

# Chamoia-3D – Note d'hypothèses Actions sismiques – Cas des ponts cadres et portiques

CHAîne Algorithmique Modulaire Ouvrages d'Art

Mars 2020





# **CHAMOA-3D – Note d’hypothèse**

## **Actions sismiques – Cas des ponts cadres et portiques**

**CHaîne Algorithmique Modulaire Ouvrages d’Art**

**Calcul des ouvrages de type Pipo/ Picf/ Psida/ Psidp/  
Psid généralisés**

Collection les outils



Document édité par le Céréma dans la collection « les outils ».  
Cette collection regroupe les guides, logiciels, supports  
pédagogique, catalogue, données documentaires et annuaires.



La CHaîne Algorithmique Modulaire Ouvrages d'Art (Chamoa) a été développée sous le pilotage du Céréma par :

Jean GUAL  
Philippe LEVEQUE  
Marie Aurélie CHANUT  
Claude SIMON  
Florent BACCHUS  
Florent BOURHIS  
Nicolas VIGNEAUD  
Angel-Luis MILLAN  
Gaël BONDONET

L'application est désignée sous le sigle "CHAMOA" pour Chaîne Algorithmique Modulaire de calcul des Ouvrages d'Art. Ce nom et ce sigle ont été déposés à l'Institut National de la Propriété industrielle dans les classes suivantes :

9 : logiciels (programmes enregistrés)  
42 : programmation pour ordinateur.

Toute représentation ou reproduction, intégrale ou partielle de cette documentation et/ou du logiciel, faite sans le consentement du Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire est illicite (loi du 11 mars 1957, alinéa 1er de l'article 40).



# SOMMAIRE

<b>CHAPITRE I - PRESENTATION DE LA METHODE .....</b>	<b>9</b>
I.1 - DOMAINE DE VALIDITE .....	9
I.2 - METHODE DE MODELISATION ET DE JUSTIFICATION .....	9
I.3 - DIRECTIONS PRINCIPALES DE SOLLICITATIONS ET REPERE GEOMETRIQUE .....	10
I.3.1 - Cas des ponts droits.....	10
I.3.2 - Cas de ponts biais.....	11
<b>CHAPITRE II - GRANDEURS UTILISEES .....</b>	<b>12</b>
II.1 - DONNEES D'ENTREE.....	12
II.1.1 - Données communes aux PIPO et PICF .....	12
II.1.2 - Données spécifiques aux PIPO sur semelles .....	12
II.1.3 - Données spécifiques aux PIPO sur pieux.....	12
II.1.4 - Données sismiques liées à une action de l'eau .....	13
II.2 - DONNEES DEDUITES.....	13
<b>CHAPITRE III - SOLLICITATIONS DUES AU SEISME .....</b>	<b>14</b>
III.1 - SOLLICITATIONS VERTICALES DUES AU SEISME.....	14
III.2 - SOLLICITATIONS LONGITUDINALES DUES AU SEISME .....	14
III.2.1 - Approche en force .....	14
III.2.2 - Traverse.....	15
III.2.3 - Piédroits.....	17
III.2.4 - Radier .....	24
III.2.5 - Semelles.....	25
III.2.6 - Pieux.....	25
III.3 - SOLLICITATIONS TRANSVERSALES DUES AU SEISME .....	28
<b>CHAPITRE IV - ACTION SISMIQUE DE CALCUL .....</b>	<b>29</b>
IV.1 - RAIDEUR DYNAMIQUE DU SOL .....	29
IV.1.1 - Calcul de la raideur.....	29
IV.1.2 - Pondération de la raideur .....	29
IV.2 - ENVELOPPE DES ACTIONS SISMQUES .....	30
IV.2.1 - Concomitance des sollicitations verticales et horizontales .....	30
IV.2.2 - Combinaisons avec l'action de l'eau .....	31
IV.2.3 - Combinaison des effets statiques et cinématiques .....	32
IV.3 - COMBINAISON DES ACTIONS .....	32
<b>CHAPITRE V - DIMENSIONNEMENT ET VERIFICATION DE RESISTANCE.....</b>	<b>33</b>
V.1 - DIMENSIONNEMENT A LA FLEXION.....	33
V.2 - DIMENSIONNEMENT A L'EFFORT TRANCHANT .....	33
V.3 - STABILITE DES FONDATIONS .....	34
V.3.1 - Semelles .....	34
V.3.2 - Pieux.....	38



# Chapitre I - Présentation de la méthode

## I.1 - Domaine de validité

Les conditions de validité des calculs menés sont données ci-dessous :

- L'ouvrage étudié est un ouvrage faiblement enterré ;
- Le remblai situé sur la traverse de l'ouvrage a une épaisseur inférieure à 1 mètre ;
- L'ouvrage étudié répond aux critères donnés dans la clause 2.3.71) P de l'Annexe nationale de l'Eurocode 8-2. Cette clause stipule que les ponts de catégorie d'importance I, II et III au sens de l'Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicable aux ponts de la catégorie dites "à risque normal", pour lesquels la surface utile de la brèche (ou surface "structurelle" de tablier) est inférieure à  $150 \text{ m}^2$  ou pour lesquels la valeur de  $a_g \cdot S$  n'excède pas  $0,15g$ , peuvent être calculés à l'aide d'une méthode statique équivalente avec une accélération uniforme égale à  $a_g$ . Elle précise également que, dans ce cas, il conviendra d'appliquer les dispositions constructives relatives à la ductilité limitée ;
- Les ponts cadres ayant une couverture de dimension importante et les ponts cadres fortement enterrés (épaisseur de remblai au-dessus de la dalle supérieure à 50 % de la portée) ne sont pas étudiés dans le cadre de Chamoa-3D : une approche en déformation devrait être réalisée pour ces ponts, ce qui n'est pas fait dans Chamoa-3D.

L'élément suivant n'est pas pris en compte dans les calculs et justifications qui sont réalisés :

- La liquéfaction des sols.

## I.2 - Méthode de modélisation et de justification

Lors d'un séisme, l'ouvrage est soumis à des sollicitations verticales et à des sollicitations horizontales. Ces différentes sollicitations verticales et horizontales sont déterminées séparément :

- Sollicitations verticales et transversales : une approche en force est employée pour déterminer les sollicitations verticales et transversales dans la traverse, les piédroits, les semelles ou le radier ;
- Sollicitations longitudinales : compte tenu de la forte interaction sol-structure qui caractérise le comportement sous séisme de ce type de structure dans la direction longitudinale (lié en particulier à la prise en compte de l'incrément de poussée active du sol), deux approches peuvent être employées pour déterminer les sollicitations longitudinales : une approche en force et une approche en déformation. Les ouvrages étudiés étant faiblement enterrés, l'approche en force est adoptée pour déterminer les sollicitations longitudinales dans la traverse, les piédroits, les semelles ou le radier. Une approche en force est utilisée dans ce cas de fondations sur pieux.

De plus, lors d'un séisme, les propriétés du sol évoluent et les interactions sol-structure sont modifiées. On introduit donc une raideur dynamique verticale, utilisée uniquement pour les actions sismiques, qui vient remplacer ponctuellement la raideur statique des liaisons sol-structure de Chamoa-3D.

Les forces verticales et horizontales déterminées plus haut sont appliquées sur les différents éléments de l'ouvrage, en considérant cette raideur dynamique.

Les efforts qui en résultent au sein de l'ouvrage sont calculés via une étude aux éléments finis. Ces efforts déterminés, il est vérifié que la structure peut supporter les efforts qu'induit le séisme en son sein : les critères utilisés sont donnés dans le dernier chapitre de ce document.

Les éléments d'ouvrage qui seront à prendre en compte (du fait de leur masse et des efforts inertiels ou de poussée qu'ils exercent ou de leur contribution à la tenue de l'ouvrage) sont :

- Pour un PIPO :
  - La traverse ;
  - Les piédroits ;
  - Les superstructures ;
  - Les semelles ;
  - Les remblais ;
  - Les pieux ou barrettes (si des pieux ou des barrettes sont définis).
- Pour un PICF :
  - La traverse ;
  - Les piédroits ;
  - Les superstructures ;
  - Le radier ;
  - Les remblais.

Les dimensions de ces différents éléments d'ouvrage et les poids volumiques des matériaux les constituant sont connus (excepté pour les superstructures mais le poids linéique et la largeur de répartition de ces dernières sont connus).

## I.3 - Directions principales de sollicitations et repère géométrique

Les notations présentées ici sont issues du document édité par le Cerema : Ponts en zone sismique, conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8.

### I.3.1 - Cas des ponts droits

Dans le cas des ponts cadres et portiques droits, le système d'axes adopté est constitué des trois axes dont les directions sont les suivantes :

- La direction horizontale longitudinale qui est portée par l'axe de l'ouvrage (la plus pénalisante dans la très grande majorité des cas du fait de l'incrément de poussée active du sol) ;
- La direction horizontale transversale perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage ;
- La direction verticale qui correspond à l'orientation des charges gravitaires.

Ces axes servent à la définition des directions d'application des actions sismiques  $E_1$ ,  $E_2$  et  $E_3$  (actions sismiques qui seront présentées dans la suite du document).

Les conventions adoptées sont communes dans toute la suite du document et sont définies comme suit :

- X-X : axe longitudinal (parallèle à l'axe de l'ouvrage)
- Y-Y : axe transversal (perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage)
- Z-Z : axe vertical

### I.3.2 - Cas de ponts biais

Dans le cas des ponts cadres et portiques biais, le système d'axe adopté est constitué des trois axes dont les directions sont les suivantes :

- La direction horizontale « longitudinale » qui est portée par la perpendiculaire au piédroit moyen. Si le biais est constant, ce sera donc la direction perpendiculaire aux deux piédroits. Si le biais est variable, ce sera donc la direction perpendiculaire au piédroit virtuel formant avec l'axe longitudinal de l'ouvrage un angle égal à la moyenne des biais. Cette direction a été choisie parce qu'elle est la plus représentative de l'axe « souple » de la structure, qui gouverne son premier mode vibratoire (encore appelé « mode fondamental ») ;
- La direction horizontale « transversale » perpendiculaire à la précédente ;
- La direction verticale qui correspond à l'orientation des charges gravitaires.

Ces axes serviront à la définition des directions d'application des actions sismiques  $E_1$ ,  $E_2$  et  $E_3$ .

Les conventions adoptées seront communes dans toute la suite du document et sont définies comme suit :

- X-X : axe « longitudinal » (souple) perpendiculaire au piédroit moyen ;
- Y-Y : axe « transversal » (raide) parallèle au piédroit moyen ;
- Z-Z : axe vertical.

