
기계화시공 기술위원회

Annual Technical Report

토사지반 쉴드 TBM 막장압 산정을 위한 가이드라인

**(Recommendations for Face Support Pressure
Calculations for Shield Tunnelling in Soft Ground)**

2019

작성자	김 대 영
	송 명 규
	이 세 진
	정 재 훈
	강 한 별
출 처	Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (DAUB), German Tunnelling Committee (ITA-AITES)

List of Variables

A	$[m^2]$	Cross-sectional area of the silo
AA	$[m^2]$	Area AA
BB	$[m^2]$	Area BB
b	$[m]$	Length the silo
c	$[kN/m^2]$	Cohesion
c'_1	$[kN/m^2]$	Average characteristic cohesion in overburden area
c'_2	$[kN/m^2]$	Average characteristic cohesion in tunnel face area
c_u	$[kN/m^2]$	Undrained shear strength of the soil
C	$[m]$	Depth of cover
d_{10}	$[m]$	Characteristic grain size of the soil (to be obtained from grain distribution curve)
D	$[m]$	Tunnel diameter
E_{re}	$[kN]$	Support force due to earth pressure (rectangular tunnel face)
$E_{max,re}$	$[kN]$	Maximal support force due to earth pressure (rectangular tunnel face)
$E_{max,ci}$	$[kN]$	Maximal support force due to earth pressure (circular tunnel face)
$Efficiency$	$[kN]$	Efficiency of the pressure transfer
$e_{ah,i}$	$[-]$	Earth pressure of particular lamella
e_{max}	$[m]$	Maximal penetration distance of the slurry
$e_{max,a}$	$[m]$	Penetration distance of the slurry tunnel axis
$e_{max,c}$	$[m]$	Penetration distance of the slurry tunnel crown
$e_{max,i}$	$[m]$	Penetration distance of the slurry tunnel invert
f_{sq}	$[kN/m^3]$	Slurry support pressure gradient
G	$[kN]$	Own weight of the wedge
h	$[m]$	Height of the failure mechanism, equal to the tunnel diameter within DIN 4085
$h_{w,axis}$	$[m]$	Groundwater level above the tunnel axis
$h_{w,crown}$	$[m]$	Groundwater level above the tunnel crown
Δh	$[m]$	Thickness of a lamella
I_c	$[-]$	Consistency index of a soil
I_p	$[-]$	Plasticity limit of a soil
K_1	$[-]$	Coefficient of lateral earth pressure in the area of the prism
K_2	$[-]$	Coefficient of lateral earth pressure in the area of the wedge
k	$[m/s]$	Water permeability of a soil
k_0	$[-]$	Coefficient of lateral earth pressure at rest
k_a	$[-]$	Rankine's active earth pressure
k_p	$[-]$	Rankine's passive earth pressure
$k_{agh,i}$	$[-]$	Active lateral pressure coefficient due to the friction acc. to DIN 4085
$k_{ach,i}$	$[-]$	Active lateral earth pressure coefficient due to the cohesion acc. to DIN 4085
N	$[-]$	Stability ratio
N_{cr}	$[-]$	Critical stability ratio
N_{exist}	$[-]$	Existing stability ratio
N_s	$[-]$	Stability factor
n	$[-]$	Soil porosity
P_v	$[kN]$	Vertical load from the soil prism
Δp	$[kN/m^2]$	Slurry excess pressure
Δp_c	$[kN/m^2]$	Slurry excess pressure tunnel crown

Δp_a	[kN/m ²]	Slurry excess pressure tunnel axis
Δp_i	[kN/m ²]	Slurry excess pressure tunnel invert
Q	[kN/m ²]	Shear force on inclined surface of the wedge
S_{re}	[kN]	Required support force (rectangular tunnel face)
$S_{E,ci}$	[kN]	Support force to counter earth pressure considering safety coefficient (circular tunnel face)
$S_{E,trans,ci}$	[kN]	Support force transferred to efficiently counter earth pressure (circular tunnel face)
S_{ci}	[kN]	Required support force (circular tunnel face)
$S_{total,trans,ci}$	[kN]	Total support force transferred
$S_{W,ci}$	[kN]	Support force to counter water pressure considering safety coefficient (circular tunnel face)
S_{axis}	[kN/m ²]	Support pressure in the tunnel axis
S_{crown}	[kN/m ²]	Support pressure in the tunnel crown
$S_{crown,advance,min}$	[kN/m ²]	Minimal support pressure at the tunnel crown for regular advance considering possible support pressure deviations
$S_{crown,advance,max}$	[kN/m ²]	Maximal support pressure at the tunnel crown for regular advance considering possible support pressure deviations
$S_{crown,max}$	[kN/m ²]	Maximal allowable pressure in the tunnel crown due to break up/ blow out safety
$S_{crown,min}$	[kN/m ²]	Minimal support pressure at the tunnel crown to stabilize the tunnel face without consideration of support pressure deviations
T	[kN]	Shear resistance force on the vertical triangular plane of the wedge
T_R	[kN]	Shear resistance force due to friction
T_c	[kN]	Shear resistance force due to cohesion
t_1	[m]	Thickness of the soil with drained behaviour above the tunnel crown
t_2	[m]	Thickness of the soil with undrained behaviour above the tunnel crown
t_{axis}	[m]	Distance from the shield axis to the terrain surface
t_{crown}	[m]	Overburden height
U	[m]	Circumference length of the silo
W_{ci}	[kN]	Support force due to groundwater pressure (circular tunnel face)
W_{re}	[kN]	Support force due to groundwater pressure (rectangular tunnel face)
w_{axis}	[kN/m ²]	Groundwater pressure in the tunnel axis
w_{crown}	[kN/m ²]	Groundwater pressure at the tunnel crown
z	[m]	Vertical coordinate starting from the terrain surface
z_2	[m]	Vertical coordinate starting from the tunnel crown
Δ	[kN/m ²]	Support pressure deviations
Δ_W	[kN/m ²]	Minimal support – overpressure to water pressure
γ	[kN/m ³]	Unit weight of (saturated) soil
γ_1	[kN/m ³]	Soil unit weight in the overburden area
γ'_1	[kN/m ³]	Soil unit weight under buoyancy in the overburden area
$\gamma_{1,av}$	[kN/m ³]	Average soil unit weight in the overburden area
$\gamma_{1,av,min}$	[kN/m ³]	Minimal Average soil unit weight in the overburden area
γ_2	[kN/m ³]	Soil unit weight in the tunnel face area
γ'_2	[kN/m ³]	Soil unit weight under buoyancy in the tunnel face area
$\gamma_{2,av}$	[kN/m ³]	Average soil unit weight in the tunnel face area
$\gamma_{2,sat}$	[kN/m ³]	Saturated unit weight of soil 2 with undrained behavior
γ_B	[kN/m ³]	Unit weight of soil grains

γ_F	[kN/m ³]	Unit weight of fresh slurry
γ_G	[-]	Partial safety factor for permanent load case in GZ1C acc. to DIN 1054 (= 1.00)
γ_i	[kN/m ³]	Unit weight of soil in lamella i
γ_ϕ	[-]	Partial safety coefficient for drained soil within the status GZ1C in load case LF2 acc. to DIN 1054 (= 1.15)
$\gamma_{\phi'}$	[-]	Safety factor for angle of shearing resistance according to EC 7 (Annex A, table A.2)
$\gamma_{c'}$	[-]	Safety factor for effective cohesion according to EC 7 (Annex A, table A.2)
γ_{cu}	[-]	Safety factor for undrained shear strength according to EC 7 (Annex A, table A.2)
γ_{qu}	[-]	Safety factor for unconfined strength according to EC 7 (Annex A, table A.2)
γ_γ	[-]	Safety factor for weight density (unit weight) according to EC 7 (Annex A, table A.2)
γ_s	[kN/m ³]	Unit weight of the support medium
γ_w	[kN/m ³]	Unit weight of water
δ	[deg]	Angle of wall friction
η	[-]	Safety factor
η_E	[-]	Safety factor for the earth pressure force
η_F	[-]	Safety factor accounting for deviations in the yield point of suspension
η_w	[-]	Safety factor for the water pressure force
ϑ	[deg]	Sliding angle
ϑ_{crit}	[deg]	Critical sliding angle
$\mu_{agh}, \mu_{aph}, \mu_{ach}$	[-]	Shape coefficients for earth pressure due to soil friction angle, due to load on the top plane of the failure wedge and due to cohesion acc. to DIN 4085
σ_0	[kN/m ²]	Ground pressure on a retaining wall
σ_s	[kN/m ²]	Surcharge on the surface (Traffic load on the surface)
$\sigma_v(z)$	[kN/m ²]	Vertical stress at the elevation z
$\sigma_{v,axis}$	[kN/m ²]	Total vertical stress from the overburden at the tunnel axis
$\sigma_{v,crown}$	[kN/m ²]	Total vertical stress in the tunnel crown
$\sigma_{v,crown,min}$	[kN/m ²]	Total vertical stress in the tunnel crown considering minimal unit weight of soil
$\sigma_{v,interface}$	[kN/m ²]	Total stress at the interface between soil 1 (drained) and soil 2 (undrained)
τ_f	[kN/m ²]	Yield point of the slurry
ϕ'	[deg]	Characteristic drained friction angle of the soil
ϕ'_1	[deg]	Average characteristic drained friction angle of the soil in the overburden
ϕ'_2	[deg]	Average characteristic drained friction angle of the soil at the tunnel face

1. 목적

본 보고서는 쉴드 TBM 공사 중 터널 막장 안정성 평가 방법과 실무적으로 막장압을 계산할 수 있는 가이드를 제공하기 위해 작성되었다. 특히 예상되는 지반조건 별로 선택하여 계산하는데 도움이 되도록 작성되었다. 보고서 구성은 첫번째 장에서 보고서 개요를 설명하였고 두번째 장에서 터널 안정성 평가의 목적과 토사지반에서의 막장 안정성과 관련한 기술을 소개하였다. 세번째 장에서는 독일의 터널 막장안정성 평가에 관한 기본 개념에 따른 막장 안정성을 평가, 계산 하는데 근거가 되는 과학적 이론이 소개 되었다. 네번째 장에서는 토압을 지지하기 위한 막장압에 대한 내용을 다루었으며, 다섯번째 장에서는 수압에 대한 막장압 산정에 대해 설명하였다. 여섯번째 장에서는 쉴드 TBM의 막장압 산정을 위해 가장 적절한 계산방법을 상세하게 설명하였다. 일곱번째 장에서는 추가적으로 고려되는 기타 내용에 대해 설명하였다.

본 보고서는 기존의 재래식 터널 굴착과 암반용 터널에 관한 막장압 산정 및 안정성 평가 방법은 포함하지 않았고, 토사지반에서의 TBM 굴진에 대해서만 작성되었다. 또한 지반조건 다양성을 고려해 본 보고서에서 기술된 계산, 방법론, 안전성 개념을 절대적 지침으로 사용하면 된다. 기본적으로 엔지니어의 실무적, 경험적 판단이 함께 요구되며, 국제 터널 커뮤니티, 학회 등을 통해 다양한 터널 안전성 평가 방법에 관한 다양한 사례 및 경험 등이 사용되어야 한다.

2. 기계식 굴착에서의 터널 막장 안정성

2.1 터널 막장 안정성을 위한 조건 및 막장압 계산의 목적

터널 안정성 평가 목적은 터널 막장에 작용하는 지하수의 압력과 토압을 조사하고 터널 막장을 지지할 수 있는지 분석하는 것이다. 만일, 터널 막장 자립을 위한 지보력이 부족하다면, 터널 막장에 막장압을 가해야 한다. 이때 막장압은 터널 막장을 안정화시키도록 토압과 지하수압을 지지할 수 있어야 한다.

기본적으로 막장압 설계에는 두가지 관점을 가진다. 첫번째 관점으로 본 보고서에 기술된 바와 같이 터널 안정성을 확보할 수 있는 막장압을 계산하는 것이다. 여기서는 막장압이 터널 막장에 작용할 때 지반의 변형발생을 고려하지 않는다. 여기서의 막장압 계산은 터널 막장이 붕괴되는 것을 피할 수 있는 최소한의 막장압을 계산하기 위한 것으로써, 극한상태개념이 적용된다. 이와 관련한 다양한 분석(계산) 방법들은 4절에 기술되었다.

두번째 관점으로는 사전에 결정된 지반의 변형한계를 준수하는 범위로 설계하는 것이다. 여기서는 소요되는 지반 변형 기준을 근거로써 막장압(그리고 결과적으로 테일 보이드의 그라우팅 주입압력까지)을 정하게 된다. 이러한 접근방식은 굴착 중 지반의 변형이 주요 설계기준으로 간주되기 때문에 사용한개념이 적용된 것으로 볼 수 있다. 대부분의 경우에 사용 기준을 만족할 수 있는 막장압을 결정하도록 TBM장비와 지반사이 상호작용에 관한 수치해석 분석이 필요하다.

최적의 막장압 설계는 불필요하게 큰 막장압은 오히려 굴진 중 TBM 마모 증가와 에너지 소모와 같은 악영향을 끼칠 수 있기 때문에, TBM 운영에 관해서도 고려해야 한다. 더불어, 압기 조건에서의 인터벤션 작업 시 안전과 관련된 문제가 발생할 수 있다. 또한 굴착 중 막장 유지를 위한 막장압보다 더 큰 막장압을 가했을 경우에 토피의 할렬 및 분출을 야기 시킬 수 있기 때문에 무조건 막장압을 높이는 것이 안정성에 유리한 것은 아니다. 반대로 최소 요구 수준의 막장압으로 운영할 때 지반의 침하감소에 도움이 될 수도 있다. 끝으로 프로젝트 성공 여부를 결정하는데 원활한 TBM 굴진을 위한 막장압 계산 범위 뿐만 아니라, 사전에 막장 지지 방식(토압, 슬러리)을 적절하게 선정하는 것도 중요하다.

2.2 쉴드 TBM 기술 및 적용 범위

토사 지반에서의 기계식 터널 굴착을 위해 장비의 지지방식은 매우 중요하다. DAUB에서 제시한 장비선정 및 평가 시트에 따르면, 토사 지반에서의 쉴드 TBM 장비 타입은 막장 지지 방식에 따라 다음의 그림 1과 같이 구분된다.

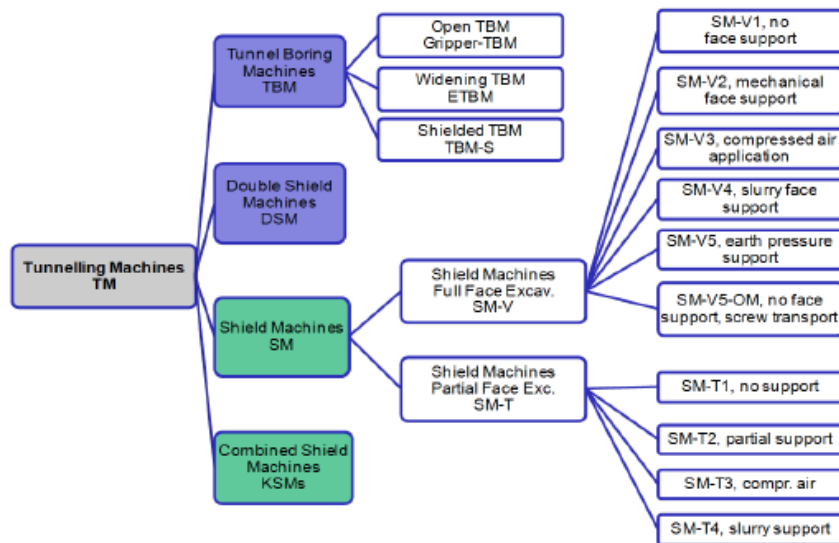


그림 1. 터널 장비 구분(DAUB, 2010)

DAUB에서는 전단면 쉴드 TBM의 막장압 지지 방식에 따라 5가지 카테고리로 정의하고 있다. 이번 장에서는 TBM 유형 별 특징에 대해 다루었으며, 특히 슬러리 TBM과 EPB TBM에 관해 중점적으로 막장 지지 방법에 대해 서술하였다. 이러한 이유는 전세계적으로 쉴드 TBM 별 사용 현황이 그림 2와 같기 EPB TBM과 슬러리 TBM 비중이 높기 때문이다.

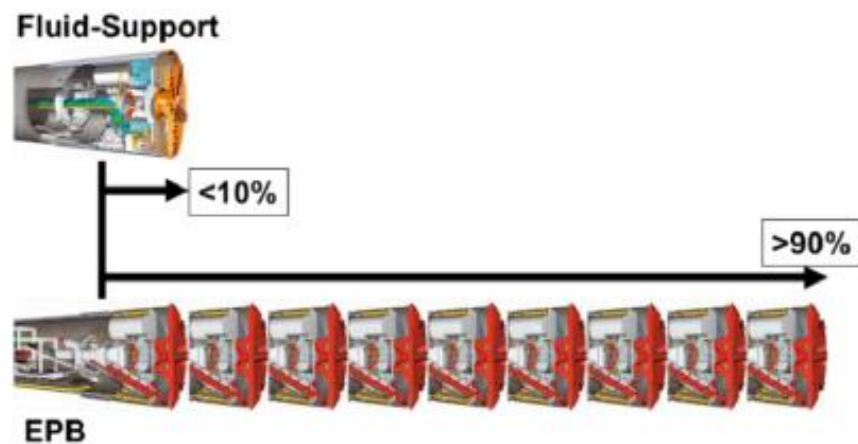


그림 2. 생산 터널 장비의 종류별 수량 비교 (Thewes, 2007)

2.2.1 무지보 쉴드 TBM

무지보 쉴드 TBM은 Open TBM으로도 설명할 수 있으며, 챔버를 대기압 상태로 운영된다. 굴착되는 토사량과 챔버로부터 배출되는 토사량은 균형을 맞추며 TBM이 굴진하게 된다. 이러한 방법은 터널 막장이 안전하고 지하수 유입이 예상되지 않은 경우에 적용될 수 있다.

2.2.2 기계식 지지 쉴드 TBM

기계식 지지 쉴드 TBM 장비는 역사 상 과거 사용된 바 있으나 현재는 더 이상 장비 사용을 추천하지 않는다.

