-2)의 e - $\log p$ 곡선을 시험에 의해 구하여 참고 식 (2.3-7)에서 침하량을 추정할 수 있다.

(3) 침하 속도

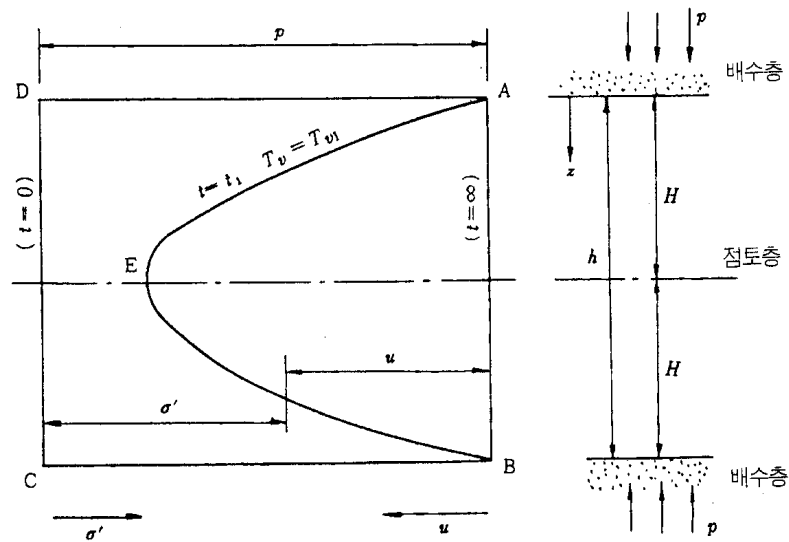
포화된 점토지반의 비배수 조건하에서 압력(p)를 가하면 p 와 같은 크기만큼 간극수압이 증가한다. 배수를 허용한다면 압밀이 시작되며 간극수압은 시간과 더불어 감소하고 동시에 흙입자 사이의 응력(유효응력)은 증가하지만, 간극수압(u)은 감소하여 흙입자 사이의 증가한 유효응력(σ')과 간극수압의 합은 참고 식 (2.3-8)과 같이 항상 재하 압력(p)와 같게 된다.

$$p = \sigma' + u \quad \text{참고 식 (2.3-8)}$$

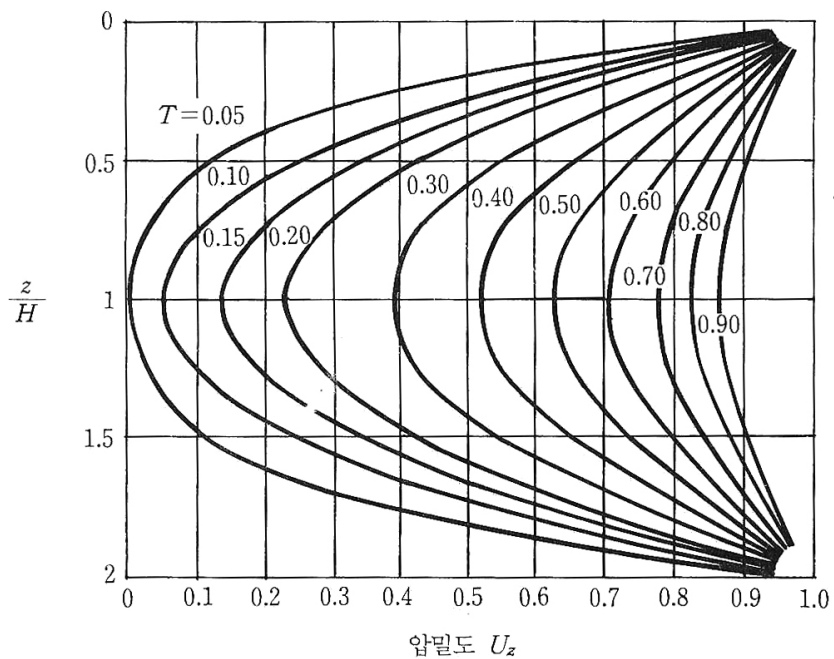
두께 H 인 점토층의 상하면에 투수성이 큰 모래층이 있는 경우를 생각하면, 압밀압력(p)를 가하였을 때 σ' 또는 u 의 시간 경과에 따른 깊이별 변화 양상은 참고 그림 (2.3-4) (a), (b)와 같다. 즉, 압밀이 시작되는 시점에서 $u = p$, $\sigma' = 0$ 이므로 참고 그림 (2.3-4) (a)의 DC선과 같은 상태가 되고 압밀이 완료되는 시점에서 $u = 0$, $\sigma' = p$ 가 되므로 AB선과 같은 상태가 된다. 압밀이 시작되어 t_1 시간 경과후의 상태는 곡선 AEB와 같다. 이와 같이 배수층에서 먼 곳에서는 압밀 진행이 상대적으로 늦어짐을 알 수 있다. 임의의 깊이에서 유효응력과 압밀압력의 비 σ'/p 를 그 깊이에서의 압밀도(U_z)라고 한다. 임의의 시간이 경과했을 때 전체 깊이에 대한 압밀도의 평균값을 평균압밀도(U)라고 한다. 참고 그림 (2.3-4)에서 임의의 시간(t)이 경과된 후의 평균압밀도는 면적 AEBCD에 대한 전체면적 ABCD의 비율에 해당하는 값이다. $t = 0$ 일 때 면적 AEBCD에 해당하는 것은 0 이므로 $U = 0$ 이고, $t = \infty$ 일 때 $U = 1$ 이 된다. 공학적인 관점에서 압밀의 진행정도는 평균압밀도(U)의 값을 많이 사용하고 있다. 압밀시간을 나타내는 값으로 무차원의 시간계수(T_v)를 사용한다. 시간계수와 설계시간 사이의 관계는 참고 식 (2.3-9)로 나타낼 수 있다.

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad \text{참고 식 (2.3-9)}$$

여기서, T_v	: 시간계수
C_v	: 압밀계수(cm^2/min , 혹은 cm^2/sec)
t	: 압밀시간(C_v 와 같은 시간단위)
H	: 압밀층의 최대배수거리(C_v 와 같은 길이의 단위)



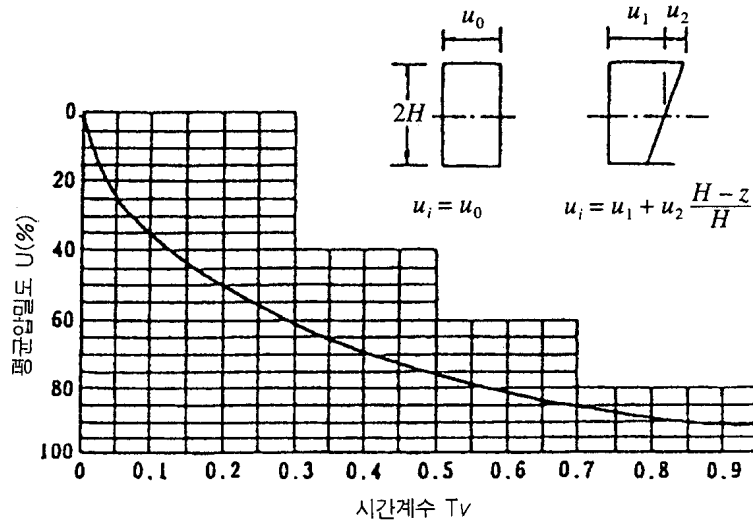
(a) 간극수압의 깊이별 분포도



(b) 압밀등시선

참고 그림 (2.3-4) 압밀도-시간계수-깊이 사이의 관계도

참고 그림 (2.3-4)에서와 같이 상하 양면 모두 배수층일 때에는 $H = \frac{1}{2} h$ 이고 배수층이 한쪽에만 있을 때는 $H = h$ 이다. 초기 과잉간극수압이 토층 내에서 일정하게 분포되어 있지 않을 때 실례로 연약지반에서 완속공법(緩速工法)으로 성토하는 경우, 간극수압-시간계수-깊이의 관계는 참고 그림 (2.3-4)과 같이 간단하게 나타낼 수 없다. 초기 과잉간극수압의 분포를 참고 그림 (2.3-4)과 같이 가정하면 시간계수와 평균압밀도 사이의 관계는 참고 그림 (2.3-5)의 곡선과 같게 된다.

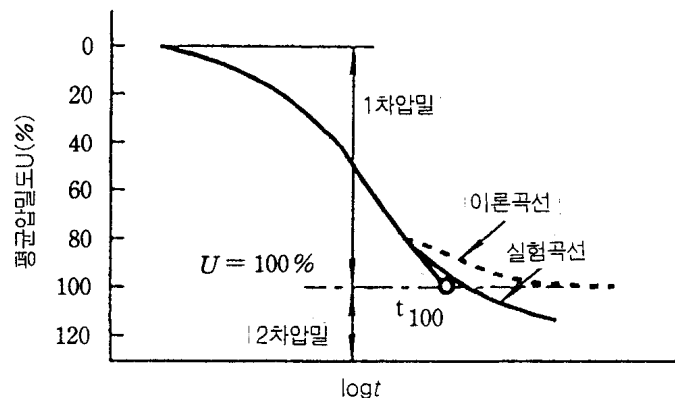


참고 그림 (2.3-5) 평균압밀도와 시간계수 관계도(일차원의 경우)

(4) 1차압밀과 2차 압밀

압밀시험에서 측정된 압축량과 시간과의 관계를 반대수지에 그리면 참고 그림 (2.3-6)과 같이 되며 압밀이 완료된 후, 즉 간극수압이 0이 된 후에도 약간의 압축이 일어난다. 간극수압이 0이 될 때까지의 압축을 1차 압밀이라 하고, 과잉간극수압이 완전히 소산된 후 흙 구조의 소성적 재배열로 인하여 발생하는 압축을 2차 압밀이라고 한다. 참고 그림 (2.3-6)은 테르자기(Terzaghi)의 압밀이론에 의한 시간-평균압밀도 관계와 실험에 의한 결과를 비교한 것이다.

2차 압밀은 토립자 조직(Soil skeleton)의 크리프(Creep) 현상 중의 하나로 생각되며, 압축진행상태는 참고 그림 (2.3-6)에서와 같이 반대수지 상에서 직선적이다. 즉 2차 압밀속도는 시간에 반비례해서 감소한다. 보통의 흙에서 2차 압밀량은 전체 압밀침하량에 비해서 작으며 1차 압밀이 완료될 때까지의 시간도 상당히 길기 때문에 특수한 흙을 제외하고는 2차 압밀에 의한 침하는 무시하는 경우가 많으나, 유기질 흙과 높은 압축성의 무기질 흙에서는 2차 압밀침하가 중요하다.



참고 그림 (2.3-6) 1차 압밀과 2차 압밀

(5) 초연약 점토의 압밀침하

준설에 의한 매립에서 초연약한 지반의 압밀침하가 문제되는 경우가 있다. 이러한 문제에 적용되는 압밀이론에는 3층의 압밀이론이 있으며, 통상의 점토 압밀침하에는 무시되는 자중과 층 두께 변화의 영향을 고려한다. 이 경우의 침하량과 침하속도는 차분법 등의 해석적인 방법을 통해 구할 수 있다. 처음의 층 두께에 비해 침하에 의한 감소량이 큰 경우에는 통상의 압밀침하 계산법에서는 오차가 크게 발생한다. 예로서 층 두께의 감소량이 10~50%의 경우 통상의 계산법과 층 두께 변화의 영향을 고려한 계산의 오차는 3~30%이다. 자중의 영향은 준설 매립 후 방치된 경우에 최대이며, 재하하중의 증대에 따른 영향은 상대적으로 감소한다. 연약층의 평균 중량의 두 배 정도 이상의 재하하중에 대하여는 자중의 영향은 무시한다. 초연약 점토의 압밀정수를 추정하는데 있어서 일정변형률 압밀시험이 제안되고 있다.

2.3.3 전단특성

- (1) 흙의 전단강도는 사질토와 점성토로 나누어서 취급한다.
- (2) 사질토의 전단강도는 배수조건에서 구하고, 점성토의 전단강도는 비배수조건에서 구하는 것을 표준으로 한다.
- (3) 사질토와 점성토의 중간정도의 투수성을 가지는 지반에서는 투수계수나 시공조건으로부터 사질토 또는 점성토로만 보지 않고 적절한 시험방법으로 전단강도를 결정하여야 한다.

[해설]

일반적으로 사질토의 투수계수는 점성토의 103~105배이다. 사질토 지반에서는 시공 중에 간극수가 완전히 배수된다고 할 수 있다. 그러나 점성토 지반에서는 투수성이 낮아 시공 중 배수가 거의 일어나지 않는다. 따라서 사질토 지반의 전단강도는 배수조건에서의 전단저항각 ϕ_d 와 점착력 C_d 에 의해서 평가하지만, 일반적으로 점착력은 적으므로 $C_d = 0$ 으로 보고 ϕ_d 만 강도정수로 하여 전단강도를 평가하는 경우가 많다. 포화된 점성토 지반에서는 배수가 발생하지 않으므로 전단강도는 시공전후에 거의 변화하지 않는다. 따라서 시공 전의 비배수 전단강도를 강도정수로 사용한다.

[참고]

사질토 $\tau_f = (\sigma - u) \tan \phi'$ 참고 식 (2.3-10)

점성토 $\tau_f = c_u$ 참고 식 (2.3-11)

여기서, τ_f : 전단강도 (kN/m²)

σ : 전단면상의 수직응력 (kN/m²)

u : 간극수압 (kN/m²)

ϕ' : 유효응력으로 표시한 전단저항각 (°)

c_u : 비배수 점착력 (kN/m²)

지반

흙의 전단강도(τ_f)는 일반적으로 참고 식 (2.3-12)로 표시된다.

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi' \quad \text{참고 식 (2.3-12)}$$

여기서, c : 점착력 (kN/m^2)

σ' : 전단면상의 유효수직응력 (kN/m^2)

흙에 외력이 가해지면 토립자 골격 내에 응력 (유효응력)과 간극수압의 변화가 생긴다. 흙에 가해진 외력을 σ , 유효응력을 σ' , 간극수압을 u 라고 하면 참고 식 (2.3-13) 또는 참고 식 (2.3-14)과 같은 관계가 있다.

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{참고 식 (2.3-13)}$$

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{참고 식 (2.3-14)}$$

보통 흙의 전단강도는 유효응력의 크기에 따라 증가하므로 참고 식 (2.3-12)의 쿨롱 (Coulomb)의 파괴규준은 참고 식 (2.3-15)과 같이 된다.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad \text{참고 식 (2.3-15)}$$

여기서, c' : 유효응력으로 표시한 점착력 (kN/m^2)

ϕ' : 유효응력으로 표시한 전단저항각($^\circ$)

일반적으로 모래, 무기질 실트 및 정규압밀점토에서는 $c' \approx 0$, 과압밀점토에서는 $c' > 0$ 이 된다.

모래의 전단저항각 ϕ' 는 점토의 ϕ' 보다 크다. 강도정수는 전단시험할 때의 여러 가지 조건에 따라 달라지지만 가장 큰 영향을 미치는 것은 흙의 배수조건이다. 배수조건에 따른 시험은 다음과 같이 3종류로 분류된다.

(1) 배수조건에 따른 전단시험

① 비압밀비배수 시험(UU test 혹은 quick test)

흙 시료에서 물이 빠져 나가지 못하도록 하고 공시체에 구속압력(Confining pressure)을 가한 다음 비배수(非排水) 상태로 시료를 전단시키는 시험이다.

② 압밀비배수 시험(CU Test)

시료에 구속압력을 가하고 간극수압이 영이 될 때까지 압밀시킨 다음, 비배수 상태로 전단시키는 시험이며, 전단 때에는 간극수압의 변화를 측정할 수 있다. 실험결과 해석 시 전응력 향으로 전단강도정수를 결정하면 CU 시험이라 하고 유효응력의 향으로 강도정수를 결정하면 $\overline{\text{CU}}$ 시험이라 한다.

③ 압밀배수 시험(CD Test)

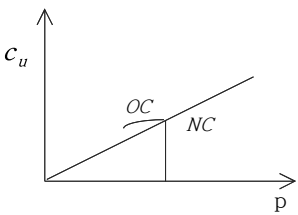
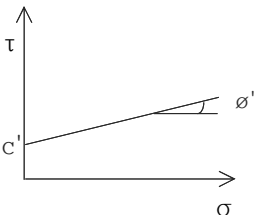
공시체내의 물 혹은 공기가 자유로이 유출할 수 있는 상태에서 흙 시료를 압밀시킨 다음, 전단 때에는 간극수압이 전혀 발생하지 않도록 천천히 하중을 증가시켜서 시료를 파괴시키는 시험이다.

삼축압축시험 결과는 일반적으로 모어(Mohr)의 응력도를 이용하여 강도정수를 정하는데, 어떤 배수조건으로 시험방법을 선택하느냐 하는 것은 전단강도를 요구하는 목적에 달려 있다. 전단 때의 배수조건은 실제로 흙이 응력을 받는 조건과 일치시켜야 한다. 비압밀비배수시험의 결과는 응력이 변화하더라도 즉각적인 함수비의 변화가 없고, 따라서 체적의 변화가 없는 경우에 이용된다. 점토지반에 제방을 쌓거나 기초를 설치할 때 시공기간 중에는 압밀이 거의 발생하지 않으므로 함수비의 변화를 무시할 수 있다. 이러한 경우에 초기 안정해석이나 지지력 계산 시에는 UU시험 결과를 이용하여야 한다.

압밀비배수시험으로 얻은 강도정수는 지반이 완전히 하중을 받기 전에 압밀로 인하여 함수비의 변화가 상당히 크다고 예상되는 경우에 사용된다. 이 시험에서는 일반적으로 간극수압을 측정하여 c' , ϕ' 의 값을 구한다. CU시험에 의한 강도정수는 수위급강하 때의 흙댐의 안정문제 등에 적용할 수 있다.

