

Méthode de calcul dynamique

3.1 Introduction

Les trois sollicitations dynamiques les plus fréquemment rencontrées dans le domaine du génie civil sont le séisme, l'explosion et le choc.

Le phénomène de choc est souvent présenté comme un diagramme force-temps ou contrainte-temps, où la courbe peut être approchée par un signal d'entrée de type impulsion. C'est un signal d'une grande amplitude pour une durée très brève de l'ordre de quelques millisecondes. La notion de chocs en génie civil suscite généralement deux cas de figure que sont l'impact sur un ouvrage d'un véhicule ou l'impact d'un bloc rocheux issu d'un éboulement. Cette sollicitation dynamique de choc a ainsi fait l'objet d'une étude poussée, notamment sur d'éventuelles modélisations analytiques et numériques

Le phénomène d'explosion est la sollicitation la plus complexe à analyser. Une explosion peut se résumer à la propagation d'une onde de pression dans un environnement (air, sol...), et impose à celui-ci, d'importantes altérations de volume ou de température. Les travaux de recherche nécessitent des besoins financiers ou matériels importants.

Notre étude sera basée sur l'action sismique, on va présenter dans ce chapitre des notions générales concernant les séismes. On abordera ensuite les différentes méthodes de calcul.

3.2. L'action sismique

Durant ces dernières années, la sismologie s'est essentiellement penchée sur l'étude de la propagation des ondes élastiques et les propriétés des milieux traversés par ces ondes. Cela a ainsi conduit à une meilleure connaissance de la structure de la terre ainsi qu'à une modélisation de cette sollicitation dynamique comme un diagramme accélération-temps. Les travaux effectués jusqu'à présent ont conduit rapidement à la prise en compte d'une telle sollicitation dans le dimensionnement d'ouvrages de génie civil, notamment les ouvrages en sol renforcés.

3.2.1. Origine des séismes

Considérons un bloc parallélépipédique de croûte terrestre. Ce bloc est soumis à une contrainte tectonique de cisaillement et va alors se déformer. Lorsque le bloc atteint sa limite de déformation, il rompt le long de son plan de cisaillement et on admet alors une chute de contrainte de manière quasi instantanée, accompagnée d'une libération brutale d'énergie. Il se produit alors une propagation d'ondes dans la croûte terrestre, soit un séisme. Son mécanisme de déclenchement par accumulation progressive de contrainte et libération brutale par glissement d'un demi-bloc sur l'autre a été proposé par H. Reid à la suite du grand séisme de San Francisco (1906). La figure 3.1 présente le mécanisme de déformation d'une faille élémentaire.

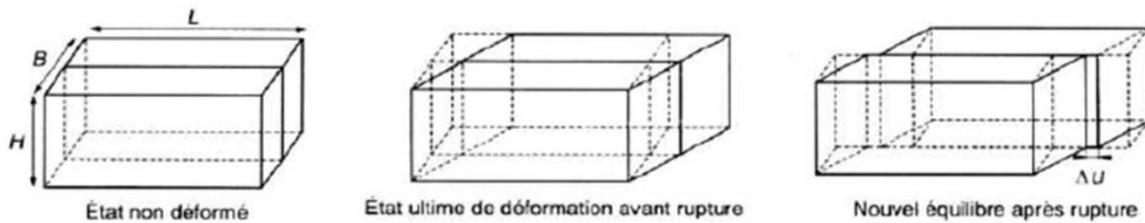


Figure 3.1. Modèle élémentaire de faille

3.2.2. Paramètres caractéristiques

Si de nombreux paramètres existent pour caractériser un séisme, les plus récurrents dans la littérature sont les suivants :

La magnitude M . Elle évalue l'énergie libérée au foyer du séisme. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter. A titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.

L'intensité I . Elle permet de classifier qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'échelonne de 1 à 12 selon l'échelle de Mercalli, 12 correspondant à des dégâts catastrophiques.

L'accélération maximale du sol ou PGA. C'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en $m.s^{-2}$ ou en g, valeur de l'accélération de la pesanteur.

Le déplacement maximal du sol. Il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).