2.2.3 압축공기 지지 쉴드 TBM

쉴드 챔버 안에 압축공기로부터 막장을 지지하게 된다. 일반적으로 이러한 타입은 오직 지하수압이 작용되는 경우에 막장압 적용하게 되며, 터널 막장은 유효응력에 따라 안정해야 한다. 지난 20여년동안 토사지반에서 압축공기에 의한 지지는 일반적인 굴진방법으로써 흔하게 사용되지 않았다. 슬러리 TBM과 EPB TBM을 사용하는데 있어 부가적인 시스템(압축공기 지지 시스템)으로써 TBM이 정착하는 동안 사용되고 있다(인터벤션 중 사용).

2.2.4 슬러리 TBM

슬러리 TBM 장비의 경우에, 굴착 챔버(전면 챔버)와 작업 챔버(후면 챔버)가 그림 3과 같이 슬러리로 채워진다. 슬러리는 물과 벤토나이트 입자의 현탁액을 말하며, D-wall 기술에서의 슬러리와 동일한 개념으로 사용되고 있다. 굴착 챔버와 작업 챔버는 격벽으로 분리되어 있다. 두 챔버 사이의 흐름은 격벽 바닥의 오프닝에 의해 가능하다. 굴착 챔버에는 벤토나이트 슬러리가 완전히 채워져 있으며 작업 챔버의 슬러리 레벨은 일반적으로 장비 축보다 약간 높도록 조정된다.

챔버 내부의 막장압력은 챔버 내부 압축압력 탱크(air cushion or air bubble로 불리는)의 압력을 조절함으로써 제어할 수 있다. 굴착된 토사는 슬러리와 함께 섞인 상태로 흡입구와 지상에 있는 슬러리 플랜트와 연결된 배출관을 통해 펌핑 된다. 새롭게 생산되거나 재생산된 슬러리는 슬러리 공급관을 통해 굴착챔버로 연속적으로 공급된다. 이외에 TBM 장비에는 암석 파쇄기와 체가름망이 설치되어 있어, 버력이 흡입구로 들어오기 전에 슬러리 배관으로 압송될 수 있는 사이즈로 크기를 줄여 준다.

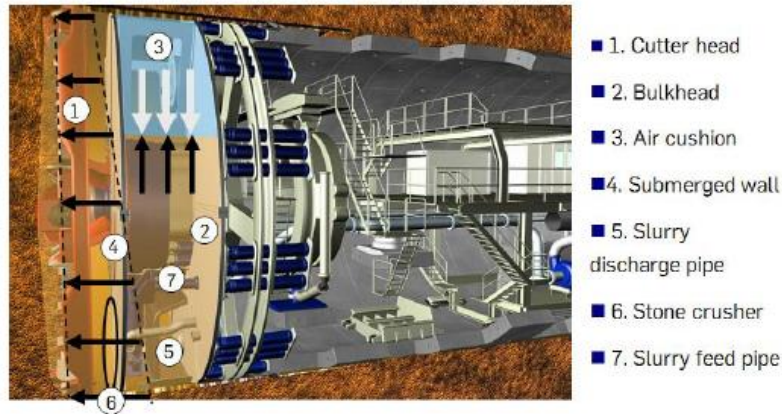


그림 3. 슬러리 쉴드 TBM (Herrenknecht.de)

슬러리 TBM의 적용범위는 다음 그림 4에서 A영역과 같다. A 영역 안에 있는 토립자 크기는 벤토나이트 용액에 의해 막장을 효율적으로 지탱할 만큼 충분히 작지만, 버력으로부터 쉽게 분리될 수 있을 만큼 충분히 크다. B 영역은 세립 모래 및 점토 구간으로, 재료 분리가 어렵고 클로깅이 발생할 수 있다. C 영역은 매우 큰 입경의 자갈구간으로 균질한 입도의 자갈로써 매우 높은 투수성을 가지고 있다. 높은 농도의 슬러리 용액은 지반 안에서 정체 없이 침투가 잘 되며, 이러한 경우에 막장 지지작용 효율은 떨어진다. 이때는 벤토나이트 슬러리가 지반의 큰 공극을 막을 수 있도록 필러재료를 투입해야 한다. 벤토나이트 슬러리를 위해 요구되는 특성은 다음의 2.4.1절에 설명하였다.

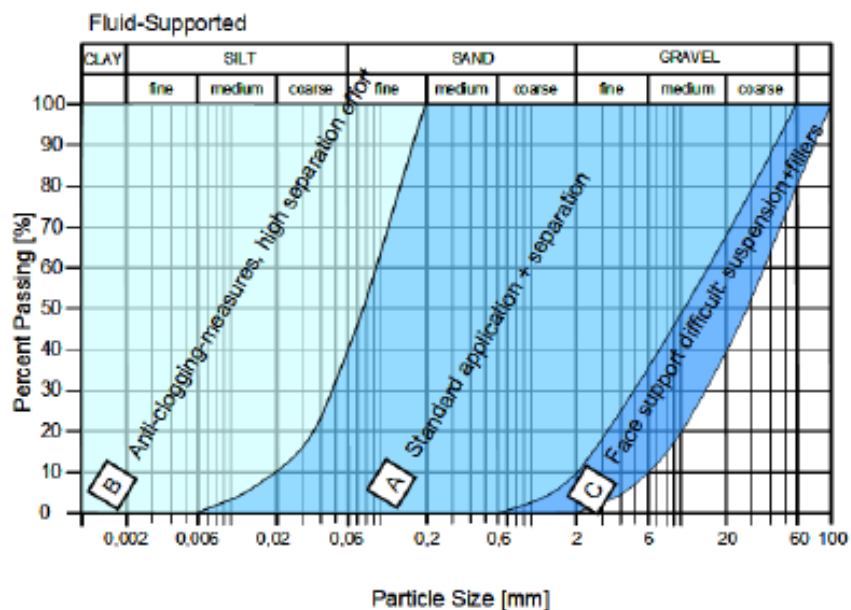


그림 4. 슬러리 쉴드 TBM의 적용 범위(Thewes, 2009)

2.2.5 토압식 TBM(EPB)

그림 5와 같은 EPB TBM은 터널 막장 지지를 위한 재료로서 굴착된 토사를 사용한다. 원 지반 토사가 커터에 의해 굴착 되면 굴착 챔버 내부로 들어간다. 굴착되는 흙의 부피는 TBM 굴진 속도에 의해 조절된다. 막장압력은 스크류 컨베이어의 배토량과 폼 주입에 의해 조절된다. 굴착 챔버 내부의 흙 상태는 막장을 효과적으로 지지할 수 있는 상태가 되어야 한다(2.4.2). 챔버 내부의 흙 상태는 챔버 내부에 폼과 같은 첨가제를 주입함으로써 조정가능하다.

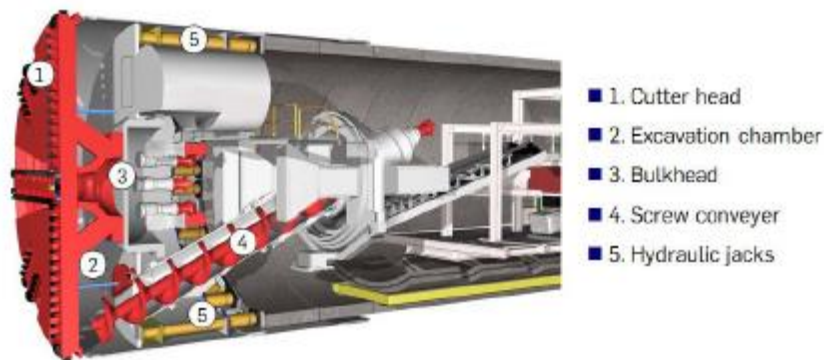


그림 5. 토압식 실드 TBM (Herrenknecht. de)

EPB TBM의 주요 적용 범위는 조립질 흙에 해당한다. 굴착 자갈질 토사를 통과하는 경우(영역 2, 그림6)에 첨가제로서 폼이 사용되어야 한다. 자갈 지반은 EPB TBM의 가능 범위에서 확장된 영역에 해당된다. 영역 3과 4에 해당되는 경우에, 배출토사가 적절히 배토 될 수 있는 특성을 가지도록 굴착 챔버 안으로 폴리머와 폼 등을 주입해야 한다.

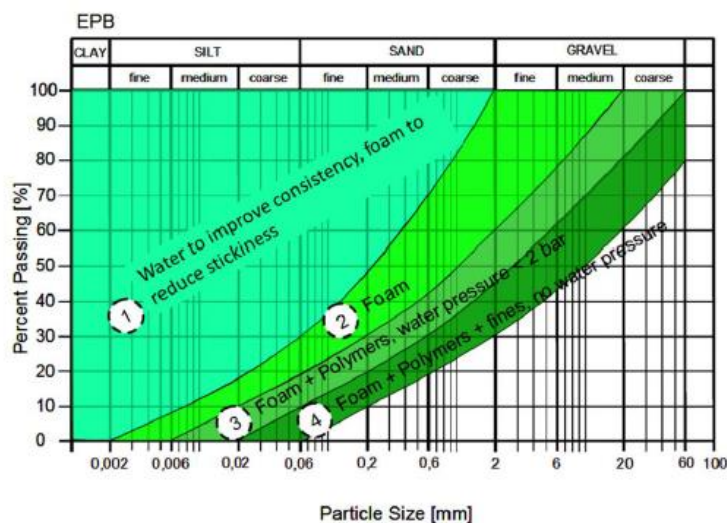


그림 6. EPB 실드 TBM 적용 범위(Thewes, 2007)

EPB TBM은 터널 막장안정성에 따라 다양한 모드로 굴진되며, TBM 운영 모드는 다음과 같다.

- Open mode

Open mode는 굴진 중 굴착 챔버가 거의 비워있는 상태를 말한다. 그러므로 터널 막장에 막장압이 작용하지 않는다. 만일, 터널 막장안정성이 확실히 자립하고 터널 막장 또는 챔버압으로 들어오는 지하수가 굴진에 문제를 야기하지 않는다면, Open mode로 굴진할 수 있다.

- Transition mode

Transition mode는 기본적으로 Closed mode로 굴진하나 챔버가 부분적으로 차있는 상태로 굴진하는 방법이다. 굴착 챔버 안에 굴착 토사는 압축공기에 의해 가압되며, 이것은 챔버안으로 지하수가 유입되는 것을 방지하거나 피하는데 도움이 된다. 이러한 방법은 터널 막장이 안정적이고 과굴착의 위험이 낮은 경우에 적용가능하다. Transition mode의 주요 목적은 터널 막장 안으로 지하수 유입을 조절하는데 있다. 빠르게 Closed mode로 변환이 가능하다.

- Closed mode

Closed mode는 굴착 챔버가 완벽하게 굴착 토사로 채워지고 가압된 상태로 굴진되는 모드이다. 작용되는 압력은 토압과 수압으로부터 균형을 맞추게 된다. 이러한 굴진 모드는 지하수위 아래의 불량한 연약지반에 요구된다. 더욱이 막장압이 충분히 높을 때 굴착 중에 제어되지 않은 물 유입을 방지 할 수 있다. 본 보고서에서는 Closed mode에서의 막장압 계산 방법에 대해 소개하였다.

2.3 터널의 막장 지지 메커니즘

본 절에서는 각 TBM 종류 별 막장 지지 메커니즘을 설명하였다. 단, 무지보 굴진과 기계식 방식은 무시되었다. 먼저 굴진 모드에 대한 막장 지지 메커니즘으로써 굴진 중단 시의 압축공기를 이용한 막장 지지 메커니즘을 설명하였다.

2.3.1 공기식

굴착 챔버 안에 압축공기가 있는 방식을 말한다. 터널 막장으로 들어오는 지하수 유입을 방지하도록, 토사의 공극으로 공기가 들어와 공극속의 수압과 균형을 유지하게 된다. 따라서, 터널 막장에서 토압의 유효응력과 균형을 맞추기는 어렵다. 높은 모관흡수력을 가진 토사 지반의 경우에 적용될 수 있다.

주의사항 : 슬러리 또는 EPB TBM에서의 굴진 중단 또는 굴진 모드 전환 시 사용될 수 있다.

2.3.2 토압식

토압식은 굴착 챔버 안에 토사가 커터헤드를 밀면서 전응력 형태로 터널 막장의 지지 압력이 전면부에 지반으로 전달된다. EPB TBM의 적용범위가 점착력이 부족한 지반까지 확장될 수 있는 것은 Soil conditioning을 통해 챔버 안의 굴착 토사가 낮은 투수성을 갖게 되며 이를 통해 응력 전이가 가능하기 때문이다. 주요 적용 범위인 낮은 투수성의 점착성 지반은 지반에 모관흡수력이 존재하기 때문에 별도의 투수성 감소 없이도 응력 전이 가능하다.

2.3.3 슬러리 방식

슬러리 TBM에서 벤토나이트 용액과 지반의 상호작용은 몹시 중요하다. 슬러리 압력은 터널의 안정화를 위해 토압과 지하수압에 대응한다. 주로 지하수압에 대응하고, 여기서 초과된 압력은 토압에 대응할 수 있도록 지반으로 응력 전이된다. 몇몇 이론을 통해 지반으로 막장압이 응력 전이되는 원리가 설명되었다(e.g. Müller-Kirchenbauer, 1977; Broere & van Tol, 2000 or Bezuijen et al., 2001). 현재 실무적으로 사용되는 슬러리 TBM의 주요 이론은 D-wall 공법에서 채용했으며, DIN 4126 (2004)에 정리된 바 있다. 슬러리 TBM에서의 응력전이는 (1) 필터케익과 (2) 침투존을 통한 두가지 방법으로 구분된다(그림 7). 필터케익으로 불리는 멤브레인은 터널 막장에 직접적으로 불투수층을 만들어 내고, 이때 초과된 압력은 유효응력 형태로 토압을 지지한다. 두번째로 침투존을 통한 방법은 초과된 슬러리 압력이 지반으로의 침투 깊이 전반에 걸쳐 슬러리 용액과 토입자 사이의 전단응력을 통해 응력을 전달하게 된다.

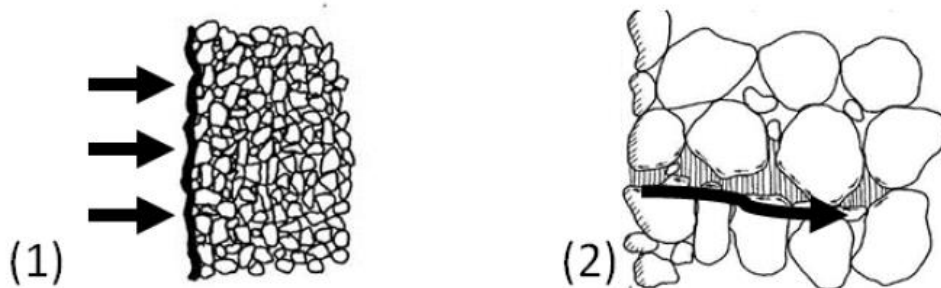


그림 7. 슬러리 초과압력의 토체 응력 전이

이런 이유로, 압력 전달 메커니즘과 벤토나이트 용액이 지반을 침투하는 과정 사이에는 상관관계가 존재한다. 따라서 벤토나이트 현탁액 내 입경사이즈와 토사지반의 공극 사이의 관계가 중요하다.

2.3.4 TBM 굴진 중단 및 인터벤션 동안의 굴착 챔버의 막장압

터널 막장압은 TBM 굴진 중에 터널 막장을 지지하는 것 뿐만 아니라 TBM 굴진 중단 상태에서도 막장을 지지해야 한다. 일반적으로 EPB TBM은 TBM이 멈춰 있는 동안에 굴착 챔버가 채워져 있다. 이때 막장압은 적정 폼 주입에 의해 유지된다. 물과 폼 분리는 굴착 챔버의 천단부에 공기가 발생하는 문제를 발생시킬 수 있다. 슬러리 TBM은 다운타임 동안 터널 막장 지지를 위해 필터케이크나 침투존이 형성하게 되며, 굴착 챔버안의 초과 슬러리 압력을 통해 지지압력을 유지할 수 있어 훨씬 더 간단하다. 보통 TBM 인터벤션은 커터헤드의 유지보수 및 조사를 위해 필요하다.

터널의 막장지지 메커니즘은 사용되는 장비의 타입에 따라 약간씩 다르다. 일반적으로 슬러리 TBM은 터널 막장 유지를 위해 필터케이크가 사용된다. 터널 막장에서 기존 필터케이크는 터널면을 밀봉하고 초과된 압력이 지반으로 전달되도록 한다. 장시간 인터벤션 동안에는 필터케이크 건조하고 수축되기 때문에 필터케이크를 재생산해야한다. 필터케이크 건조하게 되면, 지반으로 전달되는 초과압력이 감소할 수 있다. EPB TBM은 압축공기를 이용한 인터벤션의 난이도가 터널 막장의 지반조건에 따라 좌우된다. EPB TBM의 주요 적용범위(Section 2.2.5)에서는 지반의 모관흡수력이 높기 때문에 비교적 쉽게 인터벤션을 수행할 수 있다. 그러나 자갈층과 같이 확장된 범위의 지반조건에서 인터벤션을 하는 것은 더 복잡하다. 이러한 경우에는 Jet 그라우팅 블럭 안에서 인터벤션하는 것을 선호하게 된다. Jet 그라우팅 블럭은 초과 공기압이 굴착 챔버안으로 유입되는 지하수 흐름을 방지하는 동안 대상 지반을 안정화 시킬 수 있다. 다른 방법으로써 압축공기를 작용할 수 있도록 굴착 챔버 안에 일시적으로 슬러리를 채워 슬러리 필터 케이크를 생성시킴으로써 터널 면을 밀봉시키는 것이다. 일반적으로 압축공기를 이용한 인터벤션에서는 대다수 국가에서 작업 시의 공기압, 감압, 압기 시 작업시간에 대한 허용 규정에 대해 안전 및 보건규정을 따르게 한다. 만일 더높은 압축공기가 터널 막장 안정을 위해 요구된다면, 작업자들은 챔버 안으로 특수한 가스 혼합물을 호흡하면서 들어가야만 한다(e.g. TRIMIX [Holzhäuser et al., 2006]).