## Chapitre II - Grandeurs utilisées

### II.1 - Données d'entrée

#### II.1.1 - Données communes aux PIPO et PICF

- La zone de sismicité ;
- La catégorie d'importance de l'ouvrage ;
- La classe de sol ;
- Le coefficient d'amplification topographique  $S_T$  ;
- Le facteur  $r$  pour le calcul du coefficient sismique horizontal : par défaut, la valeur de ce facteur est égale à 1 ;
- L'angle de frottement interne des sols  $\phi'$  (en degrés) ;
- Le coefficient de comportement  $q$  pris en compte pour l'analyse des sollicitations sismiques horizontales : la valeur de  $q$  sera soit donnée par l'utilisateur, soit calculée par Chamoa-3D. Dans ce dernier cas, on procèdera au calcul de la période du mode fondamental  $T$  de la structure en bloquant les semelles ou le radier avant, ensuite, d'appliquer ce qui est indiqué aux points 4.1.6(9) et 4.1.6(10) de l'Eurocode 8-2. Le choix de la manière dont sera obtenue la valeur de  $q$  est laissé à l'utilisateur ;
- Le trafic sur l'ouvrage qui permet de déterminer la valeur du coefficient de combinaison  $\Psi_{21}$  ;
- La prise en compte, ou non, de la force de butée sur les piédroits ;
- Le module de réaction surfacique dynamique verticale  $k$  (en  $MPa$  pour les semelles et radier, en  $MPa/ml$  pour les pieux et barrettes) ;
- Les coefficients de pondération ( $\beta_{k,def}$  ;  $\beta_{k,fav}$ ) de la raideur dynamique, appliqués aux actions sismiques.

#### II.1.2 - Données spécifiques aux PIPO sur semelles

- Le coefficient partiel du modèle  $\gamma_{Rd}$  ;
- Le coefficient partiel de matériau  $\gamma_M$  ;
- La résistance au cisaillement  $\bar{c}$  égale à la résistance au cisaillement non drainé du sol  $c_u$  pour les sols cohérents, ou à la résistance au cisaillement cyclique non drainée du sol  $\tau_{cy,u}$  pour les sols sans cohésion (en  $kN/m^2$ ) ;
- L'angle de frottement interne du sol à l'état critique  $\phi_{crit}$  (en degrés) : par défaut, il est égal à l'angle de frottement interne ;
- La nature du sol situé sous les semelles : sol purement cohérent ou sol purement frottant.

#### II.1.3 - Données spécifiques aux PIPO sur pieux

- La masse volumique  $\rho$  du sol dans lequel sont enfouis les pieux (en  $kg/m^3$ ) ;
- Le module de cisaillement  $G$  du sol (en  $MPa$ ) ;
- Le coefficient de corrélation  $\beta_{ci}$  entre les effets inertiels et cinématiques (spécifique à Chamoa-3D). Par défaut, ce coefficient est égal à 1.

## II.1.4 - Données sismiques liées à une action de l'eau

Si une action de l'eau est définie, les données supplémentaires suivantes sont demandées :

- Le coefficient de corrélation entre l'action dynamique des terres et l'action dynamique de l'eau  $\beta_{te}$  (spécifique à Chamoia-3D) : par défaut, ce coefficient est égal à 1 ;
- Le poids volumique du sol sec  $\gamma_d$  (en  $kg/m^3$ ) ;
- La valeur caractéristique de la cohésion non drainée du sol  $c_{u;k}$  ;
- La nature perméable ou imperméable non drainée du sol ;
- Le facteur partiel pour la résistance au glissement  $\gamma_{r,h}$  : par défaut, ce coefficient sera égal à 1 (ce facteur partiel pour la résistance au glissement pourra prendre deux valeurs : 1 ou 1,1).

## II.2 - Données déduites

De ces données on déduit les paramètres suivants :

- L'accélération maximale de référence au rocher  $a_{gr}$  associée à la zone de sismicité (en  $m/s^2$ ) ;
- Le coefficient d'importance  $\gamma_I$  associé à la catégorie d'importance de l'ouvrage ;
- L'accélération de calcul  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$  (en  $m/s^2$ ) ;
- Le paramètre de sol  $S$  associé à la classe de sol.

On détermine les coefficients sismiques horizontal  $k_h$  et vertical concomitant  $k_v$  définis selon les prescriptions de l'Eurocode 8-5 et correspondant aux ouvrages de soutènement déplaçables ( $r > 1$ ) ou non-déplaçables ( $r = 1$ ) :

$$k_h = \frac{a \cdot S \cdot S_T}{g \cdot r}$$

$$k_v = 0,5 k_h$$

Avec  $g$  l'accélération de la pesanteur.

Les valeurs de  $r$  en fonction des déplacements admissibles des pieds des piédroits sont données dans le tableau suivant :

Pieds de piédroits sur fondations superficielles pouvant accepter un déplacement jusqu'à : $d_r = 300 \cdot a_g \cdot S/g$ (mm)	2
Pieds de piédroits sur fondations superficielles pouvant accepter un déplacement jusqu'à : $d_r = 200 \cdot a_g \cdot S/g$ (mm)	1,5
Piédroits sur fondations profondes ne pouvant accepter aucun déplacement	1

Tableau 1 - Valeurs de  $r$  en fonction des déplacements des pieds des piédroits

Ce sont ces coefficients sismiques  $k_h$  et  $k_v$  qui sont utilisés pour déterminer les efforts qui s'exercent au sein de l'ouvrage lors d'un séisme. Ces efforts sont déterminés dans le cadre d'une analyse pseudo-statique, où l'action sismique est représentée par un ensemble de forces statiques horizontales et verticales égales au produit des forces gravitaires par ces coefficients sismiques. Nous nous plaçons donc dans le cadre fixé par le paragraphe 4.5.2 du guide des ponts en zone sismique.

## Chapitre III - Sollicitations dues au séisme

### III.1 - Sollicitations verticales dues au séisme

Le frottement des terres en contact avec les piédroits est supposé négligeable : ce frottement n'est pas pris en compte dans Chamoa-3D. Cela signifie que l'on néglige la force verticale que les remblais exercent sur les piédroits.

Les sollicitations verticales dues au séisme sont déterminées par l'application aux diverses parties de l'ouvrage (ainsi qu'aux masses solidaires de l'ouvrage que sont les superstructures et le remblai) de l'accélération verticale définie ci-dessous.

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique  $\gamma$  est égale à :

$$f_i = \pm \gamma k_v$$

avec  $k_v$  tel que défini en II.2 -

Il faudrait appliquer un coefficient de comportement  $q$  égal à 1 pour les efforts calculés sous sollicitations verticales mais, étant donné que les forces verticales sont combinées à des forces horizontales, on utilisera, pour les sollicitations verticales, la valeur de  $q$  définie par l'utilisateur pour les sollicitations horizontales.

### III.2 - Sollicitations longitudinales dues au séisme

#### III.2.1 - Approche en force

Pour les ponts cadres ayant une couverture de faible dimension, c'est une approche en force qui doit être employée pour l'analyse. Les ouvrages étudiés dans le cadre de Chamoa-3D respectent ce critère : c'est donc l'approche en force qui est utilisée dans Chamoa-3D.

L'approche en déformation est réservée aux ponts cadres ayant une couverture de dimension plus importante et aux ponts cadres fortement enterrés (épaisseur de remblai au-dessus de la dalle supérieure à 50 % de la portée). Ces ponts cadres ne sont pas étudiés dans le cadre de Chamoa-3D.

Remarque : pour les pieux et barrettes, en plus de l'approche en force, l'approche en déformation sera utilisée. Cette approche en déformation sera détaillée en III.2.6.2 -.

##### III.2.1.1 - Valeur de $q$

Le coefficient de comportement  $q$  est pris égal à 1,5 si l'ouvrage n'est pas enterré à plus de 80 % dans un sol raide. Dans les cas contraires, une valeur de  $q$  égale à 1 est retenue.

Pour les ouvrages étudiés dans le cadre de Chamoa-3D, puisqu'il y a toujours un remblai qui recouvre la totalité des piédroits (sol considéré non raide), le coefficient de comportement  $q$  sera systématiquement pris égal à 1,5 (hypothèse de comportement en ductilité limitée).

### III.2.1.2 - Principes généraux de l'approche en force

Les sollicitations provenant d'une accélération horizontale longitudinale sont décomposées comme suit :

- Sollicitations actives :
  - Incrément de poussée active du sol ;
  - Forces d'inertie dues à l'accélération horizontale de l'ouvrage ;
  - Force de frottement due au remblai situé sur la traverse supérieure.
- Réactions passives :
  - Force de butée du sol ;
  - Force de frottement au-dessous de l'ouvrage.

Dans la suite, pour chaque élément d'ouvrage, nous détaillerons les sollicitations liées aux séismes qui s'y exercent.

### III.2.2 - Traverse

Les sollicitations (sur la traverse) provenant d'une accélération horizontale peuvent se décomposer comme suit :

- Sollicitations actives :
  - Forces d'inerties correspondant à la masse de la traverse ;
  - Forces dues au remblai situé au-dessus ;
  - Incrément de poussée active du sol sur la tranche latérale (intégré dans le calcul des efforts appliqués aux piédroits – cf. ci-après).
- Sollicitations passives :
  - Forces de butée du sol sur la tranche latérale (ces forces seront négligées dans les calculs).

#### III.2.2.1 - Forces d'inertie

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique  $\gamma$  est égale à :

$$f_i = \pm \gamma k_v$$

avec  $k_v$  tel que défini en II.2 -

S'il n'y a pas de remblai au-dessus de la traverse, les superstructures sont liées à la traverse : aussi, dans ce cas, les forces d'inertie liées à ces superstructures font partie des forces d'inertie s'appliquant à la traverse. Dans le cas contraire, elles sont intégrées à la masse du remblai situé sur la traverse.

#### III.2.2.2 - Forces dues au remblai situé sur la traverse supérieure

Deux cas doivent en théorie être distingués.

##### Cas 1 : ouvrage partiellement remblayé ou faiblement enterré :

Dans le cas où l'ouvrage est partiellement remblayé ou faiblement enterré (la hauteur  $H_r$  du remblai est inférieur à 1 mètre), la traverse supérieure subit la force d'inertie du remblai  $S_r$  définie comme suit :

$$S_r = \left( H_r \gamma + \frac{P_s}{L \cdot l} \right) k_h$$

Avec :

- $S_r$  : force par unité de surface qu'exerce le remblai sur la traverse ;
- $\gamma$  : poids volumique du remblai ;
- $L$  : longueur de la traverse ;
- $l$  : largeur de la traverse ;
- $P_s$  : poids des superstructures (en  $kN$ ).

Si la hauteur du remblai est nulle, il reste les efforts qu'exercent les superstructures sur la traverse. La force  $S_r$  est donc définie même quand il n'y a pas de remblai (il suffit qu'il y ait des superstructures pour que cette force soit non nulle).