압밀배수시험은 전단에 소요되는 시간이 너무 길고, 그 결과는 $\overline{CU}$ 시험의 결과와 거의 같으므로 간극수압의 측정이 어려울 때 또는 중요한 공사에 대한 시험 이외에는 거의 사용되지 않는다.

강도정수와 전단시험조건과의 관계는 참고 그림 (2.3-7)에 표시되어 있다.

시험조건	전응력	유효응력	비고
비압밀 비배수 시험			유효응력으로 표시되는 파괴원은 하나로 구해진다.
압 밀 비배수 시험			- 전응력의 c_u, ϕ_u는 동일 - 압밀응력하에서 비압밀비배수 시험 결과와 동일 - 정규압밀점토의 c_u는 압밀 응력과 비례관계, 압밀비배수시험에 의한 c_u 값을 과대평가되는 경향 - 유효응력 평면의 크기가 다른 Mohr원을 각각 다른 압밀응력하에서 얻어짐
배 수 시험			측정응력은 유효응력

주 : 흙은 모두 포화상태, 불포화 상태의 경우는 대체로 배수시험 결과 도출

참고 그림 (2.3-7) 시험조건에 따른 결보기 전단강도정수

(2) 모래의 전단강도

모래의 전단강도는 참고 식 (2.3-16)와 같이 계산한다.

$$\tau_f = (\sigma - u) \tan \phi' = (\sigma - u) \tan \phi_d \quad \text{참고 식 (2.3-16)}$$

여기서, τ_f : 전단강도(kN/m²)

σ : 전단면상의 수직응력(kN/m²)

u : 간극수압(kN/m²)

ϕ' : 유효응력에 대한 전단저항각 (°)

ϕ_d : 배수 조건에서의 전단저항각 (°)

느슨한 상태의 모래에서는 $\phi' = \phi_d$ 이지만 조밀한 상태의 모래에서는 일반적으로 $\phi_d > \phi'$ 가 된다. ϕ_d 를 산정하는 일반적인 시험은 압밀비배수 시험이다. $\phi_d > \phi'$ 가 되는 이유는 전단 시 다이러턴시(Dilatancy) 현상으로 겉보기 전단저항이 크게 나타나기 때문이다.

모래의 전단시험에서 ϕ_d 를 측정할 때는 시험전의 초기간극비를 파악하여야 한다. 초기 간극비가 작을수록 ϕ_d 는 크고, 모래의 전단저항각 ϕ_d 는 삼축압축시험보다 직접전단시험에 의한 결과가 크게 나타나는 경향이 있다.

한편 표준관입시험에서 얻어진 N 값과 ϕ_d 사이에는 상관관계가 있으므로, 전단시험이 불가능한 경우에는 표준관입시험 결과에서 추정할 수도 있다. 모래의 전단저항각은 간극비의 크기에 따라 변화하므로 전단시험결과를 실제 문제에 적용시키기 위해서는 원지반 모래의 간극비를 알 필요가 있다. 그러나 현재 호트러지지 않은 원지반 상태에서 모래의 간극비를 측정하는 방법이 확립되어 있지 않기 때문에 전단시험결과의 적용은 곤란한 실정이다. 또 모래의 전단저항각은 다이러턴시의 정도에 따라 달라질 뿐만 아니라, 실제 구조물이 파괴할 때 전단 파괴면에서 발생하는 다이러턴시 현상을 추정하는 것은 현재로서는 불가능하다.

이러한 이유 때문에 모래의 전단시험결과를 직접 실제 문제에 적용하는 것은 현 단계로서는 곤란한 실정이다. 상대밀도가 작은 느슨한 모래지반의 경우 일반적으로 설계에 적용되는 전단저항각은 전단시험에서 구한 값보다 5~10° 정도 적은 것이 보통이다. 그러나 설계가 여러 가지 가정을 조합하고 기왕의 경험을 감안하여 이루어진다는 것을 감안하면, 앞에서 제시한 모래의 전단특성이 완전히 해명되었다 하더라도 그의 적용에 있어서는 다른 많은 요소와의 관련을 고려하여 가장 적합한 값으로 결정해야 한다.

(3) 점토의 전단강도

입도분석에서 점토와 실트의 함유량이 50% 이상일 때 보통 점토라고 한다. 그러나 흙의 역학적 성질이 점토의 성질을 보유하고 있을 때, 점토분의 함유량에 관계없이 편의상 점토라고 호칭한다.

점토의 전단강도는 참고 식 (2.3-17)과 같다.

$$\tau_f = c_u = q_u/2$$

참고 식 (2.3-17)

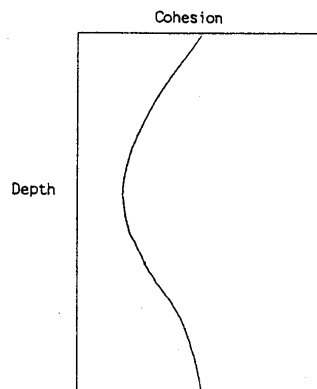
비압밀비배수 시험에 의하여 구한 겉보기 점착력(c_u)은 점토에 대하여 많이 사용하며, 비배수강도라 한다. 변형특성에도 나타난다. 충분히 교란시킨 후 재성형한 공시체나 연약한 점토의 경우 일축압축시험에서 파괴가 일어나지 않고 축변형과 함께 강도도 서서히 증가하는 경우가 많다. 이경우의 일축압축강도라 함은 축방향의 압축변형율이 15%에 도달할 때까지의 최대압축응력을 말한다.

점토의 비배수강도(c_u)는 압밀도에 따라 커진다. 그리고 압밀하중의 크기가 클수록 압밀완료 후 비배수강도의 값도 커진다. 따라서 점토지반에 있어서는 심도가 깊을수록 토피하중 즉, 압밀하중이 커지기 때문에 비배수강도는 깊이에 따라 커지는 것이 보통이다. 경험에 의하면 c_u 값은 지표부근에서 수분 증발효과로 큰 값을 보이다가 지하로 내려가면서 이 효과의 감소로 얼마간 감소한 다음 일정 깊이에서부터 직선적으로 증가하며 참고 그림 (2.3-8)와 같다. 실제설계에 사용할 때는 참고 식 (2.3-18)과 같다.

$$c_u = c_o + k \cdot z$$

참고 식 (2.3-18)

여기서, c_u : 지표면에서 깊이 z 에서의 비배수강도(kN/m^2)
 c_o : 지표에서의 c_u 의 값(kN/m^2)
 k : 깊이에 대한 c_u 의 증가율
 z : 지표부터의 깊이(m)



참고 그림 (2.3-8) 심도와 점착력과의 관계

지하수 아래 흙의 단위중량을 γ' (kN/m^3)라 하면 참고 식 (2.3-18)의 k 는 $\gamma' \cdot (c_u/\bar{p})$ 가 된다.

스캤프톤(Skempton)은 정규압밀점토의 비배수강도와 유효응력($\bar{p}$)의 비가 소성지수 ($I_p = LL - PL$)의 일차함수로 참고 식 (2.3-19)와 같이 나타낼 수 있다고 하였다.

지반

$$c_u/\bar{p} = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p \quad \text{참고 식 (2.3-19)}$$

여기서, c_u : 비배수강도(kN/m²)
 $\bar{p}$: 압밀(유효)응력(kN/m²)
 I_p : 소성지수

한편 모어(Mohr)의 응력원의 기하학적 성질에 의하여 지반 내에서 연직유효하중 $\bar{p}$ 를 받는 정규압밀점토의 c_u 는 참고 식 (2.3-20)으로 표시할 수 있다.

$$c_u = \frac{\bar{p}}{p} \frac{[K_H + (1 - K_H) A] \sin \phi'}{1 + (2A - 1) \sin \phi'} \quad \text{참고 식 (2.3-20)}$$

여기서, ϕ' : 유효응력에 관한 전단저항각(°)
 K_H : 수평응력에 대한 연직응력의 비(정지토압계수)
 A : 스캠프톤(Skempton)의 간극수압계수

압밀로 인한 비배수강도의 증가율($c_u/\bar{p}$)은 연약지반 개량공사에 있어서 중요한 요소가 된다. 그 이유는 $c_u/\bar{p}$ 의 값이 큰 흙일수록 강도의 증가가 커져서 지반개량공사에 유리하기 때문이다. 지중의 어떤 위치에 있는 점토를 생각할 때, 그 위치에서 연직하중의 증가분을 Δp (kN/m²)로 하고, 그 흙의 $c_u/\bar{p}$ 의 값을 β 라 하면, 압밀종료시의 비배수강도의 증가분(Δc)은 $\Delta p \cdot \beta$ 가 된다. 압밀 중 일 때, 임의의 깊이와 시점에서의 압밀도를 U_z 라고 했을 때 c_u 의 증가분은 $\Delta p \cdot \beta \cdot U_z$ 가 된다.

예를 들어 $\phi' = 30^\circ$, $A = 0.8$, $K_H = 1 - \sin \phi'$ 이면, 참고 식 (2.3-20)에서 $c_u/\bar{p} = 0.35$ 이 된다. 이 값은 압밀이 100% 진행되었을 때이고, 실제 공사에서는 압밀도 80%로 설계하는 것이 보통이므로 $c_u/\bar{p} = 0.35 \times 0.8 = 0.28$ 이 된다.

점토지반 위에 매립하여 공장부지를 조성하는 경우, 특히 점토층의 두께에 비해 재하면적이 클 때, 지중의 연직응력 증가분은 깊이에 관계없이 재하하중과 같은 일정한 값으로 볼 수 있으므로, 참고 식 (2.3-20)의 $c_u/\bar{p}$ 값을 사용하여 설계할 수 있다. 일반적으로 재하면적이 무한히 클 수는 없으므로 지중의 응력은 깊이가 증가함에 따라 감소하는 것이 보통이다. 이와 같은 지중응력의 분포를 고려하여 $c_u/\bar{p}$ 의 설계값은 평균압밀도 80%로 가정할 때, 0.25 정도로 보는 경우가 많다. 샌드 드레인(Sand drain) 공법에서 압밀도는 깊이에 관계없이 시간의 함수로 생각할 수 있으나, 자연압밀인 경우 시간과 그 위치(토층의 임의의 깊이)의 함수임을 주의해야 한다.

실험실에서 $c_u/\bar{p}$ 의 값을 구하기 위하여 압밀비배수 시험을 하는데, 보통 셀(cell) 내의 수압을 이용하여 압밀시키기 때문에 $K = 1.0$ 이고, 압밀압력과 최대 주응력차의 절반 값을 그대로 사용하면 $c_u/\bar{p}$ 가 과다하게 클 수가 있다. 따라서 삼축압축시험시 $p_H = K_o \cdot p_V$ 로 압밀시킨 후, 비배수전단강도 시험을 실시하여 $c_u/\bar{p}$ 의 값을 구한다 (보통 정규 압밀 상태에서 $K_o = 0.5$ 이다).

- (4) 입도분석 결과에서 모래의 함유량이 50~80%인 흙은 모래와 점토의 중간적 성질을 갖는 것으로 간주할 때가 있다. 이러한 모래와 점토의 중간 정도인 흙의 전단강도는 일반적으로 $c = 0$ 로 보고 참고 식 (2.3-21)과 같이 나타낸다.

$$\tau_f = (\sigma - u) \tan \phi'$$

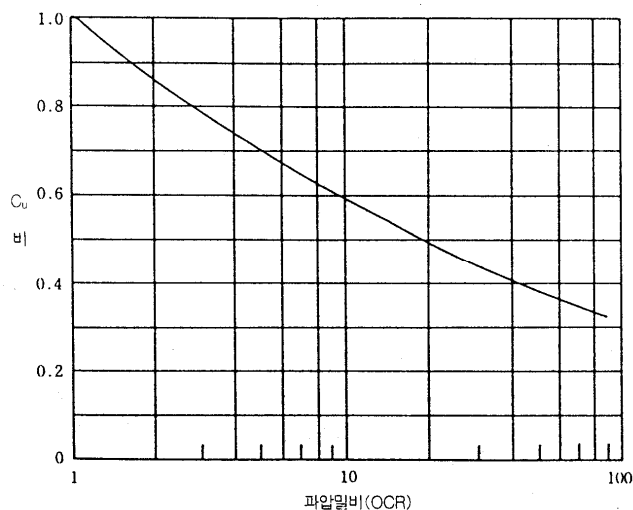
참고 식 (2.3-21)

모래의 경우에는 투수성이 크기 때문에 외부하중으로 발생하는 간극수압의 증가분은 단시간 내에 소멸하므로 참고 식 (2.3-21)의 $(\sigma - u)$ 는 수중중량을 생각한 토피압으로 생각할 수 있다.

한편, 점토인 경우 투수성이 매우 작기 때문에 외부하중으로 인한 간극수압의 증가분은 시공기간 중에 소산되지 않고 일정한 값으로 있다고 간주한다. 따라서 시공기간 중에는 압밀로 인한 전단강도의 증가는 없다고 보아도 좋으므로, 재하 전 점토의 비배수전단강도를 설계에 사용할 수 있다.

앞에서 설명한 모래 또는 점토의 경우는, 흙의 유효응력의 시간적 변화에 대한 극단적인 예이다. 소위 모래와 점토의 중간 성질을 가진 흙은 시공기간 중에 유효응력의 변화가 상당히 발생하므로 전단강도도 이에 따라 증가한다. 이와 같은 경우에도 재하 직후에는 간극수압의 소산이 없다고 가정하여 c_u 또는 $q_u/2$ 를 전단강도로 생각하는 것이 안전측이 된다.

압밀 후에 하중의 일부 또는 전부를 제거하면, 시간의 경과와 함께 점성토는 흡수, 팽창하고 c_u 값은 감소한다. 점토지반에서 준설할 경우 또는 선행하중재하공법 적용 시 하중을 제거하는 경우에는 이러한 점을 고려할 필요가 있다. 점성토의 팽창에 의한 c_u 의 감소비율은 과압밀비(OCR)에 의존하며, 과압밀비는 하중제거 이전의 압력과 하중제거 이후의 압력의 비이다. 참고 그림 (2.3-9)은 과압밀비와 c_u 비 사이의 관계를 나타낸 것이다.



참고 그림 (2.3-9) 점성토의 팽창에 의한 c_u 의 감소비와 과압밀비와의 관계

2.4 사운딩(Sounding)

2.4.1 표준관입시험

표준관입시험은 KS F 2318의 규정에 따라 실시하며 N 값을 결정할 때에는 다음의 사항을 고려하여야 한다.

- (1) 시험 방법의 자세한 기술(리프팅 방법, 시추공 직경, 해머의 종류, 케이싱과 로드의 지름, 타격에너지 등)
- (2) 지하수 상태
- (3) 상재하중의 영향
- (4) 자갈이나 조립질 자갈이 나타나는 지역의 지반 상태

[해설]

표준관입시험(SPT, Standard Penetration Test)은 63.5kg의 해머를 76cm 높이에서 자유 낙하시켜 원통분리형 시료채취기(Split spoon sampler)를 30cm 관입시키는데 필요한 해머의 타격횟수(N 값)를 측정하는 시험으로서, 그 결과를 이용하여 지반을 분류하거나 연경도를 평가하고, 지반강도, 상대밀도, 내부마찰각 등의 지반정수를 추정하며, 교란된 시료의 채취가 가능한 원위치 시험방법이다.

국내에서는 모든 종류의 흙, 심지어 암석(암반) 일부에까지 관행적으로 표준관입시험을 적용하고 있으나, 이 시험은 사질토에 한정하여 적용하여야 한다. 그러므로 점성토, 자갈 질 흙, 암석층(암반)에서의 N 값을 설계에 적용하는 것은 신뢰성이 매우 낮기 때문에 추정 값으로만 사용하여야 하며, 설계에 직접 반영하는 것은 주의하여야 한다.

N 값은 시험장비의 종류와 주변 환경과 밀접한 연관을 가지고 있다. KS에서는 시험장비의 각 부분에 대하여 구체적으로 규정하고 있지 않으므로, 실제 현장에서는 여러 가지 종류의 시험장치가 사용되며, 해머의 형태, 해머의 인양 및 낙하방식, 타격방법, 동력원 등이 상이 하여 시험결과의 일관성이 보장되지 않는다. 따라서 표준관입시험의 정상화를 위해서는 N 값의 합리적인 보정 노력과 시험장비를 포함한 시험환경의 개선이 동반되어야 한다.

우리나라에서는 사운딩(Sounding) 시험 중에서 표준관입시험이 가장 많이 사용된다. 표준관입시험은 KS F 2318 스프릿 배럴 샘플러에 의한 현장관입시험 및 시료채취방법에 따라 실시하며 그 결과로 N 값이 측정된다.

표준관입시험은 암반, 옥석 또는 굵은 자갈 등을 많이 포함하는 흙 이외의 비교적 광범위한 토질에 대하여 적용되지만, 연약한 점토나 입경이 10mm 이상의 자갈에 대하여는 정도가 나쁘다.

보통 층적점성토의 경우는 불교란 시료의 채취와 베인(Vane) 전단시험 등의 원위치시험에 의한 적절한 시험방법이 있으므로 표준관입시험의 N 값으로 지반의 특성을 평가하지 않는 것이 좋다.

[참 고]

(1) N 값에 영향을 주는 요소

N 값에 영향을 주는 요소는 해머의 에너지 효율을 비롯한 여러 가지가 있으며, 에너지 효율도 해머 종류, 해머의 인양 및 낙하방식, 로프 및 강선 등 부속도구의 상태 등 시험장비에 의한 요인과 시험자의 숙련도, 시험에 임하는 자세, 시험환경 등 인위적인 요인으로 구분할 수 있다.

인위적인 요인을 제외한 정상적인 조건에서 표준관입시험을 수행할 경우 N 값에 가장 큰 영향을 미치는 요인은 해머의 타격 에너지비(比)라고 할 수 있으며 이외에도 시추공 바닥면 상태, 샘플러의 위치, 시추공 내 지하수위, 슈의 상태, 룯드의 무게, 라이너 및 볼 밸브 유무, 관입지반의 배수조건, 상재압력 등의 영향을 받는다. 국제토질공학회가 정한 기준으로는 자유낙하 에너지의 60%가 선단에 전달될 때의 N 값을 국제 표준값으로 하고 있다.