한편, 슬러리 TBM은 추가적인 옵션으로써 굴착 챔버안에 슬러리를 낮추지 않고 포화 다이버를 배치하는 것이다. 이러한 방법은 극도로 힘들고 비용이 많이 소요되므로, 오직 특수한 경우에만 적용할 수 있다.

2.4 지지 재료에 대한 요구조건

2.4.1 벤토나이트 슬러리

벤토나이트 용액은 기본적으로 슬러리 TBM이 굴진하는데 두가지 기능이 있다. 첫번째 기능은 파이프 계통을 통해 버력을 압송하는 기능이다. 이러한 기능 상, 슬러리의 항복강도와 겔보기 점착력을 가능한 낮게 유지하는 것이 펌핑하는데 유리하다.

두번째 기능으로는 터널의 막장을 안정화시키는 기능이다. 이러한 두가지 관점은 전체압력의 전달과 국부적 압력 전달의 개념으로 구분된다. 슬러리의 항복강도는 두가지 경우에 모두 관여하는 가장 중요한 매개변수이다. 슬러리의 특성을 결정하기 위한 표준화된 방법으로는 다음의 예시로 찾을 수 있다(DIN 4126 (2013), Longchamp (2005) or Triantafyllidis (2004)).

지반과의 상호작용은 일반적으로 흙안으로 침투하는 거리(m)에 대한 과잉 슬러리 압력의 감소분으로 정의되는 압력구배(f_{so})로 설명될 수 있다. f_{so} 는 이론적 변수이며, 침투깊이는 대개 1m보다 훨씬 작다. 현재 압력 구배는 아래의 식 1로부터 계산될 수 있고, 또는 실험적으로 결정할 수 있다.

$$f_{so} = \frac{3.5\tau_f}{d_{10}} \quad (1)$$

여기서, f_{so} 압력 구배(kN/m³)
 τ_f 슬러리의 항복점(kN/m²)
 d_{10} 입경 사이즈(10%)

만일 최대 침투깊이를 기본으로 실험적으로 결정한다면, 다음의 식을 사용할 수 있다.

$$f_{so} = \frac{\Delta p}{e_{max}} \quad (2)$$

여기서, f_{so} 압력 구배(kN/m³)
 Δp 슬러리 초과 압력(kN/m²)
 e_{max} 슬러리 최대 침투 거리(m)

현재 사용중인 막장압 구배로 터널 막장에서의 슬러리 압력 전이 형태가 필터 케익인지 침투존인지를 예상할 수 있다. DIN4126에 따르면, 압력 구배가 200 kN/m³보다 작을 경우에 침투존을 형성한다. 그림 8의 Case2번과 같이 슬러리가 지반으로 깊게 침투하게 되면, 웨지형태의 지반을 안정화시키는데 도움이 되는 유효 주동 토압을 감소시킨다. 슬러리 특성에서 압력 구배를 200 kN/m³ 이상으로 설계하는 것으로 추천한다.

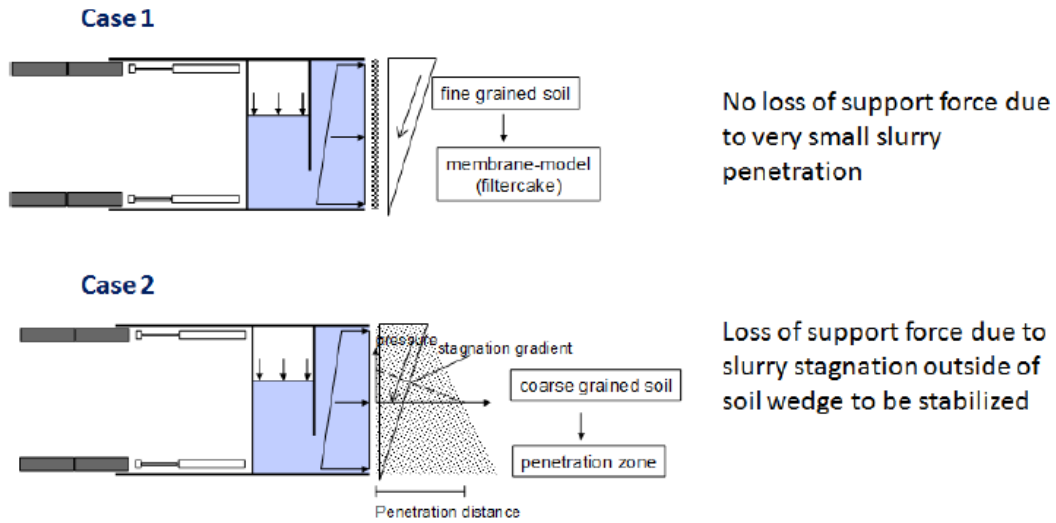


그림 8. 벤토나이트 슬러리 침투로 인한 지지력 손실 :

Case 1-no loss, Case 2-partial loss

국부적 압력 전이에 대한 관점에서 터널의 안정성은 토립자 수준으로 보게 된다. 슬러리 용액의 항복점도는 미세 안정성을 보장해야 한다. 미세 안정성은 자중으로부터 토체 입자 단독 또는 덩어리 형태로 떨어지는 것에 대한 안정성을 말한다.

DIN4126에서 정해진 요구조건을 만족하기 위한 슬러리의 항복강도는 다음의 식 3으로 구할 수 있다.

$$\frac{d_{10}}{2\eta_F} \frac{\gamma_\phi}{\tan(\phi')} (1 - n)(\gamma_B - \gamma_B)\gamma_G \leq \tau_F \quad (3)$$

여기서, d_{10} 입경 사이즈(10%)

n 지반의 간극률

γ_B 지반 단위중량(kN/m^3)

γ_G 영구 하중 조건에서의 부분안전율(GZ1C acc. To DIN 1054(=1.00) [-]

γ_F Fresh 슬러리 단위중량(kN/m^3)

γ_ϕ 배수지반에서의 부분안전계수 하중 조건에서의 부분안전계수
(GZ1C LF2 acc. To DIN 1054(=1.15) [-]

ϕ' 배수지반 마찰각

η_F 슬러리 용액 항복점에 대한 편차율을 고려한 안전율

τ_F 슬러리 항복점(kN/m^2)

2.4.2 EPB TBM의 버력

EPB TBM에서 토사 버력의 특성은 슬러리 용액과 비교하여 더욱 복잡하다. 토사의 굴착버력은 흐름 특성 또는 소성도, 내부마찰각, 전단강도, 안정성, 마모도, 클로킹 여부와 관련해 정해진 특성들을 가져야 한다[Galli & Thewes, 2014].

원하는 거동 특성을 가지기 위해 토사 버력의 특정 변수들을 충족해야 한다. 버력들의 서로 다른 특성들은 다음의 EPB TBM의 주요 적용범위나 확대된 적용 범위를 위해 요구된다(그림 6).

주요 적용범위에서의 매개변수 특성들과 그것들의 목적은 다음 표 1에 제시되었다. 이들 변수들은 실질적인 경험과 실험조사로부터 결정되었다. 주요 영역에서, 물은 버력의 특성을 조절하는 매개 도구로 사용될 수 있다. 실제로 이러한 영역 안에서 폼은 버력의 압축성을 개선하고 고착을 방지하기 위해 자주 사용된다.

표 1. 주요 범위 안에서 지지재료 토사버력의 요구조건

I_p denotes the plasticity limit and I_c the consistency index of soil [Thewes & Budach, 2010]

Parameter	Desired property of the support medium	Purpose	Reference
Permeability	$k < 10^{-5} \text{ m/s}$	To reduce groundwater inflow in the excavation chamber	Abe et al. (1978)
Good consistency for workability	$0.4 < I_c < 0.75$	To ensure flow behaviour	Maidl (1995)
Maintenance of the pressure gradient in the screw conveyer	$0.6 < I_c < 0.7$	To enable the pressure difference between excavation chamber and conveyor belt (shield interior)	Maidl (1995)
Good compressibility	dependant on the geological conditions of the ground and geometrical dimensions of the shield machine	To achieve homogeneous support	Maidl (1995)
Tendency to stick	$I_c < 0.5$ or $I_p < 20 \%$	To reduce stickiness	Maidl (1995), Hollmann (2012)
Wear effect	$IC < 0.8$	To reduce wear	Maidl (1995)

확장된 범위 안에서는 Soil conditioning이라고 말하는 첨가제 사용을 통해 원하는 특성을 얻어야만 한다. Soil conditioning을 위해 사용되는 첨가제로 흔히 폼, 폴리머, 세립분 용액이 사용된다. 이러한 첨가제는 커터헤드 앞, 굴착챔버 안, 스크류 컨베이어에 설치된 노즐을 통해

굴진 중 또는 TBM 중단 중에 사용된다. 확장된 범위에서의 토사에 주입되는 최적 첨가제 사용량은 실용적인 경험과 실내시험 결과에 의해 결정될 수 있다[Vinai, 2006].

토사와 첨가제가 섞인 혼합물에 대한 몇몇 실험방법들이 개발된 바 있다. 이들 방법은 표 2에 제시되었다. 작업성을 위해 추천되는 값으로 슬럼프 10~20cm, 그리고 토사 버력의 투수계수는 $k < 10^{-5} - 10^{-4} \text{ m/s}$ 로 조사되었다. 다음의 표 2와 같이 다른 실험 절차 및 매개특성 들은 특정한 가이드 값이 따로 없다. 이들 실험 결과들은 경험에 근거해 평가되어야 한다. 더 상세한 절차들은 다음의 표 1, 2의 참고문헌으로 확인할 수 있다.

표2. EPB TBM의 적용 분야 증대에 따른 첨가제 또는 conditioned soil에 대해 수행된 실험들

Type of test	Tested material	Purpose of the test	Reference
Drainage test	Foam	To check the stability of the foam	Vinai (2006), Budach (2012)
Density	Foam	Foam density and actual foam expansion ratio	Budach (2012)
Mixing test	Conditioned soil	Reduction in friction, torque measurement	Quebaud et al. (1998)
Slump test	Conditioned soil	Good workability	Thewes et al. (2010), Vinai (2006)
Permeability test	Conditioned soil	To control the water ingress into the excavation chamber	Bezuijen et al (1999), Maidl (1995)
Screw conveyor test	Conditioned soil	To determine the achievable pressure drop along the screw conveyor	Bezuijen & Schaminée (2001), Merritt & Mair (2006), Peila et al. (2007)
Stability	Conditioned soil	Development of workability over time	Vinai (2006)

3. 독일의 터널 막장안정성 평가 개념

독일 기준 ZTV-ING (2012)에서 막장압은 2가지 한계값 (lower limit, upper limit)을 사용한다 (ZTV-ING의 RiL 853 (막장압 계산 관련) 참고). 하한 압력 한계(lower limit)는 최소의 지지력 (S_{ci})을 보장해야 하며, 이는 두 가지 구성 요소와 해당 안전 계수로 구성된다. (식 (4)). 첫 번째 구성 요소($E_{max, ci}$)는 지면 압력의 균형을 유지해야 하며 여기에서 터널 막장의 파괴 메커니즘 (4.1장)을 기반으로 계산된다. 두 번째 구성 요소(W_{ci})는 지하수 압력과 균형을 이루어야 하며 터널 크라운 위의 지하수위에 따라 결정된다.

$$S_{ci} = \eta_E E_{max, ci} + \eta_W W_{ci} \quad (4)$$

여기서,

η_E 토압에 대한 안전율 (= 1.5) [-]

η_W 수압에 대한 안전율 (= 1.05) [-]

S_{ci} 요구되는 최소 지지력 (circular tunnel face) [kN]

$E_{max, ci}$ 토압에 대해 요구되는 최소 지지력 (circular tunnel face) [kN]

W_{ci} 수압에 대해 요구되는 최소 지지력 (circular tunnel face) [kN]

상한 압력 한계(upper limit)는 지지 지반의 과부하 또는 분출을 방지하기 위한 제한 압력으로 정의된다. 따라서 최대 막장압은 터널 크라운에서의 수직 응력의 90 %보다 작아야 한다. 해당 안전율에 대한 식은 아래와 같다.

$$1 \leq \frac{0.9\sigma_{v, crown, min}}{S_{crown, max}} \quad (5)$$

여기서

$\sigma_{v, crown, min}$ 터널 상부에서의 수직 응력(최소 단위 중량을 고려한) [kN/m²]

$S_{crown, max}$ 터널 상부에서의 최대 지지 압력 [kN/m²]

이와 같이 두 한계 값에 의해 정의된 막장압 운영 범위는 그림 9에 나타나 있다. 해당 값들은 일반적으로 모든 유형의 shield TBM 및 터널 굴착 과정에 (굴착, 정지상황 등)에 유효하며 TBM의 종류에 따라 다소 편차의 차이는 존재한다. (슬러리 TBM의 경우 +/- 10kPa, EPB TBM의 경우 +/- 30kPa)

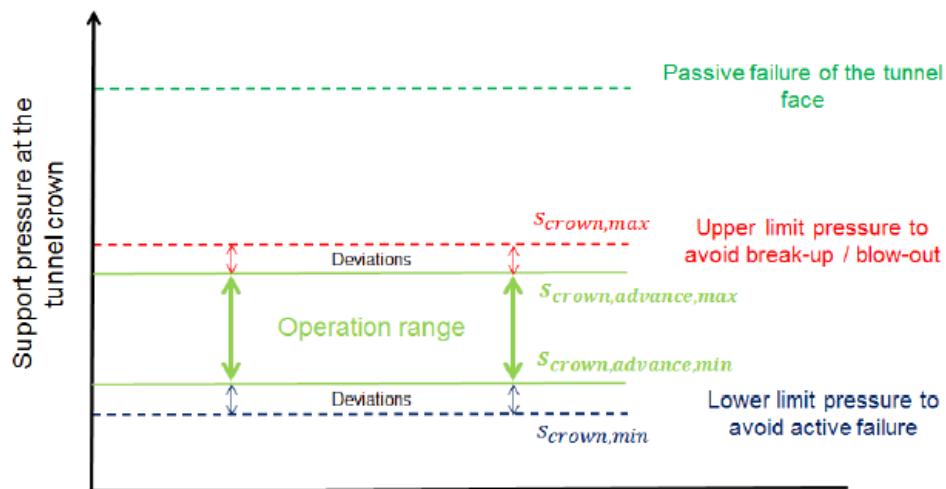


그림 9. TBM 터널 상부(crown)의 허용 가능한 지지압력 범위

또한 ZTV-ING(2012)에서는 하한 한계(lower limit) 및 상한 한계(upper limit)의 계산을 위해 각각 다른 단위중량을 이용하는 것을 권장한다. 주로 전문가에 의해 정의된 평균단위중량은 하한 한계에 사용되고 최소 단위 중량은 상한 한계 값에 사용하는 것을 권장한다. 추가적으로 ZTV-ING (2012)은 압축 공기 지지방식의 경우 공기와 막장과의 접촉 지점에서의 지지 압력이 주변 지하수압에 비해 최소 안전계수(1.05)를 가져야 한다고 규정하였다.

ZTV-ING (2012)은 슬러리 TBM의 막장압에 대해 슬러리의 지지 효과와 국부적인 안정성에 대한 검토를 DIN 4126 (2.4.1 장)에 따라 조사하는 것으로 추가 규정하고 있다.

4. 주동 토압에 따른 소요 막장압 결정을 위한 계산 방법

문헌조사에 따르면, 토압에 따른 지지압을 계산하는 방법은 매우 다양하며 그 방법들은 근본적으로 4가지로 분류할 수 있다.

- 분석적 방법
- 실험적 방법
- 경험적 방법
- 수치해석적 방법

한계 상태를 고려한 개괄적인 계산 방법은 다음 장에 제시되어 있으며, 이 장의 목적은 최신 계산 방법을 제시하는 것이다.

4.1 분석(계산)적 방법

여기서 분석적 방법에는 한계평형법과 한계상태법을 포함한다. 터널 막장에서 가능한 파괴 메커니즘 또는 지면에서의 응력 분포를 가정하고, 이를 이용해 터널 붕괴시의 지지 압력을 결정한다. 대부분의 분석적인 방법은 토질역학에서 널리 사용되는 2가지 파괴 이론을 기반으로 한다. 먼저 Mohr-Coulomb 파괴 기준은 사질-점성토를 가리지 않고 널리 사용되는 반면 Tresca 파괴 기준은 순수 점성토에 널리 이용된다.

한계평형법은 터널 막장에 대한 운동학적 파괴 메커니즘에 대한 가정사항에 따라 분류될 수 있다. 최초의 한계평형 파괴 메커니즘은 Horn(1961)에 의해 제안되었으며, 막장 앞에 슬라이딩 웨지 형상의 파괴를 가정하고 지표면까지 직사각형 prism 형상의 파괴가 일어난다고 가정하였다(그림 10). 이러한 파괴 메커니즘은 Anagnostou&Kovari (1994) 및 Jancsecz&Steiner (1994)에 의해 기계화 시공 분야에 도입되었다. 슬라이딩 웨지에 작용하는 힘은 터널을 안정화하는 힘과 불안정화하는 힘으로 분류되며 웨지의 무게와 직사각형 프리즘의 하중이 불안정화하는 힘으로 표시되며 안정화하는 힘은 막장의 지지압력과 파괴면의 전단저항으로 구성된다. 해당 전단저항을 결정하기 위해서는 쐐기의 수직면에 작용하는 수평토압을 가정하여야 하는데 최근 Anagnostou (2012)는 해당 가정을 뺀 계산법을 제안하였고, 이 방법은 Walz(1983)의 절편법에서 비롯되어 쐐기의 무한히 얇은 수평 절편에서의 평형 조건을 제시하여 전체 쐐기에 통합시키는 방법이다. Hu et al (2012)는 수직 축에 따른 폭의 가변을 허용하기 위해 쐐기 및 직사각형 prism의 형상을 일반화시켰다. 또한 Mokham(1989)이 대수 개념의 나선형으로 구성된 경사진 파괴양상을 제안한 것처럼 파괴면의 경계선이 반드시 평면적일 필요는 없다. 현재 널리 사용되는 한계평형 파괴 형상은 6.1절에 상세하게 제시될 것이다.