### Cas 2 : ouvrage fortement enterrer ou fortement remblayé :

Dès lors que la hauteur  $H_r$  du remblai est supérieure à 1 mètre, la force d'inertie dans le remblai devient très importante et dépasse la résultante des contraintes de cisaillement mobilisables à l'interface ouvrage/remblai. Cette résultante tend en réalité vers zéro lorsque l'ouvrage est suffisamment enterré et ne perturbe que faiblement la propagation des ondes de cisaillement à travers le massif de sol. Ce cas de figure ne sera pas pris en compte par Chamoa-3D : cette étude, en effet, nécessiterait de réaliser une approche en déformation, ce qui n'est pas fait dans le présent logiciel.

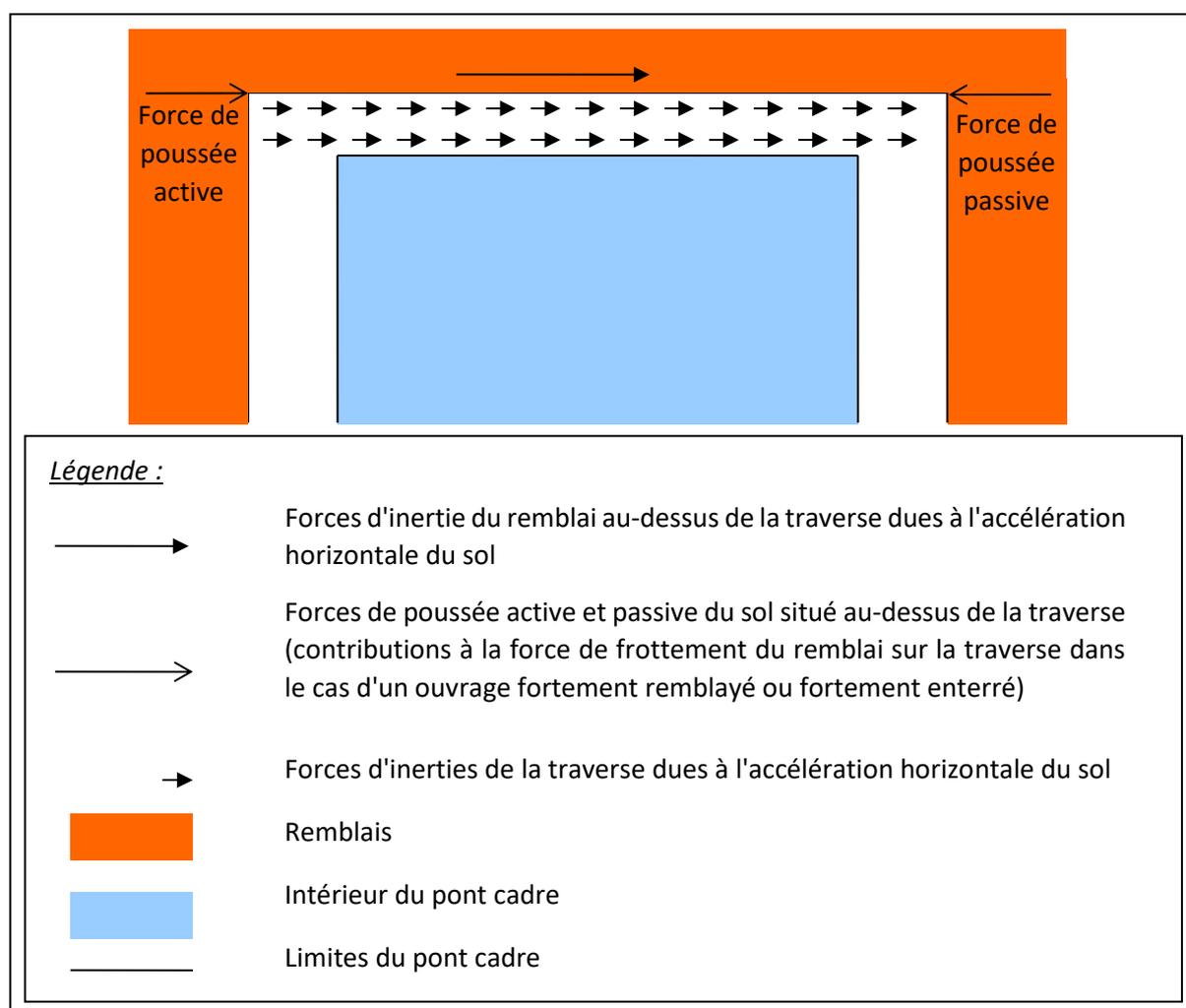


Illustration 1 - Représentation des forces s'exerçant sur la traverse

### III.2.3 - Piédroits

Les efforts s'exerçant dans les piédroits peuvent dépendre du sens des mouvements sismiques horizontaux (par exemple, si l'ouvrage n'est pas symétrique). Ainsi, deux calculs sont menés pour déterminer les efforts dans les fondations profondes :

- Un calcul pour les mouvements sismiques horizontaux allant de l'origine de l'ouvrage vers l'extrémité de l'ouvrage ;
- Un calcul pour les mouvements sismiques horizontaux allant de l'extrémité de l'ouvrage vers l'origine de l'ouvrage.

Les sollicitations (sur les piédroits) provenant d'une accélération horizontale peuvent se décomposer comme suit :

- Sollicitations actives :
  - Forces d'inerties correspondant à la masse de chacun des piédroits ;
  - Incrément de poussée active du sol ;
- Sollicitations passives :
  - Forces de butée du sol (ne sont prises en compte qu'à la demande de l'utilisateur).

#### III.2.3.1 - Forces d'inertie

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique  $\gamma$  est égale à :

$$f_i = \pm \gamma k_v$$

avec  $k_v$  tel que défini en II.2 -

#### III.2.3.2 - Force de poussée dynamique du sol sur le piédroit

Lors d'un séisme, les terres se déplacent. Cela crée au niveau des piédroits des efforts supplémentaires. Ces efforts s'ajoutent ou se retranchent à la poussée statique des terres en fonction du sens de déplacement du sol et du piédroit considéré. Par exemple, si le sol se déplace de l'origine vers l'extrémité de l'ouvrage, les efforts s'exerçant sur le piédroit origine seront plus importants que la poussée statique des terres seule.

Dans ce cas de figure, une force de butée dynamique peut également s'exercer sur le piédroit extrémité ; elle remplace alors la poussée statique des terres. C'est à l'utilisateur de décider si, oui ou non, des forces de butée s'exerce sur les piédroits : si les forces de butée sont prises en compte, les forces de poussée statique ne le sont plus (il ne s'exercera jamais sur un même piédroit une force de butée et une force de poussée statique).

D'autre part, on néglige l'influence de la présence d'une dalle de transition sur l'incrément de poussée active du sol : on suppose le sol homogène de la surface jusqu'au bas de la semelle ou du radier. Enfin, pour ce qui est de l'action de l'eau, nous nous placerons dans le cas quasi-permanent ou fréquent (on prendra donc en compte la hauteur d'eau quasi-permanente ou fréquente).

La force de poussée dynamique des terres et de l'eau sur le piédroit sont prises égales à :

- Cas 1 : absence d'eau dans les remblais

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K_{ad} H (H + H_r)$$

- **Cas 2** : présence d'eau dans les remblais

Dans ce cas, on définit deux forces pour modéliser la force de poussée dynamique des terres sur le piédroit : la force  $E_p$  s'applique sur toute la hauteur du piédroit tandis que la force  $E_{pe}$  ne s'applique que sur la hauteur d'eau  $H_e$  :

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{ad} H (H + H_r)$$

$$E_{pe} = \beta_{te} E_{wd}$$

Avec :

- $\gamma$  : poids volumique du sol en tenant compte des conditions hydrauliques ;
- $\gamma^*$  : poids volumique du sol déjaugé ;
- $k_v$  : coefficient sismique vertical (cf. II.2 -) ;
- $K_{ad}$  : coefficient de poussée des terres sous situations de projets sismiques. Ce coefficient est calculé en utilisant la formule de Mononobe-Okabe, dont le détail est donné plus loin ;
- $H$  : hauteur du piédroit ;
- $H_r$  : somme des hauteurs du remblai, de la traverse et de la fondation superficielle ;
- $E_{wd}$  : poussée hydrodynamique de l'eau sur le piédroit ;
- $\beta_{te}$  : coefficient de corrélation entre l'action dynamique des terres et l'action dynamique de l'eau. La valeur de ce coefficient est demandée à l'utilisateur, par défaut il est égal à 1.

### Calcul de la force de poussée dynamique :

Deux calculs de la force de poussée dynamique sont réalisés :

- Un calcul dans lequel on choisit le signe – dans le terme  $(1 \pm k_v)$  ;
- Un calcul dans lequel on choisit le signe + dans le terme  $(1 \pm k_v)$  ;

Deux valeurs de la force de poussée dynamique sont ainsi obtenues. Celles-ci seront combinées avec les autres efforts.

### Coefficient de poussée des terres sous situations de projets sismiques $K_{ad}$ :

Le coefficient de poussée dynamique active  $K_{ad}$  est calculé suivant la formule dite de Mononobe-Okabe. Celle-ci s'exprime de la manière suivante :

- Si  $\beta \leq \phi'_d - \theta$  :

$$K_{ad} = \frac{\sin(\Psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \Psi \sin(\Psi - \theta - \delta_{ad}) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_{ad}) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\Psi - \theta - \delta_{ad}) \sin(\Psi + \beta)}} \right]^2}$$

Ce qui, dans le cas particulier de notre étude (où  $\beta$  vaut 0 et  $\Psi$  vaut  $\pi/2$ ), s'exprime de la manière simplifiée suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cos(\theta + \delta_{ad}) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_{ad}) \sin(\phi'_d - \theta)}{\cos(\theta + \delta_{ad})}} \right]^2}$$

- Si  $\beta > \phi'_d - \theta$  :

$$K_{ad} = \frac{\sin(\Psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \Psi \sin(\Psi - \theta - \delta_{ad})}$$

Ce qui, dans le cas particulier de notre étude (où  $\beta$  vaut 0 et  $\Psi$  vaut  $\pi/2$ ), s'exprime de la manière simplifiée suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi'_d - \theta)}{\cos \theta \cos(\theta + \delta_{ad})}$$

Avec :

- $\theta$  : fonction de divers paramètres, dont le niveau de la nappe. Son expression est donnée dans les paragraphes suivants ;
- $\phi'_d$  : valeur de calcul de l'angle de frottement du sol, donné par :

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'}{1,25} \right)$$

- $\Psi$  et  $\beta$  sont les angles d'inclinaison de la face arrière du mur et de la surface du remblai par rapport à l'horizontale ;
- $\delta_{ad}$  : valeur de calcul de l'angle de frottement entre le sol et le mur, donné par :

$$\delta_{ad} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \delta_a}{\gamma_\phi} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \delta_a}{1,25} \right)$$