표준관입시험에서 에너지 효율에 관한 연구는 Schmertmann(1978), Kovacs와 Salomone(1982), Seed 등(1985), Riggs(1986), Skempton(1986), Bowles(1988), Clayton(1990), Robertson와 Woeller(1991) 등 많은 연구자들에 의하여 수행되었으며, 국내외의 관련연구 및 그 결과를 참고 표 (2.4-1) ~ 참고 표 (2.4-3)에 정리하였다. 최근 국내에서도 기존의 연구 성과들에도 불구하고, 현장에서 장비별 측정값의 편차가 매우 크기 때문에 장비 종류별로 일률적인 에너지 효율을 적용하는 것은 합리적이지 못하며, 수동식 장비의 경우 조사 시 마다 에너지 효율을 측정하여 확인하는 것이 필요하고, 궁극적으로는 장비의 자동화 및 시험환경의 개선이 선행되어야 할 것으로 지적되고 있다.

지반

참고 표 (2.4-1) 미국에서 룯드의 평균에너지 비(2종류 해머, 앤빌, 로프 2회 감음)

도넛해머		안전해머		비 고	참 고 문 헌
ER_r (%)	시험회수	ER_r (%)	시험회수		
53	4	72	9	실내시험	Kovacs와 Salomone(1982)
48	8	52	9	현장시험	Kovacs와 Salomone(1982)
-	-	55	24	-	Schmertmann과 Palacios(1979)
-	-	52	5	-	Schmertmann과 Palacios(1979)
48	23	-	-	$N=15\sim45$	Robertson 등(1983)
43	8	62	8	-	Robertson 등(1983)
45	-	55	-	현장시험	-

참고 표 (2.4-2) 해머 종류에 따른 룯드 에너지 비의 변화(외국 자료)

국 가	해머 종류	낙하 방식	룰드의 평균 에너지 비 ER_r (%)	참 고 문 헌
아르헨티나	도넛	로프-폴리(R-P)	45	Seed 등(1985)
브라질	핀형	손으로 낙하	72	Decourt(1989)
중국	자동	트립	60	Seed 등(1985)
	도넛	손으로 낙하	55	Skempton(1986)
	도넛	R-P	50	Seed 등(1985)
콜롬비아	도넛	R-P	50	Decourt(1989)
일본	도넛	툼비	78~85	Seed 등(1985) Riggs(1986)
	도넛	R-P(자아틀 2회 감음) + 특수 장치	65, 67	Seed 등(1985) Skempton(1986)
영국	자동	트립	73	CRI. Clayton(1990)
미국	안전	R-P(자아틀 2회 감음)	55~60	Seed 등(1985) Skempton(1986)
	도넛	R-P(자아틀 2회 감음)	45	Seed 등(1985)
베네수엘라	도넛	R-P	43	Decourt(1989)

참고 표 (2.4-3) 해머의 에너지 효율에 대한 국내 연구 결과 개요

연 구 자	해머	효율(%)	비 고
박용원 등 (1993)	도넛	52	동적효율(η_d)가정, $\eta_d = 0.78$
박용원 등 (1994)	도넛	50	동적효율(η_d)가정, $\eta_d = 0.78$
	자동	59	동적효율(η_d)가정, $\eta_d = 0.78$ (자동트립해머)
이호춘 등 (1996)	도넛	46.2	동적효율(η_d) 실내실험·수치해석, $\eta_d = 0.72$
	자동	54	동적효율(η_d) 실내실험·수치해석, $\eta_d = 0.72$
이우진 등(1998)	도넛	39.2	로트에너지 전달율(ER_r) 직접측정
	안전	65.8	로트에너지 전달율(ER_r) 직접측정
	자동	54.7	로트에너지 전달율(ER_r) 직접측정
조성민 등(2001, 2002) 한국도로공사 (2000, 2001, 2002)	국내 사용 중인 8 종류의 장비에 대하여 해머형태, 낙하방식, 시험조건 등에 따라 로트 에너지 전달율(ER_r)과 속도에너지 전달율(ER_v)을 직접 측정하여 분석하고 동적효율을 산정함.		

(2) N 값의 보정

N 값에 영향을 미치는 요소들은 매우 다양하여 이것들을 충분히 반영하는 것은 쉽지 않지만 설계의 내실화와 최적화를 위해서는 각 영향요소에 대한 N 값의 보정이 필수적이다. 일반적으로 N 값의 보정항목으로는 가장 큰 영향을 미치는 해머 종류별 에너지 효율을 포함하여 유효상재하중, 로트 길이, 샘플러 종류, 시추공 직경 등 5가지가 대표적이며 보정식은 다음과 같다.

$$N_{60}' = N \cdot C_N \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \quad \text{참고 식 (2.4-1)}$$

여기서, N_{60}' : 보정한 N 값
 N : 각 장비별 표준관입시험 결과
 C_N : 유효응력에 대한 보정
 η_1 : 해머의 에너지 효율 보정계수
 η_2 : 로트 길이 보정계수
 η_3 : 샘플러 종류에 대한 보정계수
 η_4 : 공경에 대한 보정계수

장비의 에너지 효율이 정해지면 그 때의 보정계수는 에너지 효율과 N 값이 선형 관계를 유지한다는 연구 결과를 바탕으로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\eta_1 = \frac{\text{사용한 해머의 에너지 비}}{60} \quad \text{참고 식 (2.4-2)}$$

유효상재하중에 대한 보정은 시험 위치의 유효상재압력을 100kN/m^2 에 대한 값으로 다음의 참고 식 (2.4-3)과 같이 보정한다(Liao와 Withman, 1986).

지반

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma_o'} \right)^{1/2} \quad \text{참고 식 (2.4-3)}$$

여기서, σ_o' : 시험위치에서의 유효상재압력(kN/m²)

한편, 스켄프톤(Skempton, 1986)이 제안한 유효상재압력에 대한 보정계수는 다음과 같다.

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad (\text{중간 정도 상대밀도의 세립질 모래}) \quad \text{참고 식 (2.4-4)}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad (\text{조밀한 조립질 모래}) \quad \text{참고 식 (2.4-5)}$$

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \frac{\sigma_o'}{95.6}} \quad (\text{과압밀된 세립질 모래}) \quad \text{참고 식 (2.4-6)}$$

기타 보정 계수들은 다음의 참고 표 (2.4-4) ~ 참고 표 (2.4-6)과 같다.

참고 표 (2.4-4) 룯드 길이에 따른 보정계수(Skempton, 1986)

엔빌 아래의 룯드 길이(m)	보정계수(η_2)
3~4	0.75
4~6	0.85
6~10	0.95
>10	1.00

참고 표 (2.4-5) 샘플러 종류별 보정계수(Skempton, 1986)

샘플러 종류	효율(η_3)
라이너가 없는 경우	1.2
라이너가 있는 경우	1.0

참고 표 (2.4-6) 시추공의 직경에 따른 보정계수(Skempton, 1986)

굴착홀 직경(mm)	효율(η_4)
65~115	1.00
150	1.05
200	1.15

(3) N 값과 지반의 물성치 관계

표준관입시험 결과에 의한 N 값과 지반 물성치 사이의 관계는 많은 연구자들에 의해 제시되었다. 참고 표 (2.4-7)에는 지금까지 제시된 N 값과 사질토의 내부마찰각, 상대 밀도, 점성토의 비배수전단강도 사이의 관계를 정리하였다. 이외에도 N 값을 이용하여 지반의 지지력, 말뚝의 연직지지력, 지반반력계수, 액상화 가능성 등 여러 가지 공학적 특성을 추정할 수 있다.

참고 표 (2.4-7) N 값과 지반 물성치 사이의 상관관계

물성치	N 값과의 상관관계		제안자
사질토의 내부마찰각	입자가 등글고 입도분포가 균일한 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 15$ 입자가 등글고 입도분포가 좋은 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 20$ 입자가 모나고 입도분포가 균일한 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 20$ 입자가 모나고 입도분포가 좋은 모래 : $\phi = \sqrt{12N} + 25$		Dunham(1954)
	$\phi = 27.1 + 0.3 N_{60}' - 0.00054 N_{60}'^2$ (N_{60}' : 보정한 N 값)		Peck 등(1974)
	$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$ (p_a : 대기압)		Schmertmann(1975)
	$\phi = \sqrt{20 N_{60}'} + 20$		Hatanaka와 Uchida(1996)
사질토의 상대밀도	$D_r(\%) = 11.7 + 0.76(222 N_{60}' + 1600 - 53 \sigma_o' - 50 C_u^2)^{0.5}$ (σ_o' : 유효상재하중, C_u : 균등계수)		Marcuson과 Biegansky(1977)
	$D_r(\%) = 12.2 + 0.75(222 N_{60}' + 2311 - 711 OCR - 779 \frac{\sigma_o'}{p_a} - 50 C_u^2)^{0.5}$ (OCR : 과압밀비, p_a : 대기압)		Kulhawy와 Mayne(1990)
	$D_r(\%) = \left[\frac{N_{60}' (0.23 + \frac{0.06}{D_{50}})^{1.7}}{9} \left(\frac{1}{\sigma_o'/p_a} \right) \right]^{0.5}$ (D_{50} : 통과중량백분율 50%에 해당하는 입자의 직경)		Cubrinovski와 Ishihara(1999)
	N_{60}'	$D_r(\%)$	
	0~5 5~10 10~30 30~50	0~5 5~30 30~60 60~95	
점성토의 비배수전단강도	$S_u = K N_{60}'$ (K 는 상수로 3.5~6.5kPa, 평균 4.4kPa)		Stroud(1974)
	$S_u = 29 N_{60}'^{0.72}$ (kPa)		Hara 등(1971)

2.4.2 표준관입시험 이외의 사운딩

표준관입시험 이외의 사운딩(Sounding)을 하는 경우에 있어서는 지반의 특성, 필요로 하는 지반정수의 종류 또는 정도에 따라 적절히 그 방법을 선정하여야 한다.

[참고]

(1) 사운딩의 종류

사운딩은 룯드 하단에 부착된 저항체를 지반 속에 관입, 회전, 인발할 때의 저항에 의하여 지반토층의 성상을 조사하는 것으로서, 그 결과를 이용한 경험공식에 의하여 상대밀도, 전단강도, 그 외의 여러 가지 지반정수를 추정하는데 사용된다. 사운딩의 종류에는 참고 표 (2.4-8)에 나타나는 것과 같이 여러 가지가 있다. 대상으로 하는 지반의 특징이나 설계 또는 시공 시 필요한 지반정수와 정도를 충분히 고려하여 실내시험과 사운딩을 잘 조합하여 지반조사의 계획을 세울 필요가 있다.

참고 표 (2.4-8) 사운딩의 종류와 특징

시험법	적용 지반조건		측정결과	결과 이용
	최적	부적당		
표준관입시험	모래층	연약한 점토층, 자갈 섞인 층	N_{60} 값	층서와 성층 파악, 교란시료 채취, 상대밀도, 전단강도, 변형특성, 지지력 등의 추정
동적 콘관입시험	모래층, 자갈층	점토층	N_d 값	층서파악, 상대밀도, 전단강도
정적 콘관입시험	모래층, 실트층, 점토층	자갈층	q_c, f_s	콘관입저항력, 상대밀도, 전단강도, 지지력의 연속측정, 변형특성, 층서, 성층파악
스웨덴식 관입시험	약간 굳거나 단단한 점토층, 모래층	연약한 점토층, 자갈 섞인 층	관입하중, 반회전수	지반굳기, 지지력
베인시험	약간 굳은 점토층	모래층	비배수점착력, 예민비	지지력, 안정해석

(2) 현장 베인전단시험

현장 베인전단시험(FVT, Field Vane Shear Test)은 룯드와 연결된 십자모양의 날개인 베인을 지중에 관입시켜 0.1 deg/s 이하의 속도로 회전시켜 베인 주변의 원통형 토체가 전단되는 데 필요한 회전력(토크, Torque)을 측정하는 원위치시험으로 포화된 점성토의 비배수전단강도와 예민비를 파악할 수 있다. 시험 중 기록된 최대회전력을 이용하여 참고 식 (2.4-7)으로부터 점성토의 비배수전단력(c_u)을 산정할 수 있으며, 이 결과는 신뢰성이 매우 높은 것으로 알려져 있다.

$$c_u = \frac{M_{\max}}{\frac{\pi D^2 H}{2} + \frac{\pi D^3}{6}}$$

참고 식 (2.4-7)

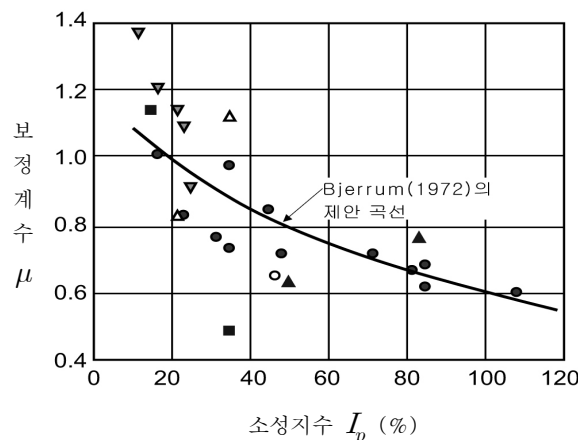
여기서, $M_{\max}$: 최대회전모멘트
 D : 베인의 폭(원통형 토체의 직경)
 H : 베인의 높이

압축성이 큰 점성토층에서는 위 식으로 구한 비배수전단강도가 실제 강도보다 클 수 있으며, 이 경우에는 흙의 소성지수(I_p)를 이용하는 Bjerrum(1972)의 방법을 이용하여 결과를 보정하여 사용한다. 이 방법은 흙의 소성지수를 이용하여 참고 그림 (2.4-1)에서 보정계수를 구하여 참고 식 (2.4-8)로부터 비배수전단강도를 보정한다.

$$c_u' = \mu \cdot c_{uo}$$

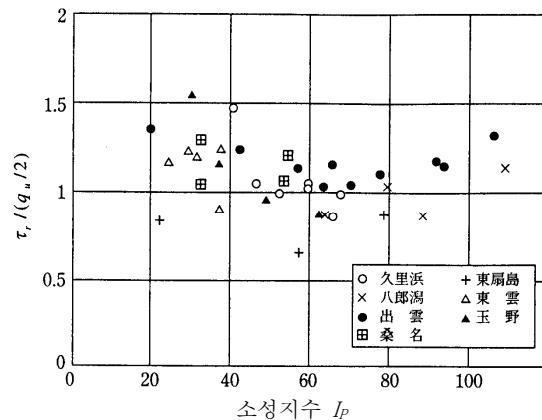
참고 식 (2.4-8)

여기서, c_u' : 보정한 비배수전단강도
 c_{uo} : 보정하기 전의 비배수전단강도
 μ : 보정계수 (= $f(I_p)$)



참고 그림 (2.4-1) 베인시험 결과의 보정

베인전단시험은 공시체가 자립할 수 없는 연약한 점성토의 강도를 구하는데 적합하다. 우리나라에서는 비배수 전단강도를 구하는 방법으로 일축압축시험이 일반적으로 쓰이고 있으나, 외국에서는 베인전단시험이 널리 사용되고 있다. 참고 그림 (2.4-2)는 일본의 해성점성토에 대해서 $\frac{q_u}{2}$ 와 베인전단시험에서 구한 c_u 와의 비교를 나타낸다. 소성지수에 따라 두 값은 약간의 차이가 있지만, 소성지수가 낮은 흙을 제외하면 두 값은 거의 같다고 볼 수 있다. 소성지수가 작으면 $\frac{q_u}{2}$ 값이 작게 되는데, 그 이유는 모래를 많이 포함하기 때문에 중간 정도 흙의 성질이 강하게 되고, 일축압축시험으로는 적절히 강도를 평가하기 어렵기 때문이다.



참고 그림 (2.4-2) 일본의 해성점토에 대한 베인(Vane) 전단강도와 $q_u/2$ 의 비교

(3) 정적 콘관입시험

정적 콘관입시험(CPT, Cone Penetration Test)은 원추모양의 콘을 2cm/s의 일정한 속도로 지중에 압입하면서 깊이별로 관입저항력과 간극수압을 연속적으로 측정하는 원위치시험(In-situ test)으로서, 더치콘시험으로도 불린다. 간극수압 측정장치가 부착된 피에조콘을 사용할 경우는 관입 도중 간극수압 소산시험을 실시할 수도 있다. 시험도중의 주요 측정값은 원추관입저항력(Tip resistance, q_c), 주변마찰력(Sleeve friction, f_s), 간극수압(Pore water pressure, u) 등이며, 이 값들을 이용하여 마찰비(Friction ratio, R_f)와 간극수압계수(B_q)를 계산해서 지반의 공학적 특성값들을 산정한다. 이 시험의 가장 큰 특징은 지반심도에 따라 연속적으로 지반의 저항력을 측정하여 지반의 구성을 정확히 알 수 있는 지반조사방법으로 주로 연약 점성토나 실트층 또는 세립자의 사질토 지반에 사용된다.

시험장비의 주요 구성품은 콘, 관입 장치, 데이터 기록 및 저장 장치, 콤투터 등이다. 콘은 원추형 선단, 마찰 슬리브, 몸통 및 덮개(Housing) 등으로 구성되며, 표준형 콘은 원추의 선단각이 60°, 투영단면적이 10cm², 또는 15cm²이다. 과거에는 관입저항력을 기계적으로 측정하던 마찰 맨틀 콘(흔히 더치콘으로 부름)을 사용하였으나, 근래에는 콘 내부에 로드셀 등 각종 계측장치를 내장한 전자식 콘(전기식 콘이라고도 함)이 일반적이며, 간극수압 측정장치(Piezo element)를 갖춘 피에조콘도 많이 사용한다. 최근에는 수소이온농도 및 산화환원전위를 측정할 수 있는 환경 콘(Environmental cone), 수진기(Geophone)를 내장하여 탄성파를 감지하는 탄성과 콘(Seismic cone), 소형 카메라를 내장한 영상 콘(Visual cone) 등도 사용한다.