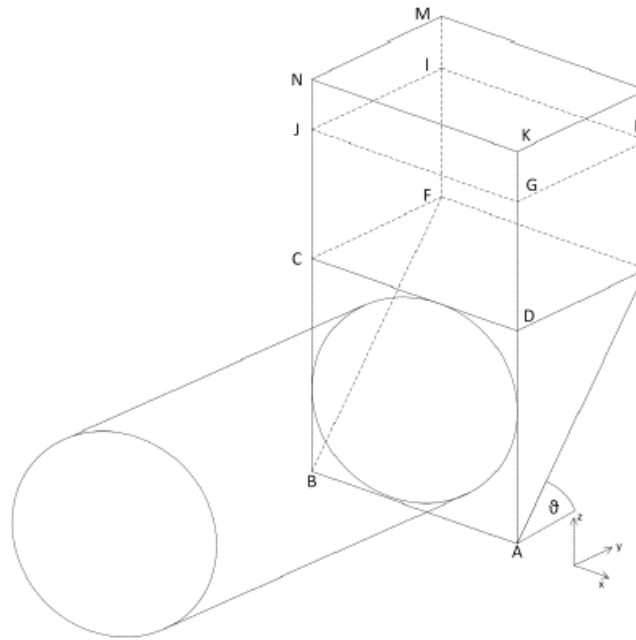


그림 10. Horn의 파괴 형상 (쌓기-ABCDEF, 수위를 고려한 직사각형 prism(CDEFKLMN))

소성 이론 내에서 터널 막장 안정에 대한 다양한 해석 방법이 공식화되었다. 해당 해석 방법들은 '한계상태 방법'이라고도 알려져 있으며 이 방법은 소성 이론의 하한 또는 상한 값을 이용하여 터널 막장 안정성을 확보할 수 있다. 먼저 상한 값을 이용한 방법은 소성 이론에 근거한 운동학적 정리(Kolymbas, 2005)이며 상한 값을 이용하게 되면 외부 힘에 의해 작용되는 힘이 내부 힘에 의해 작용되는 값보다 높을 경우 터널 막장은 붕괴되게 되며 [Kirsch, 2009] 이는 해당 방법이 붕괴 시 실제 필요한 지지 압력보다 낮은 값을 제공한다는 것을 의미한다. 그러므로 상한 값을 이용한 방법은 실제에 비해 항상 불안정한 측면에 놓이게 된다.

반면 하한 값을 이용한 방법은 소성 이론을 근거로 한 정역학적 접근 방식인데, 지반 내에서 어느 지점도 외부 응력에 의해 항복 상태에 이르지 않는 조건에서 정적으로 허용되는 응력분포를 결정하는 방식이다[Yu, Sloan et al., 1998]. 하한 값을 이용한 방법은 항상 실제 터널 막장에서의 파괴 압력보다 높은 값을 제공한다.

정리하자면, 적용된 지지 압력이 하한 값을 이용한 방법보다 높을 경우 막장이 붕괴되지 않을 것이라고 표현 할 수 있고 상한 값을 이용한 방법보다 낮을 경우 막장이 붕괴될 것이라고 생각할 수 있으며 이 두 방법의 사이 값이 적용되면 막장 안정을 도모할 수 있다.

Davis et al(1980)는 비배수 조건의 점성토를 굴진하는 터널에 대한 상한 값/하한 값 산정 솔루션을 개발하였으며 터널의 실제 거동을 모사하기 위해 2가지의 단순화된 경우와 1가지의 3차원 터널 굴진 상황을 고려하였다(그림 11 ~13).

- 1) Plane strain unlined tunnel—무한히 긴 터널을 가정 (Fig.11)
- 2) The plane strain heading—무한히 넓은 터널을 가정 (Fig.12)
- 3) Cylindrical tunnel heading—하한값을 이용한 해석식만 유도(실제 터널 굴진조건구현, 그림 13)

Davis et al(1980)은 전체적인 파괴양상에 추가적으로 터널면의 '국부적인 파괴' 가능성을 평가하였는데, 이는 실제 지지압력에 기반하지 않고 수직 방향으로의 압력 구배에만 의존한 막장에서의 반구 회전을 나타낸다.

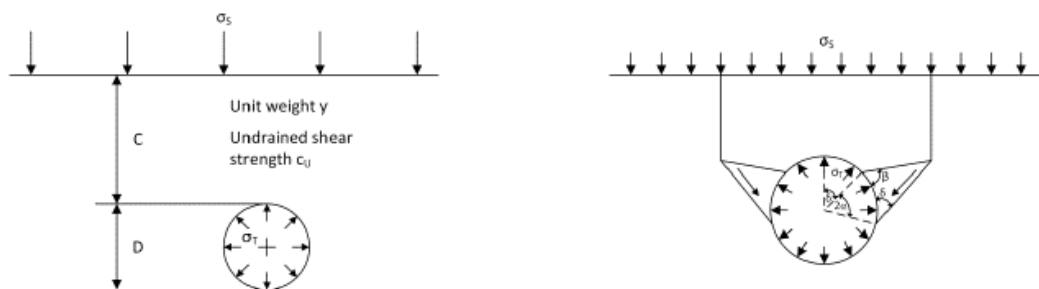


그림 11. 횡단면 형태[Davis et al., 1980]

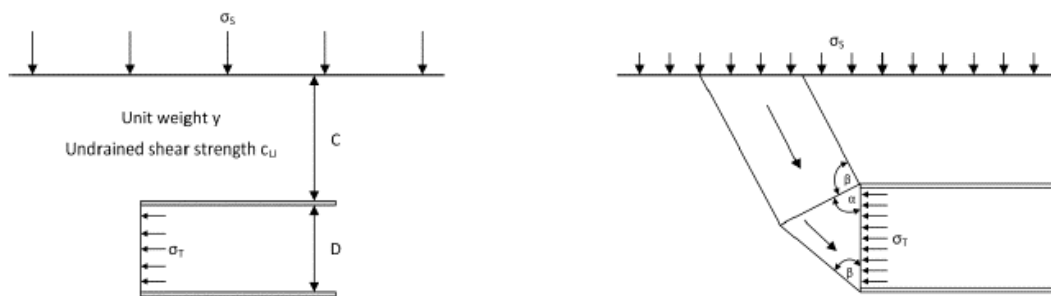


그림 12. 종단면 형태[Davis et al., 1980]

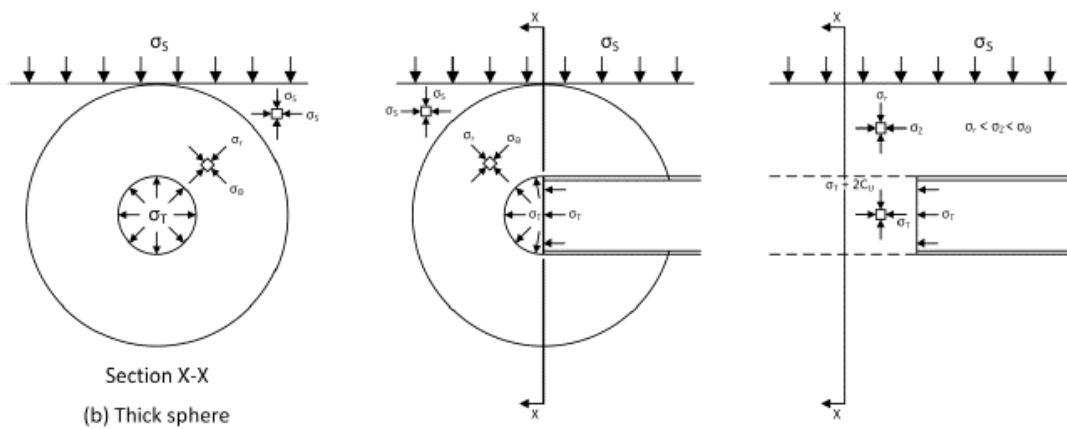


그림 13. 실린더 형태 [Davis et al., 1980]

Davis 등(1980)은 각각의 경우에 대해 상한 값/하한 값 이론 중 하나를 채택하면서 임계 안정성 비율(4.2절에 임계 안정성에 대한 이론이 나타나 있음)을 결정하였다. 임계 안정성 비율은 일반적으로 터널 수직응력에서 터널의 지지압력에서 비배수 전단저항을 나눈 값을 뺀 값으로 계산된다. 이와 같이 계산된 안정성 비율이 임계 비율에 도달하면 터널은 붕괴된다. Davis 등(1980)은 Broms&Bennermark(1967)과 다르게 임계 안정성 비율은 가변적이라는 것을 발견하였는데 이는 임계 안정성 비율이 토피고와 터널 직경에 따라 변하기 때문이다(그림 14).

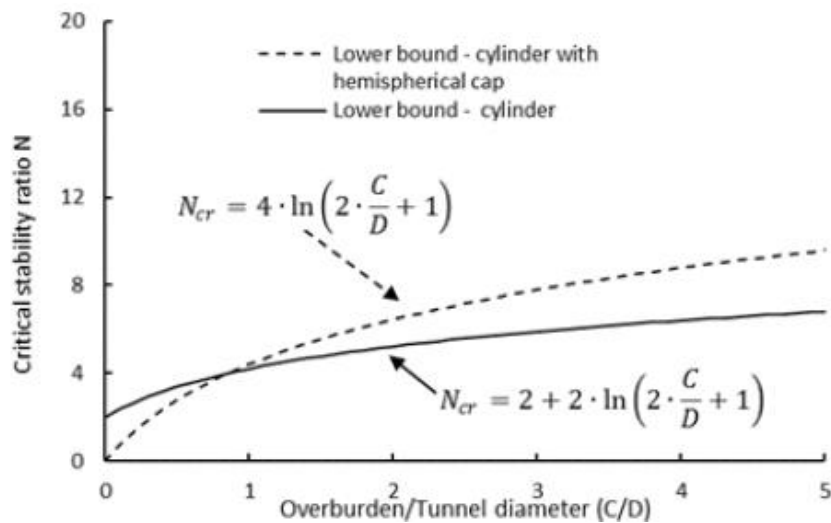


그림 14. 3D 터널 굴진에 대한 하한값 이론을 기반으로 한 임계 안정성 비율 [Davis et al., 1980]

Davis 등(1980)은 원심 분리기 실험 결과(Mair, 1979)를 고려하여 터널의 실제 붕괴가 Case 3(그림 13, 14)에 대한 하한 값 이론을 채택하여 정확하게 발견될 수 있다고 결론지었다. 그러나 저자는 토피고/터널 직경에 대한 비율이 3보다 낮은 경우에 해당 방식을 이용하라고 권장하였기 때문에, 이러한 결과를 완전히 일반화하기 어렵다.

Leca&Dormieux (1990)은 Mohr-Coulomb 파괴 이론을 이용하여 배수 조건 하에서 사질토, 점성토의 막장 안정성을 평가하였다. 그들은 다수의 원추형 강성 블록(그림 15)을 가정하여 막장의 3가지 파괴 모드를 검토하였다. 해당 블록들은 막장과의 교차점에서 타원형 단면으로 나타났고 파괴 지지 압력은 주동 파괴에 대해 계산되었다. 그들이 지지 매체에 대한 파괴압력 대신 막장의 수동 파괴 압력을 검토하였다는 것이 고려되어야 한다. 그 후 저자들은 Chambon&Corte(1989)에 의해 실험적으로 얻어진 값과 이론적으로 얻어진 파괴 시 압력을 비교하였다. 결과적으로 그들은 상한 값 이론에 의해 얻어진 값이 실험 결과와 밀접한 관계를 보이는 것으로 결론지었다. 또한 해당 계산 결과는 지표면의 추가 하중이 사질토, 점성토 모두에서의 터널 막장 안정에 끼치는 영향이 미미함을 나타내었다.

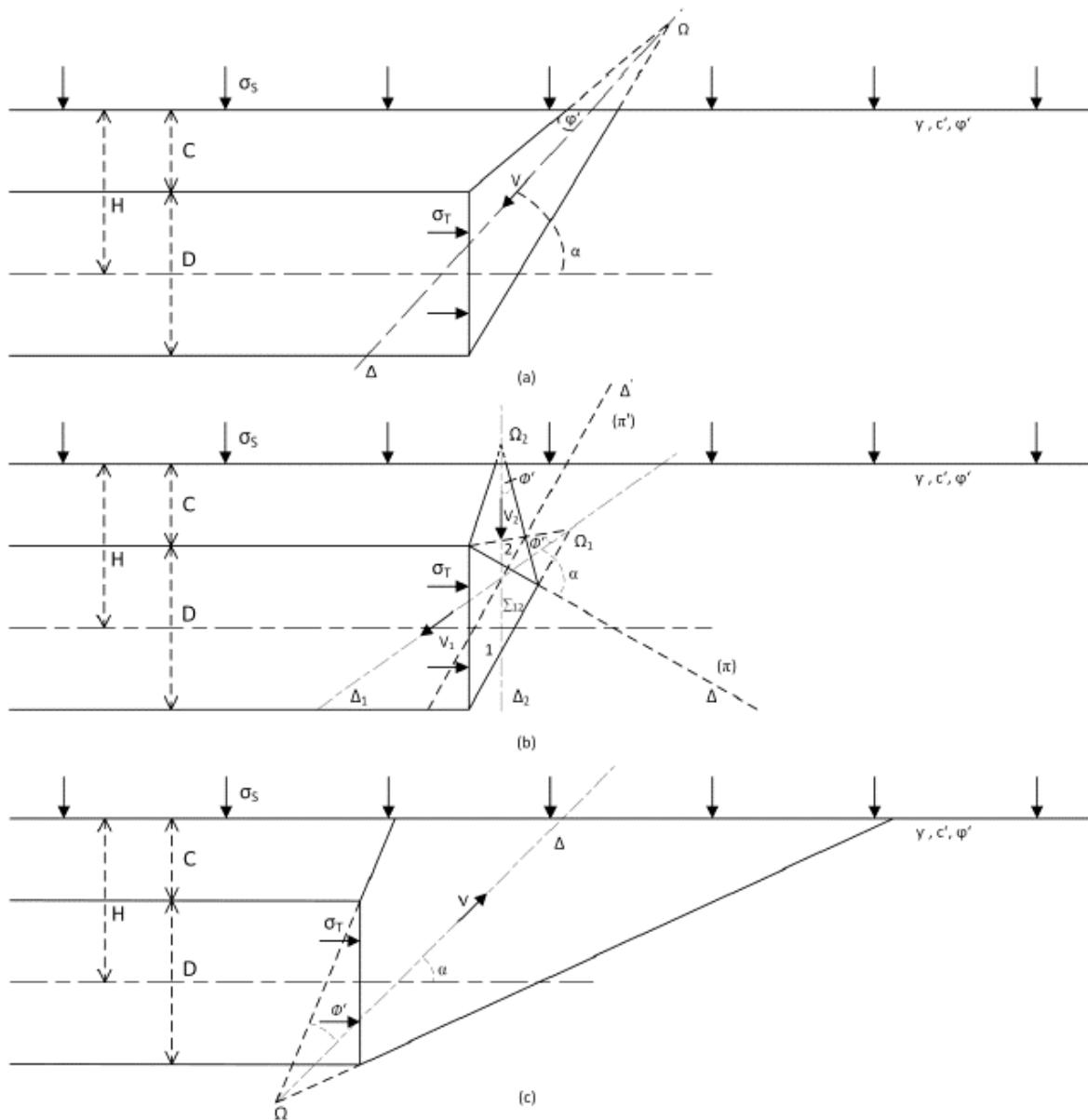


그림 15. 상한 값 파괴 메커니즘 [Leca&Dormieux, 1990]

Mollon 등 (2010)은 최근 추가적인 상한 값 산정 방법을 제안하였다(그림. 16). 저자는 Leca&Dormieux (1990) 와 유사하지만 추가적으로 전체 터널 막장의 붕괴를 고려한 터널 막장 파괴 이론을 개발하였다. 해당 방식을 통해 지반 변수에 대한 상한 치를 조정할 수 있다. 가장 최근에는 Senent 등 (2013)이 Mollon 등 (2010)이 제안한 파괴 메커니즘 내에서 Hoek-Brown 파괴 이론(암반 지층에 대한)을 고려할 수 있는 방법을 구현하였다.

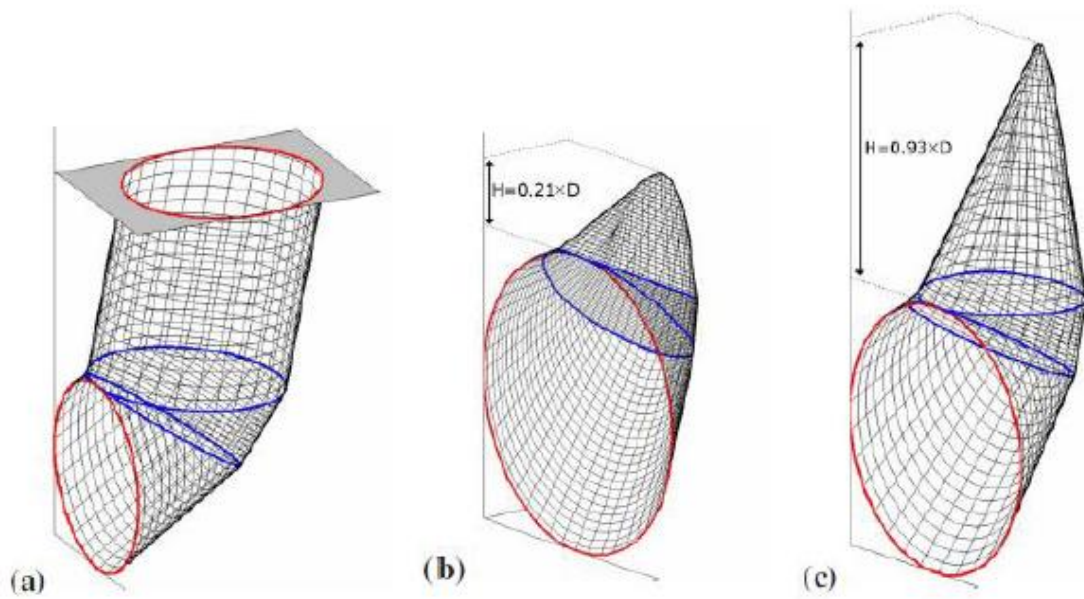


그림 16. Mollon 등이 제안한 다양한 파괴 메커니즘.

a) $\theta=0^\circ$ and $c=20\text{kN/m}^2$, $C/D=1$; b) $\theta=30^\circ$ and $c=0\text{kN/m}^2$, $C/D>0.5$; c) $\theta=17^\circ$ and $c=7\text{kN/m}^2$, $C/D>1$ [Mollon et al., 2010]

4.2 경험적 & 실험적 방법

터널 막장압을 산정하는 데에 실험적인 방법들도 있다. Broms&Bennermark (1967) 는 실험적으로 막장압을 유도하였으며 Vermeer (2002) 는 수치해석적 방법을 이용하였다. 실험적 방법들 중에서는 Broms&Bennermark (1967)에 의한 안정 비율 산정법이 가장 대표적이다.