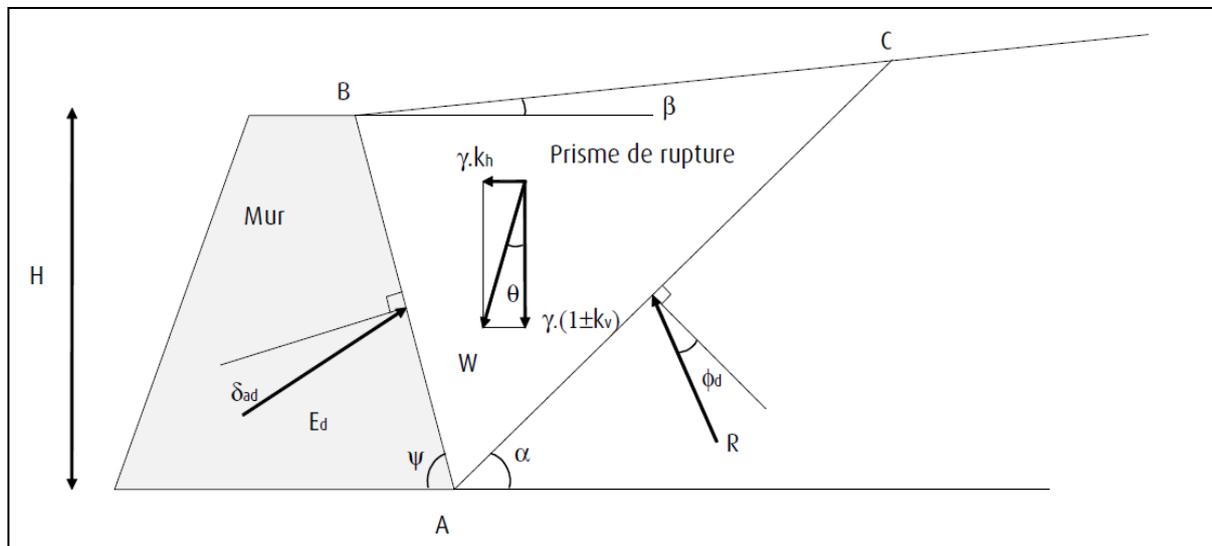


Illustration 2 - Symboles utilisés dans le calcul de Mononobe-Okabe

**Choix des paramètres de calcul en fonction du niveau de la nappe :**

- Si la nappe est au-dessous du piédroit,  $\gamma^* = \gamma$  est le poids volumique du sol et :

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

- Si les sols sont imperméables ( $K < 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ , conditions non drainées) et situés sous la nappe, le milieu est considéré monophasique et  $\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$  est le poids volumique déjaugé du sol ( $\gamma_{sat}$  est le poids volumique total du sol saturé et  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau). Dans ce cas :

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

- Si les sols sont très perméables et situés sous la nappe (l'eau est libre de se déplacer par rapport au squelette solide, les effets de l'action sismique dans le sol et dans l'eau sont par hypothèse découplées), alors :  $\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$  est le poids volumique déjaugé du sol ( $\gamma_d$  est le poids volumique du sol sec) :

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w (H - H_0)^2$$

Avec  $\gamma_d$  le poids volumique du sol sec et  $H_0$  la profondeur de la surface de la nappe libre.

### Modélisation de la force de poussée dynamique :

La force de poussée dynamique des terres sur le piédroit est modélisée par une force surfacique constante sur toute la hauteur du piédroit. C'est la modélisation qui est la plus cohérente avec l'hypothèse d'un point d'application à mi-hauteur.

La force de poussée dynamique des terres telle que décrite dans l'Eurocode 8-5 est la force totale des terres sur le piédroit, somme des effets statiques et dynamiques. Or, dans Chamois-3D, la combinaison des charges permanentes  $G_k$  (à laquelle est associée la combinaison relative à l'action sismique) inclut déjà la force de poussée statique des terres sur le piédroit. Dans la combinaison relative à l'action sismique, on prendra donc en compte la soustraction de la force de poussée statique des terres sur les piédroits est donc soustraite, c'est-à-dire la même action mais frappée d'un coefficient de pondération égal à  $-1$ .

### Modélisation de la force de poussée hydrodynamique :

La force totale que la poussée hydrodynamique de l'eau libre exerce sur le piédroit est modélisée par une force surfacique constante s'exerçant sur la hauteur d'eau libre ( $H'$ ), c'est à dire sur la hauteur comprise entre le pied du piédroit et la côte supérieure ("surface") de la nappe.

Comme dans le paragraphe précédent, la force de poussée dynamique de l'eau libre est la force totale qu'exerce l'eau sur le piédroit. Or, dans Chamois-3D, la combinaison des charges permanentes  $G_k$  (à laquelle sera associée la combinaison relative à l'action sismique) inclut la force de poussée statique de l'eau libre sur le piédroit. Dans la combinaison relative à l'action sismique, la force de poussée passive de l'eau libre sur les piédroits est donc soustraite de la même façon.

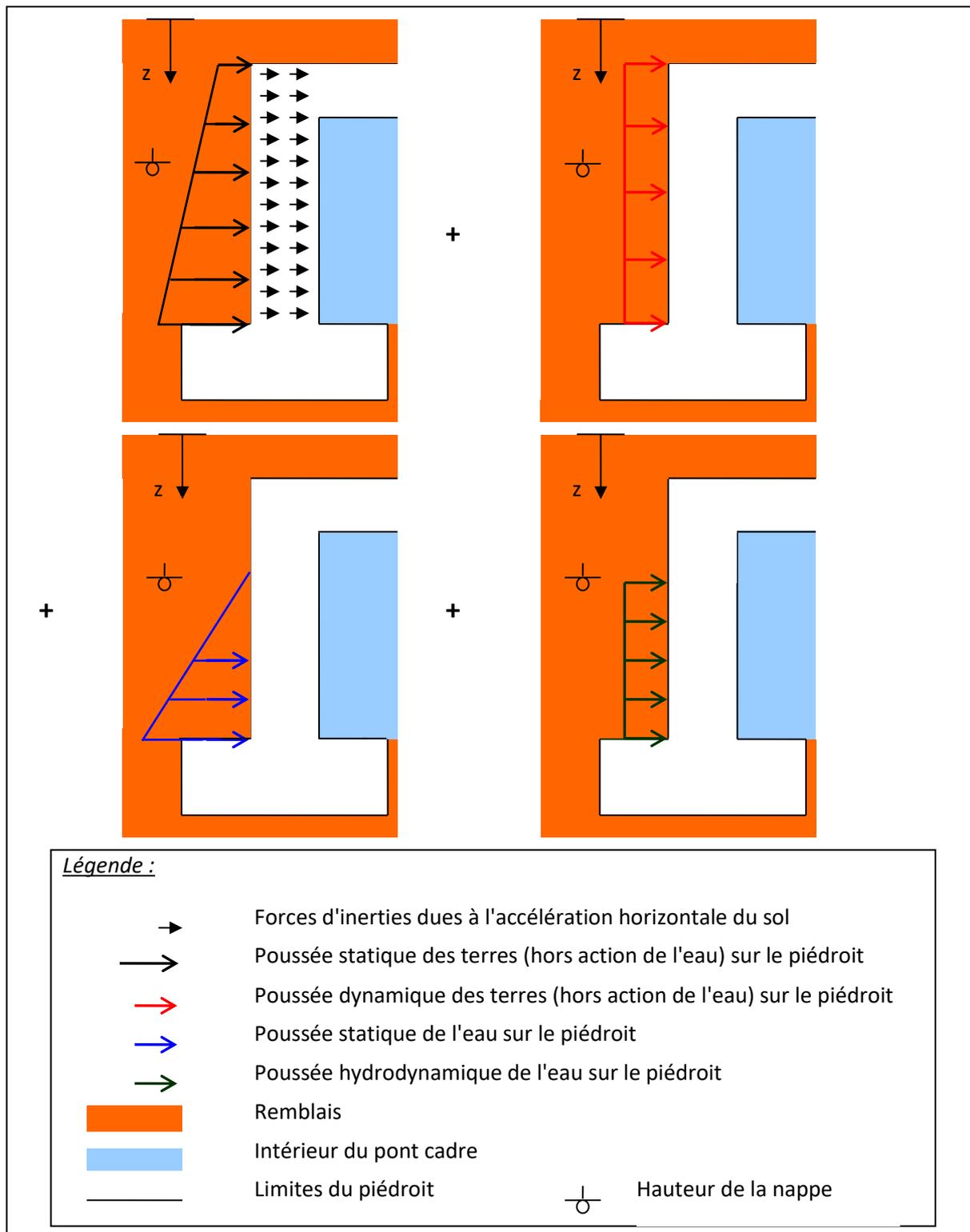


Illustration 3 - Représentation des forces s'exerçant sur le piédroit

### III.2.3.3 - Force de butée

L'utilisateur peut demander à ce qu'une force de butée soit prise en compte, sur le piédroit opposé à celui sur lequel s'exerce la poussée des terres. Seulement, la formule de Mononobe-Okabe, basée sur le principe de Coulomb, surestime les efforts de butée en raison de courbes de rupture inappropriées. Dans notre cas la butée passive des terres est donc limitée à :

$$E_{pd} = \min \left( 0,3 \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{pd} H (H + H_r) ; \frac{1}{2} \gamma^* H (H + H_r) \right)$$

Avec :

- $\gamma^*$  : poids volumique du sol déjaugé ;
- $k_v$  : coefficient sismique vertical (cf. II.2 -) ;
- $K_{pd}$  : coefficient de poussée des terres sous situations de projets sismiques. Ce coefficient est calculé en utilisant la formule de Mononobe-Okabe, dont le détail est donné plus loin ;
- $H$  : hauteur du piédroit ;
- $H_r$  : somme des hauteurs du remblai, de la traverse et de la fondation superficielle ;

Remarque : on retranche à  $E_{pd}$  les efforts statiques de la terre et de l'eau (ceux-ci sont déjà pris en compte dans les charges permanentes).

#### Calcul de la force de butée :

Deux calculs différents seront menés :

- Un calcul dans lequel on choisit le signe – dans le terme  $(1 \pm k_v)$  ;
- Un calcul dans lequel on choisit le signe + dans le terme  $(1 \pm k_v)$  ;

Deux valeurs de  $E_{pd}$  sont ainsi obtenues, elles sont combinées avec les autres forces qui s'exercent sur le piédroit : la force  $E_{pd}$  obtenue avec  $(1 + k_v)$  est combinée avec la force de poussée obtenue avec  $(1 + k_v)$ , et inversement. On ne combinera pas la force  $E_{pd}$  obtenue avec  $(1 + k_v)$  avec la force de poussée active obtenue avec  $(1 - k_v)$ .