원추관입저항력은 콘 관입 도중 시험기의 끝 부분인 원추에 작용하는 지반의 반력으로서, 흙의 분류, 지반정수 결정 및 지지력 산정 등에 직접 이용한다. 피에조콘의 경우는 일반적으로 다공질 필터가 콘 바로 뒤에 위치하게 되는데, 이 때 참고 그림 (2.4-3)과 같이 관입 중 원추 배면에 간극수압(u_b)이 작용하게 되므로, 측정된 원추관입저항력이 실제(일반 콘)보다 작을 수 있다. 이를 부등단면적효과(Unequal area effect)라고 한다[참고 그림 (2.4-3) 참조].

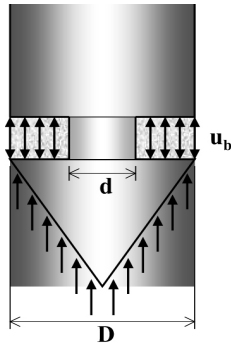
따라서 피에조콘을 이용할 경우 원추 배면에서 측정한 간극수압을 이용하여, 아래 식과 같이 보정하여 부등단면적 효과를 배제한 수정 원추관입저항력(Corrected tip resistance, q_t)을 결과해석에 활용한다.

$$q_t = q_c = u(1 - a) \quad \text{참고 식 (2.4-9)}$$

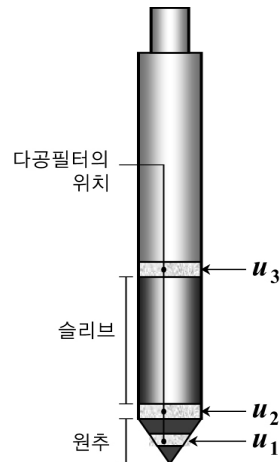
여기서, a : 부등단면적 비 ($= d^2/D^2$)

u : 원추 배면에서 측정한 간극수압 ($= u_c$)

주면마찰력은 콘의 원추형 선단에 연결된 원통형 슬리브 표면에서 측정한 관입 저항력으로서, 슬리브에 작용하는 마찰 전단력을 슬리브 표면적(150cm²)으로 나눈 값이다. 원추관입저항력과 조합하여 흙의 분류 및 제반 지반정수 산정에 이용하거나, 말뚝의 주면마찰력 산정에 활용한다.



참고 그림 (2.4-3) 부등단면적 효과



참고 그림 (2.4-4) 간극수압 측정 위치

주면마찰력의 측정 방식에 따라 콘을 차감식 콘(Subtraction cone)과 독립 인장식 콘(Independent tension cone)으로 구분한다. 전자는 전체 관입저항력과 원추관입저항력을 각각 측정하여 두 값의 차로써 주면마찰력을 표시하는데, 콘의 구조를 단순화할 수 있어 대부분의 상용제품이 이 방식을 택하고 있다. 후자는 독립된 로드 셀을 이용하여 원추관입저항력과 별개로 주면마찰력을 직접 측정하며, 전자에 비하여 마찰력 측정 결과의 정밀도가 매우 높으나, 경우에 따라 극한하중 상태에서 쉽게 손상되는 단점이 있다. 피에조콘을 사용하면 콘 관입 도중 간극수압을 측정할 수 있으며, 측정한 간극수압은 흙의 분류 및 여러 가지 지반정수 산정에 유용하게 이용된다. 또한 간극수압 소산 시험의 결과로부터 지반의 압밀정수를 산정하거나 투수특성을 평가하는데 활용할 수도 있다. 간극수압은 다공필터의 위치에 따라 그 값에 다소 차이가 있는데, 참고 그림 (2.4-4)과 같이 u_1 , u_2 , u_3 등 세 가지로 구분하는 것이 보통이다. 이 중에서 원추 배면에서 간극수압(u_2)을 측정하는 경우가 가장 일반적이다. 참고 그림 (2.4-5)은 관입 시험 결과의 한 예를 보여준다. 시험으로 측정한 값들을 이용하여 흙을 분류하고 각종 지반정수를 산정하기 위하여 마찰비(R_f)와 간극수압계수(B_q)를 다음과 같이 구한다.

지반

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\%$$

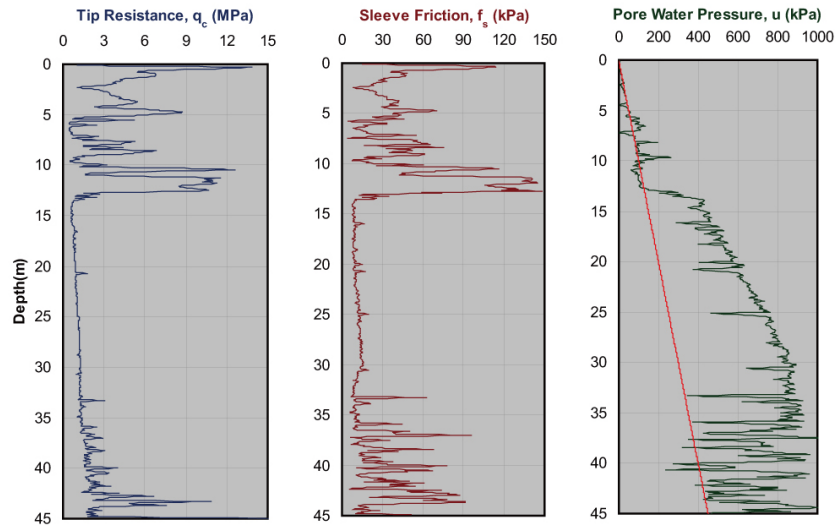
참고 식 (2.4-10)

$$B_q = \frac{u_b - u_o}{q_c - \sigma_{vo}}$$

참고 식 (2.4-11)

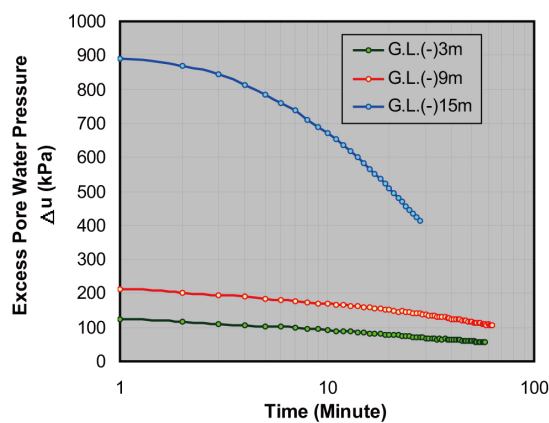
여기서, u_o : 정수압

σ_{vo} : 전연직응력



참고 그림 (2.4-5) 전형적인 피에조콘 관입시험 결과

간극수압 소산시험(Dissipation test)은 피에조콘을 사용하며, 시험 깊이에서 콘 관입을 일시 멈추고 관입에 의해 발생한 과잉간극수압의 시간 경과에 따른 변화를 기록하여 흙의 압밀 특성을 평가하는 과정으로서(즉, 압밀계수를 결정하는 시험), 초기 간극수압을 기준으로 압밀도가 50% 이상에 이를 때까지 실시하는 것이 일반적이다. 참고 그림 (2.4-6)은 간극수압 소산시험 결과의 예이다.



참고 그림 (2.4-6) 과잉간극수압 소산 곡선

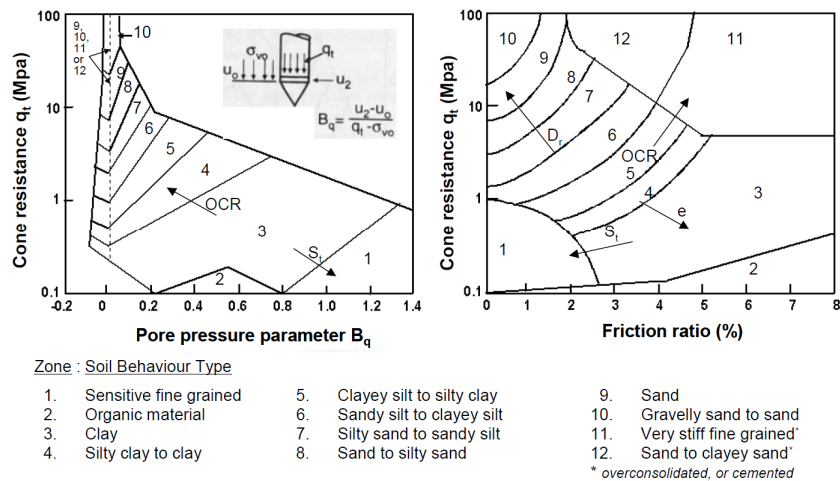
간극수압 소산시험으로부터 압밀도(U)를 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$U = \frac{u_t - u_o}{u_i - u_o}$$

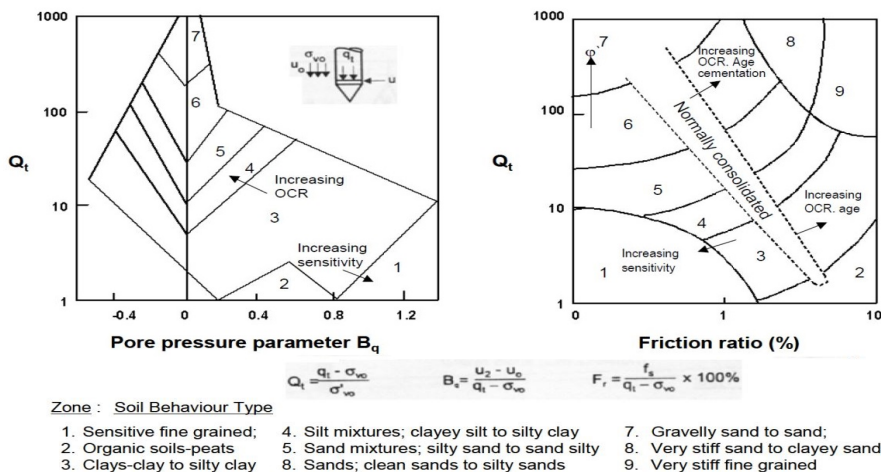
참고 식 (2.4-12)

여기서, u_i : 소산시험 시작 전의 간극수압(초기 값)
 u_t : 시간 t 경과후의 간극수압
 u_o : 현장의 정수압

정적 콘관입시험(CPT)으로부터 점성토의 비배수강도와 횡방향 압밀계수, 과압밀비, 예민비, 변형계수, 사질토의 내부마찰각과 상대밀도 등을 산정할 수 있다. 지반공학적 설계값으로서 기초의 지지력과 액상화 가능성, 연약지반의 개량 확인 및 침하량 추정 등을 평가할 수 있다. 또한 흙의 분류도 가능하며, Schmertmann(1978), Douglas와 Olsen(1981), Robertson과 Campanella(1983, 1986), Olsen과 Farr(1986), Robertson(1990), Jefferies와 Davies(1991) 등이 제안한 방법이 많이 사용된다. 참고 그림 (2.4-7)과 참고 그림 (2.4-8)은 각각 Robertson과 Campanella(1986) 방법과 Robertson(1990) 방법을 보여준다.



참고 그림 (2.4-7) Robertson & Campanella(1986)의 분류 도표



참고 그림 (2.4-8) Robertson(1990)의 분류 도표

지반

점성토의 비배수전단강도(S_u)는 측정한 원추관입저항력, 또는 과잉간극수압으로부터 다음 식을 이용하여 산정한다.

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N_{Kt}} \quad (\text{Schmertmann(1978), Lunne 등(1985)}) \quad \text{참고 식 (2.4-13)}$$

$$S_u = \frac{q_T - u}{N_{KE}} \quad (\text{Senneset 등(1982), Campanella 등(1982)}) \quad \text{참고 식 (2.4-14)}$$

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (\text{Lunne 등(1985)}) \quad \text{참고 식 (2.4-15)}$$

여기서, σ_{v0} : 전체 연직응력

$u, \Delta u$: 콘 선단 바로 위에서 측정한 간극수압, 과잉간극수압

N_{Kt} : 지지력 이론을 토대로 제시된 콘 계수

N_{KE} : 유효응력을 토대로 제시된 콘 계수

$N_{\Delta u}$: 측정 과잉간극수압을 토대로 제시된 콘 계수

콘 계수(Cone factor)는 연구자, 기준이 되는 강도의 산정방법, 지역에 따라 다음 참고 표 (2.4-9)와 같이 다양한 값이 제안되어 있다. 이는 대상 흙의 특성에 따라 콘 계수 값들이 크게 영향을 받는다는 것을 의미하며, 따라서 신뢰성 있는 결과 도출을 위해서는 대상 지역 마다 베인시험 또는 실내 강도시험을 추가로 실시하고, 그 결과와 비교하여 콘 계수 값들을 확인, 또는 결정하는 것이 바람직하다.

참고 표 (2.4-9) 지역과 강도의 산정방법에 따른 콘 계수

지역	기준 s_u 측정방법	피에조콘 계수
영국 북부	CIUC	$N_{KT} = 12 \sim 20$
노르웨이 일부지역	FVT	$N_{KT} = 12 \sim 19$
이탈리아	FVT	$N_{KT} = 8 \sim 16$
	CK_0 UC	$N_{KT} = 8 \sim 10$
캐나다 밴쿠버	FVT	$N_{KT} = 8 \sim 10$
	SBPT	
일본	UCT	$N_{KT} = 8 \sim 16$
	FVT	$N_{KT} = 9 \sim 14$
대만	CIUC	$N_{qu} = 5.0 \sim 6.8$
	CAUC	$N_{qu} = 6.0 \sim 7.2$
캐나다 일부지역	FVT	$N_{\Delta u} = 6.2 \sim 7.0$
국내	UU	$N_{KT} = 10 \sim 25$
	CIUC	$N_{\Delta u} = 1.7 \sim 4.4$
	CAUC	$N_{qu} = 9.3 \sim 17.2$
	FVT	

(주) FVT : 현장베인시험 ; CIUC, CK_0 UC, CAUC : 등방압밀, K_0 압밀, 이방압밀
비배수 삼축압축시험 ; UCT : 일축압축시험

간극수압 소산시험의 결과로부터 점성토의 횡방향 압밀계수(c_h)를 결정할 수 있다.

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T_{50}}{t_{50}} \quad (\text{Torstensson}(1975, 1977)) \quad \text{참고 식 (2.4-16)}$$

여기서, R : 원주 반지름
 t_{50} : 압밀도 50% 도달 시간
 T_{50} : t_{50} 에 대한 시간계수

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T}{t} \quad (\text{Baligh \& Levadoux}(1980)) \quad \text{참고 식 (2.4-17)}$$

여기서, t : 임의의 압밀도 도달 시간
 T : t 에 대한 시간계수
 N_{Kd} : 지지력 이론을 토대로 제시된 콘 계수

$$c_{h(NC)} = \frac{C_{ur}}{C_c} \times c_{h(CPTU)} \quad \text{참고 식 (2.4-18)}$$

여기서, $c_{h(NC)}$: 정규압밀 영역에서의 압밀계수
 $c_{h(CPTU)}$: 간극수압 소산시험을 통해 구한 압밀계수
 C_c : 처녀압축지수
 C_{ur} : 재압축지수

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T^*}{t} \sqrt{I_R} \quad (\text{Teh \& Houlsby}(1991)) \quad \text{참고 식 (2.4-19)}$$

여기서, T^* : 수정시간계수
 I_R : 강성지수(= G/S_u)

참고 표 (2.4-10) 압밀도에 따른 시간계수(T , 또는 T^*)

압 밀 도 (%)	A								B	C
	구형				실린더형					
	$I_R=30$	$I_R=70$	$I_R=100$	$I_R=130$	$I_R=30$	$I_R=70$	$I_R=100$	$I_R=130$		
40	0.18	0.26	0.34	0.40	0.74	1.14	1.48	1.78	3.0	0.142
50	0.29	0.44	0.58	0.69	1.47	2.19	2.90	3.55	5.6	0.245
60	0.46	0.73	0.98	1.17	2.49	3.83	5.36	6.63	10	0.439

(주) A : Torstensson(1975), B : Baligh와 Levadoux(1986), C : Teh와 Houlsby(1991)

지반

사질토의 내부마찰각(ϕ)은 Robertson과 Campanella(1983)이 제안한 다음 식으로 구한다.