Broms&Bennermark (1967)는 sheet pile의 원형 개구부에서의 점성토 압출 실험을 통해 안정성을 평가하였다(그림 17).

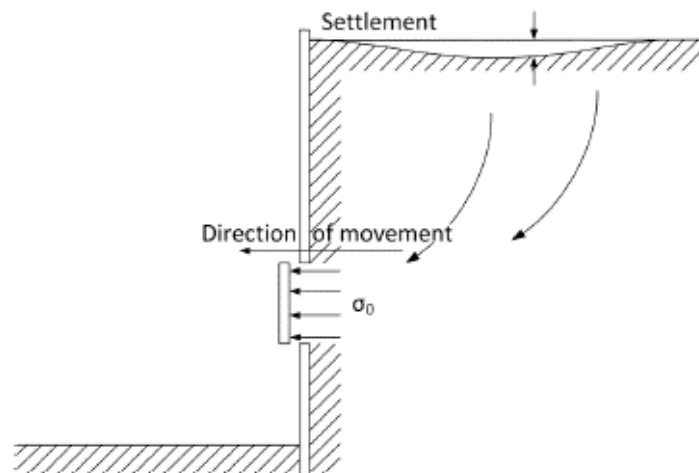


그림 17. 수직 시트 파일의 원형 개구부 (Broms&Bennermark, 1967)

Broms&Bennermark (1967)는 안정성 비율 개념을 기반으로 유사한 수직 개구부에서의 지반의 안정성을 설명하는 수식(식 6)을 개발하였다. 안정성 비율은 개방 축의 수직 응력 ($\sigma_{v,axis}$)에서 지지압력 (s_{axis})를 뺀 값을 비배수 전단강도 c_u 로 나눠 산정한다. 이 접근법은 비배수 조건에서의 순수한 점성토 거동 하에서 유효하다. 측면 압력 계수가 1에 가깝기 때문에 수직응력에서 수평지지압력을 바로 뺀 값을 사용할 수 있다.

$$N \leq \frac{\sigma_{v,axis} - s_{axis}}{c_u} \quad (5)$$

이후 Broms&Bennermark (1967)는 지속적인 실내실험을 수행하면서 안정성 비율이 6보다 작으면 해당 지반은 안정하다는 결론을 내렸다. 이들은 터널 진행방향에 대한 안정성 평가를 위해 이러한 방법을 적용할 것을 제안하였다.

터널 막장 안정에 대한 다른 여러가지 이론들이 실험에 의해 검증되었다. Davis 등 (1980)이 개발한 이론적 모델은 Mair (1979)의 점성토 비배수조건에서의 원심모형 시험으로 검증되었고, Leca&Dormieux (1990)는 Chambon&Corte(1989, 1994)에 의해 실험된 마른 모래에서의 터널 구현 실험을 참고하여 사질-점성토에 대한 이론적인 모델을 유도해 냈다. 한계 평형 방법들 중에서는 Anagnostou&Kovari (1994)의 모델이 Messerli & Anagnostou (2010)와 Bezuijen&Messemaechers-van de Graff(1997)의 실험 결과와 아주 밀접한 상관 관계를 보였고 Jancsecz&Steiner (1994)의 방법은 포화된 모래에서 Piekkenpol 등 (2005)에 의해 평가되었다.

일반적으로, 터널 막장 안정성을 조사하기 위한 2가지의 실험 장치들이 문헌에 등장한다. 이 그룹은 적용된 중력 하중에 따라 분류되어 1-g 실험과 n-g 실험으로 명명되었다. 두 그룹의 장단점은 아래와 같이 요약할 수 있다. (Kirsch, 2009)

1-g 실험 – 실험 장치의 크기가 더 커질 수 있어 입자 크기로 인한 문제 발생이 적다. 응력의 크기가 작아 시험재료의 실제 재료적 특성을 결정하기가 까다로운 문제가 있으며 1-g 실험으로 인한 수치해석적 모델의 검증은 문제를 일으킬 수 있다. 스크류 컨베이어와 커팅 휠을 포함한 EPB TBM을 구현한 Berthoz 등 (2012)에 의하면 1-g 실험 장비는 더욱 더 정교해질 수 있으며, 측정 장치도 마찬가지로 더욱 더 정교해질 수 있다. (터널 막장 붕괴시의 지반의 아치효과와 응력해방에 관한 조사 (Chen 등 (2013)) 참조)

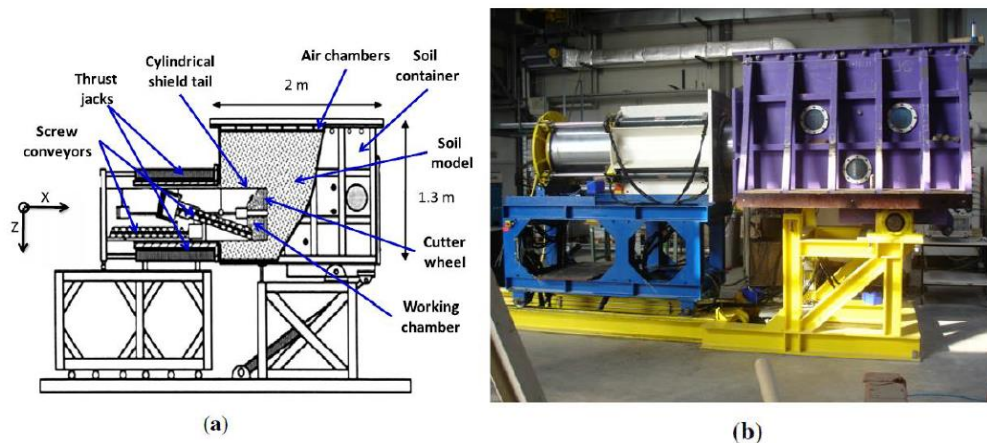


그림. 18: EPB Shield model의 단면모식도 (a) 와 사진 (b) [Berthoz et al., 2012]

● n-g 실험 (원심 분리기, 그림 19)

실험 장치는 실제 터널보다 훨씬 작기 때문에 마찰재료 평가시 입자 크기 효과의 영향을 고려해야 한다. 원심 분리 테스트는 점토와 같은 비배수조건에서 순수하게 점착력있는 재료를 조사하는 데 유용하다. 점토의 경우, 입자의 크기 계수는 중요한 요소는 아니다. 일반적으로 입자 크기 영향은 0.2mm보다 작은 모래 입자를 이용한 0.1m보다 큰 터널 직경에서는 무시될 수 있다. n-g 실험의 장점은 실제 응력 조건이 생성 될 수 있어 토양 고화/압밀 현상이 고려 될 수 있다는 것이다.



그림. 19: 원심분리 실험장치의 Model assembly [Idinger et al., 2011]

4.3 수치해석적 방법

수치적인 막장 안정성 분석의 목표는 터널 막장의 붕괴가 발생하는 가장 높은 지지 압력을 찾는 것이다. 이러한 붕괴를 만들기 위해 다음 네 가지 방법을 사용할 수 있다(Kirsch, 2009; Vermeer 등, 2002, Zhang 등, 2011).

- 1) 하중 감소 방법 –막장 지지 압력은 파괴가 발생할 때까지 감소된다.
- 2) 강도 감소 방법 – 파괴가 발생할 때까지 토양의 전단 특성이 감소된다.
- 3) 변위 제어 방법 – 공동쪽으로 터널면의 변위는 파괴가 발생할 때까지 증가된다.
- 4) 원심 분리기 모델 테스트 기반 방법 – 파괴가 발생할 때까지 중력 가속도가 증가된다.

변위 제어 방법은 일반적으로 실내 실험 검증에 사용된다. 하중 감소 방법은 일반적으로 강도 감소 방법에 비해 더 많은 장점이 있다. 하중 감소 방법에서는 지반 물성 값이 계산 중에 변경되지 않으므로 얻어지는 파괴 모양이 실제에 더 가깝다. 수치 모델링의 경우 토양에 적합한 구성법을 선택해야 한다. Mohr-Coulomb 항복 조건이 있는 선형 탄성 – 완전 소성 모델은 일반적으로 파괴시 막장압 결정하기에 충분히 정확한 것으로 평가된다(Kirsch, 2010). 비 연관 흐름 규칙이 계산에서 가정 될 수 있다.

주의 : 이러한 수치적 방법에 의해 결정된 막장압으로 터널 굴진을 할 경우 큰 지 표면 변형이 발생한다. 여기에 언급 된 방법은 막장 안정성 조사에만 사용된다. 6.3 절에 제시된 장비-지반 상호 작용을 조사하기 위해 실제로 사용되는 방법과 혼동되어서는 안된다

4.4 요약

막장 안정성을 조사하고 붕괴 시 막장 지지 압력을 결정하기 위해 사용된 다양한 방법이 지난 수십 년 동안 개발되었다. 이들 방법에 기초하여, 지지 압력이 계산되었고, 획득된 값들이 터널 굴착 동안 안전 계수를 고려하여 성공적으로 적용되었다. 터널 막장 붕괴 시 이론적으로 계산 된 압력은 실제 규모 실험에서 실제로 검증되지 않았다. 실내 실험만이 특정 계산 방법을 검증하는데 사용되었다. 이 절에서는 실험 결과와의 상관 관계와 관련하여 개발된 방법을 요약하였다. 또한 실제 사용에 대한 정보는 저자의 경험을 바탕으로 제공된다.

토양 유형에 따라 토양은 굴착 중에 배수되거나 배수되지 않은 양상을 보인다. 따라서 특정 계산 방법이 특정 지반 조건에 적합하다. 배수 조건의 경우 Anagnostou & Kovari (1994) 또는 Jancsecz & Steiner (1994)에 의해 공식화 된 한계 평형 방법과 Leca & Dormieux (1990)에 의한 한계 상태 상한 솔루션이 이론적 계산과 실험 사이에 가장 적합한 것으로 알려져있다. 그러나 파괴 메커니즘이 현실에 가까울 때 상한 계산이 복잡해진다. 따라서, 슬라이딩 웨지에 대해 한계 평형의 다양한 공식이 일반적으로 사용된다. 비배수 토양의 경우 원통형 터널 모델을 가정 한 하한 한계 상태 방법이 붕괴시 지지 압력을 가장 잘 예측할 수 있다[Davis et al., 1980]. 이들 저자들은 안정비 접근법을 사용하여 필요한 지지 압력을 결정했다[Broms & Bennemark, 1967]. 이러한 계산 방법은 매우 간단하며 개념은 순수하게 응집 된 토양에서의 굴착에 대한 표준이 되었다. 이 요약에 따라, 한계 평형 방법과 안정비 방법은 6장에 제시되었고, 8장에는 실제의 관련 지지 압력 계산에 대한 추가적인 배경과 예시가 제시되었다.

그림 20. 슬라이딩 웨지 모식도 (지하수 흐름에 따라 추가적인 하중 작용)
[Anagnostou & Kovari, 1996] 다른 힘들의 설명에 대해서는 그림 21 참조.

6. 실무에서의 막장압 계산

굴착은 일반적으로 지반의 1차 응력 상태에서 2차 응력 상태로의 변화를 만든다. 응력 상태 변화는 적용된 지지 압력과 지반에서 원래 응력 상태의 비율에 영향을 받게 되며, 쉴드 굴진으로 인해 발생하는 지반 변형을 결정한다. 또한, 터널 막장의 응력 상태 변화는 굴착 중 쉴드와 지반 그리고 최종 단계에서 라이닝과 지반 사이의 추가 상호 작용에 주요한 영향을 미친다. 터널 실무에서 일반적으로 사용되는 "극한 한계 상태 접근"의 두 대표 예가 이 장에서 자세히 설명하였다. 먼저, 슬라이딩 웨지에서 한계 평형의 가능한 공식이 설명 되었다. 둘째, 안정성 비율 방법을 채택한 계산 방법이 이 장에서 제시되었다. 또한, "Serviceability(사용성) 한계 상태 접근"과 관련된 실무의 대표 예로써 수치적 방법이 논의 되었다.

6.1절과 6.2절에서 소개되는 "극한 한계 상태 접근"은 일반적으로 모든 굴착 단계(굴착, 중단, intervention)에 대해 "green field"아래의 shield passages 동안 지지 압력 계산에 사용될 수 있다. 민감한 지표면하부의 터널에는 수치 해석(6.3 절)에 의한 추가 검증이 권장된다.

6.1 한계 평형 방법

실제로 막장 안정성 계산은 일반적으로 터널 막장의 지반의 점착력이 없거나 점착력을 가진 층과 교호하는 경우에 한계 평형 방법을 사용하게 된다. 이러한 경우에 지반의 유효 (배수) 상태에서의 전단강도 정수가 가정된다. 일반적으로 한계 평형 접근 방식에는 비배수 전단강도 정수를 사용하지 않는 것이 좋다. 슬라이딩 웨지 파괴면을 가정하면, 그에 작용하는 힘 (지지력 포함)이 결정될 수 있다. 그 힘은 한계 평형 상태에 있어야한다. 즉 웨지의 지지력이 완전히 작용하게 된다. 지지력과 작용되는 지반의 전단 저항은 웨지 파괴면을 안정화시키는 반면, 웨지 자체의 중량과 위에 프리즘형상의 상부 중량은 터널의 불안정성을 유발한다. 평형 조건은 경사면(그림 21)에 수직 및 평행 방향으로 공식화될 수 있다.

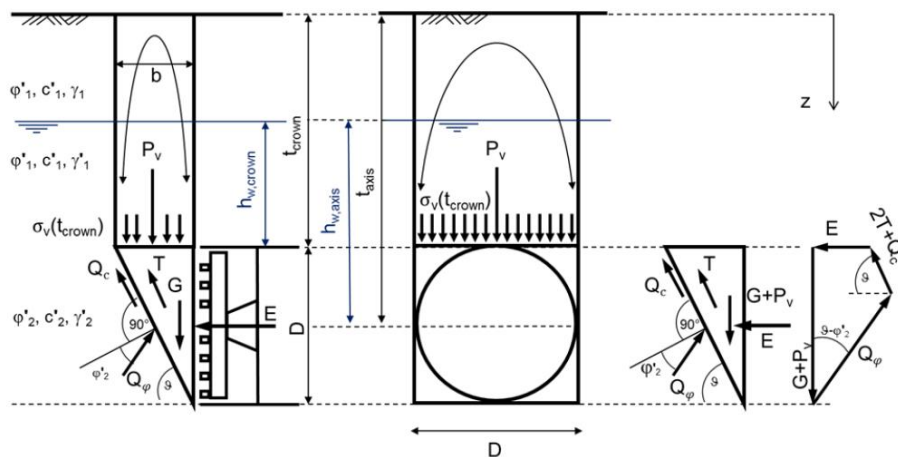


그림 21. 슬라이딩 웨지에 작용하는 힘

여기서, E_{re} = 토압에 의한 지지력, G = Wedge의 자중, P_v = 토양 프리즘 형상으로부터의 수직하중, T = 수직 파괴면에 대한 전단력, ϑ = Sliding angle, φ' = 토양의 마찰각, c = 토양의 점착력, D = shield 지름 그리고 Q = 경사면의 전단력, γ = 토양의 단위중량.

두 개의 평형 조건을 합하면, 요구되는 지지력은 식 (8)에 의해 계산 될 수 있다. 요약 된 평형 조건은 임계 값이 아직 알려지지 않았기 때문에 웨지의 슬라이딩 각도 (ϑ)에 따라 정해진다.

$$E_{re}(\vartheta) = \frac{(G+P_v)(\sin(\vartheta)-\cos(\vartheta)\tan(\varphi'_2))-2T-C'_2\frac{D^2}{\sin(\vartheta)}}{\sin(\vartheta)\tan(\varphi'_2)+\cos(\vartheta)} \quad (8)$$

이어서, 웨지의 임계 슬라이딩 각도 (ϑ_{crit})는 가장 높은 지지력($E_{re}(\vartheta)$) 이 요구되는지를 확인하여야 한다. 따라서, 지지력의 최대화는 슬라이딩 각도의 변화에 따라 결정된다 (그림 22).