La durée du tremblement de terre. Celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

Les sismogrammes, ou accélérogrammes. Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

3.2.3. Propagation des ondes sismiques

Propagation verticale. A une certaine profondeur, il existe une couche dont la roche a des caractéristiques nettement plus élevées que celles des sols susjacents. L'onde sismique se propageant dans la roche va, en heurtant la surface de discontinuité entre les 2 milieux, être réfractée. Les lois de Snell montrant que le rapport d'admittance étant très faible, l'onde se propagera dans les couches de sol suivant un trajet subvertical. En progressant vers la surface, la diminution des caractéristiques provoque une réfraction continue et le trajet de l'onde devient quasiment vertical.

Décomposition en ondes P et S. Le mouvement des couches de sols peut être décomposé selon deux directions, chacune étant associée à un type d'onde. Le mouvement vertical résulte des ondes de type P et le mouvement horizontal résulte des ondes de type S. Basée sur une hypothèse couramment admise en génie parasismique, le mouvement horizontal résulte uniquement de la

propagation d'onde de cisaillement, et le mouvement vertical, d'ondes de compression. En faisant l'hypothèse d'un sol stratifié horizontalement, le problème devient unidimensionnel.

On distingue différents types d'ondes (figure 3.2). Les ondes de volume incluant les ondes P et S et les ondes de surface dites de Rayleigh ou de Love. Ces ondes se traduisent par un déplacement vertical E_{dz} et horizontal E_{dx} du sol, entraînant également des rotations $E\theta$. Ces composantes de l'action sismique sont décrites sur la figure 3.3.

Elles dépendent de la position du point considéré par rapport à l'hypocentre du séisme :

- A l'épicentre du séisme : $E_{dz} \approx E_{dx}$.
- A plus grande distance : $E_{dz} = 50\% \text{ à } 70\% \times E_{dx}$.
- Généralement $E\theta$ est négligeable.