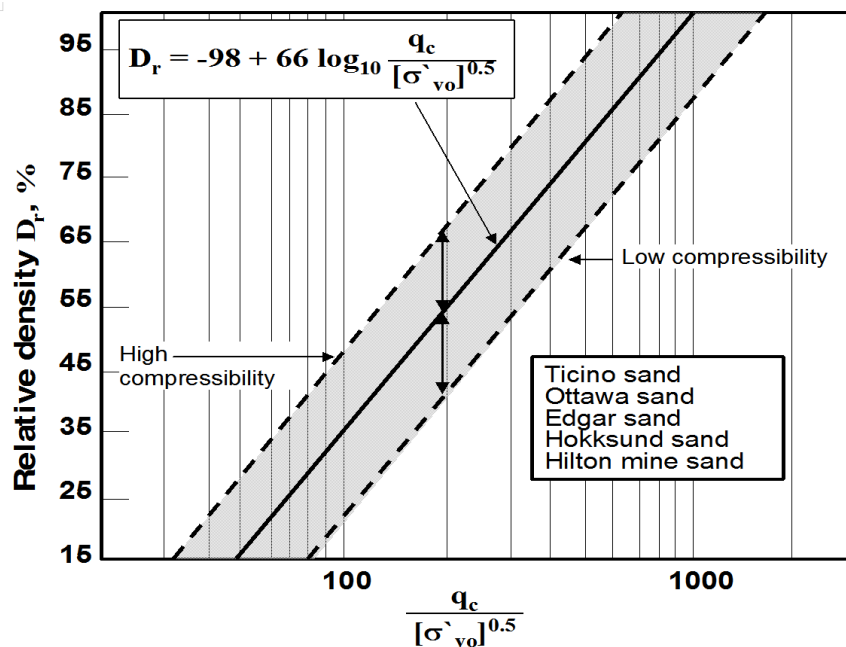
$$\phi = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad \text{참고 식 (2.4-20)}$$

참고 표 (2.4-11) CPT로 구한 사질토의 내부마찰각

q_c / σ'_{v0}	조밀한 상태	내부마찰각(ϕ')
< 20	매우 느슨	< 30
20 ~ 40	느슨	30 ~ 35
40 ~ 120	중간	35 ~ 40
120 ~ 200	조밀	40 ~ 45
> 200	매우 조밀	> 45

Jamolkovski 등(1985)은 CPT결과로부터 사질토의 상대밀도(D_r)를 구하는 식을 제안하였으며, 참고 그림 (2.4-9)는 q_c 와 상대밀도 사이의 관계를 나타낸 그림이다.

$$D_r(\%) = 66 \log \left[\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right] - 98 \quad \text{참고 식 (2.4-21)}$$



참고 그림 (2.4-9) q_c 와 상대밀도의 관계

3. 재료

내용 없음

4. 설계

4.1 설계일반

- (1) 항만시설을 설계할 때는 구조물의 중요도와 기초지반의 토질조건을 충분히 고려하고 구조형식을 신중히 선정하여야 한다.
- (2) 기초지반이 연약한 점성토 지반의 경우는 기초의 안정과 침하를 검토하고 느슨한 모래지반의 경우는 지진 시 액상화 등의 영향을 검토하여야 한다.
- (3) 기초구조의 안정에 지장이 있을 경우 필요에 따라 말뚝기초, 지반의 개량 등 대책 공법을 채택하여야 한다.

[해설]

- (1) 기초 지반이 불량할 때, 지반의 파괴가 우려되거나 구조물의 기능을 충분히 발휘할 수 없을 정도의 과대한 침하가 발생할 수 있다. 이러한 경우 구조물 중량에 의해 발생하는 지중응력을 감소시키든지 기초지반 자체를 개량 강화하여 안정성을 높게 해야 한다.
- (2) 기초 지반의 지지력을 확보하는 방법
 - ① 구조물 자체의 중량 감소
 - ② 구조물 기초 저면적의 확대
 - ③ 말뚝기초 등의 이용
 - ④ 압성토(押盛土) 공법
- (3) 지반개량공법
- (4) 기초의 안정에 대해서는 이 기준의 4.3 얇은 기초, 4.4 깊은 기초, 4.7 사면의 안정을 참조하고, 기초침하에 대해서는 4.6 기초의 침하를, 말뚝기초에 대해서는 4.5 말뚝기초를, 지진시의 액상화에 대하여는 KDS 64 17 00 내진의 지반의 액상화를 참조한다.
- (5) 구조물의 중요도와 지지력의 안전율

4.2 토압과 수압

4.2.1 토압

- (1) 구조물에 작용하는 토압은 사질토, 점성토 등의 토질과 구조물의 종류 또는 거동에 따른 주동, 정지, 수동 등의 상태에 따라 산정한다.
- (2) 토압과 토압분포는 구조물과 지반과의 상대적인 변위, 구조물의 형태, 토질종류, 토층상태, 배면지형, 상재하중조건 등을 고려하여 산정한다.

[해설]

흙은 입도, 간극비, 함수비 등의 물리적 조건, 그 흙이 과거에 겪은 이력이나 경계조건에 의해 거동이 달라지고 토압에도 영향이 있다. 여기서 취급하는 토압은 일반적인 흙을 대상으로 하고 지반개량에 의해서 개량된 흙이나 보강된 흙을 대상으로 할 경우는 별도로 검토한다. 지진시의 토압은 구조물, 흙, 물의 동적 상호작용에 의해 발생하는 것이므로 여기서는 취급하지 않는다.

(1) 평상시 토압

① 사질토의 토압

가. 주동토압 (해설 그림 (4.2-1) 참조)

벽면에 작용하는 토압은 해설 식 (4.2-1)로, 또 붕괴면이 수평과 이루는 각은 해설 식 (4.2-2)로 산출한다.

$$P_{ai} = K_{ai} \cdot \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cdot \cos \Psi \quad \text{해설 식 (4.2-1)}$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) \quad \text{해설 식 (4.2-2)}$$

$$+ \sec(\phi_i + \delta + \Psi - \beta) \cdot \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta)}}$$

나. 수동토압

벽면에 작용하는 토압은 해설 식 (4.2-3), 붕괴면이 수평과 이루는 각은 해설 식 (4.2-4)에 의하여 산출한다.

$$P_{pi} = K_{pi} \cdot \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cdot \cos \Psi \quad \text{해설 식 (4.2-3)}$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) \quad \text{해설 식 (4.2-4)}$$

$$+ \sec(\phi_i - \delta - \Psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\Psi + \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\Psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}}$$

여기서, P_{ai} , (P_{pi}) : i층하면의 벽면에 작용하는 주동 및 수동 토압 (kN/m^2)

ϕ_i : i층의 흙의 내부마찰각 ($^\circ$)

γ_i : i층의 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

h_i : i층의 두께 (m)

P_{ai} , (K_{pi}) : i층의 주동 및 수동 토압계수

Ψ : 벽면이 연직과 이루는 각도 ($^\circ$)

β : 지표면이 수평과 이루는 각 ($^\circ$)

δ : 흙과 벽면과의 마찰각 ($^\circ$)

ζ_i : i층의 붕괴면이 수평과 이루는 각도 ($^\circ$)

w : 지표면에 작용하는 단위면적당 재하하중 (kN/m^2)

다. 정지토압

벽체가 구속되어 변위가 작은 경우에는 정지토압으로 간주해서 계산한다.

$$P_0 = K_o \sum \gamma_i h_i \quad \text{해설 식 (4.2-5)}$$

여기서, P_0 : 정지토압 (kN/m^2)

K_o : 정지토압계수

γ_i : i층의 흙의 단위체적중량 (kN/m^3)

h_i : i층의 두께 (m)

라. 흙의 내부마찰각

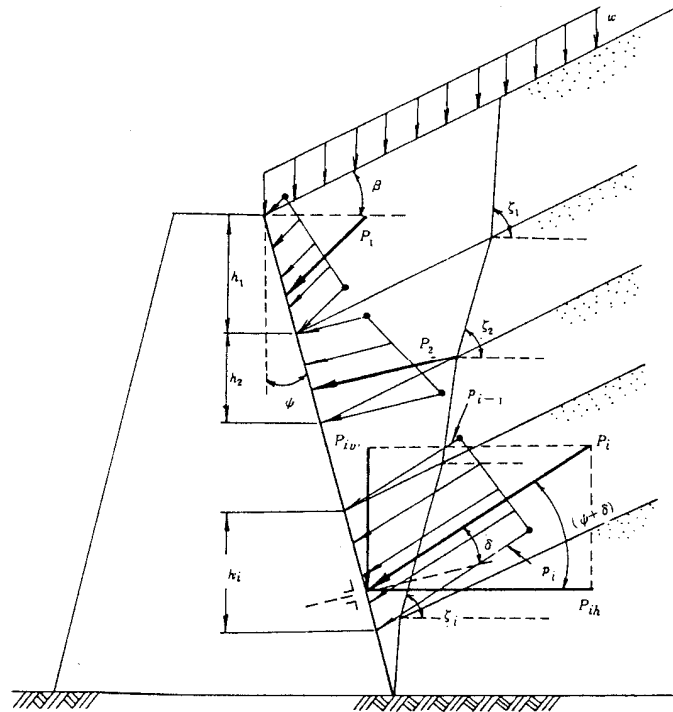
흙의 내부마찰각은 시험 결과 값을 사용한다. 사질토의 내부마찰각은 $30^\circ \sim 40^\circ$ 의 범위이다.

마. 흙과 벽면과의 마찰각

통상 $\pm 15^\circ \sim 20^\circ$ 의 값을 사용한다. 뒤채움재의 내부마찰각의 $\frac{1}{2}$ 정도가 적당하다.

바. 흙의 단위체적중량

흙의 단위체적중량을 실험에 의하여 구한다.



해설 그림 (4.2-1) 토 압

사. 토압의 크기는 구조물의 종류, 토질에 따라 좌우된다. 구조물이 강성체로서, 회전하거나 전면으로 활동하는 경우, 토압의 분포는 일반적으로 3각형 분포를 한다고 생각하면 된다. 토압공식에는 쿨롬, 랭킨, 테르자기(Coulomb, Rankine, Terzaghi)의 토압공식 등 여러 식이 있지만 쿨롬(Coulomb)의 토압공식은 실내와 야외에서의 실험의 결과, 비교적 측정치에 가까운 값을 보이기 때문에 쿨롬(Coulomb)의 토압공식을 사용하기로 한다.

그러나 강널말뚝 등 변형하기 쉬운 구조물에 작용하는 토압은 복잡한 곡선분포를 보이므로 이 경우에는 쿨롬(Coulomb)의 토압을 사용해서는 안 된다. 그 이유는 옹벽구조물이 회전하거나 활동하는 경우에도 이 가상면을 따라서 전단이 일어나지 않기 때문이다.

그리고 역 T형 옹벽 또는 부벽식 옹벽과 같이 토압이 뒷굽으로부터 위로 연직하게 세운 가상면에 작용하는 것으로 가정할 때에는 랭킨(Rankine) 토압을 사용한다.

아. 일반적으로 흙이 수평방향으로 인장변형이 생겨서 지반내의 각 점에서 활동이 일어날 수 있는 곳에서의 최대압력이 주동토압이며, 또 수평방향으로 압축이 일어나는 경우의 최소토압이 수동토압이 된다. 활동을 일으키는데 충분한 인장 또는 압축이 없는 경우에는 토압계수는 불확실하며 흙의 변형상태에 따라 $K_A < K_0 < K_P$ 와 같은 값을 나타낼 것이다.

- 자. 해설 식 (4.2-3)에서 해설 식 (4.2-4)까지 토압은 평면붕괴면으로 가정하고 붕괴면에서 쿨롬(Coulomb)의 법칙이 성립된다고 하여 구한 토압이다. 이 방법은 이론적으로 엄밀한 것은 아니나, 계산이 간단하고 실제 적용에 편리한 장점이 있다.
- 차. 벽체의 변위가 작고 흙에 충분한 전단저항이 작용하지 않는 경우에는 정지토압 계수를 사용하는 것이 합리적이다. 항만구조물에서는 이와 같은 경우는 드문 예이다. 정지토압계수 K_0 의 값은 모래에 있어서는 $K_0 = 1 - \sin\psi$ 식을 많이 사용한다.
- 카. 벽면마찰각의 부호는 주동토압인 경우에는 정(+), 수동토압인 경우에는 부(-)를 취하기로 한다. 쿨롬(Coulomb)의 수동토압은 $(-\psi)$, $\beta(-\delta)$ 의 값이 크면 과대하게 되므로, 수동토압 계산의 제공식의 적용에는 다음과 같은 제한을 둔다. 즉 $(-\delta)$ 의 값은 배면토압의 전단저항각의 1/3로 하고 β 와 $(-\psi)$ 의 값은 최대 20° 로 한다.
- 타. 점성토의 경우에는 주동토압과 수동토압 계산 시에 점착력의 영향을 고려한다. 일반적으로 점성토는 함수비에 의해 현저하게 그 성질이 변화한다. 따라서 구조물이 설치된 후, 배면의 점성토의 성질을 정확히 추정하기 어렵다. 즉, 설계 시에 원위치시험 혹은 채취시료에 의한 실내시험의 결과에서 점착력을 구해도 그 당시의 값을 아는 것에 불과하다. 이러한 이유 때문에 흙의 점착력을 정확히 추정할 수 없는 경우에는 점착력의 영향을 무시하고 전단저항각을 작게 잡아 토압 계수를 구하는 것이 좋다.
- 파. 토압의 합력은 각층마다 구한다. i 층에서는 해설 식 (4.2-6)에 의하여 산정하고, 토압합력의 수평, 연직 성분은 각각 해설 식 (4.2-7)에서 구한다.

$$P_i = \frac{p_{i-1} + p_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos\psi} \quad \text{해설 식 (4.2-6)}$$

$$P_{ih} = P_i \cos(\psi + \delta) \quad \text{해설 식 (4.2-7)}$$

$$P_{iv} = P_i \sin(\psi + \delta)$$

② 점성토의 토압

가. 주동토압

주동토압은 해설 식 (4.2-8)에 의하여 산출하며, 구조물에 대해 가장 위험한 토압분포를 가정하여 설계한다. 단, 해설 식 (4.2-8)을 사용했을 때 생기는 부의 토압은 고려하지 아니한다.

$$p_{ai} = \sum \gamma_i h_i + w - 2c_i \quad \text{해설 식 (4.2-8)}$$

여기서, w : 상재하중 (kN/m^2)

p_{ai} : 각 토층 하부에서 벽면에 작용하는 주동 토압 (kN/m^2)

c_i : 각 토층의 점착력 (kN/m^2)

지반

나. 수동토압

수동토압은 해설 식 (4.2-9)을 사용하여 산출한다.

$$p_{pi} = \sum \gamma_i h_i + w + 2c_i \quad \text{해설 식 (4.2-9)}$$

여기서, p_{pi} : 각 토층 하부에서 벽면에 작용하는 수동 토압 (kN/m^2)

다. 정지토압

$$p_0 = K_o \cdot \gamma_i \cdot h_i \quad \text{해설 식 (4.2-10)}$$

여기서, K_o : 정지토압계수

라. 벽면마찰

점성토의 경우에는 흙과 벽면과의 점착력을 무시한다.

마. 흙의 단위체적중량

점성토의 단위체적중량은 토질시험에 의해서 결정한다.

바. 주동토압의 분포는 해설 식 (4.2-8)에 의해서 산출하며, 중력식 구조물에서는 토압의 합력이 큰 경우를 취하면 되지만, 널말뚝식 구조물에서는 널말뚝의 근입깊이, 널말뚝의 응력, 타이로드의 응력이 위험측이 되는 토압분포가 각각 다르기 때문에 주의하여야 한다.

사. 점성토의 정지토압계수는 보통 0.6~1.0 정도라고 하지만, 과압밀점토에서는 2~4에 달하는 경우도 있다. K_o 와 K_c 와는 구별해야 한다고 한다.

아. 지표면 경사, 벽면 경사 및 벽면과 흙과의 부착력 등을 고려할 때 쿨롱(Coulomb)의 토압식을 이용하여 계산할 수 있으나, 도표가 만들어져 있으므로 이것을 이용하면 편리하다. 그러나 점착력은 압밀진행에 따라 변화하며, 토압은 크립(Creep)등 흙의 변형의 영향을 받으므로 충분히 검토하여야 한다.

자. 흙의 점착력은 적절한 방법에 의해 산정되어야 하며, 예로서 일축압축시험 결과를 사용하는 경우에는 해설 식 (4.2-11)을 이용한다.

$$c = \frac{q_u}{2} \quad \text{해설 식 (4.2-11)}$$

여기서 q_u : 일축압축강도(kN/m^2)

차. 점성토의 경우에는 흙과 벽 사이에 작용하는 점착력은 무시

4.2.2 수압

(1) 잔류수압

안벽 뒤채움 내의 수위와 전면수위간의 수위차가 생길 때 설계를 할 경우 잔류수압을 고려하여 안정계산을 해야 한다.

[해설]

- (1) 안벽 뒤채움 내의 수위와 전면수위간의 수위차가 생길 때 잔류수압은 해설 식 (4.2-12), 해설 식 (4.2-13)에 의해 구하는 것을 표준으로 한다.

$$0 \leq y < h_w \text{ 일 때 : } P_w = \gamma_w \cdot y \quad \text{해설 식 (4.2-12)}$$

$$h_w \leq y \text{ 일 때 : } P_w = \gamma_w \cdot h_w \quad \text{해설 식 (4.2-13)}$$

여기서, P_w : 잔류수압 (kN/m^2)

h_w : 잔류수위차, 뒤채움 내의 수위가 전면의 수위보다 높을 때 최고의 수위차 (m)

y : 뒤채움 내의 수면에서 잔류수압을 구하는 점까지의 높이 (m)

γ_w : 물의 단위체적중량 (kN/m^3)

* h_w 의 크기는 벽체의 배수상태, 조위차 등을 고려해서 정하나, 통상, 전면 조위차의 1/3 ~ 2/3을 표준으로 한다.

- (2) 안벽이 수밀한 구조인 경우나 뒤채움토의 투수성이 적은 경우에는 전면의 수위의 변화에 대해서 뒤채움토 중의 수위 변화가 늦어 수위차가 일어난다. 이 때문에 안벽의 전면과 배면에 작용하는 수압과 배면에 작용하는 수압에 차이가 발생되고, 안벽의 전면과 배면과는 상이한 수압이 작용하는 대신, 양자의 차에 상당하는 수압이 안벽 등에 작용하고 있다고 생각할 수가 있다.

안벽 등의 설계에 있어서는 매립토 내의 수위가 전면의 수위보다도 높고, 게다가 수위차가 최대가 되는 경우를 고려하는 것이 좋으며, 이때에 안벽 등에 작용하는 수압이 본문의 잔류수압이다.

- (3) 잔류수위차의 크기는 안벽 등을 구성하는 벽체 또는 그 주변의 투수성, 조위차 등에 의해서 다르다. 부근의 유사한 구조물의 잔류수위차를 조사하거나 벽체 또는 그 주변 지반의 투수성의 검토하여, 잔류수위차를 정할 경우에는 본문에 표시하는 표준치 이외의 값을 쓸 수가 있다.