#### Coefficient de butée des terres sous situations de projets sismiques $K_{pd}$ :

Le coefficient de butée dynamique  $K_{pd}$  est calculé suivant la formule dite de Mononobe-Okabe. Celle-ci s'exprime de la manière suivante :

$$K_{pd} = \frac{\sin^2(\Psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \Psi \sin(\Psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d) \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\Psi - \theta) \sin(\Psi + \beta)}} \right]^2}$$

Ce qui, dans le cas particulier de notre étude (où  $\beta$  vaut 0 et  $\Psi$  vaut  $\pi/2$ ), s'exprime de la manière simplifiée suivante :

$$K_{pd} = \frac{\cos^2(\phi'_d - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d) \sin(\phi'_d - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

Avec :

- $\theta$  : fonction de divers paramètres, dont le niveau de la nappe. Son expression est donnée dans les paragraphes suivants ;
- $\phi'_d$  : valeur de calcul de l'angle de frottement du sol, donné par :

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'}{1,25} \right)$$

- $\Psi$  et  $\beta$  sont les angles d'inclinaison de la face arrière du mur et de la surface du remblai par rapport à l'horizontale.

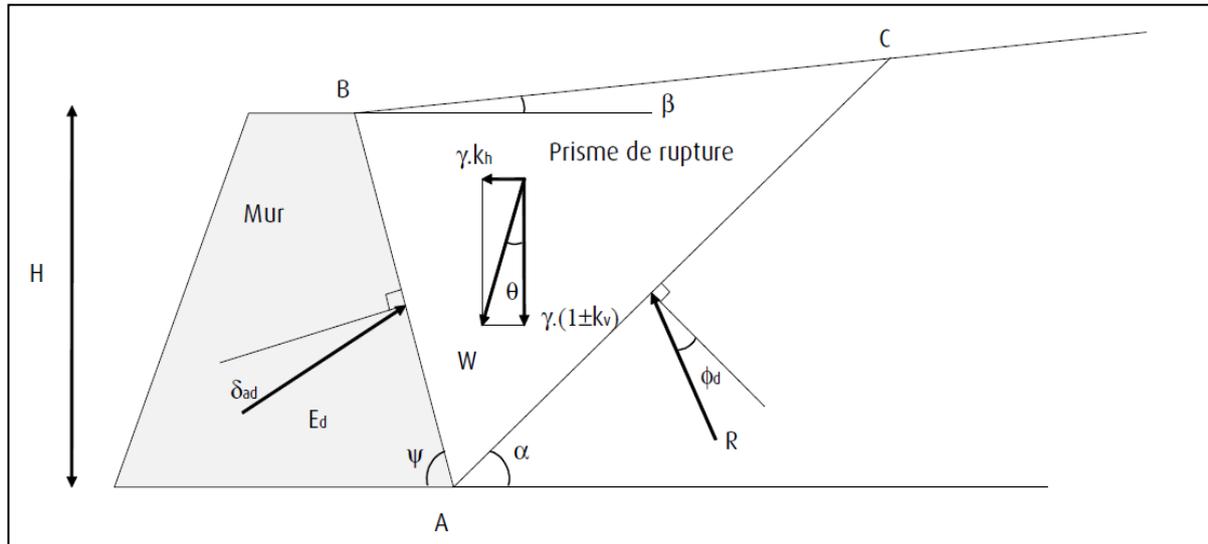


Illustration 4 - Symboles utilisés dans le calcul de Mononobe-Okabe

**Choix des paramètres de calcul en fonction du niveau de la nappe :**

- Si la nappe est au-dessous du piédroit :  $\gamma^* = \gamma$  est le poids volumique du sol et :

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

- Si les sols sont imperméables ( $K < 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ , conditions non drainées) et situés sous la nappe, le milieu est considéré monophasique et :  $\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$  est le poids volumique déjaugé du sol ( $\gamma_{sat}$  est le poids volumique total du sol saturé et  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau). Dans ce cas :

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

- Si les sols sont très perméables et situés sous la nappe (l'eau est libre de se déplacer par rapport au squelette solide, les effets de l'action sismique dans le sol et dans l'eau sont par hypothèse découplées), alors :  $\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$  est le poids volumique déjaugé du sol :

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Avec  $\gamma_d$  le poids volumique du sol sec.

### Modélisation de la force de butée :

La force de butée est modélisée par une force uniformément répartie sur toute la hauteur du piédroit. De même que pour la poussée dynamique, elle représente l'effet de butée statique combinée à l'effet de butée dynamique des terres sur le piédroit. Ainsi, dans Chamoia-3D, l'effort de butée statique des terres est soustrait de  $G$ , afin que cet effort ne soit pas pris en compte deux fois.

### III.2.4 - Radier

Les efforts s'exerçant dans le radier peuvent dépendre du sens des mouvements sismiques horizontaux, par exemple si l'ouvrage n'est pas symétrique. Ainsi, deux calculs sont donc menés :

- Un calcul pour les mouvements sismiques horizontaux allant de l'origine de l'ouvrage vers l'extrémité de l'ouvrage ;
- Un calcul pour les mouvements sismiques horizontaux allant de l'extrémité de l'ouvrage vers l'origine de l'ouvrage.

Les sollicitations d'une accélération horizontale sur le radier peuvent se décomposer comme suit :

- Sollicitations actives :
  - Forces d'inerties correspondant à la masse du radier ;
- Sollicitations passives :
  - Forces de frottement au-dessous de l'ouvrage.

#### III.2.4.1 - Forces d'inertie

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique  $\gamma$  est égale à :

$$f_i = \pm \gamma k_v$$

avec  $k_v$  tel que défini en II.2 -

#### III.2.4.2 - Forces de frottement au-dessous de l'ouvrage

On considère qu'il n'y a pas de glissement entre le radier et le sol. La liaison entre le radier et le sol est modélisée par une liaison rigide.

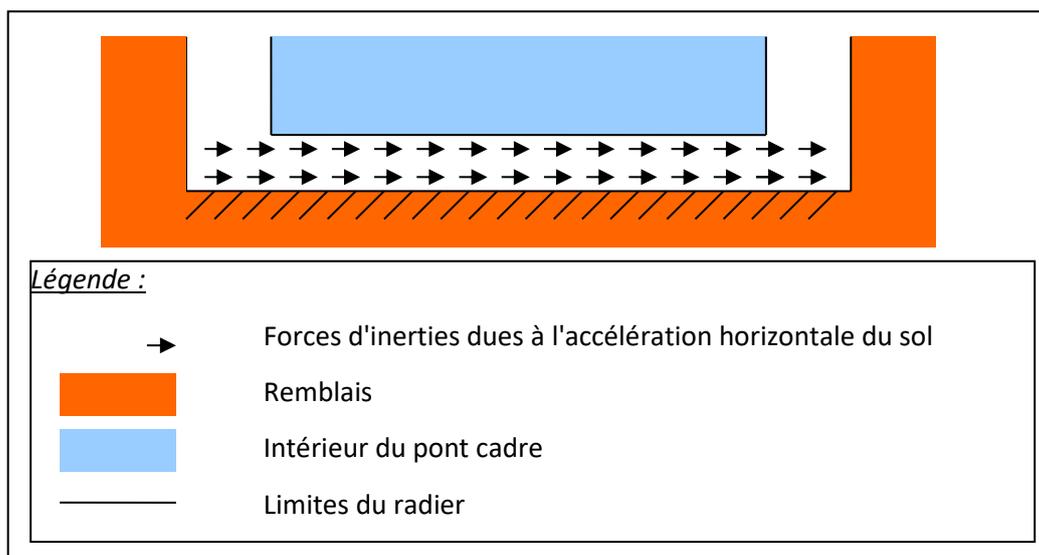


Illustration 5 - Représentation des forces s'exerçant sur le radier

### III.2.5 - Semelles

Les efforts s'exerçant dans les semelles peuvent dépendre du sens des mouvements sismiques horizontaux, par exemple si l'ouvrage n'est pas symétrique. Ainsi, deux calculs sont menés pour déterminer les efforts dans les semelles :

- Un calcul pour les mouvements sismiques horizontaux allant de la droite vers la gauche ;
- Un calcul pour les mouvements sismiques horizontaux allant de la gauche vers la droite.

Les sollicitations d'une accélération horizontale sur les semelles peuvent se décomposer comme suit :

- Sollicitations actives :
  - Forces d'inertie correspondant à la masse des semelles ;
- Sollicitations passives :
  - Forces de frottement au-dessous de l'ouvrage.

#### III.2.5.1 - Forces d'inertie

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique  $\gamma$  est égale à :

$$f_i = \pm \gamma k_v$$

avec  $k_v$  tel que défini en II.2 -

#### III.2.5.2 - Forces de frottement au-dessous de l'ouvrage

On considère qu'il n'y a pas de glissement entre le sol et les semelles. On modélisera la liaison entre les semelles et le sol par une liaison rigide, puis on vérifiera cette hypothèse à posteriori à partir de la justification du critère de non-glissement des fondations superficielles le cas échéant.

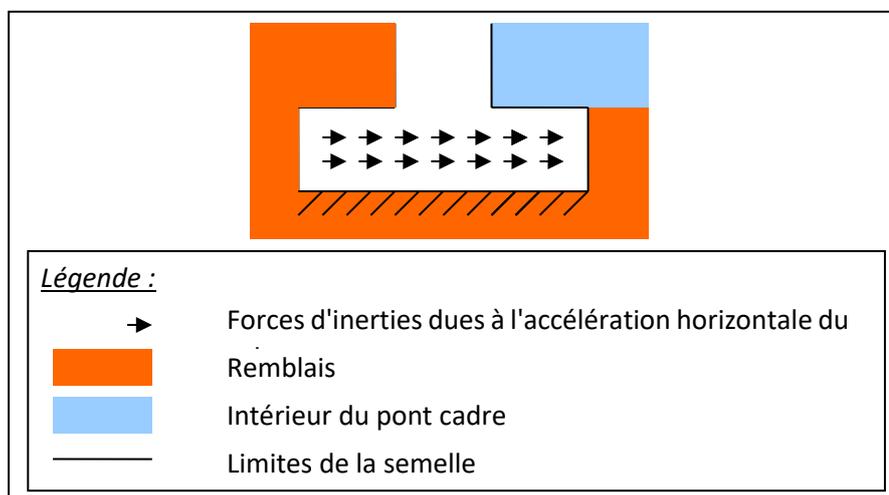


Illustration 6 - Représentation des forces s'exerçant sur les semelles

### III.2.6 - Pieux

Les efforts s'exerçant dans les fondations profondes peuvent dépendre du sens des mouvements sismiques horizontaux, par exemple si l'ouvrage n'est pas symétrique. Ainsi deux calculs sont menés pour déterminer les efforts dans les fondations profondes :

- Un calcul pour les mouvements sismiques horizontaux allant de la droite vers la gauche ;

- Un calcul pour les mouvements sismiques horizontaux allant de la gauche vers la droite.