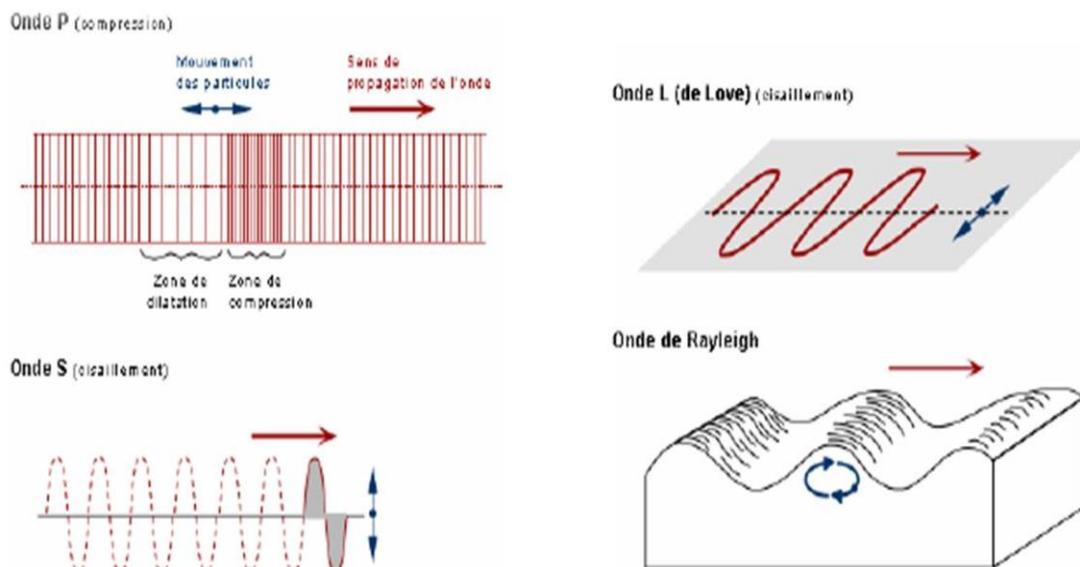


Figure 3.2. Différents types d'Ondes

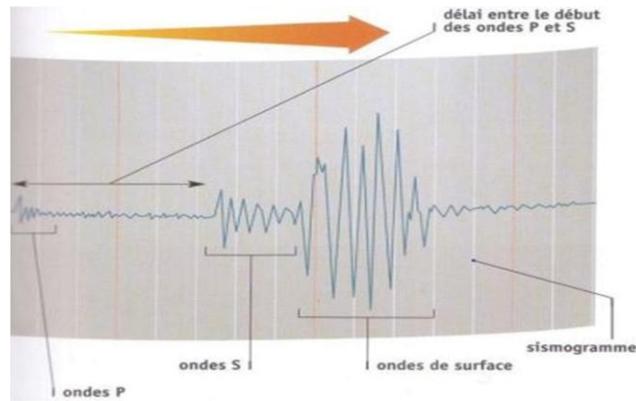


Figure 3.3. Enregistrement des ondes

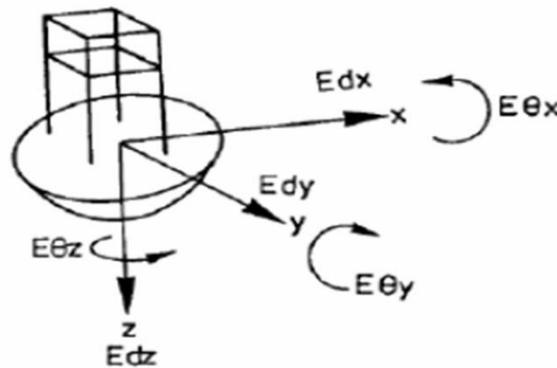


Figure 3.4. Composantes de l'action sismique.

3.2.4. Vitesse de propagation des ondes de cisaillement

Une sollicitation sismique est aussi caractérisée par la célérité associée à la propagation d'une onde sismique dans le sol. Elle dépend des caractéristiques mécaniques du matériau traversé par l'onde. On distingue V_p et V_s , les vitesses respectives de propagation des ondes de cisaillement et de compression dans le matériau, telles que :

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \qquad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad \text{Avec :}$$

p la masse volumique du matériau affecté à l'élément considéré.

K , G les modules de compressibilité et de cisaillement (ou module de Coulomb), tels que, pour les parties élastiques linéaires d'un matériau hétérogène:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \qquad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

3.2.5. La prévision des séismes

Même si la prévention reste le plus sûr moyen de limiter les conséquences d'un grand séisme, l'objectif ultime du sismologue doit rester la prévision des plus grands avec une fiabilité acceptable, c'est-à-dire en un lieu et à une date précis.

3.2.6. L'approche probabiliste

Puisque la tectonique des plaques permet de comprendre la distribution des zones sismiques dans le monde, on peut alors considérer la prévision statistique ou probabiliste (dans le sens de la prévision météorologique) comme un premier type de prévision. Il s'agit dans les zones dangereuses, à partir de nombreuses observations faites sur de longues périodes de calculer la probabilité pour qu'un séisme de magnitude donnée puisse se produire dans un intervalle de temps spécifié. Cette approche n'est malheureusement pas très fiable en domaine méditerranéen car l'activité sismique y est trop irrégulière et la sismique historique pas toujours bien connue.

Ces nombreuses observations exigent un investissement scientifique et technique important. Une dizaine de séismes ont pu être ainsi prévus, en général de magnitude moyenne 5 à 6. La prévision la plus réussie fut celle du séisme chinois du Liaoning du 4 février 1975. Mais l'année suivante, malgré deux ans de surveillance, le séisme catastrophique de Tangshan faisait plusieurs centaines de milliers de morts.

3.3. L'Algérie et le risque sismique

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et

collectivités locales, mais également au pays tout entier. Le désastre de Chelef en 1980 a réveillé les consciences, c'est ainsi le centre national de recherche appliquée en génie sismique (CGS) est créé en 1985. De nombreuses règles et recommandations ont été éditées : RPA 88-98-99-2003.

3.4. Règlements parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003

3.4.1. Principes fondamentaux

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA 99 version 2003) repose sur plusieurs éléments :

- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la statique.

3.4.2. Coefficients sismiques de calcul

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontal k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des murs de soutènement :

$$k_h = A \text{ (%g)}$$

$$k_v = \pm 0.3 k_h$$

Ces coefficients sont appliqués au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (k_h, k_v) et (k_h, k_v) . Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau 3.4 ci-après.

Tableau 3.1. Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003)

Groupe \ Zone	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

3.4.3. Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique

L'article 10.4.1 du RPA préconise que les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent en utilisant la pression active dynamique globale du sol qui s'exerce à l'arrière du mur et qui est donnée par :

$$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (3.1)$$

avec

K_{ad} : coefficient de poussée des terres (statique et dynamique)

γ : poids volumique du sol de remblai

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontale

θ : $\arctg(k_h / (1 + k_v))$.

