

改定案	現行（手引き）
<p>4.3 荷 重</p> <p>耐震設計に当たっては、構造物の種類、構造物の置かれた環境、重量などに応じて、以下に示す荷重を考慮するものとする。</p> <p>(1) 地震時荷重</p> <ul style="list-style-type: none"> a. 慣性力 b. 地盤変位による外力 c. 地震時土圧 d. 地震時動水圧 e. 水面動揺 f. 液状化地盤の流動力 <p>(2) 地震動の方向</p> <p>地震動の方向としては、一般に直交する水平2方向を独立に考慮する。ただし、構造物の特性によっては、鉛直方向も考慮しなければならない。</p> <p>[解 説]</p> <p>(1) 荷 重</p> <p>地震動の影響として考慮すべき荷重は、上記のものが考えられる。これらのうち負載重量には、地震と同時に作用する確率を考えれば、この最大値を考慮する必要はないが、永久荷重及び従たる変動荷重は考慮しなければならない。また、構造物と地盤との動的相互作用に起因する荷重は、両者における地震動変位の相対的な相違によるもので、構造物の躯体表面に対して垂直方向と接線方向に作用する荷重である。これを考慮しなければならない構造物は、橋台、擁壁などの土圧を受ける抗土圧構造物や地中構造物などであるが、杭などの基礎構造物でも必要に応じて考慮することが望ましい。</p> <p>地盤の液状化に関しては、これが生じないように処置することが耐震設計の基本であるが、この処置が技術的に困難な場合、あるいは著しく不経済となる場合では、構造物の耐震性向上に及ぼす地盤の寄与分を無視して設計しなければならない。また、地表面が傾斜していたり、常時偏土圧が作用する場合には、液状化によって地盤流動が生じるおそれがあるので、液状化の影響を考慮する必要がある。液状化地盤の取り扱い及び地盤流動による流動力については、「第6章 液状化の検討」を参照されたい。</p> <p>(2) 地震動の方向</p> <p>構造物に作用する地震動は、一般に水平方向の地震動が支配的である。したがって、耐震設計においても、一般に水平方向の地震力に対する安全性の検討を行えばよい。また、水平の地震動は水平の任意の方向に作用するが、これに直交する水平2方向に同時に作用するとして計算することは煩雑であり、かつ地震動を過大に評価することになる。したがって、一般に水平2方向で独立に安全性の検討を行ってよい。</p>	<p>4.3 荷 重</p> <p>耐震設計に当たっては、構造物の種類、構造物の置かれた環境、重量などに応じて、以下に示す荷重を考慮するものとする。</p> <p>(1) 荷 重</p> <ul style="list-style-type: none"> a. 慣性力 b. 地盤変位による外力 c. 地震時土圧 d. 地震時動水圧 e. 水面動揺 <p>(2) 地震動の方向</p> <p>地震動の方向としては、一般に直交する水平2方向を独立に考慮する。ただし、構造物の特性によっては、鉛直方向も考慮しなければならない。</p> <p>[解 説]</p> <p>(1) 荷 重</p> <p>地震動の影響として考慮すべき荷重は、上記のものが考えられる。これらのうち負載重量には、地震と同時に作用する確率を考えれば、この最大値を考慮する必要はないが、永久荷重及び従たる変動荷重は考慮しなければならない。また、構造物と地盤との動的相互作用に起因する荷重は、両者における地震動変位の相対的な相違によるもので、構造物の躯体表面に対して垂直方向と接線方向に作用する荷重である。これを考慮しなければならない構造物は、橋台、擁壁などの土圧を受ける抗土圧構造物や地中構造物などであるが、杭などの基礎構造物でも必要に応じて考慮することが望ましい。</p> <p>地盤の液状化に関しては、これが生じないように処置することが耐震設計の基本であるが、この処置が技術的に困難な場合、あるいは著しく不経済となる場合では、構造物の耐震性向上に及ぼす地盤の寄与分を無視して設計しなければならない。また、地表面が傾斜していたり、常時偏土圧が作用する場合には、液状化によって地盤流動が生じるおそれがあるので、液状化の影響を考慮する必要がある。</p> <p>(2) 地震動の方向</p> <p>構造物に作用する地震動は、一般に水平方向の地震動が支配的である。したがって、耐震設計においても、一般に水平方向の地震力に対する安全性の検討を行えばよい。また、水平の地震動は水平の任意の方向に作用するが、これに直交する水平2方向に同時に作用するとして計算することは煩雑であり、かつ地震動を過大に評価することになる。したがって、一般に水平2方向で独立に安全性の検討を行ってよい。</p>

改定案		現行（手引き）																															
<p>4.3.1 慣性力</p> <p>ポンプ場（吸水槽）、ファームポンド（RC）など剛性が高く固有周期の短い施設や、橋梁・頭首工、ファームポンド（PC）などの比較的固有周期の長い施設のどちらにおいても、地震動によって構造物躯体及び積載物の慣性力を受ける。</p> <p>[解説] 地震の影響は、固有周期など施設の構造特性を考慮する必要がある。特に橋梁・頭首工の地上構造物のレベル2地震動に対しては、構造物の塑性変形によるエネルギー吸収を考慮して、降伏点を通る割線剛性を用いて算出した固有周期により設計水平震度を算定し、慣性力Fを求める。 また、構造物躯体に作用する慣性力は、耐震設計法の種類にかかわらず考慮しなければならない。</p> <p>表-4.3.1 慣性力の算定</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>耐震設計方法</th> <th>地震動</th> <th>固有周期の算定</th> <th>慣性力に用いる震度</th> <th>慣性力</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>震度法</td> <td>レベル1地震動</td> <td>必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮</td> <td>固有周期Tを考慮しない設計水平震度K_{hg} 固有周期を考慮する設計水平震度K_h</td> <td>$F=W \cdot K_{hg}$ $F=W \cdot K_h$ W：躯体自重（以下、同じ）</td> </tr> <tr> <td>①震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮する） ②地震時保有水平耐力法</td> <td>レベル2地震動</td> <td>降状剛性を適用した固有周期を考慮</td> <td>固有周期、低減係数より算定した設計水平震度 ①$K_{hc2} = C_z \cdot C_{s2} \cdot K_{hc0}$ $C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}}$ ②$K_{h2} = C_z \cdot C_s \cdot K_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$</td> <td>①$F=W \cdot K_{hc2}$ ②$F=W \cdot K_{hc}$</td> </tr> </tbody> </table> <p>*1 建築学会では、構造物特性係数$C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}}$を用いる。 *2 道路橋示方書では、$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$を用いる。この$C_s$を構造物特性補正係数という。 ここに、$\mu_a$：完全弾性型の復元力特性を有する構造系の許容塑性率で鉄筋コンクリートの場合には、$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y}$により算出する。 δ_u：終局変位 δ_y：降伏変位 α：安全係数</p>		耐震設計方法	地震動	固有周期の算定	慣性力に用いる震度	慣性力	震度法	レベル1地震動	必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期Tを考慮しない設計水平震度 K_{hg} 固有周期を考慮する設計水平震度 K_h	$F=W \cdot K_{hg}$ $F=W \cdot K_h$ W：躯体自重（以下、同じ）	①震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮する） ②地震時保有水平耐力法	レベル2地震動	降状剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期、低減係数より算定した設計水平震度 ① $K_{hc2} = C_z \cdot C_{s2} \cdot K_{hc0}$ $C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}}$ ② $K_{h2} = C_z \cdot C_s \cdot K_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$	① $F=W \cdot K_{hc2}$ ② $F=W \cdot K_{hc}$	<p>4.3.1 慣性力</p> <p>ポンプ場（吸水槽）、ファームポンド（RC）など剛性が高く固有周期の短い施設や、橋梁・頭首工、ファームポンド（PC）などの比較的固有周期の長い施設のどちらにおいても、地震動によって自重及び上載荷重による慣性力を受ける。</p> <p>[解説] 地震の影響は、固有周期など施設の構造特性を考慮する必要がある。特に橋梁・頭首工の地上構造物のレベル2地震動に対しては、構造物の塑性変形によるエネルギー吸収を考慮して、降伏点を通る割線剛性を用いて算出した固有周期により設計水平震度を算定し、慣性力Fを求める。 また、構造物躯体に作用する慣性力は、耐震設計法の種類にかかわらず考慮しなければならない。</p> <p>表-4.3.1 慣性力の算定</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>耐震設計方法</th> <th>地震動</th> <th>固有周期の算定</th> <th>慣性力に用いる震度</th> <th>慣性力</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>震度法</td> <td>レベル1地震動</td> <td>必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮</td> <td>固有周期Tを考慮しない設計水平震度K_{hg} 固有周期を考慮する設計水平震度K_h</td> <td>$F=W \cdot K_{hg}$ $F=W \cdot K_h$ W：躯体自重（以下、同じ）</td> </tr> <tr> <td>①震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮する） ②地震時保有水平耐力法</td> <td>レベル2地震動</td> <td>降状剛性を適用した固有周期を考慮</td> <td>固有周期、低減係数より算定した設計水平震度 ①$K_{hc2} = C_z \cdot C_{s2} \cdot K_{hc0}$ $C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}}$ ②$K_{h2} = C_z \cdot C_s \cdot K_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$</td> <td>①$F=W \cdot K_{hc2}$ ②$F=W \cdot K_{hc}$</td> </tr> </tbody> </table> <p>*1 建築学会では、構造物特性係数$C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}}$を用いる。 *2 道路橋示方書では、$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$を用いる。この$C_s$を構造物特性補正係数という。 ここに、$\mu_a$：完全弾性型の復元力特性を有する構造系の許容塑性率で鉄筋コンクリートの場合には、$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y}$により算出する。 δ_u：終局変位 δ_y：降伏変位 α：安全係数</p>		耐震設計方法	地震動	固有周期の算定	慣性力に用いる震度	慣性力	震度法	レベル1地震動	必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期Tを考慮しない設計水平震度 K_{hg} 固有周期を考慮する設計水平震度 K_h	$F=W \cdot K_{hg}$ $F=W \cdot K_h$ W：躯体自重（以下、同じ）	①震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮する） ②地震時保有水平耐力法	レベル2地震動	降状剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期、低減係数より算定した設計水平震度 ① $K_{hc2} = C_z \cdot C_{s2} \cdot K_{hc0}$ $C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}}$ ② $K_{h2} = C_z \cdot C_s \cdot K_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$	① $F=W \cdot K_{hc2}$ ② $F=W \cdot K_{hc}$
耐震設計方法	地震動	固有周期の算定	慣性力に用いる震度	慣性力																													
震度法	レベル1地震動	必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期Tを考慮しない設計水平震度 K_{hg} 固有周期を考慮する設計水平震度 K_h	$F=W \cdot K_{hg}$ $F=W \cdot K_h$ W：躯体自重（以下、同じ）																													
①震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮する） ②地震時保有水平耐力法	レベル2地震動	降状剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期、低減係数より算定した設計水平震度 ① $K_{hc2} = C_z \cdot C_{s2} \cdot K_{hc0}$ $C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}}$ ② $K_{h2} = C_z \cdot C_s \cdot K_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$	① $F=W \cdot K_{hc2}$ ② $F=W \cdot K_{hc}$																													
耐震設計方法	地震動	固有周期の算定	慣性力に用いる震度	慣性力																													
震度法	レベル1地震動	必要に応じて弾性剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期Tを考慮しない設計水平震度 K_{hg} 固有周期を考慮する設計水平震度 K_h	$F=W \cdot K_{hg}$ $F=W \cdot K_h$ W：躯体自重（以下、同じ）																													
①震度法（固有周期と構造物特性係数を考慮する） ②地震時保有水平耐力法	レベル2地震動	降状剛性を適用した固有周期を考慮	固有周期、低減係数より算定した設計水平震度 ① $K_{hc2} = C_z \cdot C_{s2} \cdot K_{hc0}$ $C_{s2} = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}}$ ② $K_{h2} = C_z \cdot C_s \cdot K_{hc0}$ $C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$	① $F=W \cdot K_{hc2}$ ② $F=W \cdot K_{hc}$																													

4.3.2 地盤変位による外力

パイプライン、暗渠（ボックスカルバート）などの線状地中構造物やポンプ場（吸水槽）などの地震時挙動は、施設周辺地盤の動きに支配される。これら施設の耐震設計においては、地盤変位に起因して施設に発生する躯体の変形や応力について考慮しなければならない。

[解説]

図-4.3.1のような2連ボックスカルバートにおいて、躯体は対象深さにおける慣性力を受けると同時に、地盤の変位振幅を強制的に受けることになる。

この場合、応答変位法においては、断面力を算定する上で地盤ばねモデルを考慮し、地盤の変位振幅を地盤ばねで換算した外力を作用させ、躯体内の応力計算を行う。

地震時において、ボックスカルバートの頂版、底版部の変位量が異なることから、図-4.3.3のように周面せん断力を考慮する必要がある。

また、ポンプ場（吸水槽）は、レベル2地震動において応答変位法を用いる場合のみ地盤変位による外力を考慮する。

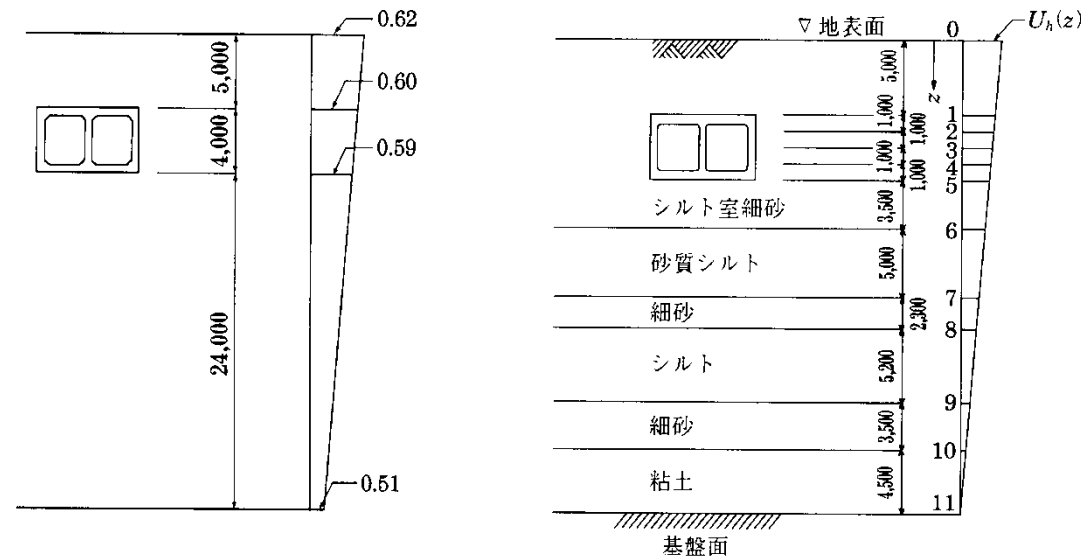


図-4.3.1 対象深さにおける設計水平震度
(レベル2地震動)

図-4.3.2 地盤の変位振幅図

4.3.2 地盤変位による外力

パイプライン、暗渠（ボックスカルバート）などの線状地中構造物やポンプ場（吸水槽）などの地震時挙動は、施設周辺地盤の動きに支配される。これら施設の耐震設計においては、地盤変位に起因して施設に発生する躯体の変形や応力について考慮しなければならない。

[解説]

図-4.3.1のような2連ボックスカルバートにおいて、躯体は対象深さにおける慣性力を受けると同時に、地盤の変位振幅を強制的に受けることになる。

この場合、応答変位法においては、断面力を算定する上で地盤ばねモデルを考慮し、地盤の変位振幅を地盤ばねで換算した外力を作用させ、躯体内の応力計算を行う。（詳細は、「第6章 施設ごとの設計手順」参照）

