



평면파괴(썰기모양)에 대한 한계평형상태를 가정한다. 다시 말하면, 초기파괴조건에서 흙의 전단저항은 Mohr-Coulomb의 전단강도계수( $c=0, \phi>0$ )를 사용하는 파괴규준에 의해 설명된다.

벽체배면 지반은 뒷채움 혹은 원지반이 벽체가 바깥쪽으로 이동하므로 주동상태에 있으며 옹벽구조물상에 최소수평토압을 발생시키며 주동상태에서 수평토압은  $\sigma_a = K_a \sigma_v$  이다. 한편, 그림 3.8에서 벽면의 기울기가 zero이면 연직 블록식옹벽의 설계개념과 동일하다.

### 3.6.2 주동토압계수

주동토압 계수  $K_a$  는 다음과 같이 계산한다.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega + \beta)}} \right]^2}$$

파괴면에 대한 경사각  $\alpha$  는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\tan(\alpha - \phi) = \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{\tan(\phi - \beta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \omega)] [1 + \tan(\delta - \omega) \cot(\phi + \omega)]}}{1 + \tan(\delta - \omega) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \omega)]}$$

따라서, 연직블록식옹벽( $\omega=0$ )에 대한 주동토압계수  $K_a$ 와 파괴면에 대한 경사각  $\alpha$ 는 다음과 같다.

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(-\delta) \cos(\beta)}} \right]^2}$$

$$\tan(\alpha - \phi) = \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{\tan(\phi - \beta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi)] [1 + \tan(\delta) \cot(\phi)]}}{1 + \tan(\delta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi)]}$$

한편, 콘크리트와 지반사이의 마찰각  $\delta$ 는 이들 마찰면에서 발생하는 마찰로 인한 전단응력이며 이에따라 쿨롱의 주동토압 방향 및 토압의 크기를 결정한다. 이값은 현장 및 실내시험에 의해 결정되어지지만, 내부마찰각  $\phi$ 와 거의 같거나 작을 값을 가지며 문헌을 참조할 수 있다. 즉,  $\delta_e$ 는  $\phi_i$  or  $\phi_r$  보다 작은 값을 갖으며  $\delta_i = \frac{2}{3} \phi_i$ 의 값을 사용한다.

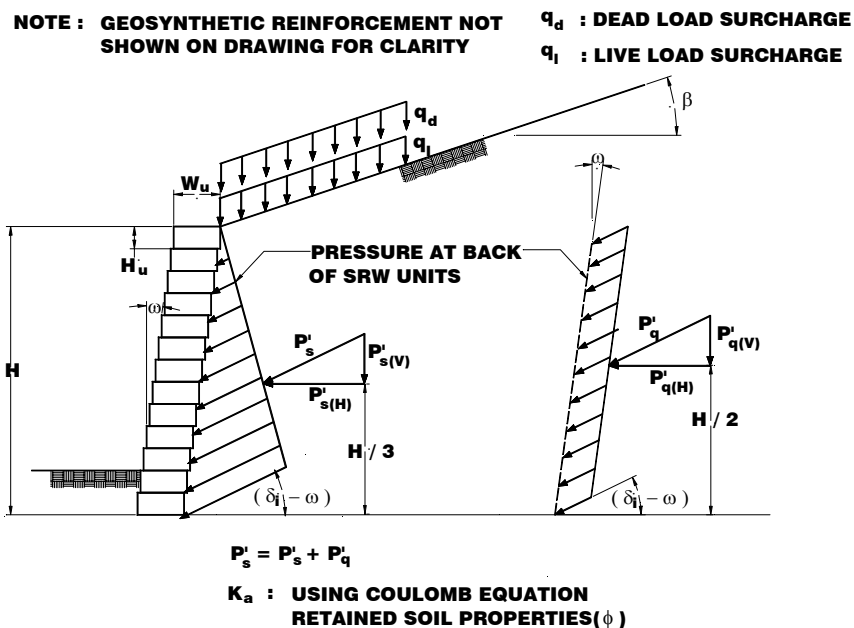
만약, 흙의 종류와 콘크리트면의 거칠기 상태에 따라 벽면의 마찰각을 고려하고자 하는 경우는 NAVFAC(1982)의 기준에 의한 표3.12의 결과를 이용하여도 좋다.

표 4.1 보강토옹벽의 허용침하량(테르알메공법)

| 검토 항목                 | 허용침하량     |
|-----------------------|-----------|
| 교량, 고가의 접속부에 있는 보강토옹벽 | 10 - 20cm |
| 상기이외의 경우              | 15 - 30cm |