Les pieux sont soumis à deux types de sollicitations :

- Les sollicitations dues aux effets inertiels ;
- Les sollicitations dues aux effets cinématiques.

Ces deux types de sollicitations peuvent être concomitants ou non. C'est à l'utilisateur de choisir s'il y a concomitance ou non (selon la procédure expliquée au paragraphe IV.2.3 -).

### III.2.6.1 - Détermination des sollicitations dues aux effets inertiels

Pour déterminer les sollicitations dues aux effets inertiels, on utilise les cas de charge définis pour les autres parties d'ouvrage.

### III.2.6.2 - Détermination des sollicitations dues aux effets cinématiques

Nous supposons ici que le sol a un comportement élastique, et non élastoplastique : l'hypothèse est défavorable. Le déplacement du sol est appliqué directement aux pieux, l'action du sol prend donc la forme d'un déplacement imposé aux pieux.

Notons  $H_s$  la hauteur de sol entre le rocher et la surface. On admet alors que la déformée du sol est un quart de sinuséide défini par le déplacement maximal à la surface :

$$d_{max} = a_g S \left( \frac{2H_s}{\pi V_s} \right)$$

Avec :

- $a_g$  : accélération de calcul définie au II.2 - ;
- $S$  : paramètres caractéristique de la classe de sol ;
- $V_s$  : vitesse de propagation des ondes transversales dans le sol. La valeur de ce paramètre, spécifique au séisme, est spécifiée dans le rapport géotechnique ou obtenue de manière empirique à partir des valeurs pressiométriques selon ce qui est indiqué dans le tableau 8 du guide *Ponts en zone sismique*.

L'utilisateur ne renseigne pas directement la vitesse des ondes de cisaillement, mais le module de cisaillement et la masse volumique du sol. De plus on ne demande pas des valeurs pour chacune des couches du sol, mais des valeurs moyennes.

Le sol peut donc être constitué de plusieurs couches différentes mais sera modélisé, pour le calcul de la vitesse des ondes de cisaillement, par un sol homogène dont les valeurs des caractéristiques seront des valeurs moyennes.

La vitesse des ondes de cisaillement dans le sol, notée  $V_s$ , est déterminée de la manière suivante :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Avec :

- $G$  : module de cisaillement du sol ;
- $\rho$  : masse volumique du sol ;

Toutefois, le déplacement maximal en surface calculé ci-dessus peut être sensiblement différent du déplacement de calcul au niveau du sol  $d_g$  donné au paragraphe 3.2.2.4 de l'Eurocode 8-1 :

$$d_g = 0,0225 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Avec :

- $T_C$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante,
- $T_D$  : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

La formule donnée ci-dessus fait intervenir les paramètres  $T_C$  et  $T_D$ . Pour déterminer ces paramètres, il suffit de connaître la classe de sol et la zone de sismicité. Voici, ci-dessous, le tableau permettant de déterminer les valeurs de  $T_C$  et  $T_D$  à partir de la classe de sol et de la zone de sismicité :

Classe de sol	Zones de sismicité 2 à 4		Zone de sismicité 5	
	$T_C$	$T_D$	$T_C$	$T_D$
A	0,2	2,5	0,4	2
B	0,25	2,5	0,5	2
C	0,4	2	0,6	2
D	0,6	1,5	0,8	2
E	0,45	1,25	0,5	2

Tableau 2 - Valeurs de  $T_C$  et  $T_D$  pour la composante horizontale du séisme

Le déplacement maximal du sol à la surface  $d_{max}$  et le déplacement maximal en surface  $d_g$  ont été calculés. Il faut utiliser l'une de ces valeurs de déplacement du sol dans l'expression donnant le déplacement du sol :

- Si  $0,5 \cdot d_g \leq d_{max} \leq 1,5 \cdot d_g$  on utilisera  $d = d_{max}$  ;
- Si  $d_{max} < 0,5 \cdot d_g$  ou  $d_{max} > 1,5 \cdot d_g$  on utilisera  $d = d_g$ .

Le déplacement du sol s'écrit alors :

$$u(z) = d \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H_s}\right)$$

Où  $z$  est compté positif vers le bas à partir de la surface du sol. On applique au pieu la part de déplacement qui règne sur sa hauteur.

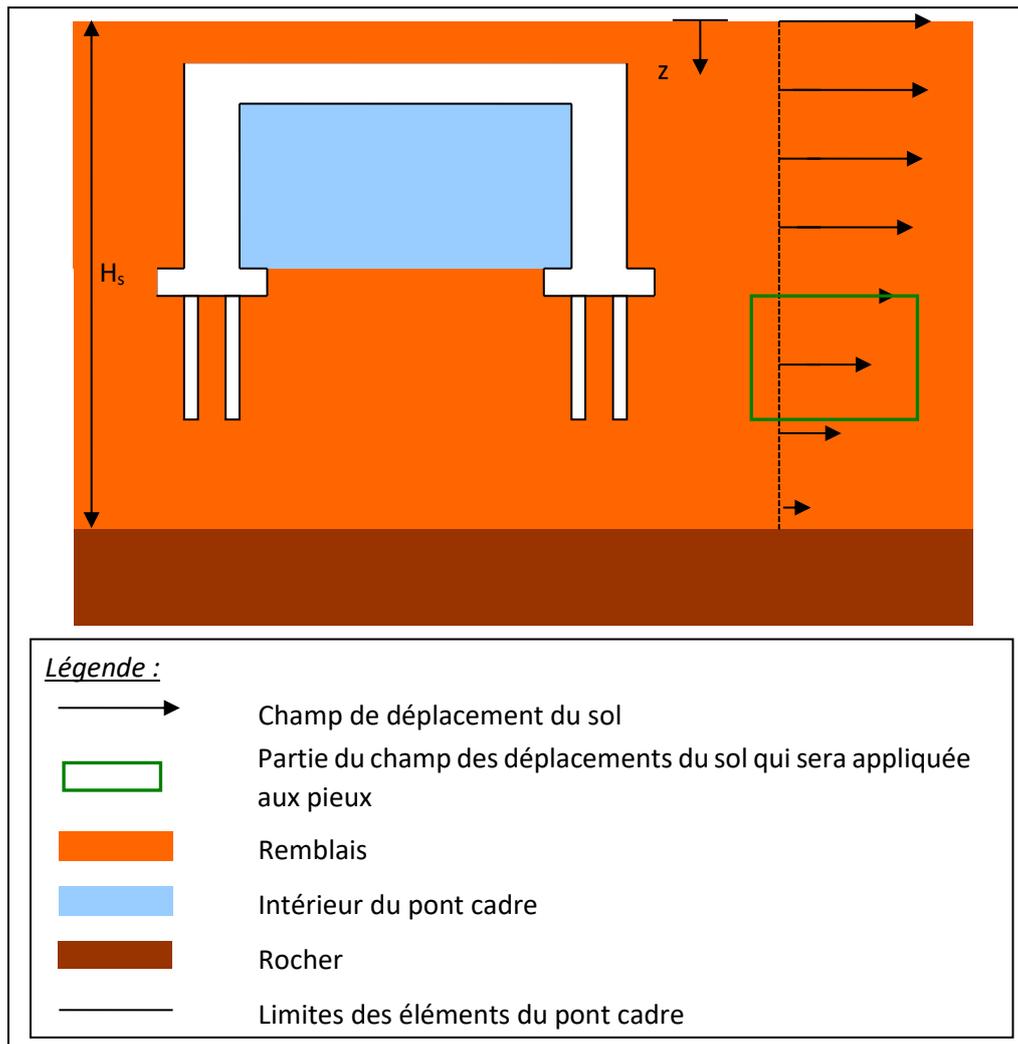


Illustration 7 - Déplacements du sol

### III.3 - Sollicitations transversales dues au séisme

L'étude menée pour les sollicitations transversales est identique, à l'exception de quelques points présentés ci-dessous :

- Il n'y pas d'incrément de poussée dynamique sur les piédroits lorsque ceux-ci sont soumis à des sollicitations transversales ;
- La période fondamentale  $T$  de la structure dépend de l'orientation des sollicitations horizontales (transversales et horizontales). Pour l'étude des pieux, celle-ci doit donc être recalculée en appliquant une force horizontale unitaire transversale (au lieu de longitudinale dans le cas de l'étude des sollicitations longitudinales) en tête de l'ouvrage.

## Chapitre IV - Action sismique de calcul

### IV.1 - Raideur dynamique du sol

Lors d'un séisme, les caractéristiques du sol sont modifiées, ce qui peut entraîner une forte interaction sol-structure. Dans Chamoa-3D, les effets de ces interactions sont pris en compte au niveau des appuis en remplaçant la raideur statique, utilisée dans le reste de l'étude, par une raideur dynamique.

Toutes les sollicitations sismiques détaillées au Chapitre III - (et uniquement ces sollicitations) sont appliquées à la structure en considérant cette rigidité spécifique aux charges sismiques.

Il faut noter que la soustraction de poussée statique des terres, présente dans la combinaison sismique échappe à cette règle : comme précisé en III.2.3.2 -, cette force non sismique est soustraite dans la combinaison sismique afin d'annuler celle de la combinaison  $G_k$ . Cette dernière étant appliquée à la structure en considérant la raideur statique, il faut lui soustraire une action équivalente, calculée avec la même raideur. La poussée statique de l'eau et la butée statique sont également concernés.

#### IV.1.1 - Calcul de la raideur

La raideur du sol est caractérisée par le module de réaction surfacique élastique  $k$ , présenté dans le guide du Sétra. C'est ce module dynamique que l'utilisateur rentre directement dans l'IHM, pour le déterminer il peut se référer à l'Eurocode 8-5 (3.2 et 4.2.3) et au guide du Sétra, partie 4.3.3 notamment.

Pour chaque fondation définie dans le projet, l'utilisateur rentre dans l'IHM la valeur d'un module dynamique moyen pour l'ensemble du sol correspondant, et non un module par couche de sol.

De ce module surfacique on remonte à la raideur dynamique :

$$K_t = k \cdot S_f$$

Avec  $K_t$  la raideur dynamique et  $S_f$  la surface de la fondation, qui dépendent donc du type de fondation.

- Pour les semelles et radier :  $S_f$  est la surface de la fondation superficielle, et  $k$  est en  $MPa$ .
- Pour les pieux et barrettes :  $S_f$  est la surface d'un pieu, et l'on demande  $k$  par mètre linéique de pieu ( $MPa/ml$ ) ;  $K_t$  est donc la raideur dynamique par mètre linéique de pieu.