地震時において、ボックスカルバートの頂版、底版部の変位量が異なることから、図-4.3.3のように周面せん断力を考慮する必要がある。

また、ポンプ場（吸水槽）は、レベル2地震動において応答変位法を用いる場合のみ地盤変位による外力を考慮する。

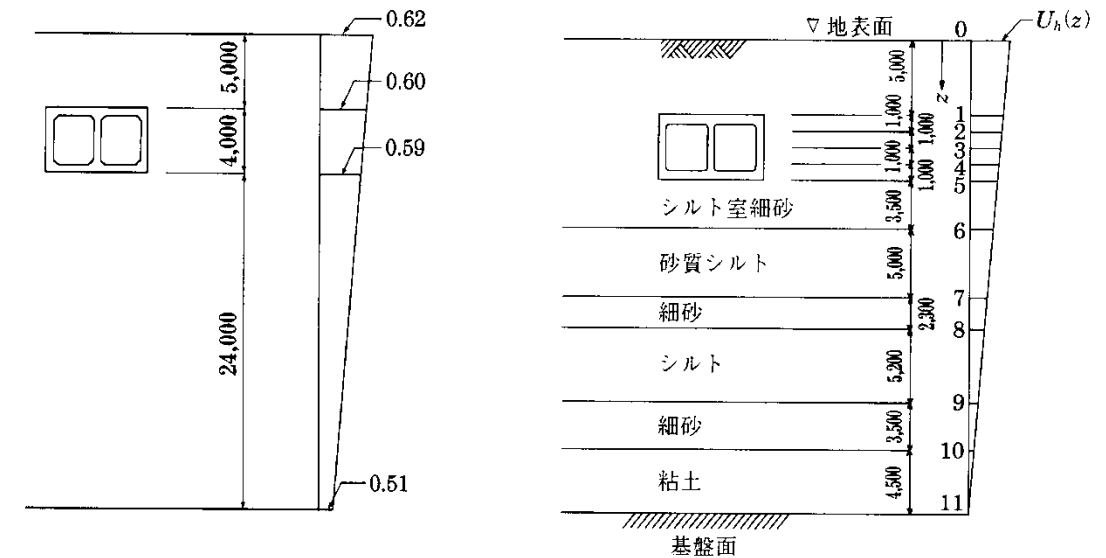


図-4.3.1 対象深さにおける設計水平震度
(レベル2地震動)

図-4.3.2 地盤の変位振幅図

改定案

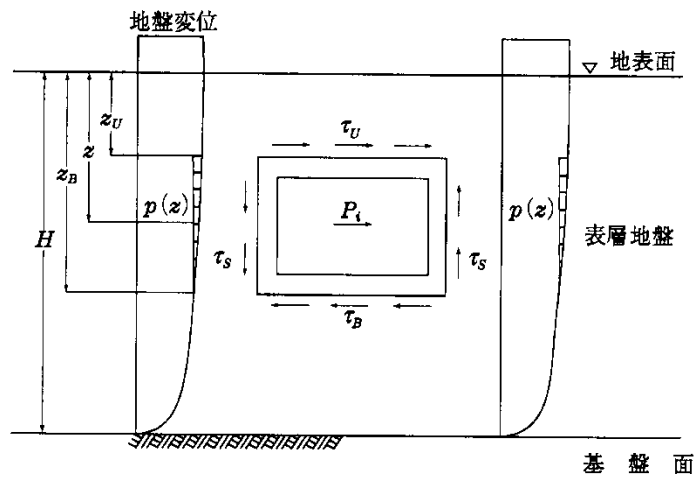


図-4.3.3 躯体に作用する地震時周面せん断力 τ と地震時土圧荷重 $p(z)$ 等のモデル図

引用・参考文献

i) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997年版）（1997）

現行（手引き）

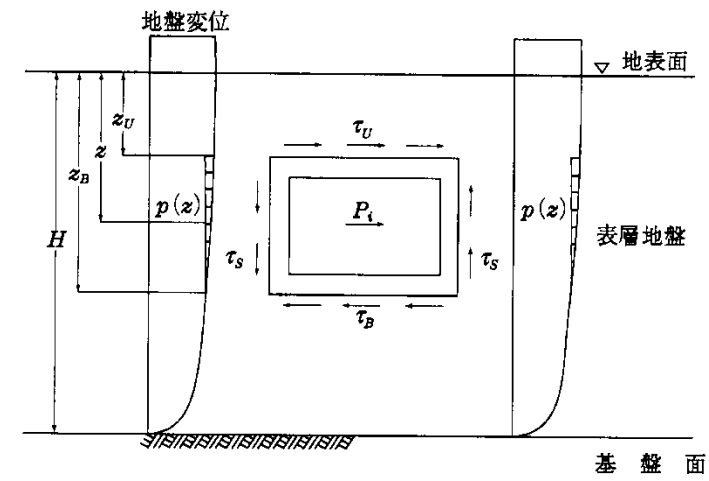


図-4.3.3 躯体に作用する地震時周面せん断力 τ と地震時土圧荷重 $p(z)$ 等のモデル図

引用・参考文献

i) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997年版）（1997）

改定案	現行（手引き）																				
<p>4.3.3 地震時土圧</p> <p>地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定するものとする。</p> <p>(1) 背面土が良質な材料で密に締固められた条件においては、レベル1地震動、並びにレベル2地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法を原則として用いるものとする。</p> <p>(2) 上記(1)以外の条件の場合、レベル1地震動に対しては物部・岡部法を適用してもよい。</p> <p>(3) 擁壁については試行くさび法を用いるものとする。</p> <p>(4) 地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向の抵抗特性及びフーチング前面地盤の抵抗特性を算定する場合の地震時の受働土圧強度は、クーロンの土圧係数を用いて求めるものとする。</p> <p>[解説]</p> <p>(1) 修正物部・岡部法</p> <p>a. 修正物部・岡部法を以下に示す。</p> <p>下記b. で説明するように、地震時土圧としてより合理的に適用できる式である。本指針に掲げる施設で地震時土圧を算定する場合は、原則としてレベル1地震動及びレベル2地震動のいずれにも適用できる式(4.3.1)を用いるものとする。すなわち、地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度を算出するものとする。</p> $P_{ea} = \gamma_t h K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (4.3.1)$ <p>ここに、P_{ea} : 深さh (m)における地震時主働土圧強度 (kN/m²) K_{EA} : 地震時主働土圧係数で、式(4.3.2)により算出してよい。</p> <table border="0" style="margin-left: 40px;"> <tr> <td style="vertical-align: middle;">(a) 背面が土とコンクリートの場合</td> <td rowspan="3" style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">}</td> <td rowspan="3" style="vertical-align: middle;">……… (4.3.2)</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.21 + 0.90K_h$</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08K_h$</td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: middle;">(b) 背面が土と土の場合</td> <td rowspan="3" style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">}</td> <td rowspan="3" style="vertical-align: middle;">……… (4.3.2)</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.22 + 0.81K_h$</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97K_h$</td> </tr> </table> <p>K_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度 γ_t : 土の単位体積重量 (kN/m³) q' : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)</p> <p>また、q'は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は含まないものとする。</p> <p>なお、背面土が良質な材料で密に締固められた条件以外の場合、下記(2)の物部・岡部法を適用する。</p> <p>b. 従来、レベル1地震動に対する耐震性能の照査に用いる地震時主働土圧係数は式(4.3.5)の物部・岡部の方法により算出していた。物部・岡部の方法は、クーロン土圧に地震の影響を考慮したもので、ある震度が作用した時にすべり面が生じ、そのすべり面上で同一のせん断強度が発揮されている状態の土圧を算出するものである。</p> <p>しかし、レベル2地震動において地盤に作用すると考えられる震度、たとえば耐震設計上の地盤面における水平震度に対して式を適用すると、想定されるすべり土塊領域が非常に大きくなり、</p>	(a) 背面が土とコンクリートの場合	}	……… (4.3.2)	砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.21 + 0.90K_h$	砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08K_h$	(b) 背面が土と土の場合	}	……… (4.3.2)	砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.22 + 0.81K_h$	砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97K_h$	<p>4.3.3 地震時土圧</p> <p>地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定するものとする。</p> <p>(1) 背面土が良質な材料で密に締固められた条件においては、レベル1地震動、並びにレベル2地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法を原則として用いるものとする。</p> <p>(2) 上記(1)以外の条件の場合、レベル1地震動に対しては物部・岡部法を適用してもよい。</p> <p>(3) 擁壁については試行くさび法を用いるものとする。</p> <p>(4) 地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向の抵抗特性及びフーチング前面地盤の抵抗特性を算定する場合の地震時の受働土圧強度は、クーロンの土圧係数を用いて求めるものとする。</p> <p>[解説]</p> <p>(1) 修正物部・岡部法</p> <p>a. 修正物部・岡部法を以下に示す。</p> <p>下記b. で説明するように、地震時土圧としてより合理的に適用できる式である。本手引きに掲げる施設で地震時土圧を算定する場合は、原則としてレベル1地震動及びレベル2地震動のいずれにも適用できる式(4.3.1)を用いるものとする。すなわち、地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度を算出するものとする。</p> $P_{ea} = \gamma_t h K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (4.3.1)$ <p>ここに、P_{ea} : 深さh (m)における地震時主働土圧強度 (kN/m²) K_{EA} : 地震時主働土圧係数で、式(4.3.2)により算出してよい。</p> <table border="0" style="margin-left: 40px;"> <tr> <td style="vertical-align: middle;">(a) 背面が土とコンクリートの場合</td> <td rowspan="3" style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">}</td> <td rowspan="3" style="vertical-align: middle;">……… (4.3.2)</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.21 + 0.90K_h$</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08K_h$</td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: middle;">(b) 背面が土と土の場合</td> <td rowspan="3" style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">}</td> <td rowspan="3" style="vertical-align: middle;">……… (4.3.2)</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.22 + 0.81K_h$</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97K_h$</td> </tr> </table> <p>K_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度 γ_t : 土の単位体積重量 (kN/m³) q' : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)</p> <p>また、q'は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は含まないものとする。</p> <p>なお、背面土が良質な材料で密に締固められた条件以外の場合、下記(2)の物部・岡部法を適用する。</p> <p>b. 従来、レベル1地震動に対する耐震性能の照査に用いる地震時主働土圧係数は式(4.3.5)の物部・岡部の方法により算出していた。物部・岡部の方法は、クーロン土圧に地震の影響を考慮したもので、ある震度が作用した時にすべり面が生じ、そのすべり面上で同一のせん断強度が発揮されている状態の土圧を算出するものである。</p> <p>しかし、レベル2地震動において地盤に作用すると考えられる震度、たとえば耐震設計上の地盤面における水平震度に対して式を適用すると、想定されるすべり土塊領域が非常に大きくなり、</p>	(a) 背面が土とコンクリートの場合	}	……… (4.3.2)	砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.21 + 0.90K_h$	砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08K_h$	(b) 背面が土と土の場合	}	……… (4.3.2)	砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.22 + 0.81K_h$	砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97K_h$
(a) 背面が土とコンクリートの場合	}			……… (4.3.2)																	
砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.21 + 0.90K_h$																					
砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08K_h$																					
(b) 背面が土と土の場合	}	……… (4.3.2)																			
砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.22 + 0.81K_h$																					
砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97K_h$																					
(a) 背面が土とコンクリートの場合	}	……… (4.3.2)																			
砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.21 + 0.90K_h$																					
砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08K_h$																					
(b) 背面が土と土の場合	}	……… (4.3.2)																			
砂及び砂礫 $K_{EA} = 0.22 + 0.81K_h$																					
砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97K_h$																					

改定案	現行（手引き）																																																																		
<p>実際の現象と異なるといった問題点が生じる。これに対し、物部・岡部法をレベル2地震動で想定している震度まで適用する手法として、近年、修正物部・岡部法が提案されている。修正物部・岡部法は、物部・岡部法に比べて、レベル2地震動を想定した模型実験結果を説明できることが明らかになっており、また兵庫県南部地震における土圧に抗する構造物の被災事例についても、構造物背後に生じたすべり面の角度を合理的に説明できるものである。そこで、レベル1地震動及びレベル2地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法に基づいて地震時主働土圧を算出することとした。式(4.3.1)は、一般的な橋台背面土の材料、施工状況、橋台の形状、設計への適用性等を考慮し、修正物部・岡部法に基づいて算出される地震時主働土圧係数を簡易な近似値により与えられたものである。式(4.3.1)を算出した条件をc.に示す。</p> <p>c. 背面土は、良質な材料で密に締固めるため、地盤のせん断抵抗は、ピーク強度を発現した後、残留強度へと低下する。したがって、ここでは橋台の背面土は、表-4.3.2に示す程度の単位体積重量が確保できる砂、砂礫、砂質土で入念に施工されることを前提に、土質に応じた背面土のせん断抵抗角のピーク角度ϕ_{peak}と残留強度ϕ_{res}を表-4.3.3のように仮定した。表-4.3.3に示すせん断抵抗角の値は、密な砂質材料に対して、すべり破壊が生じる際の状態に近いと考えられる平面ひずみ状態でのせん断抵抗角に粘着力の影響も反映させて想定したものである。</p> <div style="text-align: center;"> <p>表-4.3.2 土の単位体積重量 (kN/m³)</p> <table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤</th> <th>土質</th> <th>ゆるいもの</th> <th>密なもの</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">自然 地盤</td> <td>砂及び砂礫</td> <td>18</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td>17</td> <td>19</td> </tr> <tr> <td>粘性土</td> <td>14</td> <td>18</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">盛 土</td> <td>砂及び砂礫</td> <td colspan="2">20</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td colspan="2">19</td> </tr> <tr> <td>粘性土</td> <td colspan="2">18</td> </tr> </tbody> </table> <p>* 1 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。 * 2 碎石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。 * 3 砂利混じり砂質土、あるいは砂利混じり粘性土にあつては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。 * 4 地下水位は施工後における平均値を考える。</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>表-4.3.3 地震時土圧算定のための土質定数</p> <table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th></th> <th>ϕ_{peak}</th> <th>ϕ_{res}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>砂及び砂礫</td> <td>50°</td> <td>35°</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td>45°</td> <td>30°</td> </tr> </tbody> </table> </div> <p>(2) 物部・岡部法</p> <p>a. 前記(1)c.の条件以外のレベル1地震動の場合、地震時水平土圧は物部・岡部法を適用するとともに、粘着力の有無を考慮して算定する。</p> <p>適用する施設としては、ファームポンド、ポンプ場（震度法の場合）、擁壁、開水路等がある。土圧の計算に用いる土の分類と土質諸数値は、一般に表-4.3.4を参考にする。</p>	地盤	土質	ゆるいもの	密なもの	自然 地盤	砂及び砂礫	18	20	砂質土	17	19	粘性土	14	18	盛 土	砂及び砂礫	20		砂質土	19		粘性土	18			ϕ_{peak}	ϕ_{res}	砂及び砂礫	50°	35°	砂質土	45°	30°	<p>実際の現象と異なるといった問題点が生じる。これに対し、物部・岡部法をレベル2地震動で想定している震度まで適用する手法として、近年、修正物部・岡部法が提案されている。修正物部・岡部法は、物部・岡部法に比べて、レベル2地震動を想定した模型実験結果を説明できることが明らかになっており、また兵庫県南部地震における土圧に抗する構造物の被災事例についても、構造物背後に生じたすべり面の角度を合理的に説明できるものである。そこで、レベル1地震動及びレベル2地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法に基づいて地震時主働土圧を算出することとした。式(4.3.1)は、一般的な橋台背面土の材料、施工状況、橋台の形状、設計への適用性等を考慮し、修正物部・岡部法に基づいて算出される地震時主働土圧係数を簡易な近似値により与えられたものである。式(4.3.1)を算出した条件をc.に示す。</p> <p>c. 背面土は、良質な材料で密に締固めるため、地盤のせん断抵抗は、ピーク強度を発現した後、残留強度へと低下する。したがって、ここでは橋台の背面土は、表-4.3.2に示す程度の単位体積重量が確保できる砂、砂礫、砂質土で入念に施工されることを前提に、土質に応じた背面土のせん断抵抗角のピーク角度ϕ_{peak}と残留強度ϕ_{res}を表-4.3.3のように仮定した。表-4.3.3に示すせん断抵抗角の値は、密な砂質材料に対して、すべり破壊が生じる際の状態に近いと考えられる平面ひずみ状態でのせん断抵抗角に粘着力の影響も反映させて想定したものである。</p> <div style="text-align: center;"> <p>表-4.3.2 土の単位体積重量 (kN/m³)</p> <table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤</th> <th>土質</th> <th>ゆるいもの</th> <th>密なもの</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">自然 地盤</td> <td>砂及び砂礫</td> <td>18</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td>17</td> <td>19</td> </tr> <tr> <td>粘性土</td> <td>14</td> <td>18</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">盛 土</td> <td>砂及び砂礫</td> <td colspan="2">20</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td colspan="2">19</td> </tr> <tr> <td>粘性土</td> <td colspan="2">18</td> </tr> </tbody> </table> <p>* 1 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。 * 2 碎石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。 * 3 砂利混じり砂質土、あるいは砂利混じり粘性土にあつては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。 * 4 地下水位は施工後における平均値を考える。</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>表-4.3.3 地震時土圧算定のための土質定数</p> <table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th></th> <th>ϕ_{peak}</th> <th>ϕ_{res}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>砂及び砂礫</td> <td>50°</td> <td>35°</td> </tr> <tr> <td>砂質土</td> <td>45°</td> <td>30°</td> </tr> </tbody> </table> </div> <p>(2) 物部・岡部法</p> <p>a. 前記(1)c.の条件以外のレベル1地震動の場合、地震時水平土圧は物部・岡部法を適用するとともに、粘着力の有無を考慮して算定する。</p> <p>適用する施設としては、ファームポンド、ポンプ場（震度法の場合）、擁壁、開水路等がある。土圧の計算に用いる土の分類と土質諸数値は、一般に表-4.3.4を参考にする。</p>	地盤	土質	ゆるいもの	密なもの	自然 地盤	砂及び砂礫	18	20	砂質土	17	19	粘性土	14	18	盛 土	砂及び砂礫	20		砂質土	19		粘性土	18			ϕ_{peak}	ϕ_{res}	砂及び砂礫	50°	35°	砂質土	45°	30°
地盤	土質	ゆるいもの	密なもの																																																																
自然 地盤	砂及び砂礫	18	20																																																																
	砂質土	17	19																																																																
	粘性土	14	18																																																																
盛 土	砂及び砂礫	20																																																																	
	砂質土	19																																																																	
	粘性土	18																																																																	
	ϕ_{peak}	ϕ_{res}																																																																	
砂及び砂礫	50°	35°																																																																	
砂質土	45°	30°																																																																	
地盤	土質	ゆるいもの	密なもの																																																																
自然 地盤	砂及び砂礫	18	20																																																																
	砂質土	17	19																																																																
	粘性土	14	18																																																																
盛 土	砂及び砂礫	20																																																																	
	砂質土	19																																																																	
	粘性土	18																																																																	
	ϕ_{peak}	ϕ_{res}																																																																	
砂及び砂礫	50°	35°																																																																	
砂質土	45°	30°																																																																	