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q , la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(q) = K_{ad}(1 \pm k_v) \cdot q \cdot H / \cos \beta \quad (3.2)$$

- Le prisme de rupture derrière le mur et délimité par cette surface se comporte comme un corps rigide.
- La fiction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface de rupture.
- L'analyse pseudo statique est réalisée à partir de la théorie de l'état limite.

3.5..Méthode de calcul d' un mur cantilever

3.5.1 Approche numérique

Actuellement, la plupart des problèmes de sismicité sont abordés selon une approche numérique. Les outils les plus couramment utilisés sont des logiciels de calcul reposant sur les méthodes aux éléments ou aux différences finies ainsi que sur les méthodes aux éléments discrets. Le choix de modélisation aux éléments discrets est rarement retenu en raison des grandes dimensions du modèle à considérer lors d'un problème sismique (ouvrage, zone de talus amont, zone de talus aval, les différentes couches de sol...), une telle modélisation requiert donc un temps de résolution très important. Les méthodes aux éléments finis ou aux différences finies étant plus adaptées aux modélisations de grande échelle, elles sont les plus courantes dans la littérature.

Parmi les problématiques parues à ce jour, la plupart d'entre elles se concentrent sur l'élaboration de modèles plus réalistes d'interaction sol-structure (ISS), servant notamment dans l'étude du comportement des fondations d'ouvrages de génie civil soumises à des sollicitations sismiques. Dans le domaine des ouvrages en sol renforcé (généralement ceux utilisés en soutènement), les modélisations numériques permettent non seulement d'améliorer la conception de ces ouvrages, mais aussi de pouvoir apprécier l'ampleur des éventuelles déformations ou encore les modes de ruine potentiels de ces ouvrages.

D'autres travaux, comme ceux de Green et al. [GRE et al. 03] ou Cai et al. [CAI et al. 95] ont permis des comparaisons avec les méthodes de traitement pseudo-statique comme celle de Mononobe - Okabe, tout en concluant sur l'intérêt du traitement dynamique d'une modélisation numérique. A l'issue de leurs travaux, les principales conclusions sont les suivantes :

- *il en est ressorti que les contraintes induites à l'arrière du mur par le sol soutenu sont sensiblement différentes des pressions calculées par la méthode pseudo-statique. Ces divergences de résultats sont liées au fait que le remblai soutenu n'a pas un mouvement monolithique, comme le supposent les textes normatifs ;*
- *les efforts de traction dans les couches de renforcement sont cumulatifs tout au long de la simulation de l'évènement sismique ;*
- *les efforts maximaux augmentent avec la valeur de l'accélération mais cette augmentation n'est pas uniforme sur la hauteur de la structure. Cependant, les variations étant minimes, cela explique la prise en compte d'une constante moyenne d'accélération pour l'ensemble de l'ouvrage en méthode pseudo-statique ;*
- *les efforts dans le renforcement sont bien plus grands lorsqu'ils sont calculés par des méthodes pseudo-statiques.*

L'ensemble de ces remarques tendent à confirmer l'aspect conservatif des méthodes pseudo-statiques.

On notera aussi qu'à ce jour, la modélisation numérique est devenue suffisamment aboutie pour apporter des résultats ayant une très bonne corrélation avec ceux issus d'expérimentations sur table vibrante à échelle réduite comme à échelle 1.

3.5.2. Approche normative

Le séisme est la seule sollicitation dynamique dont le contexte normatif précise des procédures de calcul permettant le dimensionnement d'ouvrage en sol renforcé. Depuis l'arrêté du 22 octobre 2010, les règles issues de l'Eurocode ont remplacé celles de l'AFPS90 jusque là utilisées. La procédure de calcul fait l'objet d'une annexe détaillée dans les normes françaises actuelles (Annexe I de la norme NF P94270, ou EC8-5). Elle est traitée selon une approche pseudo-statique dite de Mononobe - Okabe.

a. Calcul pseudo-statique de Mononobe-Okabe

Les normes AFPS 90 et PS92 ainsi que la norme Eurocode 8 parties 1 et 5 indiquent comme acceptable une méthode statique équivalente encore appelée pseudo-statique. Cette méthode est un dérivé de l'analyse spectrale.

