

第11話 下部構造を設計しよう

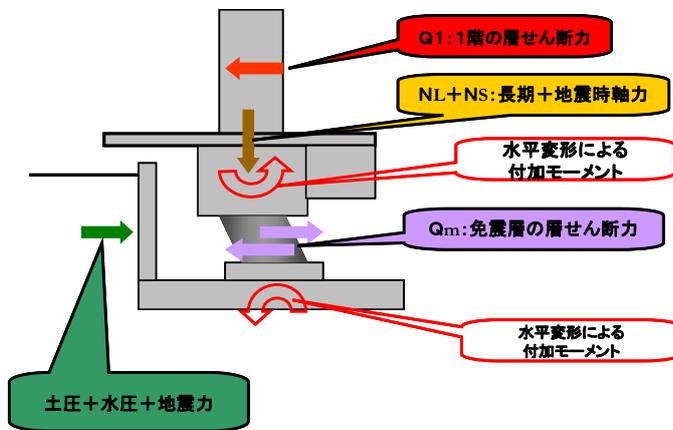
11-1. 免震構造に必要とされる基礎構造を考える

免震建築の基礎構造に関して特別な仕様規定はありません。力学的に基礎が負担する外力に対して所定の性能を保有するように設計します。ただし4号建築は、サイズ、形状など仕様規定がいくつかあります。

ただし、工学的な常識において、免震部材が傾斜して設置されないこと、長期間において傾斜、沈下しない、地震時に傾斜、沈下しないことが必須となります。また、免震部材の反力が容易に伝達できる強度を有することが必要です。

11-2. 上部構造から伝達される力を算定する

一般に下部構造に伝達される力 Q_b は、以下の式によります。



$$Q_b = Q_m + 2 k_i \cdot W_i$$

ここに、 Q_m : 免震層に作用するせん断力 (kN)

W_i : 地中部 i 階の重量 (kN)

k_i : 地下部 i 階の水平震度

なお、前節で求めた免震部材下部取り付け部材(地中梁、杭頭など)には、計算方法に係わらず作用します。

①時刻歴解析の場合

水平震度は、施行令第88条の下式で設計することもできますが、入力地震動の加速度レベルを考慮し、0.3以上が多く見られます。

$$\text{水平震度 } k = (0.1(1 - H / 40)) Z$$

②告示計算の場合

告示計算では、免震層下部の構造は、伝達力 Q_b に対し許容応力度設計にすることになっています。水平震度は施行令第88条の式を用いますが、安全率2.0倍が必要とされています。

・免震層に作用する地震力 $Q_m = Q_{iso} = \gamma \cdot \sqrt{((Q_h + Q_e)^2 + 2 \varepsilon (Q_h + Q_e) Q_v + Q_v^2)}$

・地中部の水平地震力 $F = 2 \times k \times W_i$

[告示計算モデル: 変動性能を考慮したシステム計算]

$Q_{iso} = \gamma \times (Q_h + Q_e)$ 、 $Q_v = 0$ の場合

$$= 1.09 \times (1118 + 1732), \quad \gamma = 1.09 \quad \text{誤差計算を行った結果の値}$$

$$= \textcircled{19} \quad 1.09 \times 2850 = \underline{\underline{3106}} \quad (\text{kN})$$

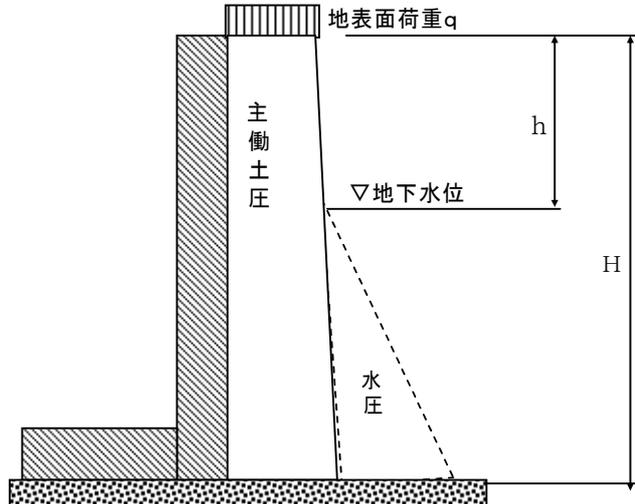
$$F = 2 \times k \times W_b = 2 \times 0.09 \times 6000 = 1080 \text{ (kN)}$$

基礎部重量 $W_b = 6000 \text{ kN}$

$$\text{水平震度 } k = (0.1(1 - H / 40)) Z = 0.090, \quad Z = 1.0, \quad H = 4.0 \text{ m}$$

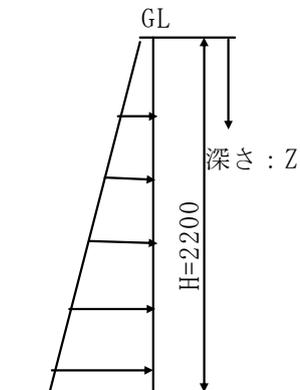
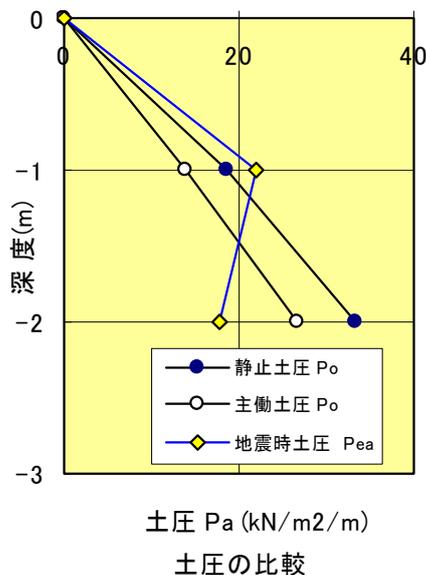
11-3. 免震層外壁(擁壁)を設計する