改定案					現行（手引き）				
表-4.3.4 土圧の計算に用いる土の種類と土質諸数値 (単位: kN/m ³)					表-4.3.4 土圧の計算に用いる土の種類と土質諸数値 (単位: kN/m ³)				
	土の種類	飽和単位 体積重量	湿潤単位 体積重量	内部摩擦角 (°)		土の種類	飽和単位 体積重量	湿潤単位 体積重量	内部摩擦角 (°)
①	細粒子をほとんど含まない砂利、粗砂等 (GP、GW、SP、SW等細粒分5%未満を目安)	20	18	30	①	細粒子をほとんど含まない砂利、粗砂等 (GP、GW、SP、SW等細粒分5%未満を目安)	20	18	30
②	細粒子を含んだ砂利、砂等 (G-F、S-F等細粒分5~15%を目安)	20	18	25	②	細粒子を含んだ砂利、砂等 (G-F、S-F等細粒分5~15%を目安)	20	18	25
③	シルト質細砂、粘土を含む砂利等 (GF、SF等細粒分15~50%を目安)	20	18	20	③	シルト質細砂、粘土を含む砂利等 (GF、SF等細粒分15~50%を目安)	20	18	20
<p>* 1 土質定数は、土質、排水条件、施工法等によって異なるので、土質試験等の調査を実施して、その適正値を定めるのが望ましい。しかし、これらの調査や試験には多くの労力と時間を要する上に、適切な土質定数の決定には豊富な経験と高度な技術力を必要とするため通常的设计作業においては表-4.3.4の値を参考とする。</p> <p>* 2 飽和単位体積重量は、水中土10kN/m³、水9.8kN/m³とする。</p> <p>* 3 特に重要な構造物、大規模な土工事及び玉石等を含む礫質土や非常に軟弱な粘性土等の特殊な土質には適用できない。</p>					<p>* 1 土質定数は、土質、排水条件、施工法等によって異なるので、土質試験等の調査を実施して、その適正値を定めるのが望ましい。しかし、これらの調査や試験には多くの労力と時間を要する上に、適切な土質定数の決定には豊富な経験と高度な技術力を必要とするため通常的设计作業においては表-4.3.4の値を参考とする。</p> <p>* 2 飽和単位体積重量は、水中土10kN/m³、水9.8kN/m³とする。</p> <p>* 3 特に重要な構造物、大規模な土工事及び玉石等を含む礫質土や非常に軟弱な粘性土等の特殊な土質には適用できない。</p>				
(a) 地震時主働土圧					(a) 地震時主働土圧				
ア. 粘着力を無視する場合					ア. 粘着力を無視する場合				
(ア) 非飽和土の場合					(ア) 非飽和土の場合				
$P_{ea} = (1 - K_V) \left\{ \gamma_t h K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EA} \right\} \dots\dots\dots (4.3.3)$					$P_{ea} = (1 - K_V) \left\{ \gamma_t h K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EA} \right\} \dots\dots\dots (4.3.3)$				
$P_{EA} = (1 - K_V) \left\{ \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EA} \right\} \dots\dots\dots (4.3.4)$					$P_{EA} = (1 - K_V) \left\{ \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EA} \right\} \dots\dots\dots (4.3.4)$				
ここに、 P_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m ²)					ここに、 P_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m ²)				
P_{EA} : 地震時主働土圧 (kN/m)					P_{EA} : 地震時主働土圧 (kN/m)				
K_{EA} : 地震時主働土圧係数					K_{EA} : 地震時主働土圧係数				
γ_t : 土 (背面土) の単位体積重量 (kN/m ³)					γ_t : 土 (背面土) の単位体積重量 (kN/m ³)				
h : 地表面から土圧強度 (又は土圧) を求めようとする位置までの深さ (m)					h : 地表面から土圧強度 (又は土圧) を求めようとする位置までの深さ (m)				
q : 単位斜面面積当たりの等分布荷重 (kN/m ²)					q : 単位斜面面積当たりの等分布荷重 (kN/m ²)				
α : 構造物背面又は仮想背面が鉛直面となす角 (°)					α : 構造物背面又は仮想背面が鉛直面となす角 (°)				
(反時計回りを正とする)					(反時計回りを正とする)				
β : 構造物背面の地表面が水平面となす角 (°)					β : 構造物背面の地表面が水平面となす角 (°)				
(反時計回りを正とする)					(反時計回りを正とする)				
$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2} \dots\dots\dots (4.3.5)$					$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2} \dots\dots\dots (4.3.5)$				
ϕ : 背面土の内部摩擦角 (°)					ϕ : 背面土の内部摩擦角 (°)				
δ : 構造物背面と土との摩擦角又は仮想背面における摩擦角 (°)					δ : 構造物背面と土との摩擦角又は仮想背面における摩擦角 (°)				
(反時計回りを正とする)					(反時計回りを正とする)				
ただし、 $90^\circ \leq \alpha + \delta + \theta$ となる場合には適用できない。					ただし、 $90^\circ \leq \alpha + \delta + \theta$ となる場合には適用できない。				
また、 $\phi - \beta - \theta < 0$ となる場合には、 $\phi - \beta - \theta = 0$ として計算する。					また、 $\phi - \beta - \theta < 0$ となる場合には、 $\phi - \beta - \theta = 0$ として計算する。				

改定案

$$\theta = \tan^{-1} \frac{K_h}{1-K_v} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

ここに、 K_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度
 K_v : 地震時土圧の算出に用いる設計鉛直震度 (鉛直方向を考慮しない場合、 $K_v=0$)
 K_h 、 K_v の変化による θ の値を、表-4.3.5に示す。

表-4.3.5 K_h 、 K_v をパラメータとした θ の値

$K_h \backslash K_v$	0	0.05	0.10	0.15	0.20
0.1	5° 40'	6° 00'	6° 20'	6° 50'	7° 10'
0.2	11° 20'	11° 50'	12° 30'	13° 20'	14° 00'
0.3	16° 40'	17° 30'	18° 30'	19° 30'	20° 30'
0.4	21° 50'	22° 50'	24° 00'	25° 10'	26° 30'

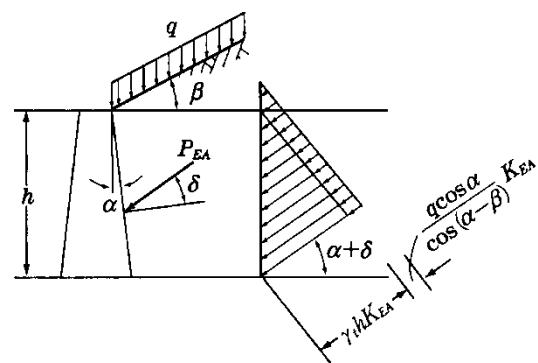


図-4.3.4 地震時主働土圧

(イ) 飽和土の場合

この場合には、次式により得られる土圧強度及び土圧のほか、水圧を考慮する。

$$P'_{ea} = (1-K_v) \left\{ \gamma' h K'_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha-\beta)} K'_{EA} \right\} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$P'_{EA} = (1-K_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma' h^2 K'_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha-\beta)} h K'_{EA} \right\} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

ここに、 P'_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)
 P'_{EA} : 地震時主働土圧 (kN/m)
 K'_{EA} : 地震時主働土圧係数

$$K'_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta')}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta') \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \delta + \theta') \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2} \dots\dots\dots (4.3.9)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1-K_v} \cdot \frac{\gamma_t}{\gamma'} \right) \dots\dots\dots (4.3.10)$$

現行 (手引き)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{K_h}{1-K_v} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

ここに、 K_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度
 K_v : 地震時土圧の算出に用いる設計鉛直震度 (鉛直方向を考慮しない場合、 $K_v=0$)
 K_h 、 K_v の変化による θ の値を、表-4.3.5に示す。

表-4.3.5 K_h 、 K_v をパラメータとした θ の値

$K_h \backslash K_v$	0	0.05	0.10	0.15	0.20
0.1	5° 40'	6° 00'	6° 20'	6° 50'	7° 10'
0.2	11° 20'	11° 50'	12° 30'	13° 20'	14° 00'
0.3	16° 40'	17° 30'	18° 30'	19° 30'	20° 30'
0.4	21° 50'	22° 50'	24° 00'	25° 10'	26° 30'

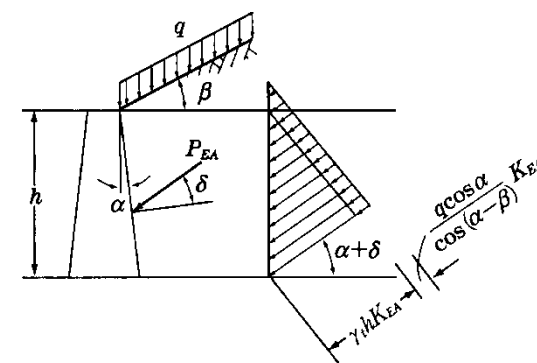


図-4.3.4 地震時主働土圧

(イ) 飽和土の場合

この場合には、次式により得られる土圧強度及び土圧のほか、水圧を考慮する。

$$P'_{ea} = (1-K_v) \left\{ \gamma' h K'_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha-\beta)} K'_{EA} \right\} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$P'_{EA} = (1-K_v) \left\{ \frac{1}{2} \gamma' h^2 K'_{EA} + \frac{q \cos \alpha}{\cos(\alpha-\beta)} h K'_{EA} \right\} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

ここに、 P'_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)
 P'_{EA} : 地震時主働土圧 (kN/m)
 K'_{EA} : 地震時主働土圧係数

$$K'_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta')}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta') \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \delta + \theta') \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2} \dots\dots\dots (4.3.9)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1-K_v} \cdot \frac{\gamma_t}{\gamma'} \right) \dots\dots\dots (4.3.10)$$

改定案	現行（手引き）
<p>ここに、γ'：土の水中単位体積重量（kN/m^3） その他の記号は式(4.3.3)に同じ。</p> <p>イ. 粘着力を考慮する場合 粘着力を考慮する場合には、粘性土の自立高さを考慮して土圧強度を式(4.3.11)、土圧を式(4.3.12)により算定する。</p> $P_{ea} = \gamma_t(h-z_0)K_{EA} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{EA} \dots\dots\dots (4.3.11)$ $P_{EA} = \frac{1}{2}\gamma_t(h-z_0)^2K_{EA} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{EA} \dots\dots\dots (4.3.12)$ <p>ここに、z_0：粘性土の自立高さ（m）</p> $z_0 = \frac{2c}{\gamma_t} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots (4.3.13)$ <p>ここに、c：土の粘着力（kN/m^2） その他の記号は式(4.3.3)に同じ。</p> <p>なお、式(4.3.11)、式(4.3.12)によることが適当でない場合には、原則としてクーロン、物部理論に基づいて算定するものとする。</p> <p>(b) 地震時受働土圧 ア. 粘着力を無視する場合 (ア) 非飽和土の場合</p> $P_{ep} = (1-K_V)\left\{\gamma_t h K_{EP} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{EP}\right\} \dots\dots\dots (4.3.14)$ $P_{EP} = (1-K_V)\left\{\frac{1}{2}\gamma_t h^2 K_{EP} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{EP}\right\} \dots\dots\dots (4.3.15)$ <p>ここに、P_{ep}：地震時主働土圧強度（kN/m^2） P_{EP}：地震時主働土圧（kN/m） K_{EP}：地震時主働土圧係数</p> $K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi-\alpha-\theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\alpha-\delta-\theta)\left\{1-\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta-\theta)}{\cos(\alpha-\delta-\theta)\cos(\alpha-\beta)}\right\}^2} \dots\dots\dots (4.3.16)$ <p>ただし、$\phi+\beta-\theta < 0$となる場合には適用できない。 その他の記号は式(4.3.3)に同じ。</p> <p>(イ) 飽和土の場合</p> $P'_{ep} = (1-K_V)\left\{\gamma' h K'_{EP} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K'_{EP}\right\} \dots\dots\dots (4.3.17)$ $P'_{EP} = (1-K_V)\left\{\frac{1}{2}\gamma' h^2 K'_{EP} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK'_{EP}\right\} \dots\dots\dots (4.3.18)$ <p>ここに、P'_{ep}：地震時主働土圧強度（kN/m^2）</p>	<p>ここに、γ'：土の水中単位体積重量（kN/m^3） その他の記号は式(4.3.3)に同じ。</p> <p>イ. 粘着力を考慮する場合 粘着力を考慮する場合には、粘性土の自立高さを考慮して土圧強度を式(4.3.11)、土圧を式(4.3.12)により算定する。</p> $P_{ea} = \gamma_t(h-z_0)K_{EA} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{EA} \dots\dots\dots (4.3.11)$ $P_{EA} = \frac{1}{2}\gamma_t(h-z_0)^2K_{EA} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{EA} \dots\dots\dots (4.3.12)$ <p>ここに、z_0：粘性土の自立高さ（m）</p> $z_0 = \frac{2c}{\gamma_t} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots (4.3.13)$ <p>ここに、c：土の粘着力（kN/m^2） その他の記号は式(4.3.3)に同じ。</p> <p>なお、式(4.3.11)、式(4.3.12)によることが適当でない場合には、原則としてクーロン、物部理論に基づいて算定するものとする。</p> <p>(b) 地震時受働土圧 ア. 粘着力を無視する場合 (ア) 非飽和土の場合</p> $P_{ep} = (1-K_V)\left\{\gamma_t h K_{EP} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{EP}\right\} \dots\dots\dots (4.3.14)$ $P_{EP} = (1-K_V)\left\{\frac{1}{2}\gamma_t h^2 K_{EP} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{EP}\right\} \dots\dots\dots (4.3.15)$ <p>ここに、P_{ep}：地震時主働土圧強度（kN/m^2） P_{EP}：地震時主働土圧（kN/m） K_{EP}：地震時主働土圧係数</p> $K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi-\alpha-\theta)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\alpha-\delta-\theta)\left\{1-\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta-\theta)}{\cos(\alpha-\delta-\theta)\cos(\alpha-\beta)}\right\}^2} \dots\dots\dots (4.3.16)$ <p>ただし、$\phi+\beta-\theta < 0$となる場合には適用できない。 その他の記号は式(4.3.3)に同じ。</p> <p>(イ) 飽和土の場合</p> $P'_{ep} = (1-K_V)\left\{\gamma' h K'_{EP} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K'_{EP}\right\} \dots\dots\dots (4.3.17)$ $P'_{EP} = (1-K_V)\left\{\frac{1}{2}\gamma' h^2 K'_{EP} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK'_{EP}\right\} \dots\dots\dots (4.3.18)$ <p>ここに、P'_{ep}：地震時主働土圧強度（kN/m^2）</p>