Si le module n'est pas renseigné, on prend la raideur utilisée par défaut dans le reste du projet.

#### IV.1.2 - Pondération de la raideur

En raison des incertitudes relatives à l'évaluation des grandeurs utilisées pour calculer  $k$ , le guide du Sétra préconise un calcul en fourchette. Les bornes à considérer n'étant pas toujours indiquées, il revient au concepteur de les choisir.

Pour prendre cela en compte dans Chamoa-3D, deux coefficients  $\beta_{k,fav}$  ( $\leq 1$ ) et  $\beta_{k,def}$  ( $\geq 1$ ) viennent pondérer les effets des actions sismiques. L'utilisateur peut directement renseigner dans l'IHM les valeurs de ces coefficients, par défaut égaux à 1.

Chaque sollicitation sismique est ainsi appliquée à l'ouvrage en invoquant la rigidité dynamique. Les effets obtenus sont pondérés afin d'obtenir l'action-enveloppe liée à la sollicitation considérée :

$$Action(sollicitation) = (\beta_{k,def} ; \beta_{k,fav}) Effets(sollicitation)$$

Ces actions élémentaires sont ensuite combinées dans l'action sismique de calcul, de la façon présentée dans la partie suivante.

Ainsi on ne pondère pas directement combinaison sismique globale, pour la raison évoquée en introduction de cette partie : il s'agit de soustraire correctement la poussée statique non sismique des terres. Cette dernière n'étant pas concernée par la raideur dynamique, elle ne l'est pas non plus par la pondération.

## IV.2 - Enveloppe des actions sismiques

L'action sismique de calcul  $A_{Ed}$  est définie comme la combinaison-enveloppe des effets générés par l'ensemble des sollicitations sismiques, détaillées au Chapitre III -, sur l'ouvrage.

### IV.2.1 - Concomitance des sollicitations verticales et horizontales

L'action sismique réglementaire comporte les translations d'ensemble du sol. Les déplacements différentiels ne concernant que les ouvrages d'une certaine longueur, ceux-ci, dans le cadre des ponts cadres et des portiques, ne sont pas pris en compte dans la définition de l'action sismique.

D'expérience, on peut considérer que la direction longitudinale est toujours dimensionnante : ainsi la direction  $E_1$  du paragraphe 4.3.2 du guide du Sétra (celle qui n'est pas modulée par un coefficient 0,3) sera nécessairement la direction longitudinale.

On détermine les efforts s'exerçant dans les différents éléments d'ouvrage en prenant comme valeurs de  $k_h$  et de  $k_v$  celles données en II.2 -. Ces valeurs tiennent déjà compte des effets de concomitance et de la prédominance de la composante longitudinale et ne sont donc pas modulées.

Les efforts qu'induit dans l'ouvrage la composante transversale du séisme lorsque celle-ci est définie de la gauche vers la droite de l'ouvrage sont les symétriques des efforts de la droite vers la gauche de l'ouvrage. Toutefois, malgré cette symétrie, il demeure important de conserver dans les combinaisons les deux sens de la composante transversale du séisme.

La méthode de Mononobe-Okabe utilisée pour les sollicitations longitudinales fait intervenir le coefficient sismique vertical  $k_v$  : dans les formules utilisées, le signe de ce coefficient n'est pas précisé (+ ou -). Ainsi, les efforts qu'induisent les sollicitations longitudinales dans la structure dépendent du sens des sollicitations verticales. Il en résulte, en définitif, que les efforts induits dans la structure par les sollicitations longitudinales dépendent :

- Du sens des sollicitations longitudinales ;
- Du sens des sollicitations transversales ;
- Du sens des sollicitations verticales ;
- De la présence ou non d'eau.

On notera, dans la suite,  $E_{long}$  (*origine vers extrémité, ascendant, sans eau*) l'enveloppe des efforts :

- 1) induits dans la structure par des sollicitations longitudinales allant de l'origine vers l'extrémité de l'ouvrage ;
- 2) calculés avec le signe + pour le coefficient sismique vertical  $k_v$  (sollicitations verticales ascendantes) ;
- 3) calculés en l'absence d'action de l'eau.

L'enveloppe des efforts qu'induisent les sollicitations longitudinales dépend donc de trois paramètres. Toutefois, lorsque l'on somme les enveloppes dans les combinaisons, il s'agit d'être cohérent : par exemple, on ne somme pas l'enveloppe des efforts qu'induisent dans la structure les sollicitations verticales ascendantes avec l'enveloppe des efforts qu'induisent dans la structure les sollicitations longitudinales (de l'origine vers l'extrémité de l'ouvrage) calculée avec, pour paramètre, des sollicitations verticales descendantes.

Ainsi, le nombre de combinaisons à étudier s'élève à 16 au total : 8 combinaisons avec action de l'eau et 8 combinaisons sans action de l'eau.

## IV.2.2 - Combinaisons avec l'action de l'eau

On réalise deux études : une première sans action de l'eau, une seconde sans action de l'eau. Ces deux études sont détaillées ci-dessous.

### IV.2.2.1 - Etude sans action de l'eau

On détermine tout d'abord l'enveloppe  $E_{trans}$  définie comme suit :

$$E_{trans} = (1 ; 0) E_{trans}(gauche\ vers\ droite) + (1 ; 0) E_{trans}(droite\ vers\ gauche)$$

Quatre combinaisons des composantes horizontales et verticales des mouvements sismiques sont alors étudiées. Les termes constituant ces différentes combinaisons (numérotées de 1 à 4) sont donnés ci-dessous :

- Combinaison 1 :  
 $E_{long}(origine\ vers\ extrémité, ascendant, sans\ eau) + 0,3 E_{trans} + 0,3 E_{vert}(ascendant)$
- Combinaison 2 :  
 $E_{long}(extrémité\ vers\ origine, ascendant, sans\ eau) + 0,3 E_{trans} + 0,3 E_{vert}(ascendant)$
- Combinaison 3 :  
 $E_{long}(origine\ vers\ extrémité, descendant, sans\ eau) + 0,3 E_{trans} + 0,3 E_{vert}(descendant)$
- Combinaison 4 :  
 $E_{long}(extrémité\ vers\ origine, descendant, sans\ eau) + 0,3 E_{trans} + 0,3 E_{vert}(descendant)$

L'enveloppe des concomitances donne la situation la plus défavorable. On étudie donc l'enveloppe des combinaisons 1 à 4 :

$$E(\text{sans action de l'eau}) = \text{Enveloppe}(\text{combinaisons de 1 à 4})$$

### IV.2.2.2 - Etude avec action de l'eau

La même méthode que celle développée pour l'étude sans action de l'eau est utilisée ici : simplement, au lieu de prendre  $E_{long}(origine\ vers\ extrémité, descendant, sans\ eau)$  dans les combinaisons, on prendra  $E_{long}(origine\ vers\ extrémité, descendant, avec\ eau)$ .

On obtient ainsi l'enveloppe des efforts dus aux effets statiques :

$$\text{Effets statiques} = (1 ; 1) E(\text{sans action de l'eau}) + (1 ; 1) E(\text{avec action de l'eau})$$

### IV.2.3 - Combinaison des effets statiques et cinématiques

Comme le présente le paragraphe III.2.6 -, les sollicitations dues aux effets cinématiques induisent des efforts dans les pieux et dans le reste de la structure. Dans Chamo-a-3D, les efforts auxquels est soumise la structure sont donc l'enveloppe de trois termes :

$$E_{ci} = (1 ; 1) \text{Effets statiques} + (1 ; 1) \text{Effets cinématiques} + (\beta_{ci} ; \beta_{ci}) C_{ci}$$

- Le premier terme correspond aux efforts qu'induisent dans la structure les sollicitations dues aux effets statiques, détaillés précédemment.
- Le second terme correspond aux efforts qu'induisent dans la structure les sollicitations dues aux effets cinématiques ;
- Le troisième terme correspond à la combinaison des efforts qu'induisent dans la structure les sollicitations dues aux effets statiques et cinématiques :

$$C_{ci} = (1 ; 1) \text{Effets statiques} + (1 ; 1) \text{Effets cinématiques}$$

Ce troisième terme est frappé d'un coefficient de corrélation  $\beta_{ci}$  défini par l'utilisateur : si  $\beta_{ci} = 0$ , alors il n'y a jamais concomitance des effets statiques et cinématiques ; si  $\beta_{ci} = 1$ , alors il y a résonance parfaite entre les effets statiques et cinématiques.

## IV.3 - Combinaison des actions

La combinaison d'actions qui est prise en compte dans le cas des ponts cadres et portiques est donnée ci-dessous :

$$E_d = A_{Ed} + G_k + \Psi_{21} Q_{1k} + Q_2$$

Avec :

- $E_d$  : effets des actions en situation sismique de calcul ;
- $A_{Ed}$  : action sismique de calcul ;
- $G_k$  : actions permanentes avec leurs valeurs caractéristiques ;
- $\Psi_{21}$  : coefficient de combinaison correspondant aux valeurs quasi-permanentes des charges dues au trafic supposées concomitantes à l'action sismique de calcul ;
- $Q_{1k}$  : valeur nominale de la charge due au trafic ;
- $Q_2$  : valeur quasi-permanente des actions de longue durée (poussée des terres, poussée hydrostatique...) et qui est intégrée, dans Chamo-a-3D, à l'action sismique.

Le coefficient de combinaison est nul dans la plupart des cas. La concomitance entre les charges d'exploitation et le séisme n'est à prendre en compte que pour les ouvrages très circulés :  $\Psi_{21}$  vaut 0,2 pour les charges routières (ouvrages urbains à trafic intense) et 0,3 pour les charges ferroviaires.

Conformément aux règles de calcul de l'Eurocode 8-2, les effets des actions thermiques caractéristiques et les effets des déformations différées (retrait, fluage...) ne sont pas pris en compte. Ces effets ne doivent être pris en compte que pour la justification de certains équipements (appareils d'appui, joints de chaussée) qui ne sont pas étudiés, pour les ponts cadres, dans Chamo-a-3D.

# Chapitre V - Dimensionnement et vérification de résistance

## V.1 - Dimensionnement à la flexion

Le cas étudié est un cas de conception élastique ou à ductilité limitée. Le dimensionnement à la flexion est, dans ce cas, basé sur l'équation suivante :

$$\frac{M_{Ed}}{(q)} \leq M_{Rd} \left( \frac{f_{ck}}{1,3}, \frac{f_{yk}}{1,0} \right)$$

Avec :

- $M_{Ed}$  : moment élastique de calcul dans la situation sismique de calcul calculé à partir d'une accélération de calcul non divisée par le coefficient de comportement  $q$ , c'est pourquoi on le divise ici par ce coefficient. **Cette division par  $q$  ne concerne toutefois pas les éléments de fondation (radier, semelles, pieux) qui doivent systématiquement être dimensionnés vis-à-vis des sollicitations élastiques de calcul.**
- $M_{Rd}$  : valeur de calcul de la résistance de la section à la flexion ;
- $f_{ck}$  : valeur caractéristique de la résistance du béton ;
- $f_{yk}$  : limite élastique caractéristique des armatures longitudinales.