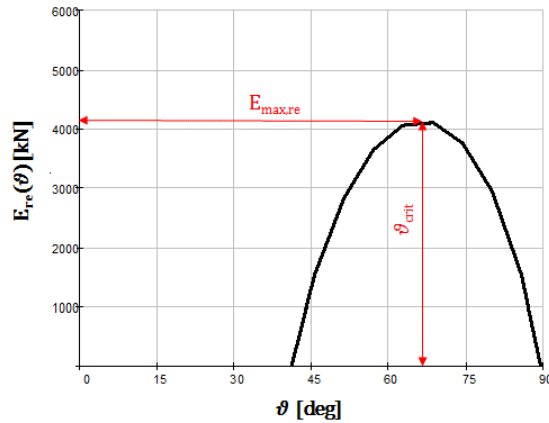


그림 22. 슬라이딩 각도(ϑ)의 변화에 의해 가장 높게 요구되는 지지력($E_{max,re}$)의 결정 예

임계 슬라이딩 각도는 지지력 함수의 1차 미분 값이 0일 때 값으로 찾을 수도 있다(식 (9)).

$$\frac{dE_{re}(\vartheta_{crit})}{d\vartheta} = 0 \quad (9)$$

이 시점부터 식 (8)의 변수 결정이 표시된다. 특정한 힘을 결정하는 데 사용되는 가정은 저자마다 다르다. 다음 장에서는 이러한 계산에 사용할 수 있는 다양한 옵션에 대해 설명하였다. 프리즘 형태의 상부 하중에 의해 웨지에 작용하는 토압 P_v 를 결정하기 위해 두 가지 옵션을 사용할 수 있다. 토압 P_v 는 웨지 상부의 면적에 웨지에 작용하는 수직 유효 응력을 곱하여 계산할 수 있다 (식 (10)).

$$P_v = A\sigma_v(t_{crown}) = D \frac{D}{\tan(\theta_{crit})} \sigma_v(t_{crown}) \quad (10)$$

여기서,

P_v : 웨지의 토양 프리즘으로부터의 수직하중력

$\sigma_v(t_{crown})$: 웨지의 프리즘으로부터의 수직 surcharge

A : 웨지상부의 단면적 [m^2]

수직 응력을 감소시키는(식 (12)) Janssen의 사일로 이론(1895)에 따르면 응력은 썰기형태 위 지반의 야칭 효과를 고려하거나 상재 토피고의 전체 하중을 고려(식 (11)) 하여야 한다. 두가지 방법에 대한 선택은 상부 토피고에 따라 결정된다. 상부 토피고가 터널 직경의 두 배보다 작으면 상부 토피고에 해당하는 지반 전체 중량을 적용한다. 상부 토피고가 더 높으면 Janssen의 사일로 이론이 적용될 수 있다. 그러나 Anagnostou & Kovári (1994)의 경우에 모든 상황에 대해 Janssen의 방정식 사용을 권고한다. 사일로의 지반의 수평토압 계수는 저자마다 크게 다릅니다 (표 3). 여기서 저자는 실무적인 경험을 바탕으로 Melix (1987)가 제안한 계수를 사용할 것을 제안한다.

$$\sigma_v(z) = \gamma_{1,av}z + \sigma_s \text{ for } t_{crown} \leq 2D \quad (11)$$

여기서,

$\sigma_v(z)$: 표고 z 에서의 수직응력 [kN/m^2]

$\gamma_{1,av}$: 상재토피 면적에서 평균 토양 단위중량 [kN/m^3]

Z : 해당 지표면으로부터 시작하는 수직 좌표 [m]

t_{crown} : 상재토피 높이 [m]

σ_s : 지표면에서의 Surcharge (교통하중) [kN/m^2]

$$\sigma_v(z) = \frac{\frac{A}{U}\gamma_{1,av} - C'_1}{K_1 \tan(\phi'_1)} \left(1 - e^{-\frac{U}{A}K_1 z \tan(\phi_1)} \right) + z + \sigma_s e^{-\frac{U}{A}K_1 z \tan(\phi_1)} \quad (12)$$

for $t_{crown} > 2 \cdot D$

여기서

A : 웨지 상부의/사일로의 단면적 [m^2]

U : 사일로의 주면 길이 [m]

K_1 : 사일로내의 수평토압 계수 (표. 3 참조) [-]

표 3 : 사일로 K1 내 수평토압에 대한 제안 계수; 여기서 : ka 활성 수평토압계수, kp 수동 수평토압 계수, k0 정지시 토압 계수

Author	Assumed coefficient of the lateral earth pressure
Terzaghi & Jelinek (1954)	$K1=1.0$
Melix (1987)	$K1=0.8$
Anagnostou & Kovári (1994)	$K1=0.8$
Jancsecz & Steiner (1994)	$K1=ka=(\tan (45-\varphi'12))^2$
Mayer, Hartwig, Schwab (2003)	$K1=1.0$ if $tcrown \leq 5 \cdot d$
Kirsch & Kolymbas (2005)	$K1=k0=1-\sin (\varphi'1)$
Girmscheid (2008)	$ka < K1 < kp$, $K=1$ recommended

슬라이딩 웨지의 자중(G)는 다음의 식(13)에 의해 정의된다.

$$G = \frac{1}{2} \frac{D^3}{\tan(\varphi_{crit})} \gamma_{2,ave} \quad (13)$$

여기서,

G : 슬라이딩 웨지의 자중 [kN]

D : 터널 직경 [m]

$\gamma_{2,av}$: 터널 막장 지반에서의 평균 단위중량 [kN/m³]

한계 평형 계산 접근법에서 가장 논쟁이 되는 부분은 웨지의 수직 삼각형 평면에 대한 전단 저항력을 결정하는 것이다. 전단 저항력은 마찰력과 점착력 (식 (14))의 두 가지 구성 요소로 구성된다.

$$T = T_R + T_C \quad (14)$$

여기서,

T : 웨지의 수직 삼각형 평면에서의 전단저항력 [kN]

T_R : 마찰에 의한 전단저항력 [kN], 선택적으로 $TR,1$ 또는 $TR,2$ 식 (16) , (17) 참조

T_C : 점착력에 의한 전단저항력 [kN]

한편, 웨지에서 주동 토압은 무관하기 때문에 공식에서의 점착력 성분은 상대적으로 일치한다 (식 15).

$$T_c = \frac{c_2 D^2}{2 \tan(\vartheta_{crit})} \quad (13)$$

반면에, 공식에서 마찰로 인한 전단력 구성 성분에 차이가 있다. Broere (2001)가 고려한 다음의 조건들에 대한 가정 사항을 검토해야 한다

- 1) 슬라이딩 웨지에 인접한 지반의 아치 효과의 존재
- 2) 슬라이딩 웨지의 삼각형 평면 측면에 수직 유효 응력의 분포
- 3) 슬라이딩 웨지의 수직 삼각형 평면에 작용하는 수평토압의 계수

첫 번째 가정 (1)의 경우, 웨지 옆의 수직 응력 수준은 일반적으로 웨지의 상단 평면에서와 같은 것으로 가정한다(식 (11) 참조). 웨지의 삼각형 평면 옆에 수직 응력의 분포와 관련하여 존재하는 두 가지 가능성이 있다(2). 이로 인해 삼각형 평면에서 전단 마찰력을 계산할 수 있는 두 가지 방정식이 나타난다. 첫 번째 가능성에서, 웨지의 수직 평면 옆에서와 동일한 응력이 웨지의 최상위 레벨 옆에 존재하고 동시에 웨지의 바닥에 응력 (σ_v , *bottom*)이 존재한다고 가정한다. 그리고 이것은 웨지의 수직면을 따라 위치한 상재하중에 해당한다. 이러한 가정은 Girmscheid (2008), DIN 4126 (2013) 및 Anagnostou & Kovári (1994)에 명기 되어있다. 수직 삼각 슬립 표면 옆의 수직 응력의 대응 분포는 그림 23a)에서 볼 수 있다. 웨지의 삼각형 측면에서의 전단 마찰력은 다음 식(16)으로 정의된다.

$$T_{R,1} = \tan(\varphi'_2) K_2 \left(\frac{D^2 \sigma_v(t)}{3 \tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \gamma_2}{6 \tan(\vartheta_{crit})} \right) \quad (16)$$

여기서,

$\sigma_v(t)$: 터널 크라운부에서의 수직 유효 응력 [kN/m²]

K_2 : 웨지 영역에서의 수평토압계수 area (see Tab. 4) [-]

두 번째 가정으로 웨지 상단의 수직 응력이 웨지 측면의 응력과 동일하게 본 것이다. 그러나 이 경우 현재 상부 지반 단위 중량에 따라 수직면을 따라 수직 응력이 선형으로 증가한다 (그림 23b). 이 가정은 Kirsch & Kolymbas (2005)에서 볼 수 있다. 전단 마찰력은 다음 식(17)에 의해 정의된다.

$$T_{R,2} = \tan(\varphi'_2)K_2 \left(\frac{D^2 \sigma_v(t)}{2 \tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \gamma_2}{6 \tan(\vartheta_{crit})} \right) \quad (17)$$

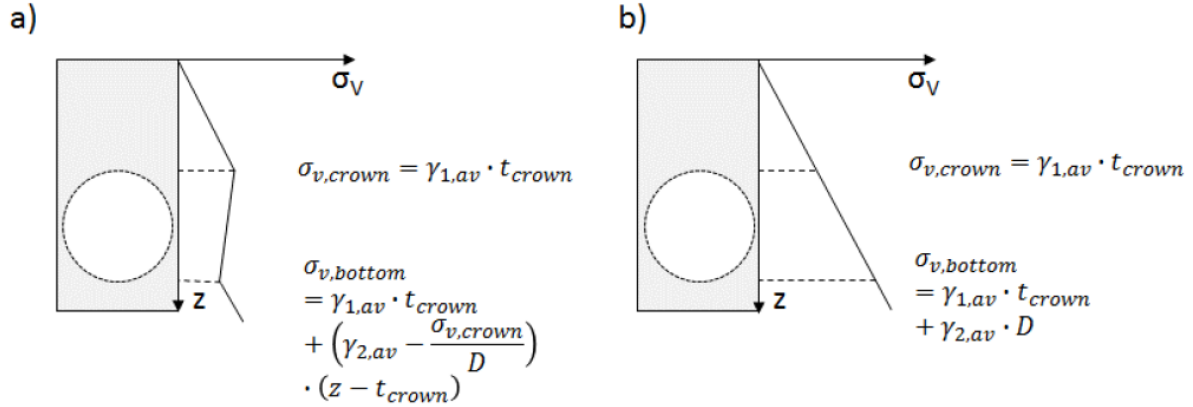


그림 23: 웨지의 삼각형 면 옆의 수직응력의 두가지 가능한 분포: a) Girmscheid (2008), DIN 4126 (2013) and Anagnostou & Kovári (1994) b) Kirsch & Kolymbas (2005)

저자는 쉴드 굴진으로 인해 지반에서 예상되는 상대적으로 작은 응력 재분포를 기반으로 두 번째 안(그림 23b)을 사용하는 것을 제안한다. 웨지 옆의 수직 응력 분포에 대한 이러한 특정 가정은 웨지의 측압 계수와 연결된다(3). 이러한 계수는 표 4에 요약하였다. 이 저자는 굴착 중 응력 재분포에 관한 가정의 일관성 때문에 Janczecs & Steiner (1994)가 제안한 K_2 를 고려할 것을 제안한다.

표. 4 : 슬라이딩 웨지의 삼각형 수직 평면에서 수평토압에 대한 제안 계수

Author	Assumed coefficient of the lateral earth pressure
Anagnostou & Kovári (1994)	$K_2=0.4$
Jancsecz & Steiner (1994)	$K_2=(k_0+k_a)/2$
Mayer, Hartwig, Schwab (2003)	Shear resistance is neglected
Girmscheid (2008)	$k_a \leq K_2 \leq k_p$
Kirsch & Kolymbas (2005), DIN 4126 (2013)	$K_2=k_0=1-\sin(\varphi'_2)$

토압으로 인한 지지력 외에도 지하수 압력에 대응하는 지지력도 결정해야 한다. 지하수 압력은 터널면으로 지하수가 흐르지 않는다고 가정하며, 식 (18)에 의해 쉽게 계산된다.

$$W_{re} = \gamma_w \left(h_{w,crown} + \frac{D}{2} \right) D^2 \quad (18)$$

여기서,

$h_{w,crown}$: 터널 크라운부 위의 지하수위 [m]

γ_w : 물의 단위중량 [kN/m³]

D : 터널 직경 [m]

W_{re} : 사각형 터널 막장 면적에 대한 지하수 압력 [kN]

결과적으로, 얻어진 힘은 직사각형 웨지면에서 원형 터널면으로 재계산되고 부분 안전 계수를 곱한 후 합산된다(3장 식 (4) 참조). 터널 크라운에 필요한 지지 압력은 식 (19)에 따라 계산 될 수 있다. 막장을 지지하는 재료의 단위 중량이 가정된다.

$$S_{crown,min} = \frac{S_{ci}}{\frac{\pi D^2}{4}} - \gamma_s \frac{D}{2} \quad (19)$$

여기서,

γ_s : 지지하는 재료의 단위중량 [kN/m³]

$S_{crown,min}$: 터널 크라운부에서의 지지 압력 [kN/m²]

최소 지지압은 최종적으로 정의됩니다.

독일권 국가에서는 토압으로 인한 지지력의 성분을 계산하기 위해 DIN 4085를 기반으로 한 한계 평형 방법을 사용하기도 한다. 이러한 방법은 Piaskowski & Kowalewski (1965)가 제안한 3차원 파괴체를 가정한다. 막장면에 작용하는 3차원 주동토압은 이 파괴체로써 계산된다(그림 24). 터널 면 지지의 경우 흙막이벽에 대해 DIN 4085 (그림 24)에서 고려 된 벽 마찰각 $\delta = 0$ 도라는 것을 유념해야 한다.

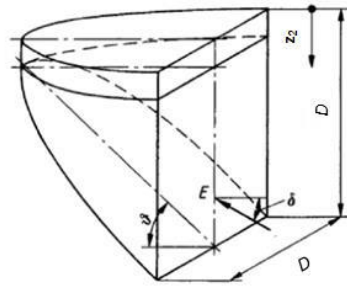


그림 24: Piaskowski & Kowalewski (1965) 논문에 근거한 파괴메카니즘

터널 막장은 일반적으로 계산을 위해 10 개의 수평 라멜라(조각)로 나뉜다. 각 라멜라 구조의 수평 주동 토압 계수는 라멜라 구조체 안 지반의 마찰각 및 점착력에 기초하여 결정된다. 또한, 각 라멜라 구조에 대한 형상 계수가 계산되어 3 차원 효과를 고려한다 (Table 5).

표 5. 3차원 거동을 고려한 파괴 메커니즘을 위한 형상 계수 [DIN 4085]

z_2/D	0	1	2	3	4	6	8	10
$\mu_{agh} = \mu_{aph} = \mu_{ach}$	1	0.82	0.70	0.59	0.50	0.37	0.30	0.25

여기서,

$\mu_{agh}, \mu_{aph}, \mu_{ach}$ 내부 마찰각, 파괴면 상부 상재하중 및 점착력으로 인한 토압 형상 계수 [-]

z_2 굴진면 내의 터널 천단으로 부터의 깊이 [m]

D 파괴 메커니즘의 폭과 높이, 터널 직경 D 와 동일 [m]

각 라멜라 구조로부터 터널단면에 작용하는 3차원 토압은 다음 식을 사용하여 계산됩니다.

$$e_{ah,i} = \gamma_i z_2 \mu_{agh} k_{agh,i} + \sigma_{v,crown} \mu_{aph} k_{agh,i} - c_i \mu_{ach} k_{ach,i} \quad (20)$$

여기서,

$e_{ah,i}$	각 라멜라의 토압 [kN/m ²]
γ_i	토사의 단위중량 [kN/m ³]
z_2	터널 천단으로부터의 연직깊이 [m]
$\sigma_{v,crown}$	터널 천단상부 파괴쇄기 상재하중 [kN/m ²]
$k_{agh,i}$	마찰각에 의한 주동토압계수 [-]
$k_{ach,i}$	점착력에 의한 주동토압계수 [-]

모든 라멜라 구조에서 발생하는 토압과 라멜라 면적을 곱하여 총합을 구하면, 이완된 지반 토체로부터 발생하는 작용력을 구할 수 있다(식 21). 발생 작용력은 챔버내 버력토의 토압 또는 슬러리 압력에 의한 지지력과 동일하지만 (식 4) 원형 터널단면에 대한 재계산이 필요하다. 터널 천단에서의 지지력을 얻기 위한 추가 계산 방법은 이전 한계 평형상태법에 대해 설명한 것과 동일하다.

$$E_{re} = b \sum_0^D e_{ah,i} \Delta h \quad (21)$$

여기서,

E_{re}	토압에 의한 지지력 (사각형 터널 단면) [kN]
Δh	라멜라의 두께 [m]

두 한계 평형 접근 방식은 이론적으로 지반이 불안정하게 되는 최소 지지력을 제공한다는 점에 유의해야 한다. 이러한 상태는 구해진 지지 압이 가해지면 상대적으로 지반 변형이 허용치 이내로 들어오는 안전율을 적용할 때 가능하다. 일반적인 안전율이 모든 지반에 동일하게 적용되기 때문에 구해진 실제 변위량은 지반 강성에 따라 달라진다.

6.2 안정비를 이용한 방법

안정비를 이용한 방법은 지지압을 구하는 실용적 계산법이다. 지반 전체의 지반 변수를 고려하므로 토압과 지하수압으로 인한 지지압을 분리하지 않는다. 그러나 계산된 지지압은 적어도 지하수압과 같아야 한다(5 장 참조). 이러한 계산 방법은 점착성 지반의 비배수 조건에서의 굴착 시 적합하다. 따라서 투수계수가 낮은 지반이 해당된다. Anagnostou & Kovari (1994)는 0.1 – 1.0 m / h (1.7 – 16.7 mm / min)보다 높은 굴진속도와 $10^{-7} \sim 10^{-6} \text{m/s}$ 보다 낮은 투수계수 조건에서는 비배수 거동을 예상할 수 있다고 언급하였다. 투수계수의 범위는 굴착중인 경우에만 해당되며 굴진 정지 또는 가동 중지 시간 동안 비배수조건을 유지하기 위해서는 더 낮은 투수계수가 필요하며, 이는 간과해서 안되는 매우 중요한 요소이다. 또한, 충분한 두께의 비배수상태의 토사가 터널 굴진면 주변을 감싸고 있는지 확인해야 한다 (그림 25). 첫 번째 계산 단계로서 지반상태를 조사하기 위해서 임계지반강도비가 검토되어야 하는데, 이는 터널굴진면의 붕괴 여부를 나타내는 실질적인 지표이기 때문이다. 고려 된 이론에 따라 임계 지반강도비는 일반적으로 토피고와 쉴드 직경에 관련 있다. (표 6).