改定案

P'_{EP} : 地震時主働土圧 (kN/m)

K'_{EP} : 地震時主働土圧係数

$$K'_{EP} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta')}{\cos\theta' \cos^2\alpha \cos(\alpha - \delta - \theta') \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta')}{\cos(\alpha - \delta - \theta') \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2} \dots\dots\dots (4.3.19)$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta' < 0$ となる場合には適用できない。

その他の記号は式(4.3.3)、式(4.3.7)に同じ。

イ. 粘着力を考慮する場合

$$P_{\phi} = \gamma_t (h + z'_0) K_{EP} + \frac{q \cos\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EP} \dots\dots\dots (4.3.20)$$

$$P_{EP} = \frac{1}{2} \gamma_t (h + 2z'_0) h K_{EP} + \frac{q \cos\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EP} \dots\dots\dots (4.3.21)$$

ここに、 z'_0 : 地震時受働土圧における粘性土の自立高さ (m)

$$z'_0 = \frac{2c}{\gamma_t} \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots (4.3.22)$$

その他の記号は式(4.3.3)に同じ。

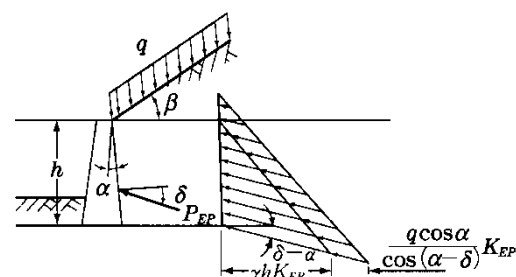


図-4.3.5 震時受働土圧

(3) 壁及び開水路の地震時土圧の算定

擁壁は土地改良事業計画設計基準・設計「農道」に準じ、開水路は土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」に準じて、地震時土圧を算定する。

a. 適用土圧公式

コンクリート擁壁の設計に用いる土圧は、壁背面の傾斜や土との壁面摩擦にも対応できるクーロン系の土圧公式を適用し、擁壁背面の複雑な断面形状に対して的確に対応できる「試行くさび法」により算定することを原則とする。

ただし、開水路及びブロック積擁壁（水路）の土圧算定については、式(4.3.23)に示すクーロン公式を用いるものとする。

$$P_{ea} = (1 - K_V) \left\{ \gamma_t \cdot h + q \cdot \frac{\sin\theta}{\sin(\theta + i)} \right\} K_{EA} \dots\dots\dots (4.3.23)$$

ここに、 P_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)

K_V : 設計鉛直震度

現行（手引き）

P'_{EP} : 地震時主働土圧 (kN/m)

K'_{EP} : 地震時主働土圧係数

$$K'_{EP} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta')}{\cos\theta' \cos^2\alpha \cos(\alpha - \delta - \theta') \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta')}{\cos(\alpha - \delta - \theta') \cos(\alpha - \beta)} \right\}^2} \dots\dots\dots (4.3.19)$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta' < 0$ となる場合には適用できない。

その他の記号は式(4.3.3)、式(4.3.7)に同じ。

イ. 粘着力を考慮する場合

$$P_{\phi} = \gamma_t (h + z'_0) K_{EP} + \frac{q \cos\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{EP} \dots\dots\dots (4.3.20)$$

$$P_{EP} = \frac{1}{2} \gamma_t (h + 2z'_0) h K_{EP} + \frac{q \cos\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} h K_{EP} \dots\dots\dots (4.3.21)$$

ここに、 z'_0 : 地震時受働土圧における粘性土の自立高さ (m)

$$z'_0 = \frac{2c}{\gamma_t} \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots (4.3.22)$$

その他の記号は式(4.3.3)に同じ。

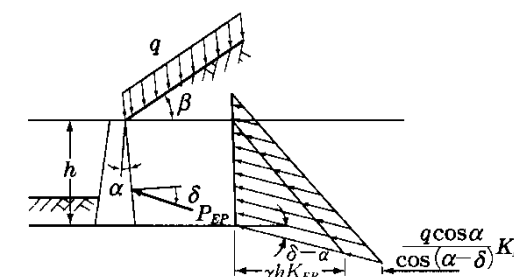


図-4.3.5 震時受働土圧

(3) 壁及び開水路の地震時土圧の算定

擁壁は土地改良事業計画設計基準・設計「農道」に準じ、開水路は土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」に準じて、地震時土圧を算定する。

a. 適用土圧公式

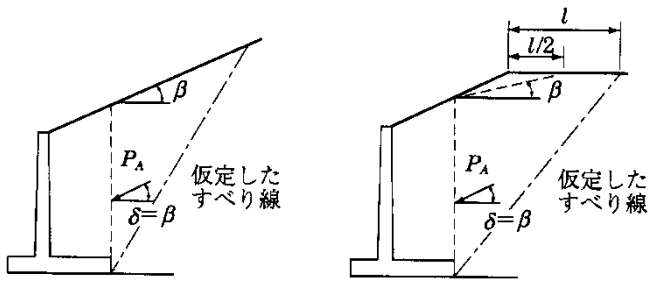
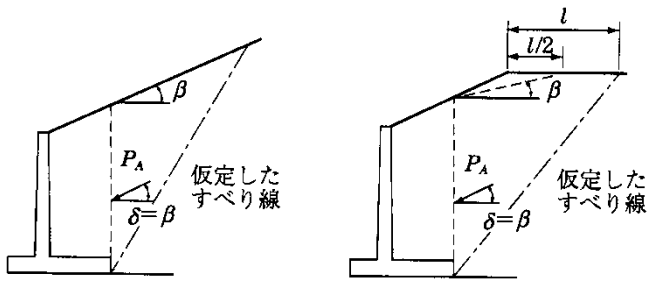
コンクリート擁壁の設計に用いる土圧は、壁背面の傾斜や土との壁面摩擦にも対応できるクーロン系の土圧公式を適用し、擁壁背面の複雑な断面形状に対して的確に対応できる「試行くさび法」により算定することを原則とする。

ただし、開水路及びブロック積擁壁（水路）の土圧算定については、式(4.3.23)に示すクーロン公式を用いるものとする。

$$P_{ea} = (1 - K_V) \left\{ \gamma_t \cdot h + q \cdot \frac{\sin\theta}{\sin(\theta + i)} \right\} K_{EA} \dots\dots\dots (4.3.23)$$

ここに、 P_{ea} : 地震時主働土圧強度 (kN/m²)

K_V : 設計鉛直震度

改定案	現行（手引き）																																																								
γ_t : 土の単位体積重量 (kN/m ³) h : 背面地表面からの深さ (m) q : 載荷重強度 (kN/m ²) θ : 壁背面の傾斜角 (°) I : 壁背面土の傾斜角 (°) K_{EA} : 地震時主働土圧係数	γ_t : 土の単位体積重量 (kN/m ³) h : 背面地表面からの深さ (m) q : 載荷重強度 (kN/m ²) θ : 壁背面の傾斜角 (°) I : 壁背面土の傾斜角 (°) K_{EA} : 地震時主働土圧係数																																																								
b. 壁面摩擦角 壁面摩擦角 δ の値は、過去の実験結果を参考にすると、擁壁の場合常時において、 $\phi/2 \leq \delta \leq 2/3\phi$ 、また地震時において、 $0 \leq \delta \leq 1/2\phi$ といわれているが、一般の設計の際には表-4.3.6の値を用いるものとする。ただし、擁壁背面の排水が十分でないと考えられる場合は、安全性を考えて $\delta = 0$ とする。	b. 壁面摩擦角 壁面摩擦角 δ の値は、過去の実験結果を参考にすると、擁壁の場合常時において、 $\phi/2 \leq \delta \leq 2/3\phi$ 、また地震時において、 $0 \leq \delta \leq 1/2\phi$ といわれているが、一般の設計の際には表-4.3.6の値を用いるものとする。ただし、擁壁背面の排水が十分でないと考えられる場合は、安全性を考えて $\delta = 0$ とする。																																																								
表-4.3.6 壁面摩擦角 δ の値	表-4.3.6 壁面摩擦角 δ の値																																																								
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">擁壁の種類</th> <th colspan="2">重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁</th> <th colspan="2">逆T型擁壁 L型擁壁</th> </tr> <tr> <th>安定計算</th> <th>安定計算</th> <th>安定計算</th> <th>部材計算</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>計算の種類</td> <td colspan="2">安定計算</td> <td>安定計算</td> <td>部材計算</td> </tr> <tr> <td>摩擦角の種類</td> <td colspan="2">土とコンクリート</td> <td>土と土</td> <td>土とコンクリート</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">壁面摩擦角</td> <td>常時</td> <td>$\frac{2}{3}\phi$</td> <td>*1 β (図-4.3.6)</td> <td>$\frac{2}{3}\phi$</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>$\frac{1}{2}\phi$</td> <td>*2 $\tan \delta = \frac{\sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ ただし、$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta}$</td> <td>$\frac{1}{2}\phi$</td> </tr> </tbody> </table>	擁壁の種類	重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁		逆T型擁壁 L型擁壁		安定計算	安定計算	安定計算	部材計算	計算の種類	安定計算		安定計算	部材計算	摩擦角の種類	土とコンクリート		土と土	土とコンクリート	壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	*1 β (図-4.3.6)	$\frac{2}{3}\phi$	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	*2 $\tan \delta = \frac{\sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ ただし、 $\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta}$	$\frac{1}{2}\phi$	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">擁壁の種類</th> <th colspan="2">重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁</th> <th colspan="2">逆T型擁壁 L型擁壁</th> </tr> <tr> <th>安定計算</th> <th>安定計算</th> <th>安定計算</th> <th>部材計算</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>計算の種類</td> <td colspan="2">安定計算</td> <td>安定計算</td> <td>部材計算</td> </tr> <tr> <td>摩擦角の種類</td> <td colspan="2">土とコンクリート</td> <td>土と土</td> <td>土とコンクリート</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">壁面摩擦角</td> <td>常時</td> <td>$\frac{2}{3}\phi$</td> <td>*1 β (図-4.3.6)</td> <td>$\frac{2}{3}\phi$</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>$\frac{1}{2}\phi$</td> <td>*2 $\tan \delta = \frac{\sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ ただし、$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta}$</td> <td>$\frac{1}{2}\phi$</td> </tr> </tbody> </table>	擁壁の種類	重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁		逆T型擁壁 L型擁壁		安定計算	安定計算	安定計算	部材計算	計算の種類	安定計算		安定計算	部材計算	摩擦角の種類	土とコンクリート		土と土	土とコンクリート	壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	*1 β (図-4.3.6)	$\frac{2}{3}\phi$	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	*2 $\tan \delta = \frac{\sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ ただし、 $\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta}$	$\frac{1}{2}\phi$
擁壁の種類		重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁		逆T型擁壁 L型擁壁																																																					
	安定計算	安定計算	安定計算	部材計算																																																					
計算の種類	安定計算		安定計算	部材計算																																																					
摩擦角の種類	土とコンクリート		土と土	土とコンクリート																																																					
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	*1 β (図-4.3.6)	$\frac{2}{3}\phi$																																																					
	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	*2 $\tan \delta = \frac{\sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ ただし、 $\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta}$	$\frac{1}{2}\phi$																																																					
擁壁の種類	重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁		逆T型擁壁 L型擁壁																																																						
	安定計算	安定計算	安定計算	部材計算																																																					
計算の種類	安定計算		安定計算	部材計算																																																					
摩擦角の種類	土とコンクリート		土と土	土とコンクリート																																																					
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	*1 β (図-4.3.6)	$\frac{2}{3}\phi$																																																					
	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	*2 $\tan \delta = \frac{\sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cos(\theta + \Delta - \beta)}$ ただし、 $\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \theta}$	$\frac{1}{2}\phi$																																																					
*1 $\beta \geq \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。 *2 $\beta + \theta \geq \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。 θ : 地震合成角 ($= \tan^{-1}K_{hg}$)	*1 $\beta \geq \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。 *2 $\beta + \theta \geq \phi$ のときは、 $\delta = \phi$ とする。 θ : 地震合成角 ($= \tan^{-1}K_{hg}$)																																																								
																																																									
図-4.3.6 β の設定方法	図-4.3.6 β の設定方法																																																								
c. 土の粘着力 土の粘着力は締固めの度合い、含水状態、経時変化などの影響により、その評価が難しいこと、また、こね返しの影響で粘着力が減少することから、一般的な設計においては粘着力 $c=0$ とする。	c. 土の粘着力 土の粘着力は締固めの度合い、含水状態、経時変化などの影響により、その評価が難しいこと、また、こね返しの影響で粘着力が減少することから、一般的な設計においては粘着力 $c=0$ とする。																																																								
d. 地震時の土圧 地震時土圧の算定には、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いる。	d. 地震時の土圧 地震時土圧の算定には、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いる。																																																								

改定案

e. 土圧の作用面及び作用位置

土圧の作用面は、重力式擁壁及びもたれ式擁壁についてはコンクリート背面とし、逆T型擁壁及びL型擁壁の部材計算においてはコンクリート背面、安定計算においてはかかと版を通る鉛直な仮想背面とする。

また、土圧の作用位置は、試行くさび法の場合は土圧が三角形分布になるものと仮定し、壁高 H の1/3点と考える。

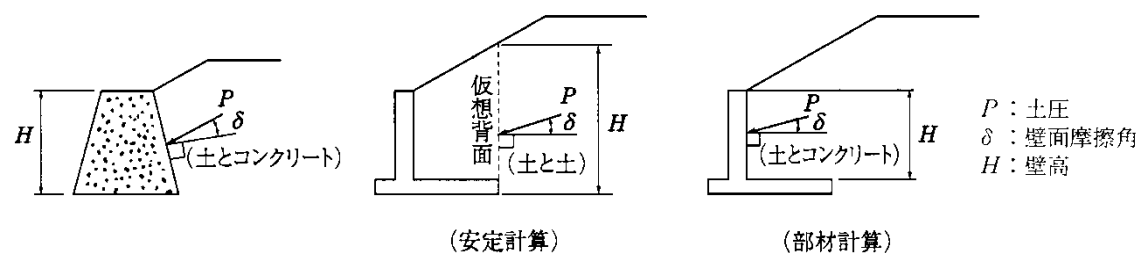


図-4.3.7 土圧の作用面及び作用位置

f. 試行くさび法による土圧の算定

試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算などによって図-4.3.8に示すように、壁下端から発生するすべり面の方向を種々に変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力の釣合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主働土圧とする方法である。