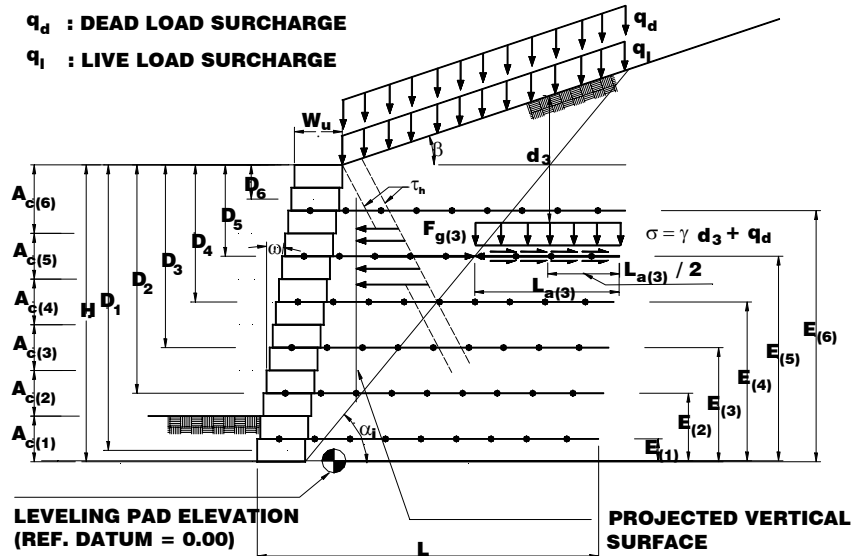
#### 4.5 블록식보강토옹벽의 내적안정

보강토체의 내적 안정에 대한 검토는 보강재의 파단파괴(breaking failure)와 보강재와 보강지반사이의 접촉면에서의 활동에 의한 미끄러짐파괴(slippage failure)에 대하여 실시한다. 보강재의 파단이나 인발에 대한 검토는 각 보강재가 분담하는 벽면에 가해지는 수평 토압을 4.4 절에서 기술한 각 하중에 대하여 구한다. 이들 하중의 합력은 스트립에 작용하는 인장력이 되고 이 인장력으로 인해 스트립의 인장강도 및 흙과의 마찰력이 충분한가에 대하여 검토하는 것이다.



[그림 4.3] 블록식보강토옹벽의 하중작용 분포도

블록식보강토옹벽의 내적안정계산은 그림 4.3에서 보는 바와 같이 보강토체의 자중과 상재하중( $q_d$  와  $q_l$ )에 의해서 발생하는 수평토압이 블록식옹벽의 뒤쪽에서 수평방향에서  $\delta_i$ 의 각을 이루며 저면의 깊이에 따라 선형적으로 분포하는 것으로 가정한다.



NOTE :  $F_{g(1)}$ ,  $F_{g(2)}$ ... AND  $F_{g(6)}$  ARE NOT SHOWN, FOR CLARITY OF  $F_{g(3)}$

[그림 4.4] 블록식보강토옹벽의 내적안정해석을 위한 설계제요소

수직응력  $\sigma_v$ 에 대한 수평응력의 비를 주동토압계수  $K_a$ 라 하며 내적안정해석에서 주동토압계수  $K_a$ 는 보강토의 내부마찰각  $\phi_i$ , 벽면마찰각  $\delta_i$ , 그리고 전면경사각  $\omega$ 을 이용하여 아래의 식으로 구할 수 있다.

$$K_{a(im)} = \frac{\cos^2(\phi_i + \omega)}{\cos^2\omega \cos(\omega - \delta_i) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta_i) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\omega - \delta_i) \cos(\omega + \beta)}} \right]^2}$$

한편, 흙의 자중  $F_{s(H)}$ 와 상재하중  $F_{q(H)}$ 에 의한 수평토압계산은 외적안정계산에서 사용한 식과 유사하다. 단, 수평토압산정시 토압작용높이를  $H+h$ 을 사용하지 않고  $H$ 을 사용하는 것이 다르다. 이를 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$F_{s(H)} = 0.5 K_{a(im)} \gamma_r H \cos(\delta_i - \omega)$$

$$P_{q(H)} = (q_l + q_d) K_a H \cos(\delta_i - \omega)$$

그러므로, 블록식옹벽의 전체 주동수평토압  $F_{a(H)}$ 는 다음과 같이 계산한다.

$$P_{a(H)} = P_{s(H)} + P_{q(H)}$$

#### 4.5.1 보강층의 인장파괴에 대한 안정

토목섬유보강층에 작용하는 힘  $F_q$  는 보강재의 최대허용작용응력  $T_a$  을 초과할 수 없다.

$$F_{g(n)} \leq T_{a(n)}$$

따라서, 블록식보강토옹벽 뒷면에서 작용하는 토압과 평형을 유지하기 위한 최소의 보강재 갯수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$N_{\min} = P_{a(H)} / T_a$$

여기서  $T_a$  는 NCMA설계기준에 의한 실험방법중 토목섬유보강재의 허용설계강도를 결정하는 방법인 "A"방법 또는 "B"방법에 의해 결정된 허용설계인장력(또는 LTDS)이며 이를 통해 필요한 최소보강재수를 상기식과 같이 결정할 수 있다.

▷ A-Method : 허용인장강도

토목섬유 보강재의 허용인장강도  $T_a$  는 보강재의 변형, Creep 및 강도저하 등에 의한 감소계수를 사용하여 결정한다. 블록식 보강토옹벽에 대한 장기허용인장강도( $T_a$ )는 다음과 같다.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF_D \times RF_{ID} \times RF_{CR} \times FS_{UNC}}$$

여기서,

$T_{ult}$  : 토목섬유 보강재의 극한인장강도(또는 항복인장강도)

(ASTM D 4759 or GRI GG-1 for geogrids)

$RF_D$  : 배구성에 대한 감소계수(1.1 ~ 2.0)

미생물, 화학약품, 산화, 가수분해 등에 의한 토목섬유의 강도손실

$RF_{ID}$  : 설치시 발생하는 피해 및 손상에 대한 감소계수(1.05 ~ 3.0)

$RF_{CR}$  : Creep 감소계수(1.5 ~ 5.0)