- (4) 벽체 또는 그 주변의 투수성이 구조물 완성 후, 시간이 경과함에 따라 감소되는 경우에는, 전면조위차가 클 때에는 그것을 고려해서 잔류수위차를 정하여야 한다.

4.2.3 침투

- (1) 이 기준은 조차의 영향을 받는 해역에 준설토 투기를 위해 축조되는 사석경사식 해안구조물의 배면매립재 설계에 적용한다.
- (2) 침투류에 의한 침투해석 시 적용되는 설계조위는 최대유속과 최대동수경사를 산정할 수 있도록 내·외수위차가 최대로 발생하는 조위를 적용한다.
- (3) 사석경사식 해안 구조물의 배면매립에 따른 침투해석 시 고려해야 할 사항으로는 다음과 같다.
 - ① 적용조위
 - ② 전요소 크기(Approximate global element size)
- (4) 침투해석은 정상류 해석을 기본으로 한다. 단, 실험과 문헌조사 등을 통하여 입력 변수(물성치)가 결정되면 비정상류 해석을 할 수 있다.
- (5) 사석경사식 해안 구조물 배면매립재의 침투류에 의한 파이프 안정성 평가방법은 다음과 같은 방법을 사용한다.
 - ① 한계유속법
 - ② 한계동수경사법
- (6) 조차의 영향을 받는 구조물의 파이프 안정성 평가를 위해서는 한계유속법과 한계동수경사법 두 가지 방법에 대하여 모두 평가를 수행하는 것을 표준으로 한다.
- (7) 침투해석을 위한 투수계수는 실내시험을 통한 재료별 물성치를 적용하는 것으로 한다. 단, 실내시험을 통한 재료별 물성치가 없을 경우 기존 자료를 조사하여 적용할 수 있다.
- (8) 투수계수 입력 시 수평함수 적용은 재료의 완전포화상태를 나타내므로 실내시험을 통한 일반함수를 적용하여 침투류에 대한 침투해석을 수행하는 것을 표준으로 한다.

[해설]

- (1) 배면매립재는 해안 구조물 필터사석 배면에 축조되는 구조물로 사용재료는 토사, 모래, 사석이 있으며, 재료의 선택은 현장에서 재료의 구득 용이성과 시공성을 고려하여 선정한다.
- (2) 침투해석은 조위차로 인해 발생하는 내·외수위차로 인하여 제체내부에 수위가 높은 곳에서 수위가 낮은 곳으로 흐르는 침투류가 발생되는데 그 침투류에 대한 제체내부에서 발생하는 최대유속과 최대동수경사를 산정하여 재료의 한계유속과 한계동수경사와의 비로 파이프에 대한 안전율을 산정할 수 있는 방법을 말한다.
- (3) 침투해석 시 단면해석을 위해 결정하는 해석격자망은 전요소 크기(Approximate global element size)의 한번 길이에 따라 단면내에 생성되는 격자망의 개수가 달라지며 격자망의 개수에 따라 최대유속과 최대동수경사가 다르게 산정된다. 해석격자망의 수가 작을수록 최대유속 및 최대동수경사가 커지며 이는 파이프 안정성 평가 시 격자망이 많

을 경우보다 안전율이 낮게 산정되므로 전요소 크기에 따라 과대 및 축소설계가 될 수 있다. 따라서 해당 공사에 적용되는 단면에 따라 적정 크기의 전요소 크기를 적용하여 신뢰성 있는 침투해석 결과를 산정해야 한다.

- (4) 파이핑 안정성 평가방법은 단면을 형상하는 재료에 대한 투수계수(k), 비중(G_s), 유효 입경(D_{10}), 중력가속도(g), 간극비(e)에 대한 영향으로 재료에 대한 한계유속과 한계동수경사를 산정한 값에 침투해석으로 산정된 최대유속과 최대동수경사와의 비로 안전율을 산정하는 방법을 말한다.
- (5) 파이핑 안정성 평가방법 중 한계유속법은 Justin법, Sughii법, Schmieder법이 있으며, 이론식에 대하여 투수계수(k)에 1/4승 만큼 작은값을 제안하여 다른 평가방법보다 낮은 안전율이 산정되는 Schmieder법을 적용하는 것을 표준으로 한다. 한계유속법으로 파이핑 안정성 평가 시 기준안전율($F.S = 1.0$)보다 과하게 큰 값이 산정되므로 한계유속법 한가지만으로 파이핑 안정성 평가는 검토 실효성이 없으므로 항상 한계동수경사법 또는 크리프(Creep)비법(특별한 경우 적용)과 병행하여 사용하도록 한다.
- (6) 한계동수경사법은 파이핑 안정성 평가시 한계유속법과 크리프비법에 비해 신뢰성 있는 평가결과가 산정되나 침투해석시 해석격자망의 개수에 영향을 많이 받으므로 침투해석에 의한 최대동수경사 산정시 적용되는 전요소 크기(Approximate global element size)는 침투해석에서 제시하는 값을 사용한다.
 - * 전요소 크기(Approximate global element size)는 단면의 형상 및 침투해석 값의 신뢰성 등을 고려해서 제체높이(h)의 1/10을 적용하는 것으로 한다.(단 1.0m를 초과할 수 없음)
- (7) 침투해석 시 실내시험을 통한 재료별 물성치가 없을 경우 사유를 보고서에 상세히 수록하고 시공 시 보완할 수 있도록 산정비용을 반영하여야 한다.

[참고]

배면매립재는 조차가 큰 해역에 축조되는 해안 구조물의 내·외수위차에 의한 침투류로 인해 발생하는 피해를 방지하는 시설로 호안 축조 후 즉시 매립이 시행될 경우 적용한다. 장기 매립계획이 없을 경우 유지관리를 목적으로 해수소통구 설치 등 내·외수위차 저감방안을 수립하여 배면매립재를 미설치하는 방안이 있으나, 해수소통구 설치에 따른 주변해역의 영향 및 호안구조물 주변 지형변화에 대한 연구성과가 없음을 고려하여 장기 투기계획 미 수립 시에도 배면매립재 축조를 표준으로 하며 해수소통구 설치의 주변여건 변화에 대한 면밀한 검토 후 설치하도록 한다.

4.3 얇은 기초

이 기준에서 정하는 사항을 제외하고는 얇은 기초에 대한 사항은 KDS 11 50 05 얇은 기초 설계기준(일반설계법)을 따른다.

[해설]

이 기준에서 정하는 사항 이외의 내용은 KDS 11 50 05 얇은 기초 설계기준(일반설계법)의 내용과 동일하여 관련 내용은 KDS 11 50 05에 따르도록 하였으며, KDS 11 50 05에서 정하지 아니한 사항은 구조물기초 설계기준(국토교통부, 2016)을 참고할 수 있다.

4.3.1 연직하중에 대한 지지력

- (1) 사질토지반에 대한 지지력 검토는 KDS 11 50 05의 해당 기준에 따른다.
- (2) 점성토지반에 대한 지지력 검토는 KDS 11 50 05의 해당 기준에 따른다.
- (3) 다층지반에 대한 지지력 검토는 KDS 11 50 05의 해당 기준에 따른다.

4.3.2 편심·경사하중에 대한 지지력

중력식 구조물의 기초지반에 작용하는 편심·경사하중에 대한 지지력 검토는 비숍(Bishop)법에 의한 원호활동 해석법에 의하여 산정하는 것을 표준으로 한다. 단, 같은 설계조건에 대해서 확실한 지지력 계산의 실적이 확인되어 있는 산정법에 대해서는 그에 따를 수 있다. 안전율은 구조물의 특성에 따른 적절한 수치로 하며 지반의 강도 정수, 외력 및 하중의 작용형태 등에 대하여 시설의 구조특성 등을 감안하여 적절히 설정해야 한다.

[해설]

(1) 지지력의 검토방법

중력식 안벽 및 중력식 방파제에는 자중, 토압, 지진력 및 파력 등의 외력이 작용하고, 이들의 합력은 보통 편심 또한 경사로 작용되어 진다. 이 때문에 기초 지지력의 검토에 있어서는, 편심경사 하중에 대한 지지력을 검토하지 않으면 안 된다. 이 경우 보통 중력식 구조물은 기초지반 위에 사석 마운드가 있는 이층구조로 되어 있으며, 검토방법은 이 특성을 충분히 반영하는 것이 필요하다.

종래에는 각종 지지력 산정법을 조합해서 검토하는 방법이 채용되어 왔다. 그러나 실내모형실험, 현장실험과 기존의 방파제 및 계선안(繫船岸)의 안정성을 종합적으로 해석한 결과에 의하면, 비숍법에 의한 원호활동 계산이 실제 현상을 잘 재현할 수 있는

것으로 확인되었기에 여기서는 비숍법을 표준으로 하였다(小林正樹, 1987).

(2) 비숍법에 의한 원호활동에 따른 안전율

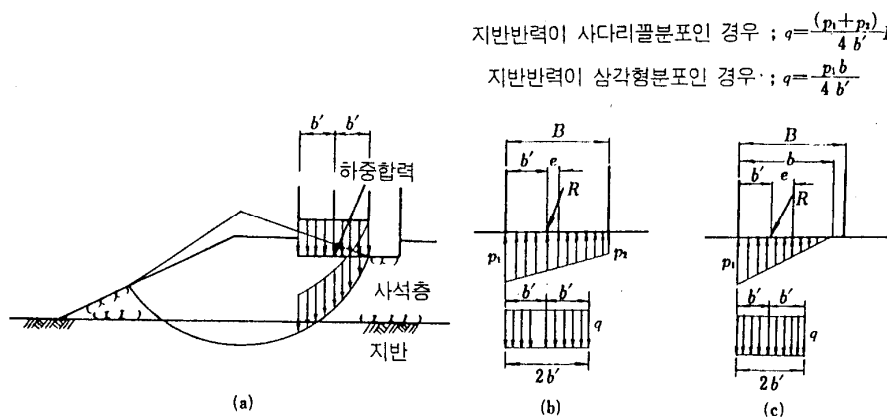
$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha + \left(\frac{1}{R}\right) \Sigma H a} \Sigma \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \quad \text{해설 식 (4.3-1)}$$

- 여기서, F_s : 비숍법에 의한 원호활동에 따른 안전율
 W : 단위길이 당 절편의 전체 중량 (kN/m)
 α : 절편 저면이 수평면과 이루는 각도 (°)
 R : 원호 활동원의 반지름 (m)
 H : 원호 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력 (kN/m)
 a : 수평외력 의 작용점에서 원호 활동의 중심까지의 거리 (m)
 c : 점성토 지반에서는 비배수 전단강도, 사질토 지반에서는 배수 조건하에서 겉보기 점착력 (kN/m²)
 b : 절편의 폭 (m)
 W' : 단위 길이당 절편의 유효중량(흙의 중량과 재하 하중의 합, 수면 아래 부분은 수중 단위 중량) (kN/m)
 ϕ : 점성토 지반에서는 무시하고 사질토 지반에는 배수 조건하의 내부 마찰각 (°)

[참 고]

(1) 비숍법에 의한 원호활동 계산

비숍법은 절편분할법에 의한 원호활동 계산법의 하나이고, 보통 원호활동 계산에서 무시되고 있는 분할편 사이의 절편력을 고려하고 있는 것이다. 이 방법은 보통 원호활동 계산법에 비교하면 정도가 높다. 단 수평인 모래지반에 연직하중이 작용하는 경우에는, 비숍법에 의한 안전율은 과대하게 된다. 이런 점을 고려하여 편심·경사하중이 작용하는 경우에는 비숍법을 적용하는 것을 표준으로 한다. 여기서 편심·경사하중이란 하중경사율이 0.1 이상의 것을 말한다. 활동의 시점은 참고 그림 (4.3-1)(a)와 같이 하중의 합력점에 대해서 가까운 쪽 기초의 끝단과 대칭의 점으로 가정한다.



참고 그림 (4.3-1) 비숍법에 의한 지지력 해석

지반

이 경우 벽체 저면에 작용하는 연직하중은 참고 그림 (4.3-1)(b), (c)와 같이 벽체 저면의 앞과 활동면의 시점 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산한다. 수평력은 벽체 저면에 작용시킨다. 단, 지진 시의 계산에 있어서 마운드 및 지반에는 지진력은 작용하지 않는 것으로 한다. 안전율은 보통 원호활동 계산과 같이 전단저항력에 의한 저항모멘트와 외력 및 흙의 중량에 의한 활동모멘트의 비로 나타낸다.

(2) 안전율

보통의 흙구조물에서 설계에 이용되는 안전율은 1.0보다 큰 값을 사용한다. 그러나 기존의 방파제와 안벽의 무사고 및 사고 예를 수집해서 해석한 결과에 의하면, 파압 시의 방파제 및 지진 시의 안벽, 어느 것도 비습법에 의한 안전율이 1.0보다 크게 되면, 마운드 및 지반의 안정은 충분히 확보되는 것으로 확인되었다. 편심경사하중에 대한 비습법 원호 활동계산에 의한 지지력 평가 방법은 정적인 시험에 의해 그 타당성이 확인되었지만, 동적인 하중이 가해지는 파압 시나 지진 시의 경우에 대해서는 여유 있는 안전율의 산정이 필요하다고 할 수 있다. 이와 같은 이유로 파압 시 및 지진 시에 대해서는 안전율의 표준치는 1.0 이상으로 한다. 그러나 현장실험의 결과에 의하면 편심경사하중이 장기간 가해지는 경우, 시간이 경과함에 따라 기초의 변형이 현저히 증가하는 현상을 보여 장기간 하중이 재하될 시 지반 변위가 크게 발생하는 것이 예상된다. 이와 같은 변위의 증가를 피하기 위해서 장기하중이 작용하는 안벽은 평상시에 안전율 1.2 이상을 표준으로 하고 있다[참고 표 (4.3-1) 참조].

방파제는 지진 시 사고 예가 적고 또한 피해의 정도도 적다. 그 이유는 항의 내측과 외측에서 방파제에 작용하는 지진력이 동일하게 발생하는 경우가 많으며, 더구나 하중이 단기간에만 작용하기 때문에 큰 변위가 발생하지 않는 것으로 밝혀졌다. 따라서 보통 방파제에서는 지진 시의 지지력 검토를 하지 않아도 좋다. 다만, 지진 시에 안정이 큰 문제가 되는 방파제에 대해서는 동적 해석에 의한 상세한 검토가 바람직하다.

참고 표 (4.3-1) 편심경사하중의 지지력에 대한 안전율(비습법)

구 분	안벽 등	방파제
평 상 시	1.2 이상	1.2 이상
지 진 시	1.0 이상	1.0 이상
파 압 시	—	1.0 이상

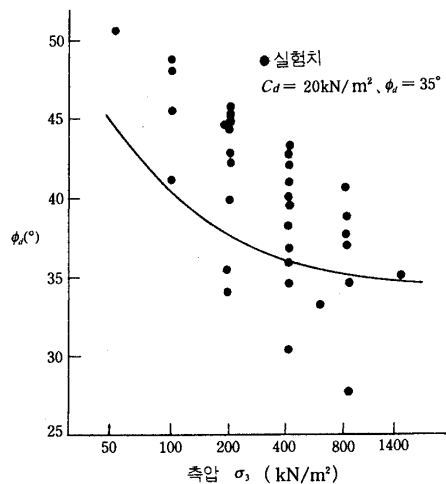
(3) 마운드재 및 기초지반의 강도정수

① 마운드재

편심경사하중을 받는 지지력의 모형실험 및 현장실험의 결과에 의하면, 삼축압축시험에서 구한 강도정수를 사용하여, 비습법에 따른 원호활동해석을 하면 정도 높은 결과를 얻을 수 있다.

또한, 쇄석의 대형 삼축시험에서 입경이 큰 입상체의 강도정수는 균등계수가 같은

유사입도의 재료로부터 구한 강도정수와 대체적으로 같은 것이 확인되고 있다. 따라서 사석의 강도정수를 정확히 추정하기 위해서는 유사입도의 시료를 이용한 삼축시험을 실시하는 것이 바람직하지만, 강도시험을 하지 않을 경우에는 일반적으로 쓰이고 있는 사석의 표준적인 강도정수로서 $C_d=20\text{kN/m}^2$, $\phi_d=35^\circ$ 의 값이 사용된다. 실제의 사석에 있어서는 석재의 품질이나 현장 사석밀도에 따라서 강도에 차이가 발생하는 것이 예상된다.



참고 그림 (4.3-2) 결보기 점착력을 고려한 경우의 ϕ_d 와 σ_3 의 관계

그러나 사석의 강도정수의 값은 현장에서 보통 쓰이고 있는 사석의 표준 값이므로, 특히 품질에 문제가 있는 석재에 대하여 강도정수를 선정할 때에는 주의가 필요하다. 그리고 여기서 표준치는 쇄석의 대형삼축시험 결과에서 약간 안전측으로 구한 값이고, 기존 방파제 및 안벽의 해석결과로 보아도 타당한 값이다. 이 경우의 강도정수로서 점착력 $C_d=20\text{kN/m}^2$ 가 고려된 것은, 쇄석의 역학시험결과에 의하면 석재의 강도는 참고 그림 (4.3-2)에서 삼축시험의 구속압축에 따라 변화하여 구속압이 크게 되면 입자파쇄가 발생하고 강도가 감소하는 경향이 명확하게 나타나기 때문이다.

이 그림은 각종 쇄석에 관한 실험결과를 종합한 것이지만, 그림 중에 실선으로 표시되어 있는 값은 결보기의 점착력 $C_d=20\text{kN/m}^2$, $\phi_d=35^\circ$ 로 한 값이다. 이 그림에서 나타난 것과 같이 결보기의 점착력을 고려함에 따라 ϕ_d 의 구속압 의존성을 반영할 수가 있다.