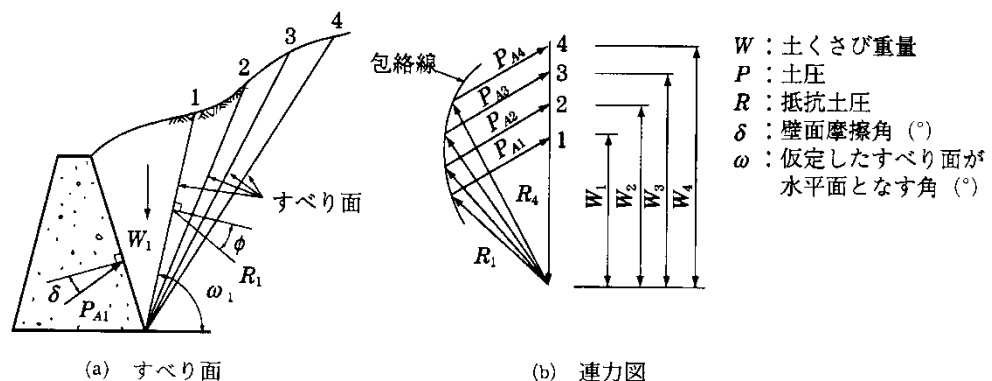


図-4.3.8 主働すべり面、主働土圧の決定法

土圧を図解によって求める方法としては、クーロン系の土圧論に基づくクルマン(Cul-mann)の図式解法が一般的である。クルマンの図式解法を示せば、以下のとおりである。(図-4.3.9参照)

- A点より水平面に対し ϕ の角度をもった直線A-Gを引く。
- 任意に仮定したすべり面A-1、A-2、……につきABCD1、ABCD2、……の重量 W_1 、 W_2 、……を計算し、適当なスケールでA-G上にプロットする。
- W_1 、 W_2 、……からA-Gに対し ε の角度をもった直線を引き、これとすべり面A-1、A-2、……の交点をH、J、……とし、これらを曲線で結ぶ。
- 最後に上記の手順で得られた曲線A、H、J、……上にA-Gと平行な接線を引き、接点をTとすれば、主働土圧合力の大きさがT-Wに、またすべり面が直線A-Tに求まる。

現行(手引き)

e. 土圧の作用面及び作用位置

土圧の作用面は、重力式擁壁及びもたれ式擁壁についてはコンクリート背面とし、逆T型擁壁及びL型擁壁の部材計算においてはコンクリート背面、安定計算においてはかかと版を通る鉛直な仮想背面とする。

また、土圧の作用位置は、試行くさび法の場合は土圧が三角形分布になるものと仮定し、壁高 H の1/3点と考える。

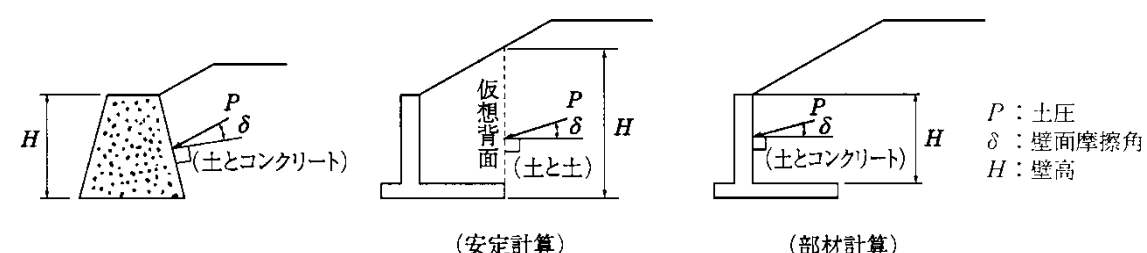


図-4.3.7 土圧の作用面及び作用位置

f. 試行くさび法による土圧の算定

試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算などによって図-4.3.8に示すように、壁下端から発生するすべり面の方向を種々に変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力の釣合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主働土圧とする方法である。

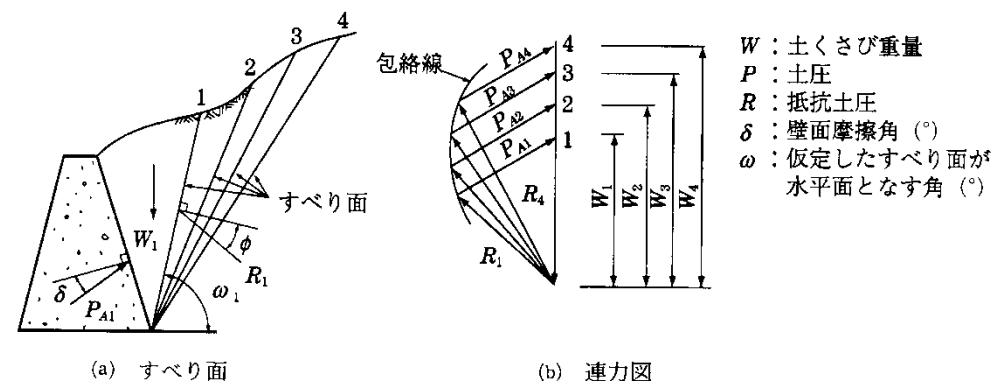


図-4.3.8 主働すべり面、主働土圧の決定法

土圧を図解によって求める方法としては、クーロン系の土圧論に基づくクルマン(Cul-mann)の図式解法が一般的である。クルマンの図式解法を示せば、以下のとおりである。(図-4.3.9参照)

- A点より水平面に対し ϕ の角度をもった直線A-Gを引く。
- 任意に仮定したすべり面A-1、A-2、……につきABCD1、ABCD2、……の重量 W_1 、 W_2 、……を計算し、適当なスケールでA-G上にプロットする。
- W_1 、 W_2 、……からA-Gに対し ε の角度をもった直線を引き、これとすべり面A-1、A-2、……の交点をH、J、……とし、これらを曲線で結ぶ。
- 最後に上記の手順で得られた曲線A、H、J、……上にA-Gと平行な接線を引き、接点をTとすれば、主働土圧合力の大きさがT-Wに、またすべり面が直線A-Tに求まる。

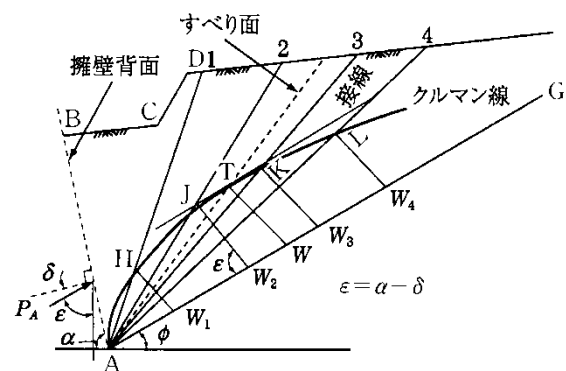


図-4.3.9 クルマンの図解法

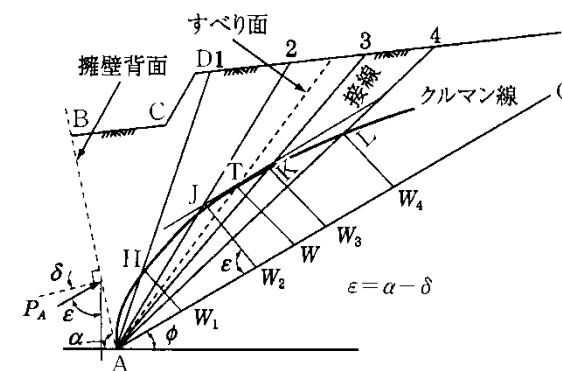


図-4.3.9 クルマンの図解法

(a) 地震時の土圧

地震時においては、図-4.3.11(a)に示すように、土くさびの重心に慣性力（ $=K_{hg} \cdot W$ ）が作用するものと考え、連力図は図-4.3.11(b)のように描くことができる。

ア. 地震時の主働土圧

$$P_{EA} = \frac{\sin(\omega_{EA} - \phi + \theta)}{\cos(\omega_{EA} - \phi - \delta - \alpha) \cos \phi} W \dots\dots\dots (4.3.24)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{EAH} &= P_{EA} \cos(\delta + \alpha) \\ P_{EAV} &= P_{EA} \sin(\delta + \alpha) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.25)$$

$$h_p = \frac{1}{3} H \dots\dots\dots (4.3.26)$$

- ここに、 P_{EA} : 地震時の主働土圧 (kN/m)
- P_{EAH} : 地震時の主働土圧の水平成分 (kN/m)
- P_{EAV} : 地震時の主働土圧鉛直成分 (kN/m)
- ω_{EA} : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)
- θ : 地震合成角 ($=\tan^{-1}K_{hg}$) (°)
- K_{hg} : 設計水平震度 (式(5.2.1)参照)
- δ : 地震時の壁面摩擦角 (表-4.3.6参照) (°)
- ϕ : 背面工の内部摩擦角 (°)
- α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
- h_p : 土圧の作用点までの鉛直距離
- H : 壁高

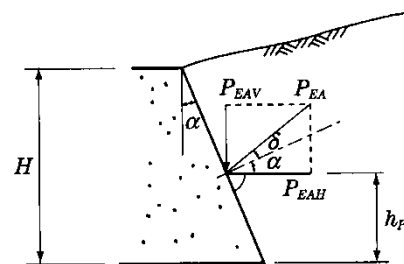


図-4.3.10 地震時主働土圧の水平成分と鉛直成分

(a) 地震時の土圧

地震時においては、図-4.3.11(a)に示すように、土くさびの重心に慣性力（ $=K_{hg} \cdot W$ ）が作用するものと考え、連力図は図-4.3.11(b)のように描くことができる。

ア. 地震時の主働土圧

$$P_{EA} = \frac{\sin(\omega_{EA} - \phi + \theta)}{\cos(\omega_{EA} - \phi - \delta - \alpha) \cos \phi} W \dots\dots\dots (4.3.24)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{EAH} &= P_{EA} \cos(\delta + \alpha) \\ P_{EAV} &= P_{EA} \sin(\delta + \alpha) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.25)$$

$$h_p = \frac{1}{3} H \dots\dots\dots (4.3.26)$$

- ここに、 P_{EA} : 地震時の主働土圧 (kN/m)
- P_{EAH} : 地震時の主働土圧の水平成分 (kN/m)
- P_{EAV} : 地震時の主働土圧鉛直成分 (kN/m)
- ω_{EA} : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)
- θ : 地震合成角 ($=\tan^{-1}K_{hg}$) (°)
- K_{hg} : 設計水平震度 (式(5.2.1)参照)
- δ : 地震時の壁面摩擦角 (表-4.3.6参照) (°)
- ϕ : 背面工の内部摩擦角 (°)
- α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
- h_p : 土圧の作用点までの鉛直距離
- H : 壁高

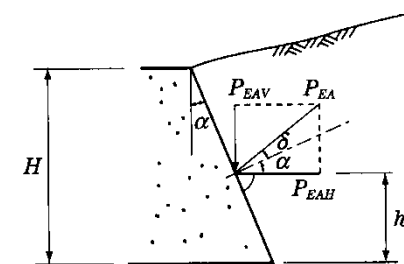


図-4.3.10 地震時主働土圧の水平成分と鉛直成分

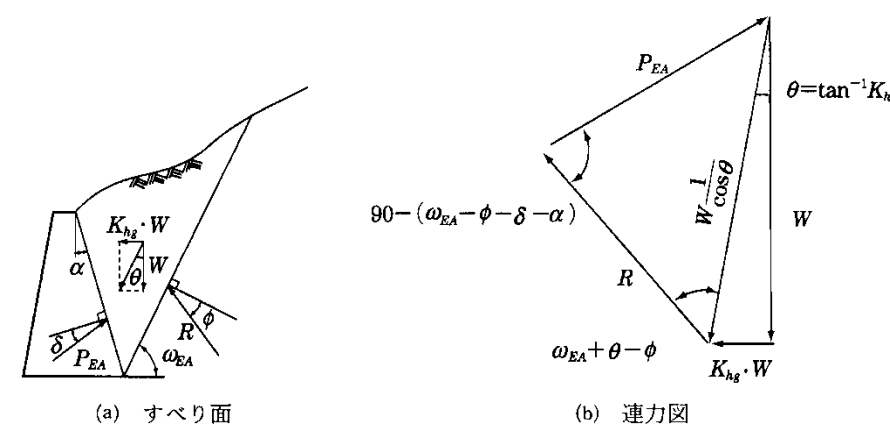
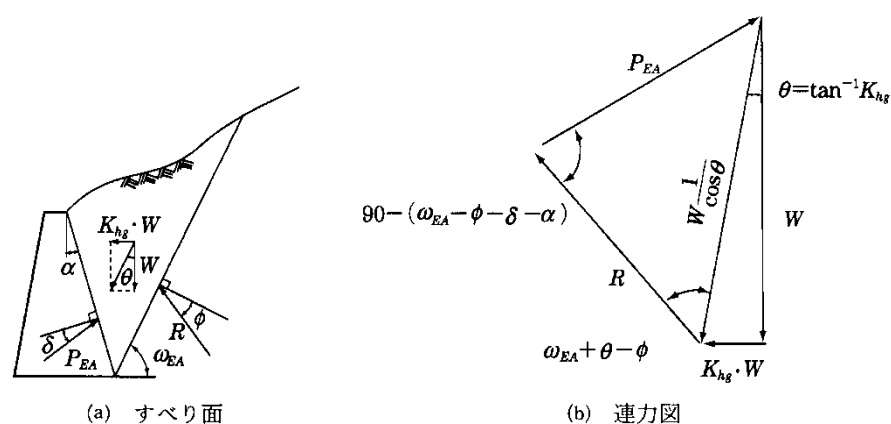


図-4.3.11 地震時主働土圧の考え方

図-4.3.11 地震時主働土圧の考え方

イ. 地震時の受働土圧

$$P_{EP} = \frac{\sin(\omega_{EP} + \phi - \theta)}{\cos(\omega_{EP} + \phi + \delta - \alpha)\cos\theta} W \dots\dots\dots (4.3.27)$$

ここに、 P_{EP} : 地震時受働土圧 (kN/m)
 ω_{EP} : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)

イ. 地震時の受働土圧

$$P_{EP} = \frac{\sin(\omega_{EP} + \phi - \theta)}{\cos(\omega_{EP} + \phi + \delta - \alpha)\cos\theta} W \dots\dots\dots (4.3.27)$$

ここに、 P_{EP} : 地震時受働土圧 (kN/m)
 ω_{EP} : 仮定したすべり面が水平面となす角 (°)

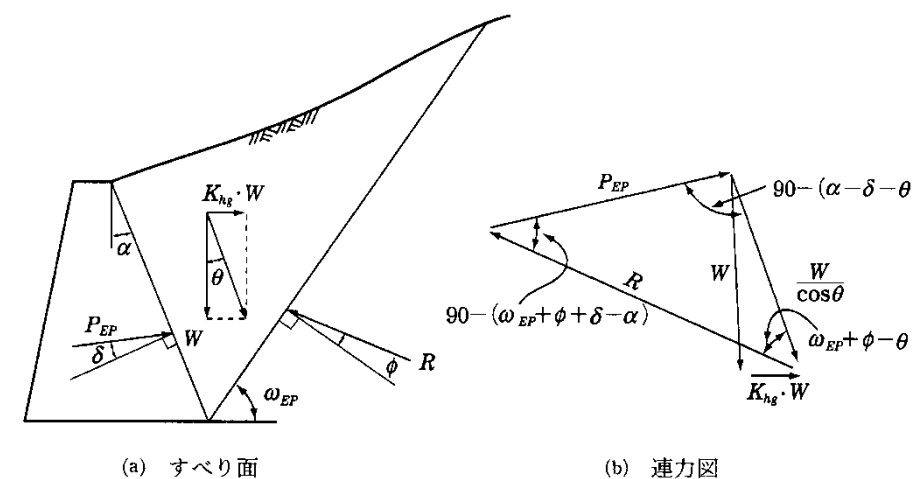
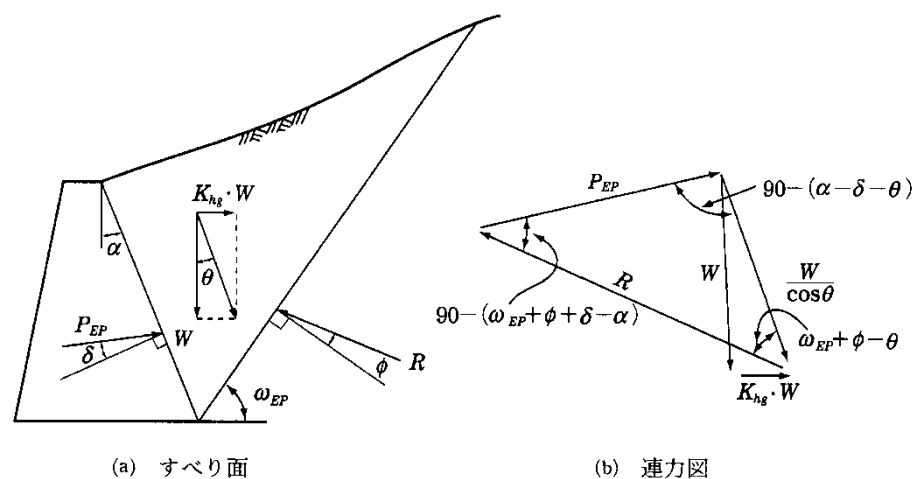