표6: 문헌에서의 지반강도비 관련 식; t_2 는 굴착 중 비배수 거동을 하는 토사의 토피를 나타냄

Author	Critical stability ratio
Broms & Bennermark (1967)	$N_{cr} \leq 6$
Davis et al. (1980) – lower bound	$N_{cr} = 4 \cdot \ln(2 \cdot t_2/D + 1)$
Atkinson & Mair (1981)	$N_{cr} = 5.8613 \cdot (t_2/D)^{0.4156}$
Casarin & Mair (1981)	$N_{cr} = 3.9254 \cdot (t_2/D)^{0.36}$

한계 지반안정비는 지반붕괴시 지지압을 의미하므로 안전율에 의한 여유치가 계산에 포함되어야 한다. 가정 된 안전율은 실제 안정성을 결정한다 (식 (22)). 표 7에 터널 굴진면의 토양 거동과 실제 안정성 비율 사이에 일반적으로 허용되는 상관 관계가 요약되어 있다.

$$N = \frac{N_{cr}}{\eta} \quad (22)$$

여기서,

N 지반안정비 [-]

η 안전율 ($\eta = 1.5$) [-]

표 7: 일반적으로 통용되는 강도응력비 및 터널 안정성에 미치는 영향 [Leca & New, 2007]

Tunnel face behavior	Stability ratio
The overall stability of the tunnel face is usually ensured	$N < 3$
Special consideration must be taken of the evaluation of the settlement risk	$3 < N < 5$
Large amounts of ground losses being expected to occur at the face	$5 < N < 6$
Tunnel face unstable, collapse may occur	$N > 6$

결과적으로 굴진면에서의 소요 지지압은 수식 (23)에 의해 계산이 가능하다.

$$S_{axis} = \sigma_{v,tot,axis} - Nc_u \quad (23)$$

여기서,

N 지반안정비 [-]

$\sigma_{v,tot,axis}$ 터널축에서의 전응력 (상재하중 포함) [kN/m²]

S_{axis} 터널축에서의 지지압력 [kN/m²]

c_u 토사지반의 비배수 전단강도 [kN/m²]

주어진 S_{axis} 값으로부터 터널 천단에서의 소요 지지압력을 계산할 수 있다. (식 24). 이때, 챔버 내의 슬러리 혹은 토사 버력의 단위중량을 고려하여야 한다.

$$S_{crown,min} = S_{axis} - \gamma_s \frac{D}{2} \quad (24)$$

여기서

γ_s 지지 재료의 단위중량 [kN/m³]

$S_{crown,min}$ 터널 천단에서의 지지압 [kN/m²]

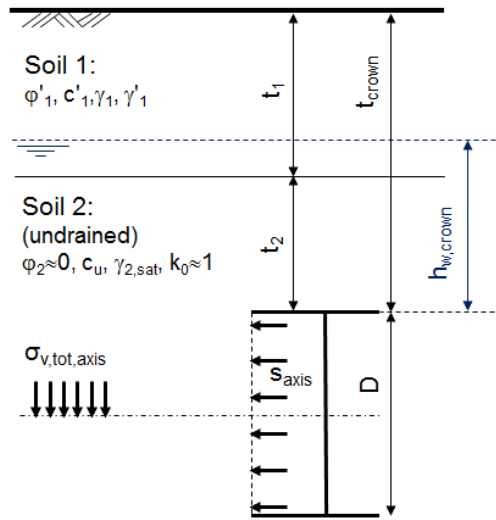


그림 25: 지반안정비 분석을 위한 지반 모델

식 (23)의 계산을 위해서 식 (25)를 이용하여 터널 중심에서의 연직방향 전응력을 얻어야 한다. 단, 연직응력보다 수평응력이 큰 과압밀된 지반조건에서의 굴착의 경우 안전측 검토를 위해 연직 혹은 수평응력 중 큰 값을 사용하여야 한다. (Davis et al. (1980)).

$$\sigma_{v,tot,axis} = \sigma_{v,interface} + (t_2 + 0.5D)\gamma_{2,sat} \quad (25)$$

여기서,

$\sigma_{v,tot,axis}$	터널 중심에서의 연직 전응력 [kN/m ²]
$\sigma_{v,interface}$	배수성 토사와 비배수성 토사의 지층 경계에서의 연직 전응력. (상재하중 포함) [kN/m ²]
t_2	터널상부 비배수성 토사의 층후 [m]
D	셸드 직경 [m]
$\gamma_{2,sat}$	비배수성 토사(soil 2)의 포화 단위중량 [kN/m ³]

압축공기 상태에서의 굴진면 점검중에는 Davis et al. (1980)의 식 (26)을 이용하여 그림. 26에서와 같이 국부적인 파괴모드를 검토할 것을 추천한다. 만약 대구경 셸드가 적용되고 토사의 비배수 점착력이 매우 낮은 경우에는 이러한 검토는 특히 중요하다. 식 (26)은 4.1절에서 논의된 바와 같이 상계정리(upper bound theorem)에 의한 원형 터널에 대해 유도되었다. 추가적인 내용은 Li et al. (2009)을 참조하기 바란다.

$$\frac{\gamma_{2,sat}D}{c_u} \leq 10.96 \quad (26)$$

만약 계산값이 10.96보다 큰 경우에는 챔버내의 슬러리 혹은 굴착 토사를 전부 제거하지 않고 일정수준을 유지하는 것이 유리하다. (예를 들어 압축공기와 함께 절반의 굴착 토사 혹은 슬러리의 조합)

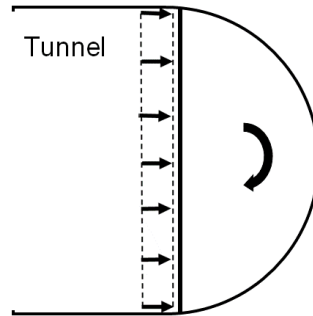


그림 26: 압축공기 지지시의 굴진면의 국부적인 파괴 모드

6.3 수치해석법

특별한 경우, 예를 들어 민감한 지장물에 근접한 굴착공사의 진행 등의 상황에서는 면판 지지력은 허용가능한 지표침하의 수준에 따라서 정의되어야 한다. 이러한 경우에는 사용성 한계 상태(serviceability limit state)에서 장비와 지반과의 상호작용을 검토하여야 한다. 유한요소법에 의한 수치해석은 장비와 지반의 상호작용 분석에 사용된다. 터널 면에서의 지지압과 지표침하의 관계를 규명하기 위해 가장 선호되는 방법은 쉴드의 굴착 및 전진을 고려한 3차원 단계별 굴착 해석이다. 면판의 지지압 외에도 이 분석을 통해 후방 세그먼트 배면 백필 그라우팅의 영향 분석도 진행한다. 그러나, 이러한 3차원 해석을 통한 최적의 지지압 계산은 많은 계산을 요구하기 때문에 많은 시간이 소모된다. 따라서, 보다 빠른 방법으로 2차원 평면 변형률 해석법(2차원 모델 슬라이스에 직각방향으로의 굴착 모사)이 실용적인 측면에서 인기를 얻고 있다. 이러한 2차원 접근법에서는 지지압을 터널 굴착 주면에 작용시키게 되고, 면판 막장압에 따른 지표침하와의 상관관계를 분석할 수 있다. 불행히도, 이러한 2차원 해석법이 3차원 해석법과 비교해 항상 안전 측의 결과를 도출한다고 단정할 수는 없다. 3차원 해석과 2차원 평면 변형률 해석법 중간단계에 해당하는 방법으로 유사 3차원 해석법이 있다. 주요 차이점으로는 유사 3차원 해석에서는 3차원 해석과 달리 단계별 굴착 과정이 고려되지 않지만, 3차원 응력 상태에 대한 분석은 유지된다. 또한 짧은 구간의 굴진에 대해 분석하는 경우 유사 3차원 해석이 2차원 평면 변형률 해석에 비해 장점을 갖게 된다.

6.4 요약

비점착성 지반은 어느 한계평형상태 식을 적용하는가에 따라 막장압 계산값은 큰 범위의 차이를 보인다. (Vu et al. (2015) or Kirsch (2010) 참조). 점착성 지반의 경우에는 이러한 차이 정도가 줄어든다. 한계 평형 상태법 내에서 값을 사용하는데 사용한 가정조건은 토사의 전단강도 계산 과정에서도 동일하도록 유지하는 것이 바람직하다. 임계 지반안정비 및 비배수 점착력 계산을 위한 가정은 결과 산정에 주요한 영향 인자들이다. 임계 지반안정비는 사례별로 지역적인 경험과 특성을 반영하여야 한다. 더욱이 비배수 전단강도는 보수적인 관점에서 평가되어야 한다. 그럼에도 불구하고 임계지반안정비법은 종종 지하수압을 막장압 계산의 결정적 인자임을 보여준다. 특정 지반 조건하에서의 굴착을 위한 막장압의 설계에 있어서 부적절한 설계로 인한 파괴 혹은 지반 침하 등 모든 가능한 결과들을 염두에 둘 필요가 있다. 가장 극단적인 시나리오는 계산의 접근이 얼마나 보수적이어야 하는지 결정한다. 일반적인 경험상, 비점착성 지반에서의 슬러리 쉴드 조합에서의 부적절한 막장압은 지표까지 즉각적인 파괴를 유발할 수 있다. EPB 쉴드와 점착성 지반의 조합은 지표까지의 파괴는 없이 기껏해야 지표침하를 유발하는 수준정도일 것이다. 지표까지의 토피는 이러한 현상에 주요한 인자로서 작용을 한다. 초연약지반 또는 상부 지상 공사현장 하부 통과 등 난공사 조건에서의 굴착을 위해서는 이론적 계산에 의한 막장압의 결정과 함께 수치해석에 의한 장비-지반 상호작용 분석이 수반되어야 한다.

7. 추가 고려 사항

7.1 막장압 편차

막장압의 편차는 계산과정에서 반드시 고려되어야 하며 ZTV- ING (2012)(3장 참조)에 따라야 한다.

- +/- 10 kN/m² (슬러리 쉴드의 경우 및 압축공기 모드의 경우(EPB 쉴드, 슬러리 쉴드))
- +/- 30 kN/m² (EPB 쉴드의 경우)

EPB 쉴드의 경우 편차의 범위가 크게 정의되는데 이는 막장압의 조절에서의 불확실성이 높기 때문이다. 이러한 편차는 막장압의 하한에 더해지게 되고 상한에서는 빼주어야 한다. 그러나, EPB shield에서의 큰 편차는 때로는 EPB shield 적용 타당성이 낮아지는 양상을 초래하기도 한다. 따라서, 특별한 경우 타당한 사유에 의해서 EPB shield에서의 막장압의 편차를 낮추는 경우도 있다. 편차의 축소는 특히 상한에서의 축소에 중점에 두어야 한다. 왜냐하면 심도가 상대적으로 낮은 경우 지표용기 혹은 토사의 갑작스런 분출 등이 발생할 수 있기 때문이다. 막장압 편차를 낮추는 경우는 근본적으로 우수한 쉴드 운전, 즉 운전 과정의 설계 및 제어가 필수적이다.

7.2 다층으로 구성된 연약지반의 불균질한 터널 굴진면

다층으로 구성된 연약지반의 터널굴진면은 두가지 관점에서 불균질하다. 첫번째는, 터널의 한부분은 배수거동을 보이는 중에 다른 부분은 비배수 거동을 보일 수 있다. 이러한 관점에서 전체의 터널 단면은 비수조건으로 봐야 하며 및 한계평형법으로 검토되어야 한다.

두번째는, 굴진면에서의 지반거동이 일률적으로 배수거동 혹은 비배수 거동인 경우이다. 이러한 경우 굴진면에서의 지반의 전단강도 편차는 매우 클 수 있다. 한계평형해석 및 지반안정비 해석법 모두 터널 굴진면의 균질할 것이라고 가정한다. 따라서, 터널굴진면의 지반은 실용적인 관점에서 보통 균질화 시켜서 계산을 진행한다. 불균질한 굴진면 지반조건하에서 보다 정확한 한계평형상태 해석법은 Broere(1999)에 의해 제시되었다. 이 방법은 D-Wall 벽체의 안정성을 계산하기 위한 방법으로 Walz (1983)에 의해 개발된 수평 슬라이스법에 기반하고 있다. Broere(1999)는 파괴 웨지 토체의 미소 수평 슬라이스의 평형방정식을 유도하였다. 물성치가 다른 지층의 각기 다른 파괴면의 각도를 고려할 수 있는 방법은 없고 모든 층에 대해 동일한 미끄러짐 파괴각도가 적용된다. 불균질한 굴진면의 파괴 각도는 수치해석의 도움을 받아서 결정되어야 한다. Zizka et al. (2013)에 의해서 수행된 수치해석은 불균질 터널 굴진면의 파괴 각도 결정이 상당히 복잡하다는 것을 보였다. 이러한 복잡성은 불균질한 굴진면의 파괴 각도 결정이 광범위하게 성공적이지 못하게 하는 요인으로 작용하였다.

이전에 언급된 요소들로 인해서, 터널 굴진면 지반의 균질화를 위한 가중평균 접근법은 간혹 실용적인 측면으로 적용된다. 최악조건 및 최상조건을 고려한 두가지 추가적인 계산이 보충되어야 한다. 최악조건은 보다 보수적인 접근으로 단면상의 불균질 지반 중의 가장 낮은 전단강도가 전단면에 걸쳐 작용하는 것으로 가정한다. 반면에 최상의 조건은 단면상의 불균질 지반중 가장 우수한 지반조건이 전단면에 걸쳐있다는 가정하에 필요한 굴진면 지보합을 계산한다. 최소 막장압은 이 두 경계값 사이에서 엔지니어의 판단 하에 결정된다.

7.3 암반 및 토사 복합지반 굴진

굴진면에 경암과 연약지반이 동시에 나타나는 경우를 본 지침서에서는 복합지반이라고 정의한다. 여러가지 터널 굴착중 문제가 복합지반과 관련이 있다. [Thewes, 2004]. 여러 가능한 시나리오에는 터널 굴진면 안정성 평가 및 필요한 막장압의 결정과 관련한 복합지반이 고려되어야 한다.

그림 27의 case 1의 경우 터널 굴진면의 거의 전체가 연약토사이고 일부 암층으로 구성된 지반을 EPB 쉴드로 굴진하는 경우이다. 이런 경우 전체 굴진면이 연약토사로 되어있다고 가정하고 막장압의 계산이 이루어져야 한다. 굴착동안에는 챔버에 필요한 물성치를 갖고 있는 토사가 채워져 있기 때문에 EPB 쉴드의 막장압이 유지될 수 있다. 하지만, 암석 절삭 커터(디스크 커터)는 단면의 일부를 차지하는 암석을 절삭하는 과정에서 과도한 하중을 받을 수도 있다. 높은 굴진율(penetration rate, mm/rev)로 운전중인 EPB 쉴드에서 커터에 가해지는 하중을 허용하중 이내로 제어하여 제한하는 것은 매우 어렵다. 따라서 굴진율이 암반의 강도에 따라서 굴진율 허용치를 산정하여 운전중 굴진율을 허용치 이내로 제어하여야 한다.

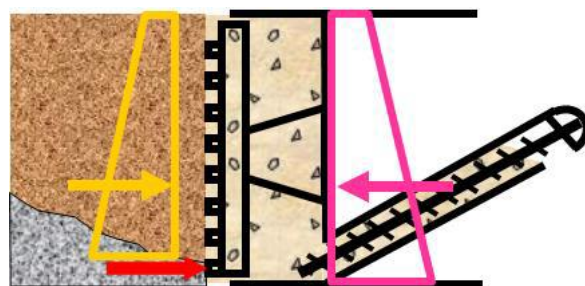


Fig. 27: Case 1 – 굴진면에 일부만 경암이 위치하는 경우, 노란 화살표 – 토압, 붉은 화살표 – 디스크 커터에 가해지는 하중 (과도한 하중 작용 가능)

그림 28의 case 2의 경우는, EPB 쉴드가 작은 부분의 토사가 위치하고 대부분이 경암으로 구성된 복합지반을 굴착하는 경우이다. 막장압의 계산은 case 1의 경우와 같으나 등가 터널 직경은 나타난 토사층의 두께로 적용한다. EPB 쉴드를 위해서는 그러나, 암석층의 절삭 파편으로 이루어진 챔버내의 버력의 구성으로 인해서 (세립분이 부족하여) 이러한 막장압의 유지가

어려울 수 있다. 이러한 암석층의 절삭 파편은 버력 배토를 위한 유동성의 저하뿐만 아니라 지하수 제어를 위한 투수계수 특성도 가지 어렵게 한다. 결과적으로 다음과 같은 문제점을 야기하게 된다.

- 챔버내로의 과도한 지하수의 유입
- 면판의 연약토사층에 대한 막장압 부족
- 과도한 절삭토, 면판 등의 마모
- 과도한 열발생과 그로 인해 굴착중 메인 베어링의 냉각 시간 소요, 커터 점검 전의 냉각 시간 소요

이러한 문제점은 폼 등의 컨디셔닝 첨가제를 챔버내로 주입함으로써 상당부분 개선할 수 있고, 이는 챔버내의 버력토의 투수계수와 마모를 감소시키는 데 목적이 있다.

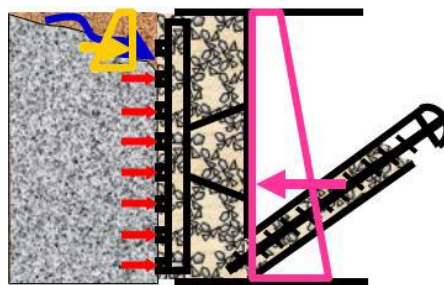


그림 28: Case 2 – 경암이 대부분의 굴진단면을 차지하는 EPB 쉴드 굴착의 경우, 노란화살표 – 토압, 붉은화살표 – 경암굴착시 커터에 작용하는 하중

그림 29의 Case 3 경우, 슬러리 쉴드는 복합지반을 굴착하는 상황이다. 굴진면 막장압의 계산은 토사지반에 적용되어야 하며, 이때 토사지반에 대응되는 등가 직경이 적용된다. 이러한 단면 막장압은 어떠한 조성의 복합지반에 대해서도 쉽게 유지될 수 있다.

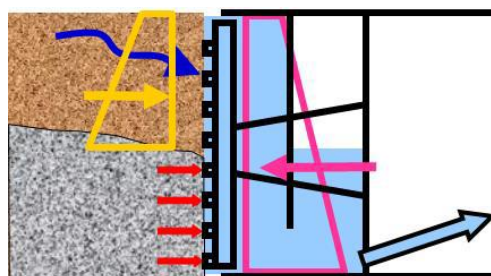


그림 29: Case 3 – 복합지반 슬러리 쉴드, 노란선 – 토압분포, 붉은선 – 커터에 가해지는 하중

7.4 슬러리 쉴드에 의한 굴착 중 과잉간극수압

포화된 사질토 지반에서의 슬러리 쉴드 굴착중 터널 굴진면 전방에 슬러리의 투과 과정에서 과잉공극수압이 발생할 수 있다. 이러한 과잉 공극수압은 굴진면 안정성 분석에 사용된 안전율을 떨어뜨리게 된다. 현재까지 이러한 과잉간극수압의 계산하는 일반적인 접근법이 수행되지 않고 있으나, 이론적 접근법은 Bezuijen et al. (2001) and Broere & van Tol (2000)에 의해 논의된 바 있다. 그림 30은 Jancsecz & Steiner (1994)에 의해 제시된 터널 굴진면 안정 계산에서의 과잉간극수압의 고려한 사례를 보여주고 있다.

