

## 地震時の土圧力の算出

地震時の土圧力は、下式によるものとする。

$$P'_i = P_i + \Delta P_i$$

$$\Delta P_i = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{z}{H_a} \right) \alpha \cdot k_H \cdot P_n$$

ここに  $P'_i$  :  $i$  段目のストリップに作用する地震時の土圧力(kN/m)

$P_i$  :  $i$  段目のストリップに作用する常時の土圧力(kN/m)

$\Delta P_i$  :  $i$  段目のストリップに作用する地震時における増加土圧力(kN/m)

$z$  : 仮想壁高  $H_a$  の頂部から、着目する  $i$  段目のストリップ位置までの深さ(m)

$\alpha$  : 地震時の増加係数

$k_H$  : 設計水平震度

$P_n$  : 最下段のストリップに作用する常時の土圧力(kN/m)

補強土壁の地震時の安定に関して最大の影響を与えるのは土圧力である。地震時の土圧力については、従来、物部・岡部法による地震時の土圧係数  $K_{AE}$  を用いて算出していたが、補強土壁は、土中に補強材を埋設しているため、通常の土構造物や抗土圧構造物の場合とは異なった挙動を示し、壁高に関係なく一定の係数  $K_{AE}$  で土圧力が増加する傾向はみられない。

すなわち、地震時の土圧力(あるいはストリップに発生する引張力)の変化は、振動速度及び振動速度及び振動数に依存し、ストリップの引張力は、その埋設位置での応答加速度に応じて大きくなるのが内外の研究により判明している。常時と対比した地震時の土圧力の増加量は、補強土壁の上段付近では小さく、下段付近では大きい。その比率は、最上段と最下段とで、おおむね 1:2 となり、K.L.Lee らの報告及び建設省土木研究所の実験ともに同様の結果を得ている。

このことを模式的に示したものが図 1 である。

最下段のストリップの応力度を  $\sigma$  としたとき、地震時の増加応力度  $\Delta\sigma$  は、上段では  $1/2 E \cdot \sigma$ 、下段では  $E \cdot \sigma$  である。ここで  $E$  は、地震時設計係数と称せられ、入力加速度の関数で表わすことができるものと考えられる。

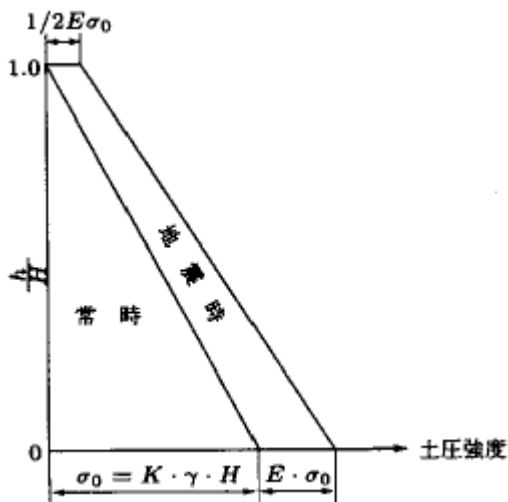


図1 地震時における土圧強度の増加模式図

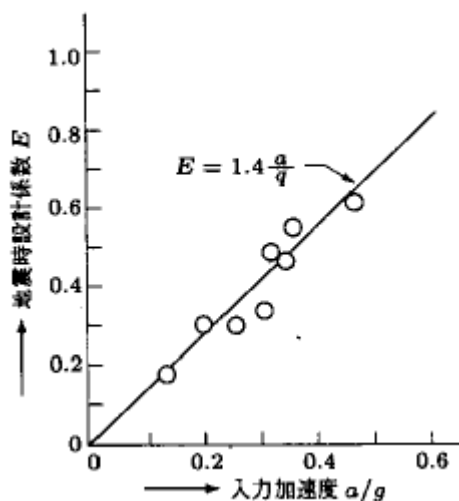


図2 入力加速度と地震時設計係数 E の関係

K.L.Lee らの模型実験によれば、Eは、図 2 に示すように $E=1.4a/g$  にほぼ一致するとしている。しかし、その後実施した実大実験の場合には、その比例常数は 0.5~0.8 であると報告されている。一方、土木研究所での実験結果によると 0.38 程度の値が測定された。しかし、この場所は 1/2 縮尺でスキンエレメントも 3 列と幅が狭いため側面摩擦の影響が発生したことは予想されることである。

そこで、このマニュアルでは、安全側をみて  $a$  は 1.4 の値をとることとしたものである。

$\Delta R$  を算出する原式は

$$\Delta\sigma = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{z}{H} \right) E \cdot \sigma_0 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{z}{H} \right) a \cdot \frac{a}{g} \cdot \sigma_0$$

ここに  $\Delta\sigma$  : 地震時の増加応力度

$\sigma_0$  : 最下段のストリップの常時の応力度

この場合には、ストリップの水平間隔が最上段から最下段まで一定のときは問題ないものの、壁高が高くなった場合等で高さの途中で水平間隔が変化するときには  $\sigma_0$  の扱いが複雑になるところから、応力度の増加ではなく土圧力の増加として扱うよう式の変更したものである。

なお、地震時における主働領域の範囲については、実験的研究によれば、常時に比べ、盛土側へ後退する傾向のあることが、知られているところから、通常は、設計水平震度の値を基にして、主働領域の範囲を拡大させる手法がとられている。