図-4.3.12 地震時受働土圧の考え方

図-4.3.12 地震時受働土圧の考え方

(4) 杭の地震時受働土圧強度の算定

地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向の抵抗特性及びフーチング前面地盤の抵抗特性を算定する場合の地震時の受働土圧強度は、以下により求める。

a. 杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を有する弾塑性型モデルとする(図-4.3.13)。これらは式(4.3-28)、表-4.3.7により算定する。

(4) 杭の地震時受働土圧強度の算定

地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向の抵抗特性及びフーチング前面地盤の抵抗特性を算定する場合の地震時の受働土圧強度は、以下により求める(「6.9.5 構造計算法及び照査法」を参照)。

a. 杭の軸直角方向の抵抗特性

水平方向地盤ばね定数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を有する弾塑性型モデルとするが(図-6.9.8参照)、ここで、 $p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$ (式(6.9.11)参照)で、地震時受働土圧強度 p_U を用いて算定される。

地震時の受働土圧強度はクーロンの土圧係数 K_{EP} を用いて、式(4.3.28)、式(4.3.29)により求める。

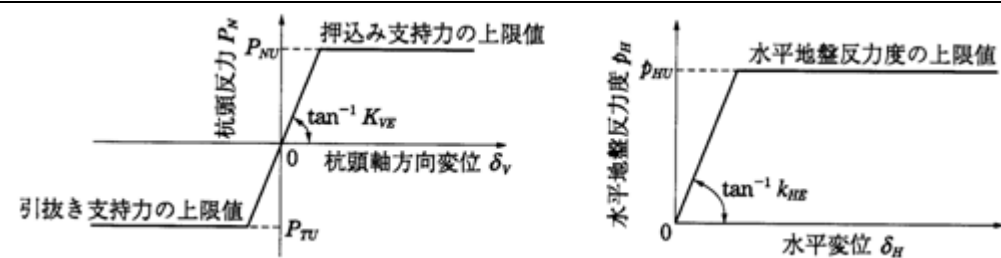


図-4.3.13 地盤の抵抗特性

$$\left. \begin{aligned} k_{HE} &= \eta_k \alpha_k k_H \\ p_{HE} &= \eta_p \alpha_p p_U \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4.3.28)$$

- ここに、
 k_{HE} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤ばね定数 (kN/m³)
 p_{HE} : 水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)
 k_H : 地震時水平方向地盤ばね定数 (kN/m³)
 p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)
 α_k : 単杭における水平方向地盤ばね定数の補正係数
 α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数
 η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数
 η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

表-4.3.7 杭軸直角方向抵抗特性の補正係数

地盤の種類	α_k	α_p^{*2}	η_k	η_p
砂質地盤	1.5	3.0	2/3	*1
粘性土地盤	1.5	1.5		1.0

*1 η_p, α_p = 載荷直角方向杭中心間隔 / 杭径 (≦ α_p)
 *2 $N \leq 2$ の粘性土地盤では $\alpha_p = 1.0$ とする。
 *3 砂質地盤の最前列杭以外の杭の p_{Hi} は表による算定値の1/2とする。

地震時の受働土圧強度はクーロンの土圧係数 K_{EP} を用いて、式(4.3.29)、式(4.3.30)により求める。

$$p_U = K_{EP} \sum (\gamma_{ti} \cdot h_i + q') + 2c\sqrt{K_{EP}} \dots \dots \dots (4.3.29)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin \phi}{\cos \delta_E} \right\}^2} \dots \dots \dots (4.3.30)$$

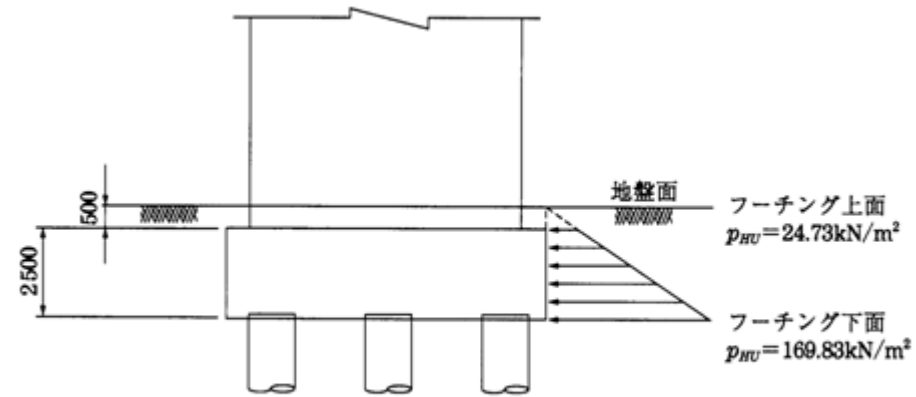
- ここに、
 p_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)
 γ_{ti} : 地盤i層の土の単位体積重量 (kN/m³)
 h_i : 地盤i層の層厚 (m)
 q' : 地震時の耐震設計上の地盤面での載荷荷重 (kN/m²)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 δ_E : 地震時の壁面摩擦角 (- $\phi/6$) (°)

$$p_U = K_{EP} \sum (\gamma_{ti} \cdot h_i + q') + 2c\sqrt{K_{EP}} \dots \dots \dots (4.3.28)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin \phi}{\cos \delta_E} \right\}^2} \dots \dots \dots (4.3.29)$$

- ここに、
 p_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)
 γ_{ti} : 地盤i層の土の単位体積重量 (kN/m³)
 h_i : 地盤i層の層厚 (m)
 q' : 地震時の耐震設計上の地盤面での載荷荷重 (kN/m²)
 c : 土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)
 δ_E : 地震時の壁面摩擦角 (- $\phi/6$) (°)

改定案	現行（手引き）
<p>b. フーチング前面地盤の水平抵抗特性</p> <p>フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在するか、あるいは埋戻された地盤が原地盤以上の強度を有する場合、土質が良質で設計上水平抵抗を期待できる場合は、フーチング前面の水平抵抗を考慮してよい。</p> <p>フーチング前面地盤の水平抵抗特性は、水平方向地盤ばね定数k_{HE}を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値P_{HU}を有する弾塑性型としてモデル化する。</p> <p>ア. フーチング前面地盤の水平方向地盤ばね定数k_{HE}</p> <p>フーチング前面地盤の水平方向地盤ばね定数k_{HE}は、式(4.3.31)により算出する。</p> $k_{HE} = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots \dots \dots (4.3.31)$ <p>ここに、k_{HE} : 水平方向地盤反力係数</p> <p>B_H : フーチング前面の換算載荷幅 (m)</p> $B_H = B_e \text{ (ただし、} B_H \leq \sqrt{B_e L_e} \text{)}$ <p>B_e : フーチングの有効前面幅 (m)</p> <p>L_e : フーチングの有効根入れ長 (m)</p> <p>α_k : k_Hの推定に用いる補正係数=1.0</p> <p>イ. フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値P_{HU}</p> <p>フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値は、ケーソン基礎に準じ式(4.3.32)により算出する。</p> $P_{HU} = \alpha_p P_{EP} \dots \dots \dots (4.3.32)$ <p>ここに、α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、次式により求める。</p> $\alpha_p = 1.0 + 0.5 (z/B_e) \leq 3.0 \dots \dots \dots (4.3.33)$ <p>z : 地盤面からの深さ (m)</p> <p>B_e : フーチングの有効前面幅 (m)</p> <p>P_{EP} : 深さzにおける地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m²) (式(4.3.30)参照)</p>	<p>b. フーチング前面地盤の水平抵抗特性</p> <p>フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在するか、あるいは埋戻された地盤が原地盤以上の強度を有する場合、土質が良質で設計上水平抵抗を期待できる場合は、フーチング前面の水平抵抗を考慮してよい。</p> <p>フーチング前面地盤の水平抵抗特性は、「6.9.5 構造計算法及び照査法」の式(6.9.26)により、水平方向地盤ばね定数k_{HE}を求め、これを初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値p_{HU}を有する弾塑性型モデルとするが、ここで、$p_{HU} = \alpha_p p_{EP}$ (式(6.9.27)参照)で、深さzにおける地震時の地盤の受働土圧強度p_{EP}を用いて算定される。</p> <p>地震時の地盤の受働土圧強度p_{EP}は、式(4.3.30)により、K_{EP}は式(4.3.29)により求める。</p> $p_{EP} = K_{EP} \cdot \sum (\gamma_i \cdot h_i + q') + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{EP}} \dots \dots \dots (4.3.30)$ <p style="text-align: center;">引用・参考文献</p> <p>i) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編 (2002)</p> <p>ii) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I. 共通編 IV. 下部構造編 (2002)</p> <p>iii) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 (1997年版) (1997)</p> <p>iv) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」 (2001)</p> <p>v) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準・設計「農道」 (1998)</p>



* フーチング前面地盤のせん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ 、土の単位体積重量 $\gamma_t=19\text{kN/m}^3$ として算出。

図-4.3.14 フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値の例

地震時の地盤の受働土圧強度 p_{EP} は、式(4.3.34)により、 K_{EP} は式(4.3.30)により求める。

$$p_{EP} = K_{EP} \cdot \sum(\gamma_{ti} \cdot h_i + q') + 2 \cdot c \sqrt{K_{EP}} \dots \dots \dots (4.3.34)$$

引用・参考文献

- i) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編（2002）
- ii) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I. 共通編 IV. 下部構造編（2002）
- iii) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997年版）（1997）
- iv) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（2001）
- v) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準・設計「農道」（1998）

改定案	現行（手引き）																																							
<p>4.3.4 地震時動水圧</p> <p>水に接する各種構造物の耐震設計においては、地震時動水圧を考慮するものとする。</p> <p>地震時の水圧は、構造物の加速度の大きさに比例して慣性力的な作用をする。また自由水面がある場合には、水面が自由振動（動揺、スロッシング）を起こした時に生じる二次的な作用とがある。一般には、その作用の大きい慣性力的な動水圧を設計に採用し、二次的な作用（水面動揺）は、動的解析の対象としてその補足をすることが行われている。</p> <p>[解説]</p> <p>地震時動水圧は、表-4.3.8に示す各種の算定式を用いて定める。</p> <p style="text-align: center;">表-4.3.8 水槽タイプ別動水圧算定式の適用区分¹⁾</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 15%;">適用形状</th> <th style="width: 40%;">自由水面あり</th> <th style="width: 45%;">自由水面なし</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">円形</td> <td>Housner法の円形用式（ファームポンド（PC）） 速度ポテンシャル法（ファームポンド（PC））</td> <td style="text-align: center;">—</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">矩形</td> <td>Westergaard法（橋梁、頭首工、開水路、ファームポンド（RC）、暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）） Housner法の矩形用式（ファームポンド（RC））</td> <td>式(4.3.36)による。 （暗渠（ボックスカルバート））</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">水で取り囲まれた柱状構造物</td> <td>式(4.3.44)による。（橋梁、頭首工）</td> <td style="text-align: center;">—</td> </tr> </tbody> </table> <p>なお、水の圧縮性の影響は、水槽及び水槽塔等の構造寸法ではこれを無視しても差し支えないが、管路構造物では圧縮性を考慮しないと過大な荷重を採用することになる。</p> <p>(1) 円形</p> <p>円形水槽の地震時動水圧は、土地改良事業設計指針「ファームポンド」に準拠するものとする。同指針によれば、算定方法としては、速度ポテンシャル法とHousner法が代表的で、他には有限要素法、境界要素法、伝達マトリックス法などの数値解析法があり、どの方法を用いてもよいとしている。</p> <p>地震時の周波数成分に応じて以下に示す2つを考慮するものとする。</p> <p>① 地震の短周期成分に応答する動水圧（衝撃圧）</p> <p>② 地震の比較的長周期成分に応答する動水圧（振動圧）</p> <p>以下にHousner法と速度ポテンシャル法を示す。また、速度ポテンシャル法の計算事例は土地改良事業設計指針「ファームポンド」PCタンクの設計計算事例1.2.3設計荷重を参照する。</p> <p>a. Housner法の円形用式（ファームポンド（PC））－自由水面あり－</p> <p>通常は、式(4.3.35)及び式(4.3.36)の衝撃圧のみを考慮すればよいが、非常に重要度の高い構造物については式(4.3.37)で表される振動圧も加えた合成の動水圧を考慮する。</p>	適用形状	自由水面あり	自由水面なし	円形	Housner法の円形用式（ファームポンド（PC）） 速度ポテンシャル法（ファームポンド（PC））	—	矩形	Westergaard法（橋梁、頭首工、開水路、ファームポンド（RC）、暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）） Housner法の矩形用式（ファームポンド（RC））	式(4.3.36)による。 （暗渠（ボックスカルバート））	水で取り囲まれた柱状構造物	式(4.3.44)による。（橋梁、頭首工）	—	<p>4.3.4 地震時動水圧</p> <p>水に接する各種構造物の耐震設計においては、地震時動水圧を考慮するものとする。</p> <p>地震時の水圧は、構造物の加速度の大きさに比例して慣性力的な作用をする。また自由水面がある場合には、水面が自由振動（動揺、スロッシング）を起こした時に生じる二次的な作用とがある。一般には、その作用の大きい慣性力的な動水圧を設計に採用し、二次的な作用（水面動揺）は、動的解析の対象としてその補足をすることが行われている。</p> <p>[解説]</p> <p>地震時動水圧は、表-4.3.7に示す各種の算定式を用いて定める。</p> <p style="text-align: center;">表-4.3.7 水槽タイプ別動水圧算定式の適用区分¹⁾</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 15%;">適用形状</th> <th style="width: 40%;">自由水面あり</th> <th style="width: 45%;">自由水面なし</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">円形</td> <td>Housner法の円形用式（ファームポンド（PC）） 速度ポテンシャル法（ファームポンド（PC））</td> <td style="text-align: center;">—</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">矩形</td> <td>Westergaard法（橋梁、頭首工、開水路、ファームポンド（RC）、暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）） Housner法の矩形用式（ファームポンド（RC））</td> <td>式(4.3.36)による。 （暗渠（ボックスカルバート））</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">水で取り囲まれた柱状構造物</td> <td>式(4.3.40)による。（橋梁、頭首工）</td> <td style="text-align: center;">—</td> </tr> </tbody> </table> <p>なお、水の圧縮性の影響は、水槽及び水槽塔等の構造寸法ではこれを無視しても差し支えないが、管路構造物では圧縮性を考慮しないと過大な荷重を採用することになる。</p> <p>(1) 円形</p> <p>円形水槽の地震時動水圧は、土地改良事業設計指針「ファームポンド」に準拠するものとする。同指針によれば、算定方法としては、速度ポテンシャル法とHousner法が代表的で、他には有限要素法、境界要素法、伝達マトリックス法などの数値解析法があり、どの方法を用いてもよいとしている。</p> <p>地震時の周波数成分に応じて以下に示す2つを考慮するものとする。</p> <p>① 地震の短周期成分に応答する動水圧（衝撃圧）</p> <p>② 地震の比較的長周期成分に応答する動水圧（振動圧）</p> <p>以下にHousner法と速度ポテンシャル法を示す。また、速度ポテンシャル法の計算事例は土地改良事業設計指針「ファームポンド」PCタンクの設計計算事例1.2.3設計荷重を参照する。</p> <p>a. Housner法の円形用式（ファームポンド（PC））－自由水面あり－</p> <p>通常は、式(4.3.31)及び式(4.3.32)の衝撃圧のみを考慮すればよいが、非常に重要度の高い構造物については式(4.3.33)で表される振動圧も加えた合成の動水圧を考慮する。</p> <p>1) 設計規準「ポンプ場」改定に係るアンケートによると、地震時動水圧の使用実績は以下のとおりである。</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">PCファームポンド</th> <th colspan="3">RCファームポンド</th> </tr> <tr> <th style="width: 15%;">速度ポテンシャル法</th> <th style="width: 15%;">Housner法</th> <th style="width: 15%;">Westergaard式</th> <th style="width: 15%;">長方形水槽 Housner法</th> <th style="width: 15%;">考慮していない</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">20</td> <td style="text-align: center;">7</td> <td style="text-align: center;">16</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">7</td> </tr> </tbody> </table>	適用形状	自由水面あり	自由水面なし	円形	Housner法の円形用式（ファームポンド（PC）） 速度ポテンシャル法（ファームポンド（PC））	—	矩形	Westergaard法（橋梁、頭首工、開水路、ファームポンド（RC）、暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）） Housner法の矩形用式（ファームポンド（RC））	式(4.3.36)による。 （暗渠（ボックスカルバート））	水で取り囲まれた柱状構造物	式(4.3.40)による。（橋梁、頭首工）	—	PCファームポンド		RCファームポンド			速度ポテンシャル法	Housner法	Westergaard式	長方形水槽 Housner法	考慮していない	20	7	16	0	7
適用形状	自由水面あり	自由水面なし																																						
円形	Housner法の円形用式（ファームポンド（PC）） 速度ポテンシャル法（ファームポンド（PC））	—																																						
矩形	Westergaard法（橋梁、頭首工、開水路、ファームポンド（RC）、暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）） Housner法の矩形用式（ファームポンド（RC））	式(4.3.36)による。 （暗渠（ボックスカルバート））																																						
水で取り囲まれた柱状構造物	式(4.3.44)による。（橋梁、頭首工）	—																																						
適用形状	自由水面あり	自由水面なし																																						
円形	Housner法の円形用式（ファームポンド（PC）） 速度ポテンシャル法（ファームポンド（PC））	—																																						
矩形	Westergaard法（橋梁、頭首工、開水路、ファームポンド（RC）、暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）） Housner法の矩形用式（ファームポンド（RC））	式(4.3.36)による。 （暗渠（ボックスカルバート））																																						
水で取り囲まれた柱状構造物	式(4.3.40)による。（橋梁、頭首工）	—																																						
PCファームポンド		RCファームポンド																																						
速度ポテンシャル法	Housner法	Westergaard式	長方形水槽 Housner法	考慮していない																																				
20	7	16	0	7																																				