Les hypothèses de calcul et les vérifications de stabilité à effectuer sont les mêmes que pour un calcul statique. Seuls changent les efforts appliqués, qui sont définis en fonction des caractéristiques du séisme potentiel, donc de la zone sismique considérée.

Le calcul pseudo-statique s'appuie sur la méthode de Mononobe-Okabe définie comme suit : au cours d'un séisme, un élément de volume est soumis à l'accélération g de la pesanteur, aux accélérations horizontale k_h et verticale $\pm k_v$, du séisme (aussi appelés coefficients sismiques k_H et k_V).

Le poids apparent résulte de la superposition des forces correspondant à ces 3 accélérations.

On fait subir à l'ensemble {mur-sol} une rotation fictive d'angle θ de telle sorte le poids apparent soit vertical, comme représenté sur la figure 4.2, avec :

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

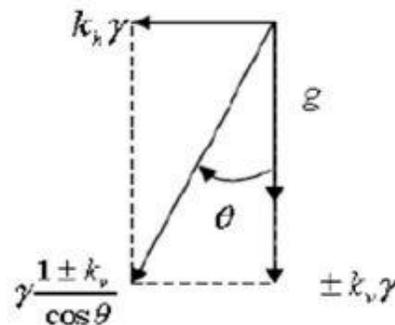


Figure 2.7. Rotation fictive d'un point d'ensemble {mur-sol}

b. Combinaison d'action à considérer

Dans le cas d'une sollicitation sismique, la combinaison suivante doit être vérifiée :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{k,j,inf} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (3.3)$$

$G_{k,sup}$	valeur caractéristique des charges permanentes défavorables
$G_{k,min}$	valeur caractéristique des charges permanentes favorables
$\Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$	valeur quasi-permanente de l'action variable défavorable d'accompagnement i
A_{ED}	valeur de calcul d'une action sismique

La partie 7.2.3 de la norme NF P 94270, NOTE 3, stipule qu'il n'y a pas lieu de considérer des actions variables concomitantes avec les actions sismiques, leurs effets étant généralement faibles par rapport à la partie d'origine sismique des sollicitations.

c. Expression de la valeur de calcul de l'action sismique

La valeur de calcul de l'action sismique A_{Ed} peut se diviser en deux groupes d'efforts :

- Les forces d'inertie horizontale et verticale notées respectivement F_H et F_V , appliquées au poids du massif soumis à un séisme ;
- l'incrément dynamique de poussée des terres noté E_d .

Chaque effort dépend des valeurs des coefficients sismiques k_H et k_V . En raison du signe positif ou négatif du coefficient k_V , la combinaison sismique implique donc deux calculs différents présentés comme suit :

Le premier calcul regroupe les efforts suivants indicés a :

$$F_{Ha} = k_H \cdot W_m \quad (4.3)$$

$$F_{Va} = k_V \cdot W_m \quad (4.4)$$

$$E_{da} = f(\xi_a)$$

avec W_m , le poids du massif en sol renforcé et ξ_a , la rotation fictive ξ pour la valeur positive de k_V .

Le second calcul regroupe les efforts suivants indicés b :

$$F_{Hb} = k_H \cdot W_m$$

$$F_{Vb} = -k_V \cdot W_m \quad (4.5)$$

$$E_{db} = f(\xi_b)$$

avec W_m , le poids du massif en sol renforcé et ξ_b , la rotation fictive ξ pour la valeur négative de k_V .

d. Coefficients sismiques k_H et k_V

L'expression des coefficients sismiques permet le calcul des forces d'inertie appliquées au massif.

L'expression de ces coefficients dépend de plusieurs paramètres définis ci-après :

- le type de spectre (Type 1 ou Type 2) défini pour le séisme considéré,
- le rapport $m = a_{vg} / a_g$ issu du type de spectre,
- la classe de sol support (A, B, C, D ou E) de l'ouvrage,
- le paramètre de sol S associé à la classe de sol support de l'ouvrage ainsi qu'au type de spectre,
- le coefficient d'amplification topographique ST associé à la topographie de la zone d'implantation de l'ouvrage,
- un paramètre r lié aux tolérances de l'ouvrage à d'importants déplacements.

Les principales informations concernant ces paramètres sont disponibles dans les différentes parties de l'Eurocode 8.