② 기초지반

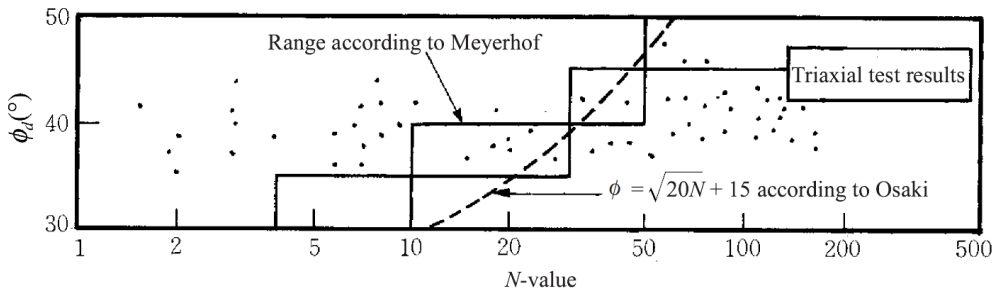
편심 경사하중을 받는 기초의 경우에는 활동면의 깊이가 얕은 경우가 많기 때문에, 기초지반의 표면 부근의 강도가 문제가 된다. 기초지반이 모래인 경우 일반적으로 N 값에서 강도정수를 추정하지만, 지금까지의 추정식은 유효상재압에 대한 보정이 이루어지지 않기 때문에 심도가 얕은 모래지반의 N 값에 의해 구해진 마찰각 ϕ_d 는 과소평가되는 경향이 있었다.

참고 그림 (4.3-3)은 일본의 교란되지 않은 모래의 삼축압축시험 결과를 정리하여 기존 제안식과 비교 검토한 것으로, N 값 10이하의 경우에도 ϕ_d 의 값은 40° 정도를

얻을수 있다. 또한, 기존 피해사례의 역해석결과, 대다수의 편심경사하중 작용시의 지지력이 평상시가 아닌 파랑이나 지진 등의 동적외력 작용시에 문제가 되는 것을 고려하여 일반적으로 다음의 값이 기초지반의 설계값으로 이용되고 있다.

N 값이 10 미만인 사질토지반 $\phi_d=40^\circ$

N 값이 10 이상인 사질토지반 $\phi_d=45^\circ$



참고 그림 (4.3-3) 교란되지 않은 모래시료의 삼축시험 결과와 N 값의 관계

(4) 종래의 지지력 산정식의 적용

종래는 각종의 지지력 산정법을 조합해서 지지력을 검토하는 것이 일반적이었다. 이제 까지 많이 사용되어진 것은 하중분산법과 원호활동계산에 의한 방법의 조합이었다. 상기 조합의 경우도 사석 및 기초지반의 강도정수를 조정함에 따라 구조물의 거동을 재현하는 방법이므로 이제까지 실적이 없는 것을 구조물에 적용하는 것은 부적당하다. 따라서 이제까지 충분히 지지력에 관한 실적이 있는 설계조건에 대해서만 종래의 방법을 적용할 수가 있다.

① 하중분산법

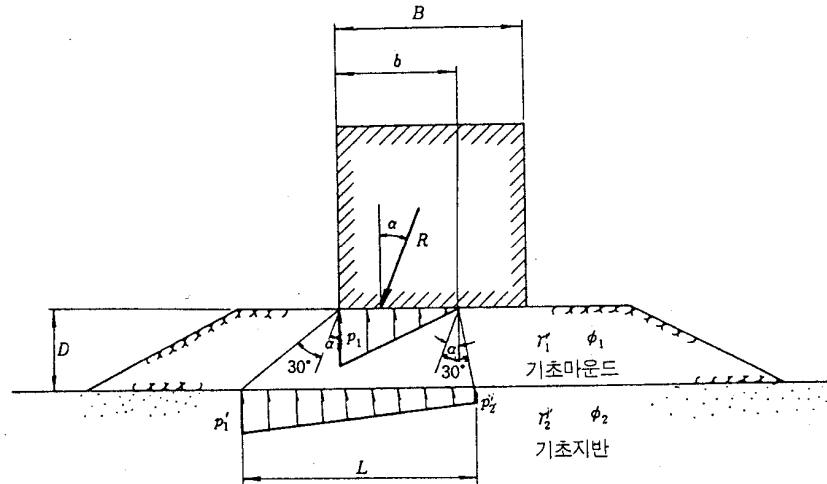
이 방법에서 비탈 어깨폭의 영향을 고려하지 않는 검토방법이지만, 종래부터 두 개 층으로 된 지반지지력의 검토방법으로서 가장 빈번히 사용되어 왔으며 적절한 비탈 어깨폭을 갖는 마운드의 예로서 제체 폭이 약 20m 정도의 범위에서 많이 적용 하였던 방법이다. 다만, 제체 폭이 10m 보다도 작은 경우에는 위험 측의 결과를 갖는다.

이 검토방법은 2단계로 성립된다. 제1단계는 사석 마운드 윗면에서의 검토로 먼저 KDS 64 14 20 프리캐스트 콘크리트 부재(4.1.4.6 완성후의 외력)에 서술된 방법에 의해 사석 마운드 윗면에서의 기초저면 반력분포를 구한다. 이 분포의 최대응력도 p_1 (최대접지압이라 한다. kN/m^2)과 허용지반지지력 $q_{ta}(\text{kN/m}^2)$ 을 비교하고, $p_1 \leq q_{ta}$ 이면 좋다. 보통 허용지반지지력 q_{ta} 로서 400~500(kN/m^2)의 일정한 값이 쓰이는 예가 많다.

제2단계로서 기초지반의 지지력 검토를 한다. 먼저, 기초지반 윗면에서의 하중분포를 얻기 위해서는 제1단계에서 구한 기초저면의 반력을 분포시킨다. 이 방법은 참고 그림 (4.3-4)와 같이 분산각도는 30° 를 취한다. 이 경우 기초지반 윗면의 하중분포는 사다리꼴이 되며, 그 최대응력도 $p_1(\text{kN/m}^2)$ 은 참고 식 (4.3-1)에 의해 구하여진다.

$$p_1' = \frac{b}{L} p_1 + \gamma_1 D$$

참고 식 (4.3-1)



참고 그림 (4.3-4) 하중분포

- 여기서, R : 하중의 합력(kN/m)
 α : R 의 경사각($^\circ$)
 e : R 의 편심량(m)
 γ_1' : 사석의 수중단위중량(kN/m³)
 D : 사석 마운드의 두께(m)
 B : 사석 마운드 윗면의 체체 폭(m)
 b : 사석 마운드 윗면에서의 저면반력분포 폭(m)
삼각형 분포 : $b = 3 (B/2 - e)$
사다리꼴 분포 : $b = B$
 L : 기초지반 윗면 하중분포 폭(m)
 $L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$

기초지반이 사질토인 경우에는 이 p_1' 와 사질토 지반에서의 식 $q_a = \frac{1}{F} (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q)$ + $\gamma_2 D$ 의 q_a 를 비교해서 $p_1' \leq q_a$ 가 되면 좋다.

식 $q_a = \frac{1}{F} (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D$ 로 q_a 를 계산할 때 체체 폭 B 로서 L 을 쓰고, 어깨폭이 충분히 큰 경우에는 기초의 근입깊이로 마운드 두께 D 를 사용하며 그 외의 경우는 근입의 효과는 무시한다.

또한, 기초지반의 내부마찰각 ϕ_2 는 보통 토압계산에서 쓰이는 값과 같은 값을 쓴다.

기초지반이 점성토인 경우에는, 식 $q_a = \frac{1}{F} (\beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D$ 대신에 점성토

지반에서의 식 $q_a = N_{co} (1 + n \frac{B}{L}) \frac{c_o}{F_s} + \gamma_2 D$ 를 써서 같은 방법으로 검토한다.

이상의 제1단계와 제2단계는 양자를 동시에 만족시켜야 된다. 그리고 제체 폭이 큰 방파제의 경우, 케이슨 저면의 단위 허용지지력 q_{ta} 로서 600 kN/m²가 쓰인 예도 있다.

② 원호활동계산에 의한 방법

이 방법은 참고 그림 (4.3-1)(a)의 원호활동면을 가정하고 절편분할법에 의해서 원호 활동 계산을 한 것이다. 활동면의 시점은 비숍법과 같이 하중의 합력점에 대해서 가까운 쪽의 기초 끝과 대칭되는 점으로 가정한다. 이 경우, 벽체 저면에 작용하는 연직하중은 참고 그림 (4.3-1)(b), (c)와 같이 벽체 저면의 전면과 활동면 시점의 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산한다. 그 하중은 지반 내에 연직으로 활동면까지 전달된다고 생각한다. 수평력은 벽체 저면에 작용시킨다. 또한, 이 원호활동면의 시점을 상기와 같이 가정한 경우에는 다른 어느 곳을 시점으로 하는 원호활동면보다도 최소의 안전율을 나타내는 것이 확인되고 있다. 지반의 내부마찰각은 일반적으로 보통 토압계산에 쓰이는 내부마찰각보다 5° 큰 값을 쓴다.

안전율은 보통 원호활동 계산과 같이 전단저항력에 의한 저항모멘트와 외력 및 토괴 중량에 의한 활동모멘트의 비로 표시된다.

안전율은 평상시, 이상시 모두 1.0 이상이면 된다.

(5) 침하량에 대해서

안벽과 방파제에서는 침하량에 대해 생각하는 방법이 다르다.

안벽에서는 그 위에 침하가 일어나서는 안 되는 크레인 등의 구조물이 설치되는 일도 있으며, 지진시의 외력에 의한 침하량은 되도록 작게 할 필요가 있다. 방파제에서는 약간의 침하는 기능상 문제가 되지 않는다. 그러나 현실에서는 반복되는 하중에 의해 잔류변위가 뒤따르는 것으로 생각되며, 이때의 잔류변위가 누적됨에 따라 큰 부등침하로 이어지는 위험이 있다. 이 때문에 제체의 손상도 생각된다. 이상과 같이 대형의 안벽 및 방파제 등의 구조물에서는 필요에 따라서 침하에 대한 검토를 할 필요가 있다.

기초지반이 모래층만으로 된 경우에는 즉시침하가 문제되지만, 이런 종류의 침하는 대부분이 시공 중에 일어나고, 기초지반이 점성토인 경우에는 완성 후에도 압밀에 의해서 침하가 진행된다. 어느 경우라도 구조물이 대형이 되면 이들 침하가 크게 되고, 구조물로서의 기능이 손상된다.

특히 침하와 함께 구조물의 경사가 과대하게 될 경우에는 결국 그 기능을 상실하게 된다. 즉시침하에 의한 구조물의 경사량은 지반의 스프링 계수를 가정하거나 지반을 탄성체로 가정하여 검토하는 방법이 있고, 압밀침하에 의한 구조물의 경사량은 압밀 이론에 근거한 계산방법으로 검토하여야 한다. 또한, 상세한 해석을 할 경우에는 유한 요소법에 의한 수치해석을 하는 것이 좋다.

4.4 깊은 기초

이 기준에서 정하는 사항을 제외하고는 깊은 기초에 대한 사항은 KDS 11 50 15 깊은 기초 설계기준(일반설계법)을 따른다.

[해설]

이 기준에서 정하는 사항 이외의 내용은 KDS 11 50 15 깊은 기초 설계기준(일반설계법)의 내용과 동일하여 관련 내용은 KDS 11 50 15에 따르도록 하였으며, KDS 11 50 15에서 정하지 아니한 사항은 구조물기초 설계기준(국토교통부, 2016)을 참고할 수 있다.

4.5 말뚝 기초

이 기준에서 정하는 사항을 제외하고는 말뚝 기초에 관한 사항은 KDS 11 50 15 깊은 기초 설계기준(일반설계법)을 따른다.

[해설]

이 기준에서 정하는 사항 이외의 내용은 KDS 11 50 15 깊은 기초 설계기준(일반설계법)의 내용과 동일하여 관련 내용은 KDS 11 50 15에 따르도록 하였으며, KDS 11 50 15에서 정하지 아니한 사항은 구조물기초 설계기준(국토교통부, 2016)을 참고할 수 있다.

4.6 기초의 침하

이 기준에서 정하는 사항을 제외하고는 KDS 11 30 05 연약지반설계 일반사항을 따른다.

[해설]

이 기준에서 정하는 사항 이외의 내용은 KDS 11 30 05 연약지반설계 일반사항의 내용과 동일하여 관련 내용은 KDS 11 30 05에 따르도록 하였으며, KDS 11 30 05에서 정하지 아니한 사항은 항만 및 어항 설계기준·해설(해양수산부, 2014) 및 구조물기초 설계기준(국토교통부, 2016)을 참고할 수 있다.

4.7 사면의 안정

4.7.1 설계일반

- (1) 자중 또는 재하하중에 의한 사면활동파괴에 관한 안정성은 원호 또는 직선의 활동면을 가정하여 2차원 문제로서 해석한다.
- (2) 사면의 안정해석은 사면의 안정성이 가장 낮아지는 경우에 대하여 실시하는 것으로 한다.

[해설]

(1) 일 반

사면의 안정해석이란 사면을 구성하는 흙덩어리가 흙의 자중 또는 재하하중 등에 의해서 안정성을 감소하는 경우에 극한 평형의 상태에 대한 안전율을 구하는 것이다. 사면의 안정해석에 쓰이는 계산방법은 흙덩어리의 안정성을 조사하는 것이므로 사면의 안정 외에 기초의 지지력계산에도 사용할 수 있다.

(2) 활동면의 형상

① 활동면의 형상의 종류

사면안정해석에 있어서 활동면의 형상에 대해서는, 이론적으로는 직선, 대수선 및 원호의 조합된 형상이 생기는 것이 인정되고 있으나, 실용적으로는 원호활동면 또는 직선 활동면을 쓴다. 또 특히 약한 층이 있고 그곳을 통과하는 활동이 예상되는 경우에는 그 활동면 또는 적당한 형의 활동면을 가정하는 것도 있다.

일반으로 활동면의 형을 가정하는 경우에는 복합활동면에 따라서 흙덩어리가 원활히 미끄러질 수 있는 것이 필요하고, 흙덩어리의 운동이 부자연스럽게 생각되는 곡선이나 급한 절곡선등을 가정해서는 안 된다.

② 사질토지반의 사면활동

건조된 모래 또는 포화된 모래의 사면의 활동파괴는 보통 사면이 허물어져서 기울기가 감소하는 형을 취하고 원호활동면 보다도 직선활동면을 생각하는 편이 좋다. 원호활동면을 생각하는 경우에도 직선에 가까운 것이 된다. 모래의 사면이 평형상태로 있는 경우 사면의 기울기를 안식각이라고 한다.

이 안식각은 그 사면의 모래 간극비에 대응한 내부마찰각과 같다. 불포화모래의 경우에는 모래중의 물의 표면장력에 의해서 겉보기 점착력을 갖는 것으로 이때 안식각은 건조된 모래나 포화된 모래의 경우보다 크다.

③ 점성토 지반의 활동

점성토의 경우에는 실제의 활동면의 형은 원호에 가깝다. 모래의 사면에서는 활동면이 사면의 표층에 가깝고 얕은 것이 많은데 반하여, 점성토의 경우에는 저부활동 또는 깊은 활동이 많이 생긴다. 사면안정해석은 보통 2차원문제으로써 취급한다. 연장이

긴 사면에 실제로 발생하는 활동면은 3차원의 곡면이 되나 2차원 문제로 하는 편이 안전측이다.

단 유한길이 재하에 의하여 안정성이 감소한다고 생각되는 것과 같은 경우에는 원통형 활동면으로서 측면의 저항을 고려하기도 한다.

(3) 사면안정해석에 있어서 외력

활동이 생기는 원인 중에 중요한 것은 흙의 자중, 재하하중, 수압 등이다. 이외에는 지진력, 파력 등의 반복하중을 생각할 수 있다.

활동에 저항하는 요소에는 흙의 전단저항, 압성토하중 등이다. 전단강도의 시간적 변화에 관하여 흙의 안정성 문제는 2개의 경우로 분류된다.

즉 정규압밀의 상태에 있는 지반에 재하를 하는 경우와 굴착등 하중의 제거를 하는 경우이고, 전자를 단기 안정문제, 후자를 장기안정문제라고 한다.

제 각기의 경우에 있어서 적절한 강도정수를 쓸 필요가 있다.

[참 고]

사면안정문제에 있어서 안전율이란 흙의 전단강도와 어느 가정한 활동면에서 생기는 전단응력과의 비를 말한다.

이 안전율의 값은 가정한 활동면에 따라 틀리나, 주어진 조건하에서 몇 개의 활동면을 가정하고 구한 안전율 중에 최소의 것을 그 사면의 활동파괴에 대한 안전율이라 한다.

사면안정해석에 있어서 설계상 확보하여야 할 안전율은 상시 1.3 이상을 표준으로 하나, 동일지반에 있어서 실적 등에서 설계정수의 신뢰성이 높다고 생각되는 경우나 시공 중에 지반의 변위 또는 응력을 관측하는 계측시공을 실시하는 경우에는 1.1 이상 1.3 미만의 안전율로 설계하여도 좋다(土田 孝, 1996).

4.7.2 원호활동면에 의한 안정해석

사면의 안정성 검토는 지반의 특성에 따라 간이 Bishop법에 의한 원호활동해석 또는 이 기준의 4.3.2 편심·경사 하중에 대한 지지력에 준한 적절한 방법에 의하여 행하는 것을 표준으로 한다. 이 경우에 있어서 안전율은 지반의 특성, 구조물의 특성 등에 의한 적절한 수치로 하여야 한다.