$$p_{wr}(y) = \sqrt{3}\gamma_w \cdot K_h \cdot H \left\{ \frac{y}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{H} \right)^2 \right\} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{a}{H} \right) \dots\dots\dots (4.3.35)$$

$$p_{wr}(y) = \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma_w \cdot K_h \cdot H^2 \tanh \left(\sqrt{3} \frac{a}{H} \right) \left. \begin{array}{l} \dots\dots\dots (4.3.36) \\ y_0 = \frac{5}{8} H \end{array} \right\}$$

$$p_{ws}(y) = 0.3402 \gamma_w \cdot \left(\frac{a}{g} \right)^2 \omega_s^3 \cdot S_V \cdot \frac{\cosh \left(1.837 \frac{H-y}{a} \right)}{\sinh \left(1.837 \frac{H}{a} \right)} \dots\dots\dots (4.3.37)$$

ここで、
 $p_{wr}(y)$: 側壁に作用する衝撃圧の最大値 (kN/m²)
 $P_{wr}(y)$: 側壁に作用する全衝撃圧の最大値 (kN)
 $p_{ws}(y)$: 側壁に作用する振動圧の最大値 (kN/m²)
 g, γ_w : 重力加速度 (m/s²) 及び水の単位体積重量 (kN/m³)
 a, H : タンクの内半径及び水深 (m)
 S_V : 速度応答スペクトル (m/s)
 K_h : 設計水平震度
 y : 水面からの鉛直距離 (m)
 ω_s : s次の固有円振動数

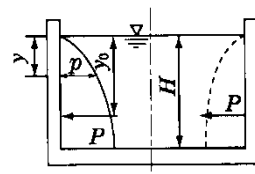


図-4.3.15 円形構造物 (自由水面あり)に作用する動水圧 (Housner法)

動水圧Pは、その作用方向と振動方向が同一方向となった時に最大となる。

b. 速度ポテンシャル法 (ファームポンド(PC)) - 自由水面あり -

通常は、式(4.3.38)の衝撃圧のみを考慮すればよいが、非常に重要度の高い構造物については式(4.3.39)で表される振動圧も加えた合成の動水圧を考慮する。

$$p_{wr}(y) = \gamma_w \cdot K_h \cdot a \cdot \left\{ 1 - 2 \sum_{s=1}^{\infty} \frac{1}{k_s^2 - 1} \cdot \frac{\cosh \left(k_s \frac{H-y}{a} \right)}{\cosh \left(k_s \frac{H}{a} \right)} \right\} \dots\dots\dots (4.3.38)$$

$$p_{ws}(y) = 2\gamma_w \cdot \frac{a}{g} \cdot \omega_s \cdot S_V \cdot \frac{1}{K_s^2 - 1} \cdot \frac{\cosh \left(k_s \frac{H-y}{a} \right)}{\cosh \left(k_s \frac{H}{a} \right)} \dots\dots\dots (4.3.39)$$

$$p_{wr}(y) = \sqrt{3}\gamma_w \cdot K_h \cdot H \left\{ \frac{y}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{H} \right)^2 \right\} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{a}{H} \right) \dots\dots\dots (4.3.31)$$

$$p_{wr}(y) = \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma_w \cdot K_h \cdot H^2 \tanh \left(\sqrt{3} \frac{a}{H} \right) \left. \begin{array}{l} \dots\dots\dots (4.3.32) \\ y_0 = \frac{5}{8} H \end{array} \right\}$$

$$p_{ws}(y) = 0.3402 \gamma_w \cdot \left(\frac{a}{g} \right)^2 \omega_s^3 \cdot S_V \cdot \frac{\cosh \left(1.837 \frac{H-y}{a} \right)}{\sinh \left(1.837 \frac{H}{a} \right)} \dots\dots\dots (4.3.33)$$

ここで、
 $p_{wr}(y)$: 側壁に作用する衝撃圧の最大値 (kN/m²)
 $P_{wr}(y)$: 側壁に作用する全衝撃圧の最大値 (kN)
 $p_{ws}(y)$: 側壁に作用する振動圧の最大値 (kN/m²)
 g, γ_w : 重力加速度 (m/s²) 及び水の単位体積重量 (kN/m³)
 a, H : タンクの内半径及び水深 (m)
 S_V : 速度応答スペクトル (m/s)
 K_h : 設計水平震度
 y : 水面からの鉛直距離 (m)
 ω_s : s次の固有円振動数

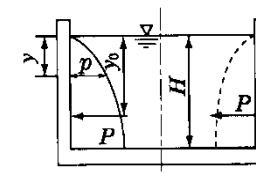


図-4.3.13 円形構造物 (自由水面あり)に作用する動水圧 (Housner法)

動水圧Pは、その作用方向と振動方向が同一方向となった時に最大となる。

b. 速度ポテンシャル法 (ファームポンド(PC)) - 自由水面あり -

通常は、式(4.3.34)の衝撃圧のみを考慮すればよいが、非常に重要度の高い構造物については式(4.3.35)で表される振動圧も加えた合成の動水圧を考慮する。

$$p_{wr}(y) = \gamma_w \cdot K_h \cdot a \cdot \left\{ 1 - 2 \sum_{s=1}^{\infty} \frac{1}{k_s^2 - 1} \cdot \frac{\cosh \left(k_s \frac{H-y}{a} \right)}{\cosh \left(k_s \frac{H}{a} \right)} \right\} \dots\dots\dots (4.3.34)$$

$$p_{ws}(y) = 2\gamma_w \cdot \frac{a}{g} \cdot \omega_s \cdot S_V \cdot \frac{1}{K_s^2 - 1} \cdot \frac{\cosh \left(k_s \frac{H-y}{a} \right)}{\cosh \left(k_s \frac{H}{a} \right)} \dots\dots\dots (4.3.35)$$

改定案

ここで、 $k_s : \frac{d}{dk_s} J_1(k_s) = 0$ を満足する正根 (表-4.3.9)

添え字S : 自由水質点の次数。通常S=1で十分である。

J_1 : ベッセル関数

他の変数は、a. のHousner法と同じ

S	k_s
1	1.841
2	5.331
3	8.536
4	11.706
5	14.863

(2) 矩 形

土地改良事業設計指針「ファームポンド」では、RC構造における地震時動水圧はWestergaard法の式、またはHousner法による長方形水槽の式の、どちらかにより求めるものとしている。なお、Westergaard法の式による計算事例は同指針RCファームポンドの設計5.3.3地震時動水圧を参照する。

a. 水の慣性力を考えた式 (暗渠 (ボックスカルバート)) - 自由水面なし -

深さH方向、奥行きB方向とも一様分布とすると、壁体単位面積当たりの動水圧 p (kN/m²)は、

$$p = K_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2} \dots \dots \dots (4.3.40)$$

となり・これは1壁面単位面積当たりの動水圧 = $\frac{(\text{仮想質量} H \cdot B \text{の} 1/2)}{(\text{受圧面積} H \times 1)}$ とする考え方である。したがって、中間の壁は前後に $p = K_h \cdot \gamma_w \cdot \{(B/2) + (b/2)\}$ の動水圧を受ける。

b. Westergaard法 (橋梁、頭首工、開水路、ファームポンド (RC) 、暗渠 (ボックスカルバート) 、ポンプ場 (吸水槽)) - 自由水面あり -

$$\left. \begin{aligned} P_{ew} &= \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot b \cdot H^2 \\ H_{ew} &= \frac{2}{5} \cdot H \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4.3.41)$$

ここで、 P_{ew} : 構造物に作用する全地震時動水圧 (kN)
 K_h : 設計水平震度
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 水深 (m)
 H_{ew} : 水路底面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)
 b : 地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)

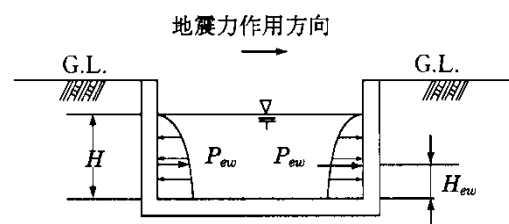


図-4.3.16 矩形構造物 (自由水面有り) に作用する動水圧 (Westergaard法)

現行 (手引き)

ここで、 $k_s : \frac{d}{dk_s} J_1(k_s) = 0$ を満足する正根 (表-4.3.8)

添え字S : 自由水質点の次数。通常S=1で十分である。

J_1 : ベッセル関数

他の変数は、a. のHousner法と同じ

S	k_s
1	1.841
2	5.331
3	8.536
4	11.706
5	14.863

(2) 矩 形

土地改良事業設計指針「ファームポンド」では、RC構造における地震時動水圧はWestergaard法の式、またはHousner法による長方形水槽の式の、どちらかにより求めるものとしている。なお、Westergaard法の式による計算事例は同指針RCファームポンドの設計5.3.3地震時動水圧を参照する。

a. 水の慣性力を考えた式 (暗渠 (ボックスカルバート)) - 自由水面なし -

深さH方向、奥行きB方向とも一様分布とすると、壁体単位面積当たりの動水圧 p (kN/m²)は、

$$p = K_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2} \dots \dots \dots (4.3.36)$$

となり・これは1壁面単位面積当たりの動水圧 = $\frac{(\text{仮想質量} H \cdot B \text{の} 1/2)}{(\text{受圧面積} H \times 1)}$ とする考え方である。したがって、中間の壁は前後に $p = K_h \cdot \gamma_w \cdot \{(B/2) + (b/2)\}$ の動水圧を受ける。

b. Westergaard法 (橋梁、頭首工、開水路、ファームポンド (RC) 、暗渠 (ボックスカルバート) 、ポンプ場 (吸水槽)) - 自由水面あり -

$$\left. \begin{aligned} P_{ew} &= \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot b \cdot H^2 \\ H_{ew} &= \frac{2}{5} \cdot H \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4.3.37)$$

ここで、 P_{ew} : 構造物に作用する全地震時動水圧 (kN)
 K_h : 設計水平震度
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 水深 (m)
 H_{ew} : 水路底面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)
 b : 地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)

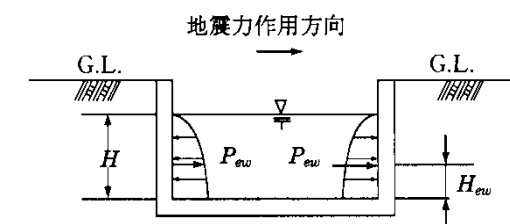


図-4.3.14 矩形構造物 (自由水面有り) に作用する動水圧 (Westergaard法)

改定案

なお、「道路橋示方書」では、式(4.3.41)はレベル1地震動のみに用い、レベル2地震動は動的解析によるものとしている。

c. Housner法の矩形用式 (ファームポンド(RC)) -自由水面あり-

$$p_{ew} = \sqrt{3}\gamma_w \cdot K_h \cdot H \left\{ \frac{y}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{H} \right)^2 \right\} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{l}{H} \right) \dots\dots\dots (4.3.35)$$

水槽上方から見て、地震方向が左右一方向に振動する場合は、次式に省略できる。

$$\left. \begin{aligned} P_{ew} &= \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma_w \cdot K_h \cdot H^2 \tanh \left(\sqrt{3} \frac{l}{H} \right) \\ y_0 &= \frac{5}{8} H \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.36)$$

ここに、 p_{ew} : 構造物に作用する動水圧 (kN/m²)

P_{ew} : 構造物に作用する全動水圧 (kN)

l : 長方形水槽の長さの $\frac{1}{2}$ (m)

y_0 : 作用深さ (m)

他の変数は、b.Westergaard法と同じ。

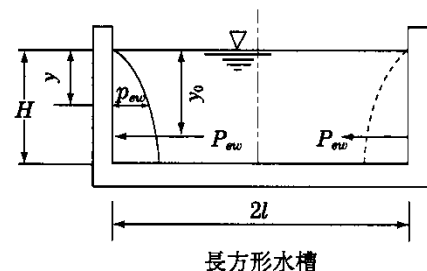


図-4.3.17 矩形構造物 (自由水面有り)に作用する動水圧 (Housner法)

(3) 周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物 (橋梁、頭首工) -自由水面あり-

周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(4.3.42)、式(4.3.43)により算出するものとする。(図-4.3.18参照)

なお、「道路橋示方書」では、式(4.3.42)、式(4.3.43)はレベル1地震動のみに用い、レベル2地震動は動的解析によるものとしている。

$$\left. \begin{aligned} &\frac{b}{H} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ &P = \frac{3}{4} K_h \cdot \gamma_w \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4H} \right) \\ &2.0 < \frac{b}{H} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ &P = \frac{3}{4} K_h \cdot \gamma_w \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10H} \right) \\ &4.0 < \frac{b}{H} \text{ の場合} \\ &P = \frac{9}{40} K_h \cdot \gamma_w \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.42)$$

現行 (手引き)

なお、「道路橋示方書」では、式(4.3.37)はレベル1地震動のみに用い、レベル2地震動は動的解析によるものとしている。

c. Housner法の矩形用式 (ファームポンド(RC)) -自由水面あり-

$$p_{ew} = \sqrt{3}\gamma_w \cdot K_h \cdot H \left\{ \frac{y}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{H} \right)^2 \right\} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{l}{H} \right) \dots\dots\dots (4.3.31)$$