Conditions	r
Déplacements admissibles $d_r(mm) \leq 300 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$	2,0
Déplacements admissibles $d_r(mm) \leq 200 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$	1,5
Présence de sol saturé sans cohésion	1,0
Proximité d'un ouvrage sensible aux déformations	1,0

Tableau 3.3. Valeur du paramètre r [EC8-1], [EC8-5] et [NF P 94270].

On remarquera par ailleurs que ce dernier coefficient r de tolérance aux déplacements met en avant l'intérêt des structures en sol renforcé pour faire face à des sollicitations sismiques par rapport à des structures plus rigides de type béton armé. En effet, en considérant les valeurs extrémales de r , une sollicitation sismique peut voir sa valeur de calcul divisée par 2,0 pour des structures tolérantes aux déplacements (généralement le cas de la majorité des ouvrages en sol renforcé) tandis que ce coefficient prend la valeur de 1,0 pour les structures « rigides ».

Les expressions des coefficients sismiques k_H et k_V sont alors les suivantes [NF P 94270] :

$$k_H = \frac{1}{r} \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot S_T \quad (4.6)$$

$$k_V = \pm 0,5 \cdot k_H \text{ si } m > 0,6$$

$$k_V = \pm 0,33 \cdot k_H \text{ si } m \leq 0,6$$

e. Méthode de Mononobe-Okabe

Le coefficient de poussée des terres s'exprime alors avec la formule de Mononobe-Okabe [NF P 94270] :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad \text{si } \theta \leq \varphi - \beta \quad (4.7)$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta)} \quad \text{si } \theta > \varphi - \beta$$

Et on peut écrire la poussée globale du sol et d'une charge uniformément répartie audessus du remblai [NF P 94270] :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ad} \cdot \gamma \cdot L^2 \quad (4.8)$$

$$P_{ad}^q = \frac{(1 \pm k_v)}{\cos(\beta - \lambda)} \cdot K_{ad} \cdot L$$

On définit à partir des deux termes de poussée statique et dynamique l'incrément dynamique :

$$\Delta P_{ad} = P_{ad} - P_{as} \quad (4.9)$$

D'où, pour le cas classique et le cas d'une charge uniformément répartie au-dessus du remblai :

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot [(1 \pm k_v) \cdot K_{ad} - K_{as}]$$

$$\Delta P_{ad}^q = \frac{q \cdot L}{\cos(\beta - \lambda)} \cdot [(1 \pm k_v) \cdot K_{ad} - K_{as}]$$

Il est important de décomposer la poussée des terres en une poussée statique d'une part et un incrément dynamique de poussée d'autre part, car leur point d'application n'est pas à la même hauteur sur le mur, comme illustré sur la figure 3.8. Comme pour le calcul non sismique, la force de poussée statique du remblai est à appliquer au tiers de la hauteur du mur, la force de poussée statique due à une surcharge sur le remblai est à appliquer à mi-hauteur. Bien que dans la réalité, l'incrément dynamique soit appliqué à une hauteur comprise entre le tiers et la moitié de la hauteur, en pratique, on considère sa hauteur d'application à mi-hauteur.

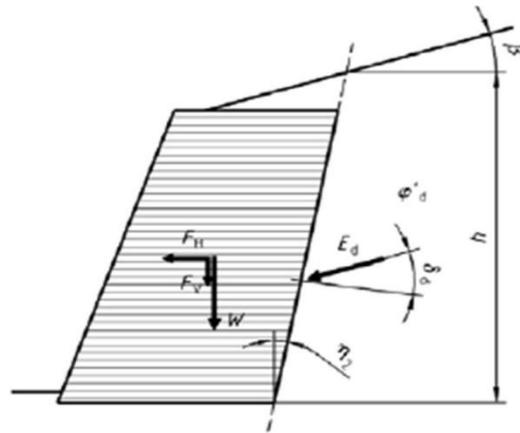


Figure 2.8. Point d'application de la poussée dynamique E_d à mi-hauteur de l'ouvrage [NF P 94270].