[해 설]

사면안정해석에 있어서 활동을 생기게 하는 원인이 되는 것은 흙의 자중, 상재하중, 수압, 파압 또는 지진력 등이고, 활동에 저항하는 요소는 흙의 전단저항 또는 압성토 하중 등이다. 사면의 파괴에 대한 안전율은 흙의 전단강도와 전단력으로 가정한 활동면에 생기는 전단

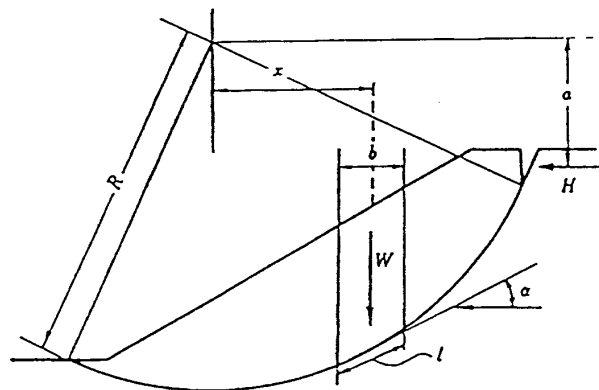
응력의 비로써 정의되나, 원호활동면을 가정한 경우도 원의 중심에 관해서 활동에 저항하도록 활동하는 모멘트(Moment)에 대한 활동을 생기게 하는 모멘트(Moment)의 비로써 계산된다. 원호활동면에 쓰이는 분할법은 활동원내의 흙덩어리를 몇 개의 연직면에 의해서 분할편으로 나뉘, 각 분할편의 저면에 있어서 전단응력과 흙의 저항응력을 계산하고, 전체의 분할편에 대해서 이들의 응력을 가하여 안전율을 쓰는 것이다. 분할법으로는 분할편 사이의 힘의 균형을 해석하기 위해서 정정화조건을 가정할 필요가 있고, 사용되는 가정에 의하여 각종의 방법이 제안되고 있으나 일반적으로 Fellenius법과 간이 Bishop법이 쓰이고 있다.

[참 고]

(1) Fellenius법에 의한 안정해석법(Scott, 1972; 山口栢樹, 1985; 中瀬明男, 1967)

분할법으로는 각 분할편사이의 연직면에 작용하는 힘의 합력의 방향이 분할편 저변과 평행이라고 가정하는 방법으로, 간편법 또는 Tschebotarioff법이라고도 한다.

원호와 분할편을 참고 그림 (4.7-1)과 같이 나타내면, 수정 Fellenius법에 의한 안전율은 참고 식 (4.7-1)로 구한다.



참고 그림 (4.7-1) 분할법에 의한 원호활동해석

$$F_s = \frac{R \sum (cl + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W \chi + \sum H a} = \frac{\sum (cb + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \sec \alpha}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a} \quad \text{참고 식 (4.7-1)}$$

여기에서 사용되는 기호는 참고 식 (4.7-2)을 따르며, l 과 x 는 다음과 같다.

l : 각 분할편의 저변의 길이(m)

x : 분할편의 중심과 원호활동의 활동원 중심점과의 수평거리(m)

사면의 안전계산을 하는 데는 먼저 활동원의 중심점을 정하고 이점을 중심으로 하는 활동원 중에 최소의 안전율을 나타내는 것을 구하고, 안전율의 등치선에서 구한 최솟값을 갖고 사면활동파괴에 대한 안전율로 한다.

(2) 간이 Bishop법에 의한 안정해석법(Bishop, 1955; 山口栢樹, 1985)

Bishop(1955)은 분할편의 연직면내에 활동하는 연직방향 전단력과 수평력을 고려한 안전율의 산정식을 제안하고 있다. 실제의 계산으로는 연직방향 전단력이 균형을 이루고 있다고 가정한 계산법이 자주 사용되고, 수정 Bishop법이라고도 한다.

간이 Bishop법의 안전율 F_s 는 참고 식 (4.7-2)로 계산된다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H \cdot a} \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \cdot \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \quad \text{참고 식 (4.7-2)}$$

이 식에 있어서 F_s , R , c , ℓ , W' , α , ϕ , W , χ , H , a 또는 b 는 제각기 다음 수치를 말한다.

- F_s : 간이 Bishop법에 의한 원호활동에 대한 안전율
- R : 원호활동의 활동원의 반경(m)
- c : 점성토지반의 경우에 있어서는 비배수전단강도, 사질토지반의 경우에 있어서는 배수조건에 있어서 겉보기 접착력(kN/m²)
- W' : 단위길이당 분할편의 유효중량(흙의 중량과 상재하중의 합이며 수면 아래인 경우 수중단위체적중량) (kN/m)
- α : 분할편저면이 수평면과 이루는 각도(°)
- ϕ : 점성토지반의 경우에 있어서는 0, 사질토지반의 경우에 있어서는 배수조건에 있어서 내부마찰각(°)
- W : 단위길이당의 분할편의 전중량(kN/m)
- H : 원호활동의 활동원내의 흩덩어리에 작용하는 수평외력(kN/m)
- a : 외력H의 작용점과 원호활동의 활동원점과의 팔(arm)의 길이(m)
- b : 분할편의 폭(m)

(3) 안정해석법의 적용성(野村健司 등, 1968; 小林正樹, 1976)

간이 Bishop법은 수평에 가까운 사질토지반에 있어서 하중이 연직으로 재하되는 경우에는 과도한 안전율을 준다는 문제가 있다.

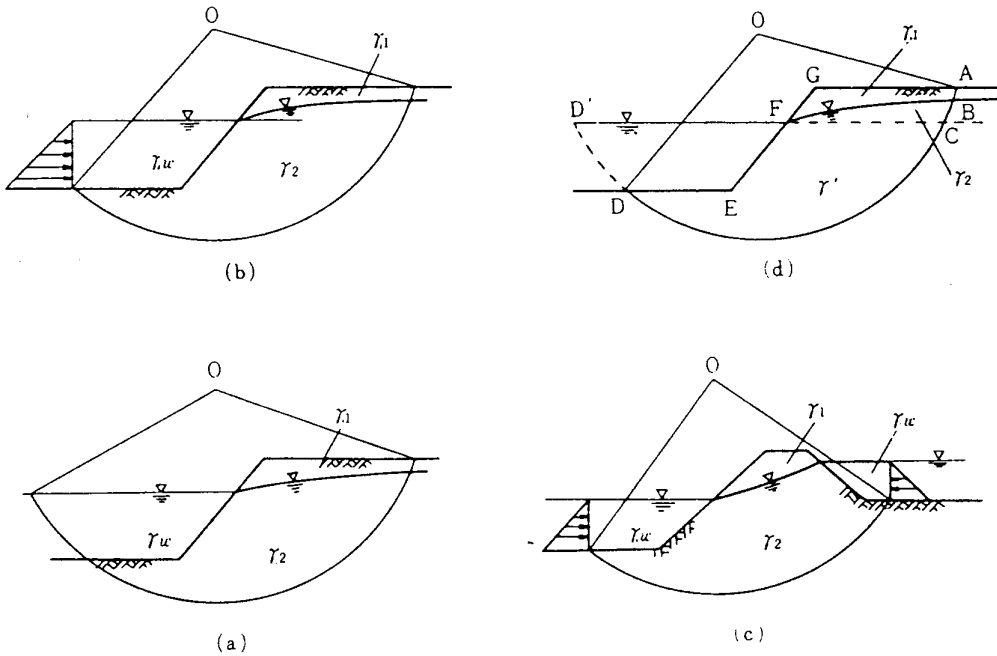
또한 $\phi \neq 0$ 인 기초지반의 경우 기초의 Toe부근에서 활동원의 절편경사가 급한 경우에는 m_d 값이 0에 수렴하거나 음(-)의 값이 되는 계산오류(numerical error)가 발생할 수도 있으므로, 힘의 평형 방법에 의한 평형 조건을 모두 만족시키는 방법이나 FEM 등의 다른 방법과 병용하는 것이 필요하다.

(4) 사면 안정에 영향을 주는 요소

① 흙의 중량 및 침투압

안정 계산에 쓰이는 흙의 중량은, 사면에 있어서의 수압조건과 밀접한 관계를 갖고 있다. 지반을 통해서 정상적인 침투류가 있는 경우, 지반에는 중력 이외에 침투압이 작용하여, 이양자가 합성되어서 지층에 작용하는 물체력이 되기 때문이다. 정상적인

침투가 흐르고 있을 때 요소가 받는 물체력은 중력과 침투압이며, 이 양자를 합성하는 방법은 요소의 수중 중량과 침투수압을 합성하거나 혹은, 요소의 흙과 물의 전 중량과 요소의 전 경계면에 작용하는 수압을 합성하는 두 가지 방법이 있다.



참고 그림 (4.7-2) 정상적인 침투수가 있는 경우의 활동 모멘트의 계산

참고 그림 (4.7-2)(d)의 경우는 CDD'FC의 물의 중량은 좌우에 균형이 잡혀 있으므로 토괴 CDEFC에 있어서는 흙의 수중 중량을 취하는 것도 있다. 그러나 이 경우에는 토괴 BCFB 부분은 포화된 흙의 전 중량을 고려한다.

참고 그림 (4.7-2)를 참조해서 안정계산으로 생각되는 흙의 단위중량은 참고 식 (4.7-3)과 같다.

유수표면 상부의 불포화토의 단위중량

$$\gamma_1 = G_s + \frac{S_r \cdot e}{100} \cdot \gamma_w \quad \text{참고 식 (4.7-3)}$$

유수표면 하부의 포화토의 단위중량

$$\gamma_2 = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w = \frac{1 + \frac{W}{100}}{1 + e} \cdot G_s \cdot \gamma_w \quad \text{참고 식 (4.7-4)}$$

유수표면 하부의 포화토에 있어서 부력을 고려할 경우

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w = \gamma_2 - \gamma_w \quad \text{참고 식 (4.7-5)}$$

여기서, γ'	: 불포화토의 단위중량(kN/cm ³)
γ_2	: 포화토의 단위중량(kN/cm ³)
G_s	: 토립자 비중
S_r	: 포화도(%)
e	: 간극비
w	: 함수비(%)
γ_w	: 물의 단위중량(kN/cm ³)

흙의 중량은 활동을 일으키는 원인 중 최대의 것이므로, 그 단위중량의 값은 중요하고 정밀한 측정을 요한다.

일반 불포화토의 경우에는 $\gamma' > \gamma_1 - \gamma_w$ 가 되는 것에 주의하여야 한다.

② 파력

방파제의 경우와 같이 파력이 제방의 안정성을 감소하는 방향으로 작용하는 경우, 파력을 고려하여 안정계산을 실시하여야 한다. 이 경우 안전율은 KDS 64 45 20의 제체 전체의 안정계산을 참조한다.

③ 지진력

지진 시에는 지진가속도에 의한 관성이 사면지층에 가해져 안정성을 감소시키게 된다. 참고 그림 (4.7-3)에 보여준 모래 사면의 요소에 있어서는 수평진도 k 인 지진을 생각하면 모래의 내부 마찰각을 ϕ , 안전율을 F 라 하면, 사면 경사도 β 는 참고 식 (4.7-6)와 같이 된다.

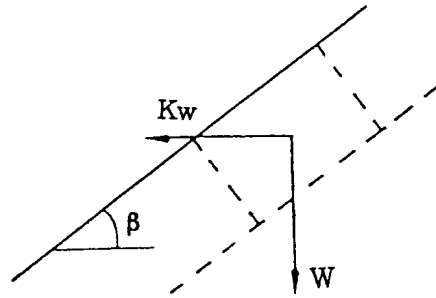
$$\tan \beta = \frac{\frac{\tan \phi}{F} - k}{1 + \frac{k \tan \phi}{F}} \quad \text{참고 식 (4.7-6)}$$

또는

$$F = \frac{\tan \phi \cdot (1 - k \cdot \tan \beta)}{k + \tan \beta} \quad \text{참고 식 (4.7-7)}$$

$F = 1$ 이면

$$\tan \beta = \frac{\tan \phi - k}{1 + k \cdot \tan \phi} \quad \text{참고 식 (4.7-8)}$$



참고 그림 (4.7-3) 지진력

따라서 이 경우에는 $F = 1$ 로 안정되는 사면경사도 β 는 상시보다 적게 되어 $\tan^{-1}k = \theta$ 로 두면 다음과 같이 된다.

$$\tan\beta = \tan(\phi - \theta)$$

참고 식 (4.7-9)

이상과 같이 모래사면의 경우에는 사면의 경사도가 감소하는 것이 된다. 그러나 지진 시 모래사면의 경사도 감소에 의한 영향은 실제로는 활동파괴 보다는 오히려 모래입자가 흩어져 흘러내린다는 표현에 가까운 것이다. 한편 포화된 모래의 지진 시 액상화 현상을 생각하면 안정계산은 전혀 성립하지 않는 것이 된다. 따라서 모래사면에 있어서 설계진도를 적용할 때에는 우선 액상화 현상이 발생하지 않는다는 가정과 같은 조건이 존재해야 한다. 액상화 현상이 발생하지 않는다고 생각되는 지반에 있는 모래 또는 모래질 자갈 제방구조물에서는 설계진도를 써서 지진력을 계산한 안정계산을 실시한다. 모래 또는 모래질 자갈의 사면 안정해석에서는 다음에 기술할 직선 활동면 해석을 실시할 필요가 있다. 흩이 사질토에서 점성토에 가깝게 됨에 따라서 액상화 현상이 일어나기 어렵게 되어, 지진시의 사면 활동면도 직선에서 곡선으로 변화하는 것으로 생각할 수 있다. 점성토 지반에서는 깊은 활동면이 발생하는 것이 많기 때문에 지진시의 안정해석에서는 지진력이 지배적인 요소가 되는 것이 보통이다. 그러나 이와 같은 경우에는 진도법을 그대로 사면 안정계산에 적용하는 것은 문제가 있다. 즉, 일반적인 점성토 지반에서는 지진가속도가 심도에 따라 감소하며 기계적으로 진도법을 적용한 경우에 위험하게 되는 사면에서도 지진시의 활동파괴의 예가 없는 것이 경험적으로 알려지고 있다. 따라서 지진 시에 사면안정 문제에서 설계진도를 그대로 적용하는 것은 지나치게 안전측이라고 생각된다. 단지 실제의 진도에서 약 200gal의 지진가속도가 발생한 경우, 사질토의 사면 또는 점성토 지반 위에 있는 호안에 활동파괴가 발생한 예도 있다. 모래 및 사질점토로 만들어진 실물 크기의 제체에 대한 진동실험에 의하면 200~300gal의 가속도를 받은 경우에도 활동파괴는 발생하지 않으나, 천단이나 사면 상부에서 진동이 증폭되고 침하와 현저한 균열이 발생하고 있는 점은 내진상 무시할 수 없는 현상으로 생각된다. 이와 같이 사면의 지진 시 안정문제에 있어서는 불명확한 점이 많고 해석방법은 아직 확립되지 않고 있다. 그러나 지진 시에는 안전율을 저하되는 것이 확실하므로 큰 설계진도를 적용하는 경우에는 상시의 안전율을 되도록 크게 하여 두는 것이 필요하다.

4.7.3 원호활동면 이외의 활동면을 가정하는 안정해석

지반의 조건에 의하여 원호활동면 이외의 면을 가정하는 것이 적절한 경우는 직선활동면이나 복합활동면을 고려한 안정해석을 실시한다.

[참 고]

직선면을 가정하는 경우 직선활동면의 사면활동 파괴에 대한 안전율은 다음 식에 의하여 산정한다[참고 그림 (4.7-4) 참조].

$$F = \frac{\Sigma(c\ell + W' \cos\alpha - H \sin\alpha) \tan\phi}{\sin\alpha \Sigma W' + \cos\alpha \Sigma H} \quad \text{참고 식 (4.7-10)}$$

여기서, F : 활동에 대한 안전율

c : 흙의 점착력(kN/m)

ϕ : 흙의 내부마찰각(°)

ℓ : 분할편의 저변장(m)

W' : 단위길이당의 분할편의 유효중량(수중부분에 대하여는 수중단위체적중량)(kN/m)

α : 분할편 저변의 기울기[참고 그림 (4.7-4)에 나타나는 경우는 정으로 한다](°).

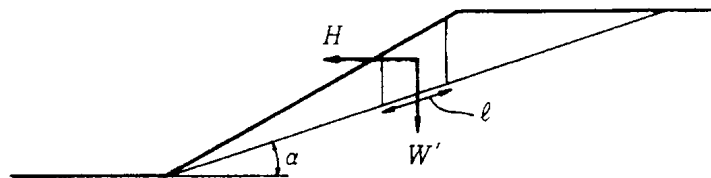
H : 사면에 가해지는 단위길이당의 수평외력(수압, 지진력, 파압 등)(kN/m)

활동파괴에 관한 안전율은 상시는 1.2 이상, 지진 시는 1.0 이상을 표준으로 한다.

(1) 모래질 자갈의 사면 안정해석에는 직선 활동면을 가정하는 것이 많다. 특히, 지진시의 모래질 자갈의 사면에서는 직선 활동면 방법이 활동파괴의 실정에 적합하다고 생각하고 있다.

(2) 토압을 고려한 안정 문제

제체 구조물의 안정문제나 근입되어 있는 구조물의 전체 안정을 검토할 경우에는 토압 등에 의한 경사지반의 수평방향의 안정성을 검토한다. 토압의 문제는 수동 또는 주동 파괴면으로써 직선활동을 고려하게 되는데 경사지반 전체의 안정성을 생각하는 경우에는 일종의 복합 활동문제로서 처리할 필요가 있다.



참고 그림 (4.7-4) 평면활동면에 의한 사면의 안정해석

4.8 지반개량공법

이 기준에서 정하는 사항을 제외하고는 KDS 11 30 05 연약지반설계 일반사항을 따른다.

[해설]

이 기준에서 정하는 사항 이외의 내용은 KDS 11 30 05 연약지반설계 일반사항의 내용과 동일하여 관련 내용은 KDS 11 30 05에 따르도록 하였으며, KDS 11 30 05에서 정하지 아니한 사항은 구조물기초 설계기준(국토교통부, 2016)을 참고할 수 있다.

집필위원	분야	성명	소속	직급
	총괄	류혁근	(주)삼영기술	부회장
	총괄	안익성	(주)항도엔지니어링	사장
	파랑및파력	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	이육한	(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	전무

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

설계기준
KDS 64 11 00 : 2017

지반

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>