Cette relation doit être vraie pour tous les points d'étude des éléments d'ouvrage du pont étudié.

Il est à noter que, par abus de notation et par simplification d'écriture, la sollicitation sous combinaison sismique associée à un comportement idéalement élastique de la structure ( $q = 1$ ), est ici notée  $M_{Ed}/q$ . Il s'agit en fait en toute rigueur de la sollicitation de calcul sous combinaison sismique  $M_{Ed}$  dans laquelle seul l'effet de l'action sismique  $A_{Ed}$  est divisé par  $q$ .

## V.2 - Dimensionnement à l'effort tranchant

Le cas étudié est un cas de conception élastique ou à ductilité limité. Le dimensionnement à l'effort tranchant est, dans ce cas, basé sur l'équation suivante :

$$V_{Ed} \leq \frac{1}{\gamma_{bd1}} V_{Rd} \left( \frac{f_{ck}}{1,3}, \frac{f_{yk}}{1,0} \right)$$

Avec :

- $V_{Ed}$  : effort tranchant de calcul dans la situation sismique de calcul été calculé à partir d'une accélération nominale non divisée par le coefficient de comportement  $q$ , c'est pourquoi on ne le multiplie pas ici par ce coefficient ;
- $V_{Rd}$  : valeur de calcul de la résistance de la section à l'effort tranchant ;
- $f_{ck}$  : valeur caractéristique de la résistance du béton ;
- $f_{yk}$  : limite élastique caractéristique des armatures longitudinales ;
- $\gamma_{bd1} = 1,25$  : coefficient de sécurité vis-à-vis des ruptures fragiles par effort tranchant.

Cette relation doit être vraie pour tous les points d'étude des éléments d'ouvrage du pont.

## V.3 - Stabilité des fondations

### V.3.1 - Semelles

Les vérifications de la stabilité des semelles sont données ci-dessous. Dans le cas statique, elles ne sont pas réalisées lorsque c'est la combinaison d'actions comprenant l'action sismique qui est étudiée.

Les vérifications portent sur :

- La rupture par perte de capacité portante du sol (mobilisation de la résistance ultime du sol) ;
- La rupture par glissement.

#### V.3.1.1 - Rupture par perte de capacité portante du sol

La stabilité par rapport à une rupture par perte de capacité portante sismique d'une semelle superficielle reposant sur la surface d'un sol peut être vérifiée au moyen de l'expression suivante, qui relie la résistance du sol, les effets de l'action sismique de calcul ( $N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed}$ ) au niveau des fondations et les forces d'inertie du sol :

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{\bar{N}^a [(1 - \bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{\bar{N}^c [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^d} \leq 1$$

Où :

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max}}, \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max}}, \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{BN_{max}}$$

Avec :

- $N_{max}$  : capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée ;
- $B$  : largeur de la fondation ;
- $\bar{F}$  : force d'inertie du sol, sans dimension ;
- $\gamma_{Rd}$  : coefficient partiel de modèle, détaillé dans le *Tableau 3* ;
- $a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$  : paramètres numériques dépendant du type de sol, détaillés dans le *Tableau 4*.

La valeur du coefficient  $\gamma_{Rd}$  dépend de la nature du sol, comme cela est indiqué dans le tableau suivant :

Sable moyennement dense à dense	Sable lâche à sec	Sable lâche saturé	Argile non sensible	Argile sensible
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

Tableau 3 - Valeurs du coefficient partiel de modèle  $\gamma_{Rd}$

Les valeurs des coefficients numériques sont indiquées dans le tableau ci-après :

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
<i>a</i>	0,70	0,92
<i>b</i>	1,29	1,25
<i>c</i>	2,14	0,92
<i>d</i>	1,81	1,25
<i>e</i>	0,21	0,41
<i>f</i>	0,44	0,32
<i>m</i>	0,21	0,96
<i>k</i>	1,22	1,00
<i>k'</i>	1,00	0,39
<i>c<sub>T</sub></i>	2,00	1,14
<i>c<sub>M</sub></i>	2,00	1,01
<i>c'<sub>M</sub></i>	1,00	1,10
<i>β</i>	2,57	2,90
<i>γ</i>	1,85	2,80

Tableau 4 - Valeurs des paramètres numériques de l'expression de la capacité portante

La valeur de ces coefficients, ainsi que celle des grandeurs présentées plus loin, dépendent du type de sol (cohérent ou frottant). Cette propriété du sol est déjà demandée dans l'IHM de Chamoia-3D pour les vérifications non sismiques, on l'utilise donc pour déterminer les différentes valeurs citées.

### Valeurs de $N_{max}$ et $\bar{F}$ :

es valeurs de  $N_{max}$  et  $\bar{F}$  dépendent du type de sol. Deux cas doivent être distingués :

#### Cas 1 : sols purement cohérents

Pour les sols purement cohérents ou les sols sans cohésion saturés, la capacité portante ultime sous charge verticale centrée  $N_{max}$  est donnée par :

$$N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B$$

Avec :

- $\bar{c}$  : résistance au cisaillement non drainé du sol  $c_u$  pour les sols cohérents, ou la résistance au cisaillement cyclique non drainée  $\tau_{cy,u}$  pour les sols sans cohésion ;
- $\gamma_M$  : coefficient partiel de matériau. Si les sols étudiés sont cohérents, ce coefficient partiel de matériau sera  $\gamma_{cu}$  qui est égal à 1,4. Si les sols étudiés sont sans cohésion, ce coefficient partiel de matériau sera  $\gamma_{\tau_{cy}}$  qui est égal à 1,25.

La force d'inertie du sol sans dimension  $\bar{F}$  est donnée par :

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}}$$

Avec :

- $\rho$  : masse volumique du sol ;

- $a_g$  : accélération de calcul définie au §1 ;
- $S$  : paramètre caractéristique de la classe de sol.

Les contraintes suivantes s'appliquent à l'expression générale de la capacité portante :

$$0 < \bar{N} \leq 1 \quad \text{et} \quad |\bar{V}| \leq 1$$

**Cas 2 : sols purement frottants.**

Pour les sols secs purement frottants ou pour les sols sans cohésion saturés sans accumulation de pression interstitielle significative, la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée  $N_{max}$  est donnée par :

$$N_{max} = \frac{1}{2} \rho g \left( 1 + \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma$$

Avec :

- $g$  : accélération de la pesanteur ;
- $a_v$  : accélération verticale du sol (égale à 1/2 de l'accélération de calcul définie en II.2 -) ;
- $N_\gamma$  : coefficient de capacité portante, qui est fonction de la valeur de calcul de l'angle de frottement du sol  $\phi'_d$ .

Le coefficient de capacité portante se calcule de la manière suivante :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\phi'_d)$$

Avec :

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi'_d)} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_d}{2} \right)$$

Où  $\phi'_d$  est la valeur de calcul de l'angle de frottement du sol.  $\phi'_d$  se déduit de l'angle de frottement du sol  $\phi'$  de la manière suivante :

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'}{1,25} \right)$$

Ceci n'est toutefois valable que dans le cas d'une base rugueuse, c'est-à-dire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\delta \geq \frac{\phi'}{2}$$

Où  $\delta$  est l'angle de frottement à l'interface structure terrain :

- $\delta =$  angle de frottement interne à l'état critique  $\phi_{crit}$  pour les fondations coulées sur place ;
- $\delta = 2/3 \phi_{crit}$  pour les fondations préfabriquées lisses.

L'utilisateur renseigne la valeur de l'angle de frottement interne à l'état critique  $\phi_{crit}$  afin de vérifier cette inégalité.

La force d'inertie du sol  $\bar{F}$ , sans dimension, est donnée par :

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d}$$

La contrainte suivante s'applique à l'expression générale :

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$$

### V.3.1.2 - Rupture par glissement

Pour la vérification d'une semelle vis-à-vis d'une rupture par glissement, on vérifie l'inégalité suivante :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd}$$

Avec :

- $V_{Ed}$  : effort tranchant horizontal de calcul ;
- $F_{Rd}$  : force de frottement de calcul ;
- $E_{pd}$  : valeur de calcul de la résistance latérale découlant de la pression des terres sur les parois de la semelle, dans la limite de 30 % de la résistance découlant de la mobilisation de la butée passive totale des terres, et sous réserve que des mesures appropriées soient prises sur site (compactage du remblai contre les parois de la semelle, réalisation d'un mur de fondation vertical dans le sol ou bétonnage directement contre une surface verticale propre du sol).

Dans Chamoa-3D, on néglige la résistance latérale découlant de la pression des terres sur les parois de la semelle. On considèrera qu'elle est nulle et on vérifiera donc l'inégalité suivante :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd}$$

Deux cas sont à distinguer.

#### Cas 1 : la base de la semelle est située au-dessus de la nappe

Dans ce cas,  $F_{Rd}$  s'exprime de la manière suivante :

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{1,25}$$

Avec :

- $N_{Ed}$  : effort normal de calcul sur la base horizontale ;
- $\delta$  : valeur de l'angle de frottement de l'interface sol-structure sous la base de la semelle :
  - $\delta = \phi_{crit}$  pour les fondations coulées sur place ;
  - $\delta = 2/3 \phi_{crit}$  pour les fondations préfabriquées lisses.

#### Cas 2 : la base de la semelle est située en-dessous de la nappe

Dans ce cas,  $F_{Rd}$  s'exprime de la manière suivante :

$$F_{Rd} = \frac{A_c c_{u;k}}{\gamma_{R;h}}$$

Avec :

- $A_c$  : surface totale de la base chargée en compression (dans notre cas, cette surface sera égale à l'aire de la base de la semelle) ;
- $c_{u;k}$  : valeur caractéristique de la cohésion non drainée du sol ;
- $\gamma_{R;h}$  : facteur partiel pour la résistance au glissement. Ce coefficient vaut 1,0 ou 1,1.

La valeur du coefficient  $\gamma_{R,h}$  est demandée à l'utilisateur. Par défaut, elle est égale à 1,0.

### V.3.2 - Pieux

Aucune vérification sur les sols pour des fondations profondes n'est réalisée hors action sismique dans Chamoa-3D. Aussi, aucune vérification particulière ne sera réalisée, pour l'instant, pour les sols sous fondations profondes dans Chamoa-3D.