Il est à noter qu'une action hydrodynamique du remblai arrière sur le mur est à prendre en compte lorsque le cas se présente. Elle est à additionner à l'incrément dynamique de pression statique et son calcul est défini dans les annexes de l'Eurocode 8-5.

f. Vérifications

Les vérifications à effectuer et les hypothèses de calcul (mur-poids indéformable) sont les mêmes que pour un calcul statique classique, en considérant comme chargement additionnel l'incrément dynamique de poussée statique des terres à l'arrière du remblai, ainsi que l'effet d'inertie exercé sur le mur définis par les efforts F_{Hi} ou F_{Vi} avec i égal à a ou b suivant le signe que prend le coefficient k_v .

Le coefficient sismique vertical est pris positif ou négatif pour obtenir le cas le plus défavorable lors de certaines vérifications :

X positif pour ajouter du poids si l'on cherche à justifier la stabilité au poinçonnement, on parle alors communément de séisme pesant,

X négatif si l'on cherche à justifier la stabilité au glissement en base, on parle alors communément de séisme allégeant.

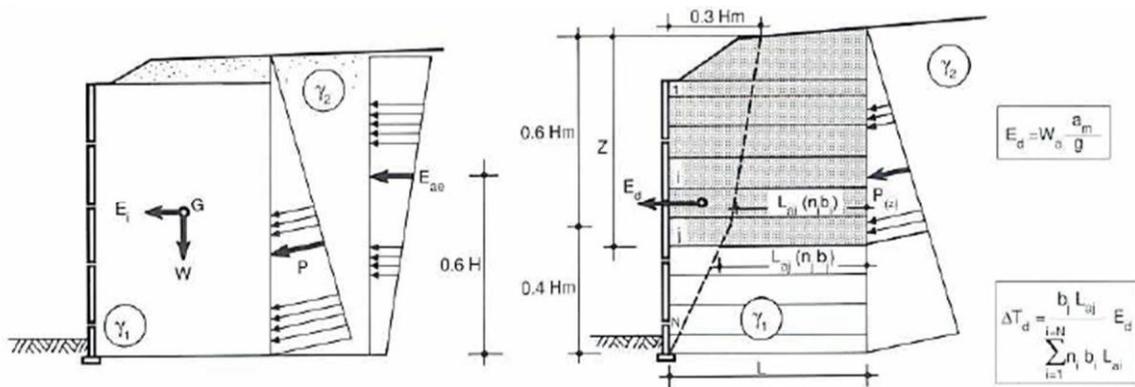


Figure 3.9 a/Efforts pris en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un massif de soutènement

b/Stabilité interne :mode de répartition de l'effort dynamique interne entre les armatures

- **Stabilité externe**

On la vérifie en ajoutant la poussée des terres derrière le massif la poussée dynamique supplémentaire E_{ae} (calculée avec la formule classique de MononobéOkabé) et l'effort d'inertie E , lié au poids W du massif (Figure 3.9.b). Comme l'accélération ne peut pas être maximale au même instant en tout point du massif et du terrain qu'il soutient, ces deux efforts sont calculés en fait pour $0.5 a_m/g$, selon l'usage pour les murs poids.

- **Stabilité interne**

On calcule un effort dynamique global E_d , lié au poids W_a de la zone active par la relation: $E_d = W_a a_m/g$. En gros $E_d = 0.2a_m/g\gamma H^2$ pour les massifs courants. E_d se répartit entre les armatures au prorata de leur surface d'adhérence, produit de leur largeur par la longueur comprise dans la zone résistante (Figure 3.9.a). Il s'ajoute aux efforts de traction statiques (calculés sans intervention de E_{ae} et E_d). Les tensions supplémentaires n'étant pas directement liées aux contraintes verticales, on réduit forfaitairement de 20% (de façon très conservatrice) la charge verticale prise en compte dans la vérification de l'adhérence.

3.7. Conclusion

Sur le plan pratique, les méthodes de prise en compte d'une sollicitation sismique dans le dimensionnement d'un ouvrage en sol renforcé n'ont que très rarement évolué depuis près de 30 ans. Ainsi, l'Eurocode 8 s'appuie sur la même méthode que les anciennes normes AFPS90 ou PS92, dite pseudo-statique ou de Mononobe-Okabe. Cette méthode s'appuyant sur une carte détaillant les différentes zones de même degré de sismicité.

A l'opposé des méthodes pseudo-statiques, les modèles numériques sont de plus en plus utilisés, bénéficiant aujourd'hui de nombreux résultats d'expériences en laboratoire, ils font preuve d'une grande précision et permettent un traitement dynamique beaucoup plus poussé du phénomène.