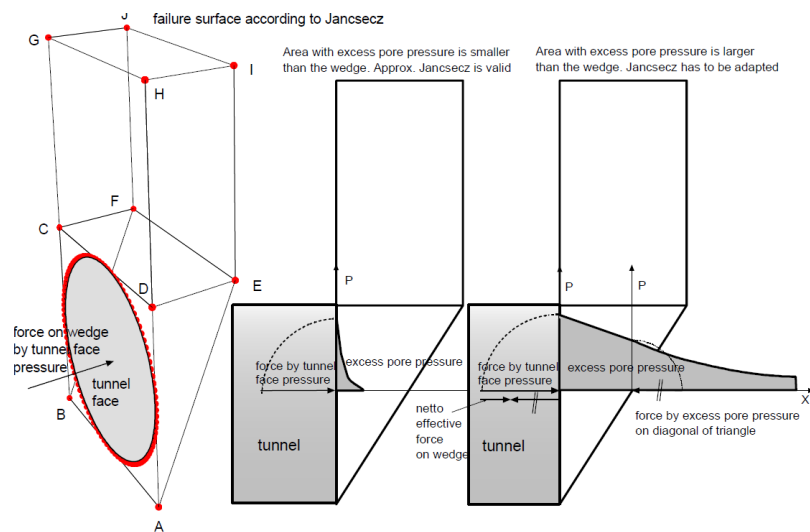


그림 30: 굴진면 전방으로의 과도한 굴진면 막장압 [Bezuijen et al, 2001]

굴착중 과잉간극수압은 공극수압 측정기에 의해서 측정이 가능하다. 이러한 측정은 2차 Heinenoord 터널 [Bezuijen et al, 2001] 공사중 수행되었다. 이를 통해 막장압의 조정, 슬러리 물성치의 조정 등 대응을 가능케 한다.

8. 참고문헌추가 고려 사항

- [1] Abe T., Sugimoto Y., Ishihara K. (1978): Development and application of environmentally acceptable new soft ground tunneling method. In: Proc. Int. Symp. "Tunnelling Under Difficult Conditions", Tokyo, pp. 315-320
- [2] Anagnostou, G. (2012): The contribution of horizontal arching to tunnel face stability. *Geotechnik* 35 (2012), Heft 1, pp. 34-44
- [3] Anagnostou G. & Kovari, K. (1994), The Face stability in Slurry-shield-driven Tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology* No. 2 1994, pp. 165-174
- [4] Anagnostou G. & Kovari K. (1996): Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields. *Tunnelling and Underground Space Technology* No. 2 1996, pp. 165-173
- [5] Atkinson J. H., Mair R. J. (1981): Soil mechanics aspects of soft ground tunnelling. *Ground Engineering* 1981; 14, pp. 20–28.
- [6] Atkinson J.H., Potts D.M. (1977): Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Géotechnique* 1977; 27: 203–15.
- [7] Berthoz N. et al. (2012): Face failure in homogeneous and stratified soft ground: Theoretical and experimental approaches on 1g EPBS reduced scale model. *Tunnelling and Underground Space Technology* 30 (2012), pp. 25–37
- [8] Bezuijen A., Messemackers-van de Graaf C. A. (1997): Stabiliteit van het graafront bij vloeistofondersteuning. Technical Report 33, Boren Tunnels, en Leidingen, 1997
- [9] Bezuijen A. (2009): The influence of grout and bentonite slurry on the process of TBM tunnelling, *Geomechanics and Tunnelling* 2 (2009), No. 3, pp. 294-303, DOI: 10.1002/geot.200900025
- [10] Bezuijen A., Pruiksma J. P., van Meerten H. H. (2001): Pore pressures in front of tunnel, measurements, calculations and consequences for stability of tunnel face, In Adachi, T., K. Tateyama & M. Kimura (eds), *Modern Tunneling Science and Technology*, pp. 799–804. Rotterdam, Balkema
- [11] Bezuijen A., Schaminée P. E. L. (2001): Simulation of the EPB-shield TBM in model test with foam as additive, *Proc. IS-Kyoto 2001 conference on Modern Tunneling Science and Technology*, pp. 935 - 940
- [12] Broere W., van Tol A.F. (1998): Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils. Nego, Jr. & Ferreira (eds.) *Tunnels and Metropolises*, Sao Paolo, Brazil, 1998, pp. 215–218.
- [13] Broere W., van Tol A. F. (2000): Influence of infiltration and groundwater flow on tunnel face stability. In Kusakabe, O., K. Fujita & Y. Miyazaki (eds), *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 339-344. Balkema
- [14] Broere W. (2001): Tunnel face stability and new CPT applications. PhD thesis, Delft University
- [15] British Tunnelling Society in association with the Institution of Civil Engineers (2005): *Closed-Face Tunnelling Machines and Ground Stability - A guideline for best practice*, ISBN: 0 7277 3386 9
- [16] Broms B., Bennermark H. (1967): Stability of clay in vertical openings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 1967; 193: pp. 71–94.
- [17] Budach Ch. (2011): Beitrag zur Verwendung von Konditionierungsmitteln beim Einsatz von Erddruckschilden in grobkörnigen Lockergestein. Doctoral thesis, Ruhr-Universität Bochum (in German)
- [18] Budach, C.; Thewes, M. (2013): Erweiterte Einsatzbereiche von Erddruckschilden. *Geotechnik*. Volume 36, Heft 2, 2013, pp. 96-103, DOI: 10.1002/gete.201200012.
- [19] Budach C., Thewes M. (2015): Application ranges of EPB shields in coarse ground based on laboratory research, *Tunnelling and Underground Space Technology* 50 (2015), pp. 296–304

-
- [20] Casarin C. and Mair R. J. (1981): The assessment of tunnel stability in clay by model tests. In: *Soft-Ground Tunnelling: Failures and Displacements*. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 33-44.
- [21] Chambon P. & Corte J. F. (1989): Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré: modélisation en centrifugeuse. In *Proc. Int. Conf. Tunneling and Microtunneling in Soft Ground: From Field to Theory*, Paris, pp. 307 – 315 (In French)
- [22] Chambon P. & Corté J.F. (1994): Shallow Tunnels in Cohesionless Soil: Stability of Tunnel Face. *J. Geotech. Engineerg.*, 120(7), pp. 1148–1165.
- [23] Chen R. et al. (2013): Experimental study on face instability of shield tunnel in sand. *Tunnelling and Underground Space Technology* 33 (2013), pp. 12–21
- [24] Code for construction and acceptance of shield tunneling method, issued by ministry of housing and urban-rural of the development of the people's republic of China, Mar. 2008 (In Chinese)
- [25] DAUB (2010): Empfehlungen zur Auswahl von Tunnelvortriebsmaschinen, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (DAUB), published 2010 at www.daub-ita.de, also published in *Taschenbuch Tunnelbau 2011*, VGE Verlag GmbH (in German), English version to be found in Maidl et al. (2013)
- [26] Davis E.H., Gunn M.J., Mair, R.J., Seneviratne H.N. (1980): The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique* 30 (4), pp.397–416
- [27] DIN 4085:2007-10: Baugrund – Berechnung des Erddruckes (Subsoil – calculation of earth-pressure), 2007 (in German)
- [28] DIN 4126:2013-09: Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden (Stability analysis of diaphragm walls), 2013 (in German)
- [29] Eurocode 7 - EN 1997: Geotechnical design (2006)
- [30] Galli M.; Thewes M. (2014): Investigations for the application of EPB shields in difficult grounds. *Untersuchungen für den Einsatz von Erddruckschilden in schwierigem Baugrund. Geomechanics and Tunneling* 7, No. 1, 2014, pp. 31-44, DOI: 10.1002/geot.201310030.
- [31] Girmscheid G. (2008): *Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau*, Ernst und Sohn Verlag, Berlin (in German)
- [32] Hollmann F.; Thewes M. (2013): Assessment method for clay clogging and desintegration of fines in mechanised tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology* Vol. 37, 2013, pp. 96-106, DOI: 10.1016/j.tust.2013.03.010.
- [33] Holzhäuser J., Hunt S. W., Mayer C. (2006): *Global experience with soft ground and weak rock tunneling under very high groundwater heads*, North American Tunneling Chicago, IL., Taylor & Francis Group London, ISBN 0 415 40128 3
- [34] Horn, N. (1961): Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunnelröhren. In *Landeskonferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie*, pp. 7–16 (in German).
- [35] Hu, X., Zhang, Z., Kieffer S. (2012): A real-life stability model for a large shield-driven tunnel in heterogeneous soft soils, *Front. Struct. Civ. Eng.* 2012, 6(2), pp. 176-187
- [36] Japan Society of Civil Engineers: *Standard specifications for tunnelling – 2006: Shield Tunnels*
- [37] Jancsecz S., Steiner W. (1994): Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions, in *Proc Tunnelling '94*, pp. 531-550, Chapman and Hall, London
- [38] Janssen H. A. (1895) *Versuche über Getreidedruck in Silozellen*. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Band XXXIX, No. 35, pp. 1045-1049 (in German)

-
- [39] Kanayasu S., Kubota I., Shikubu N. (1995): Stability of face during shield tunnelling – A survey on Japanese shield tunnelling. in *Underground Construction in Soft Ground* (eds. K. Fujita and O. Kusakabe), pp. 337-343, Balkema, Rotterdam
- [40] Kirsch A. (2009): On the face stability of shallow tunnels in sand, No. 16 in *Advances in Geotechnical Engineering and tunnelling*. PhD Thesis, University of Innsbruck, Logos, Berlin
- [41] Kirsch A. (2010): Numerical investigation of the face stability of shallow tunnels in sand. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Benz & Nordal (eds), Taylor & Francis Group, London, pp. 779-784
- [42] Kirsch A., Kolymbas D. (2005): Theoretische Untersuchung zur Ortsbruststabilität. *Bautechnik* 82(7): pp. 449–456
- [43] Kimura T., Mair R.J. (1981): Centrifugal testing of model tunnels in soft clay. In: *Proceedings of 10 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 15 –19 June 1981. Rotterdam: Balkema, pp. 319–22.
- [44] Leca E. & Dormieux L. (1990): Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, Vol. 40, no 4, pp. 581-605
- [45] Leca E., New B.: (2007): ITA/Aites report: Settlements induced by tunneling in Soft Ground. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22, pp. 119-149
- [46] Li Y., Emeriault F., Kastner R., Zhang Z. X. (2009): Stability of large slurry shield-driven tunnel in soft clay, *Tunnel and Underground Space Technology* 24, pp. 472-481
- [47] Longchamp P. (2005): AFTES recommendations concerning slurry for use in slurry shield TBM, *Tunnels et ouvrages souterrains*, No. 1 2005, S. 164-183
- [48] Maidl B., Herrenknecht M., Maidl U., Wehrmeyer G. (2013): *Mechanised Shield Tunnelling*, Ernst und Sohn Verlag, Berlin
- [49] Maidl, U. (1995): Erweiterung der Einsatzbereiche der Erddruckschilde durch Bodenkonditionierung mit Schaum, Doctoral thesis, Ruhr-Universität Bochum (in German)
- [50] Mair, R.J. (1979): Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay. PhD thesis, University of Cambridge
- [51] Mayer P.M., Hartwig U., Schwab C. (2003): Standsicherheitsuntersuchungen der Ortsbrust mittels Bruchkörpermodell und FEM, *Bautechnik* 80, pp. 452-467 (in German)
- [52] Mélix P. (1987): Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel. Veröff. des Inst. für Boden- und Felsmechanik der Univ. Fridericiana in Karlsruhe, 103 (1987) (in German)
- [53] Merritt A. S., Mair, R. J. (2008): Mechanics of tunnelling machine screw conveyors: a theoretical model. *Geotechnique* 58, No. 2, pp. 79–94, doi: 10.1680/geot.2008.58.2.79
- [54] Messerli J., Pimentel E., Anagnostou G. (2010): Experimental study into tunnel face collapse in sand. In: Springman, Laue, Seward (Eds.), *Physical Modelling in Geotechnics*, vol. 1, pp. 575–580.
- [55] Mohkam M., Wong Y. W. (1989): Three dimensional stability analysis of the tunnel face under fluid pressure. In G. Swoboda, editor, *Numerical Methods in Geomechanics*, pp 2271–2278, Rotterdam, 1989. Balkema
- [56] Mollon G., Dias D., Soubra A.H. (2010): Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield. *J.Geotech. Geoenviron. Eng.* 2010; 136: pp 215–29.
- [57] Mollon G., Dias D., Soubra A. H. (2011): Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*; 35, pp. 1363–88.
- [58] Mueller-Kirchenbauer, H. (1977): Stability of slurry trenches in inhomogeneous subsoil. *Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, Tokyo.

-
- [59] NTC - "Norme Tecniche per le Costruzioni" - Italian design code (2014) ,last revision issued by Ministry of Infrastructures and Transport and approved by CSLPP on October 2014 (not in force yet), (in Italian)
- [60] ÖGG - Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (2012): Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit kontinuierlichem Vortrieb – Entwurf 2012. ÖGG 2012, Salzburg (in German)
- [61] Piaskowski A., Kowalewski Z. (1965): Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting, Proc. Of 6th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng. Montreal, Vol. 111
- [62] Plekkenpol J. W., van der Schrier J. S., Hergarden H. J. A. M. (2005): Shield tunnelling in saturated sand - face support pressure and soil deformations, Tunnelling. A Decade of Progress. GeoDelft 1995-2005
- [63] Peck, R. B. (1969): Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the Art Report. Proceedings of the 7th ICSMFE, Mexico, pp.255-284
- [64] Peila D., Oggeri C., Vinai C. (2007): Screw conveyor device for laboratory tests on conditioned soil for EPB tunneling operations, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, pp. 1622 – 1625
- [65] Quebaud S., Sibai M., Henry J.-P. (1998): Use of Chemical Foam for Improvements in Drilling by Earth-Pressure Balanced Shields in Granular Soils. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 13, No. 2, pp. 173-180
- [66] Richtlinie 853 (RIL)- Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten, Aktualisierung 2013, Deutsche Bahn AG (in German)
- [67] Senent et al. (2013): Tunnel face stability in heavily fractured rock masses that follow the Hoek–Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 60, pp. 440–451
- [68] Thewes M. (2007): TBM tunneling challenges – redefining the state of the art, Key-note Lecture ITA – AITES WTC 2007 Prague, Tunnel, pp. 13 - 27
- [69] Thewes, M. (2009): Bentonite slurry shield machines In: de Pérez Ágreda, Eduardo Alonso; de Álvarez Toledo, Marcos Arroyo (Eds.): Operación y mantenimiento de escudos: presente y futuro. Barcelona, Universitat politècnica de Catalunya, 2009, pp. 41-68
- [70] Thewes, M. (2010): Shield tunnelling technology for increasingly difficult site conditions In: Zlámál; Butovič; Hilar (Eds.): Transport and City Tunnels: proceedings of the 11th international conference underground constructions Prague 2010. Prague: Czech Tunneling Association ITA-AITES, 2010, pp. 371-379
- [71] Thewes M.; Budach C. (2010): Soil Conditioning with Foam during EPB-Tunnelling (Konditionierung von Lockergesteinen bei Erddruckschilden). Geomechanics and Tunnelling, Vol. 3, No. 3, 2010, pp. 256-267.
- [72] Thewes M., Budach C., Galli M. (2010): Laboruntersuchungen von verschiedenen konditionierten Lockergesteinsböden für Tunnelvortriebe mit Erddruckschildmaschinen, Tunnel, Nr. 6, pp. 21 - 30
- [73] Thewes, M. (2004): Schildvortrieb mit Flüssigkeits- oder Erddruckstützung in Bereichen mit gemischter Ortsbrust aus Fels und Lockergestein. Geotechnik 27, 2004/2, pp. 214-219.
- [74] Triantafyllidis T. (2004): Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau, Teil 1: Schlitzwand- und Dichtwandtechnik, Ernst & Sohn Verlag, Berlin (in German)
- [75] Terzaghi K. & Jelinek R. (1954): Theoretische Bodenmechanik, Springer-Verlag, Berlin (in German)
- [76] U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (2009): Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels —Civil Elements – general statements about the necessity of the tunnel stability investigation.
- [77] Vermeer P., Ruse N., Marcher T. (2002): Tunnel heading stability in drained ground, Felsbau, 20 No. 6, pp. 8 – 19
- [78] Vinai R. (2006): A contribution to the study of soil conditioning techniques for EPB TBM applications in

cohesionless soils, Ph.D. thesis, Politecnico di Torino, Italy, 2006

[79] Vu M. N., Broere W., Bosch J. (2015): The impact of shallow cover on stability when tunnelling in soft soils, *Tunnelling and Underground Space Technology* 50, pp. 507 - 515

[80] Walz, B., J. Gerlach & M. Pulsfort (1983): Schlitzwandbauweise, Konstruktion, Berechnung und Ausführung. Technical Report, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal. (in German)

[81] Yu H. A., Salgado R., Sloan S. W., Kim J. M. (1998): Limit analysis versus Limit equilibrium for slope stability, *Journal of Geotechnical and Geomechanical engineering*, January 1998, pp. 1-11

[82] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (short form ZTV-ING) – Teil 5 Tunnelbau (2012), Bundesanstalt für Strassenwesen (in German)

[83] Zizka Z., Schoesser B., Thewes M. (2013): Face Stability Assessment of Large-diameter Slurry Shields. *Proceedings of the Third International Conference on Computational Methods in Tunnelling and Subsurface Engineering*, Ruhr-University Bochum, April 17-19, 2013, Aedificatio Publishers, Freiburg, 2013, pp. 663-674.

[84] Zhang Z.X, Hu X. Y., Kieffer D. S. (2011): A discrete numerical approach for modeling face stability in slurry shield tunnelling in soft soils. *Computers and Geotechnics* 38, pp. 94–104