免震層地下外壁の設計は、地下水位、地表面荷重の影響を考慮した静止土圧に対して長期許容応力度設計とします。また、静止土圧が主働土圧を下回る場合は、主働土圧を対象とします。短期時は、物部・岡部の地震時主働土圧等を考慮し、短期許容応力度設計とします。基本的には、免震層の機能を保持する役割があり、安全率を高めた設計が要求されます。計算事例の概要を、[図 11-3.1](#) に示します。



地下水位	$h =$	GL-1.9m→	1.5	(m)	無水堀の結果を考慮 注:m整数単位で安全側指定
地表面荷重	$q =$		5.0	(kN/m ²)	
湿潤単位体積重量	$\gamma_t =$		18.0	(kN/m ³)	
水中の単位体積重量	$\gamma' =$		8.2	(kN/m ³)	(地下水位以下)
水の単位体積重量	$\gamma_w =$		9.8	(kN/m ³)	
コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c =$		24.0	(kN/m ³)	
静止土圧係数	$K_0 = 1 - \sin \Phi =$		0.66		但し、壁背面は鉛直、摩擦は無視する。静止摩擦係数0.5以上
常時主働土圧係数	$K_a = \tan^2(45^\circ - \Phi/2) =$		0.49		注: K_0 が主働土圧係数より小さい場合は、主働土圧係数を採用する。
Φ : 背面土の内部摩擦角(度) =			20		(: 礫混り砂、礫混りシルトより) 0.35 (rad)
常時土圧	$P_a = K_0(\gamma_t \cdot h + \gamma'(z-h) + q) + \gamma_w(z-h)$			(kN/m ²)	
地震時主働土圧係数:					
$K_{ea} = \cos^2(\phi - \theta_k) / \{ \cos \theta_k \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta_k + \theta + \delta) [1 + \sqrt{(\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_k) / \cos(\phi + \delta + \theta_k) \cos(\theta - \alpha))}] \}$					
$= \cos^2(\phi - \theta_k) / \{ \cos \theta_k \cdot \cos(\theta_k) [1 + \sqrt{(\sin(\phi) \sin(\phi - \theta_k) / \cos(\phi + \theta_k))}] \}$					
= 0.94					
θ : 擁壁背面と鉛直面がなす角(度) =			0.00	(固定値)	
δ : 壁面摩擦角(度) =			0.00	(固定値)	
α : 背面地盤の地表面傾斜角(度) =			0.00	(固定値)	
θ_k : 地震合成角(度) = $\tan^{-1} k_h$ (度) =			16.70	0.29 (rad)	$\phi < \theta_k \rightarrow \sin(\phi - \theta_k) = 0$ とする
K_h : 設計水平震度 =			0.30		<--- 告示波最大加速度の平均値を考慮
地震時土圧	$P_{ea} = K_{ea} \cdot \gamma_t \cdot z$			(kN/m ²)	
地震時単位面積水平力	$P_h = P_{ea} + K_h \cdot \gamma_c \cdot t$				

図 11-3.1 免震層地下外壁の設計荷重の算定例



独立擁壁RW20の応力

脚部最大応力

$$Q_{\max} = R_b = W,$$

$$M_{\max} = M_b = -W \times H / 3$$

$$W = \sum P \text{ (土圧 + 慣性力)}$$

$$\text{長期 : } Q_L = Q_{\max}$$

$$\text{短期 : } Q_s = Q_L + 1.5Q_e$$

図 11-3.2 免震層地下外壁の設計荷重分布例

図 11-3.3 設計荷重分布と応力

11-4. 基礎構造の設計水平力を算定する

①杭基礎の場合

杭頭に作用する水平力は、免震層の高さに相当する地下階部分の水平力分担(地下逸散)が期待されます。地下部分の分担率 α は、下記の式で算定され、杭頭の分担率 α_p は、 $1 - \alpha$ となります。よって、杭頭の分担水平力 Q_p は下式となります。

$$Q_p = \alpha_p (Q_m + k \cdot W)$$

ここに、 Q_m : 免震層に作用するせん断力 (kN)

W_i : 地中部 i 階の重量 (kN)

k_i : 地下部 i 階の水平震度

α_p : 杭頭の水平力分担率 ($= 1 - \alpha$)

α : 根入れ部分の水平力分担率

$$\alpha = 1 - 0.2 \sqrt{H_o / 4 \sqrt{D_f}}$$

H_o : 建物高さ (m) 、

D_f : 等価根入れ深さ ($= \sum A / L$, $\sum A$: 地下側面積、 L : 地下全周)

杭の水平力に対する設計は、この杭頭に作用する外力と地中で地盤変形による分布外力および杭の施行誤差による偏心曲げモーメントを加えて応力解析を行います。

一方、根入れ部分の分担力 $Q_w = \alpha (Q_m + k \cdot W)$ は、免震層地下外壁が負担することになり、前節の地震時土圧による水平力と比較し、大きい値を採用する。または、逆の算定も考えられます。