水槽上方から見て、地震方向が左右一方向に振動する場合は、次式に省略できる。

$$\left. \begin{aligned} P_{ew} &= \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma_w \cdot K_h \cdot H^2 \tanh \left(\sqrt{3} \frac{l}{H} \right) \\ y_0 &= \frac{5}{8} H \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.32)$$

ここに、 p_{ew} : 構造物に作用する動水圧 (kN/m²)

P_{ew} : 構造物に作用する全動水圧 (kN)

l : 長方形水槽の長さの $\frac{1}{2}$ (m)

y_0 : 作用深さ (m)

他の変数は、b.Westergaard法と同じ。

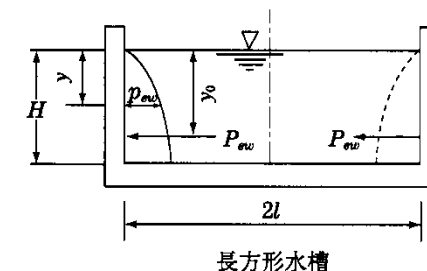


図-4.3.15 矩形構造物 (自由水面有り)に作用する動水圧 (Housner法)

(3) 周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物 (橋梁、頭首工) -自由水面あり-

周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(4.3.40)、式(4.3.41)により算出するものとする。(図-4.3.16参照)

なお、「道路橋示方書」では、式(4.3.40)、式(4.3.41)はレベル1地震動のみに用い、レベル2地震動は動的解析によるものとしている。

$$\left. \begin{aligned} &\frac{b}{H} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ &P = \frac{3}{4} K_h \cdot \gamma_w \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4H} \right) \\ &2.0 < \frac{b}{H} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ &P = \frac{3}{4} K_h \cdot \gamma_w \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10H} \right) \\ &4.0 < \frac{b}{H} \text{ の場合} \\ &P = \frac{9}{40} K_h \cdot \gamma_w \cdot A_0 \cdot H \cdot \frac{b}{a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.40)$$

改定案

$$H_g = \frac{3}{7} H \dots\dots\dots (4.3.43)$$

ここで、 P : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)
 K_h : 設計水平震度
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 水深 (m)
 H_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)
 b : 地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)
 a : 地震時動水圧の作用方向の躯体幅 (m)
 A_0 : 構造物の断面積 (m²)

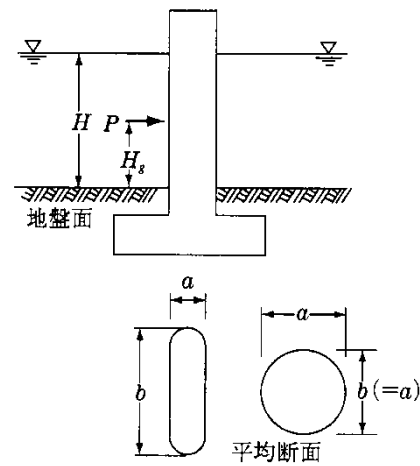


図-4.3.18 柱状構造物に作用する地震時動水圧

引用・参考文献

- i) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997年版）（1997）
- ii) 農林水産省構造改善局建設部：土地改良事業設計指針「ファームポンド」（1999）
- iii) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編（2002）

現行（手引き）

$$H_g = \frac{3}{7} H \dots\dots\dots (4.3.41)$$

ここで、 P : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)
 K_h : 設計水平震度
 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 水深 (m)
 H_g : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)
 b : 地震時動水圧の作用方向に対して直角方向の躯体幅 (m)
 a : 地震時動水圧の作用方向の躯体幅 (m)
 A_0 : 構造物の断面積 (m²)

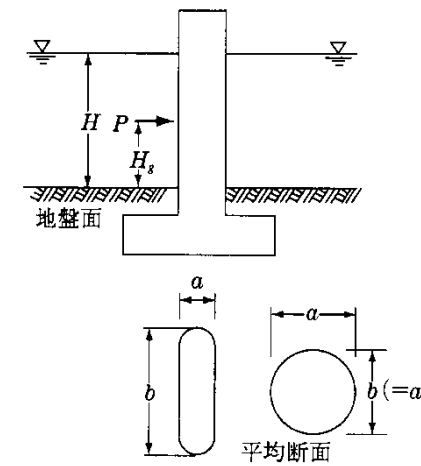


図-4.3.16 柱状構造物に作用する地震時動水圧

引用・参考文献

- i) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997年版）（1997）
- ii) 農林水産省構造改善局建設部：土地改良事業設計指針「ファームポンド」（1999）
- iii) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編（2002）

改定案	現行（手引き）
<p>4.3.5 水面動揺</p> <p>水槽の耐震設計では、一般的に水面動揺は考慮しない。極めて重要な施設の場合のみ水面動揺の影響を考慮する。</p> <p>貯水槽内の自由水面の動揺は、以下のいずれかの方法により検討するものとする。</p> <p>(1) Housner理論に基づく応答スペクトル法 (2) 速度ポテンシャル理論に基づく応答スペクトル法</p> <p>ただし、適切な入力地震波を用いる場合には、動的応答解析を行って求めてもよい。</p> <p>[解 説]</p> <p>自由水面のある水槽では、地震時に水面の自由振動が誘起され、越流又は屋根への衝撃圧等の影響を与える。地震時にこのような水面動揺が誘起され、地震被害に結びつくかどうかは、水面動揺の固有周期と地震動の周期特性に密接な関係がある。</p> <p>Housner理論及び速度ポテンシャル理論に基づく応答スペクトルは、以下のとおりである。</p> <p>(1) Housner理論によれば、液面動揺の振幅（最大波高）ηは、式(4.3.44)式により求められる。</p> $\eta = \frac{0.408 R \coth\left(1.841 \frac{H}{R}\right)}{\frac{g}{\omega^2 \theta_h R} - 1} \dots\dots\dots (4.3.44)$ $\theta_h = 1.531 \frac{S_V}{R \cdot \omega} \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right) \dots\dots\dots (4.3.45)$ <p>ここに、 R : 貯水槽半径 (cm) H : 液面高さ (cm) g : 重力加速度 (cm/s²) ω : 一次角振動数 (rad/s) S_V : 速度応答スペクトル (cm/s)</p> <p>S_Vは、EL Centro 1940の地震波に対するスペクトル (U.S.AECのTIDレポート7024等を参照)を使用して求める。</p> $\omega = \sqrt{1.841 \cdot \frac{g}{R} \cdot \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right)} \dots\dots\dots (4.3.46)$ <p>(2) 速度ポテンシャル理論に基づき、速度応答スペクトルから決定される入力値に対して、応答波高や変動液圧を計算すればよい。</p> $\eta_{\max} = 0.245 T \cdot \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right) S_V \dots\dots\dots (4.3.47)$ <p>ここに、T : スロッシング一次固有周期 (s)</p> $T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{1.841 \cdot \frac{g}{R} \cdot \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right)}} \dots\dots\dots (4.3.48)$ <p>ここに、 R : 波面高さ (cm) H : 貯水槽半径 (cm) S_V : 速度応答スペクトル (cm/s)</p> <p style="text-align: center;">引用・参考文献</p> <p>i) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997） ii) 清水、山本、浜田他：速度応答スペクトルを用いた液体のスロッシング波高解析、日本機械学会講演論文集No. 800-3（1980）</p>	<p>4.3.5 水面動揺</p> <p>水槽の耐震設計では、一般的に水面動揺は考慮しない。極めて重要な施設の場合のみ水面動揺の影響を考慮する。</p> <p>貯水槽内の自由水面の動揺は、以下のいずれかの方法により検討するものとする。</p> <p>(1) Housner理論に基づく応答スペクトル法 (2) 速度ポテンシャル理論に基づく応答スペクトル法</p> <p>ただし、適切な入力地震波を用いる場合には、動的応答解析を行って求めてもよい。</p> <p>[解 説]</p> <p>自由水面のある水槽では、地震時に水面の自由振動が誘起され、越流又は屋根への衝撃圧等の影響を与える。地震時にこのような水面動揺が誘起され、地震被害に結びつくかどうかは、水面動揺の固有周期と地震動の周期特性に密接な関係がある。</p> <p>Housner理論及び速度ポテンシャル理論に基づく応答スペクトルは、以下のとおりである。</p> <p>(1) Housner理論によれば、液面動揺の振幅（最大波高）ηは、式(4.3.42)式により求められる。</p> $\eta = \frac{0.408 R \coth\left(1.841 \frac{H}{R}\right)}{\frac{g}{\omega^2 \theta_h R} - 1} \dots\dots\dots (4.3.42)$ $\theta_h = 1.531 \frac{S_V}{R \cdot \omega} \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right) \dots\dots\dots (4.3.43)$ <p>ここに、 R : 貯水槽半径 (cm) H : 液面高さ (cm) g : 重力加速度 (cm/s²) ω : 一次角振動数 (rad/s) S_V : 速度応答スペクトル (cm/s)</p> <p>S_Vは、EL Centro 1940の地震波に対するスペクトル (U.S.AECのTIDレポート7024等を参照)を使用して求める。</p> $\omega = \sqrt{1.841 \cdot \frac{g}{R} \cdot \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right)} \dots\dots\dots (4.3.44)$ <p>(2) 速度ポテンシャル理論に基づき、速度応答スペクトルから決定される入力値に対して、応答波高や変動液圧を計算すればよい。</p> $\eta_{\max} = 0.245 T \cdot \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right) S_V \dots\dots\dots (4.3.45)$ <p>ここに、T : スロッシング一次固有周期 (s)</p> $T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{1.841 \cdot \frac{g}{R} \cdot \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right)}} \dots\dots\dots (4.3.46)$ <p>ここに、 R : 波面高さ (cm) H : 貯水槽半径 (cm) S_V : 速度応答スペクトル (cm/s)</p> <p style="text-align: center;">引用・参考文献</p> <p>i) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997） ii) 清水、山本、浜田他：速度応答スペクトルを用いた液体のスロッシング波高解析、日本機械学会講演論文集No. 800-3（1980）</p>

4.3.6 荷重の組合わせ

耐震設計における構造物の安全性は、常時荷重（自重及び常時の上載荷重）と地震時の荷重の組合わせにおいて、地震動レベルとケースごとに確認するものとする。

【解説】

荷重の組合わせは地震動レベルに応じて、それぞれで想定する限界状態において最も厳しい条件となるように設定する必要がある。

開水路の場合は、他の構造物と異なり、レベル1地震動とレベル2地震動とは同じ設定となる。

荷重の組合わせは土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」に準拠しており、耐震設計法、地震動レベルは「道路土工指針」に準拠している。「道路土工指針」では、レベル1地震動、レベル2地震動とも震度法（固有周期を考慮しない）によるものとしており、設計水平震度の大きさのみが異なる。

開水路の条件に対する荷重の組合わせを、表-4.3.10に示す。

表-4.3.10 常時、地震時の荷重の組合わせ[開水路の場合]

荷重	浮上に対する照査	部材の照査						
		常時			地震時(レベル1、レベル2)			
		ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	
死荷重（躯体自重）	○	○	○	○	○	○	○	
地震時慣性力	—	—	—	—	○	○	○	
自動車荷重等	—	○	—	—	—	—	—	
土圧	水平土圧	—	○	○	○	—	—	—
	鉛直土圧	△	△	△	△	△	△	△
	地震時水平土圧	—	—	—	—	○	—	○
外圧	外水圧	—	○	—	—	○	—	—
	揚圧力	○	○	—	—	○	—	—
内圧	内水圧	—	—	○	○	—	○	○
	地震時動水圧	—	—	—	—	—	○	○
地盤反力	○	○	○	○	○	○	○	

*鉛直土圧は底版の張出しがある場合に組合わせに入れる。

開水路では、転倒並びに水平支持に対する安定は実際上問題とならないが、擁壁や橋脚などでは考慮する必要がある。地震時の各ケースに対し、図-4.3.19、図-4.3.20及び図-4.3.21に、荷重の組合わせ例を示す。

改定案

現行（手引き）

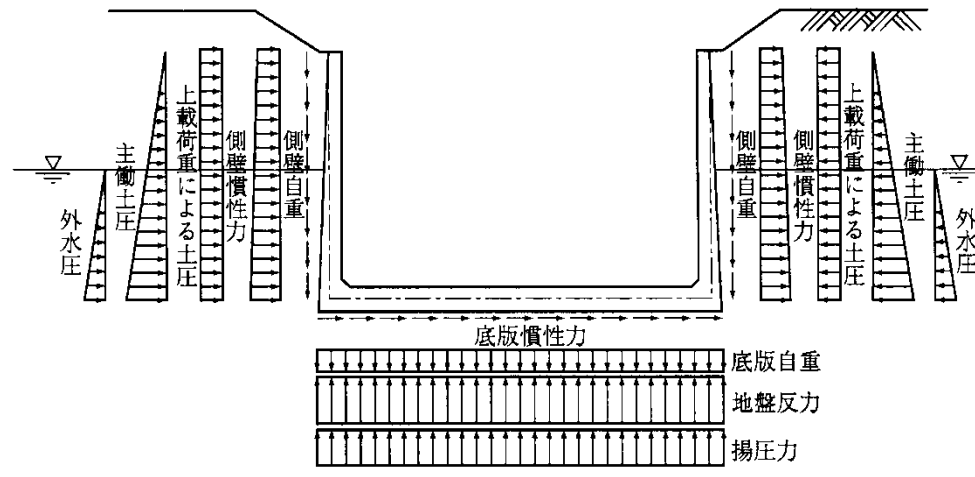


図-4.3.19 荷重図（ケースⅠ）

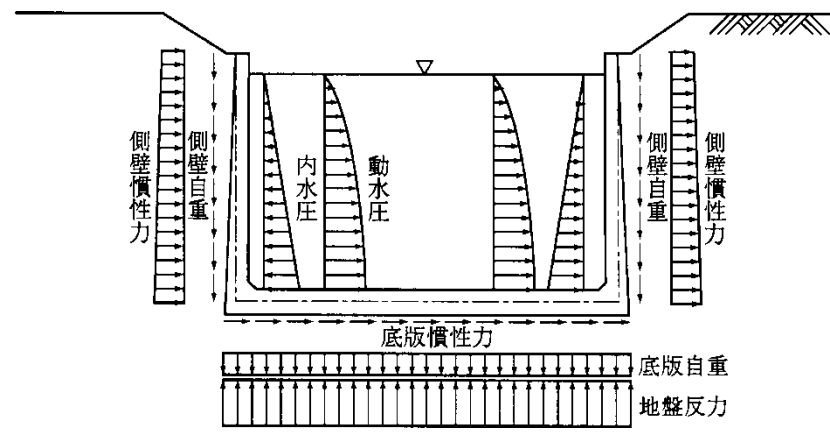


図-4.3.20 荷重図（ケースⅡ）

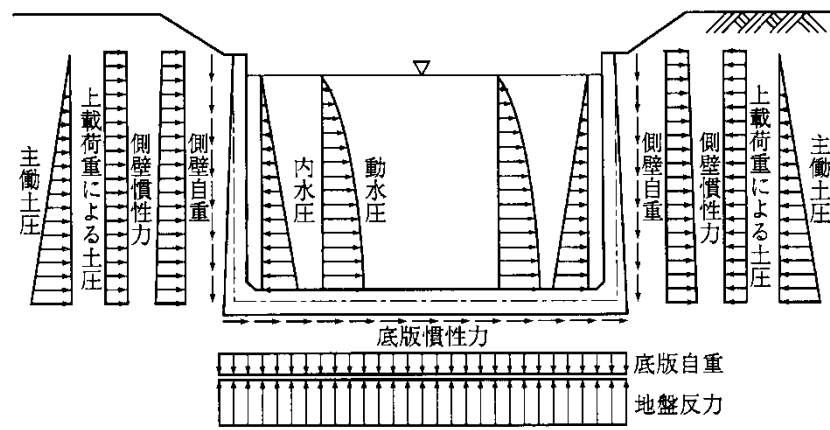


図-4.3.21 荷重図（ケースⅢ）