

## CHAPITRE VII. Justification des structures en béton armé

### VII.1. Actions et combinaisons d'actions

#### VII.1.1. Introduction

Toutes les règles de calcul ont pour but d'aider le concepteur à créer une structure sûre, utilisable, économique à construire et remplit les fonctions qu'on en attend.

Les premières approches de conception qui étaient basées sur des méthodes de vérification aux contraintes élastiques admissibles ont été remplacées par le calcul aux états limites qui forme la base des eurocodes. Dans les paragraphes qui suivent, nous allons expliquer la philosophie du calcul aux états limites dans le contexte de l'eurocode 3 et fournir des informations sur les coefficients partiels de sécurité concernant les charges et la résistance.

L'utilisation des règles est limitée aux vérifications des états limites des structures soumise à des charges statiques y compris les cas où les effets dynamiques sont déterminés à l'aide de charges quasi-statiques.

#### VII.1.2. Les Principes du calcul aux états limites

##### VII.1.2. 1. Principes de vérification

Le calcul aux états limites est une procédure qui prend en compte le caractère variable des charges, matériaux, pratiques de construction et les approximations faites en calcul d'une manière telle que la probabilité qu'une structure devienne impropre à l'utilisation soit raisonnablement faible.

Les procédures de calcul aux états limites encouragent l'ingénieur à examiner les conditions ou états limites qui peuvent provoquer des ruines des structures. Ces conditions sont classées en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS) en fonction de la situation du projet. La vérification d'une structure suivant les principes de calcul aux états limites doit envisager toutes les situations de projets possibles telles que :

- Les situations de projets durables correspondant à une utilisation normale de la structure,
- Les situations de projets transitoires (durant sa construction ou sa réparation),
- Les situations de projets accidentelles : incendie, chocs,
- Les situations de projets sismiques : séisme,

On peut aussi avoir à considérer d'autres effets tels que la température ou le tassement différentiel des appuis.

### VII.1.2. 2. Procédures de vérification aux états limites ultimes

Les états limites ultimes ELU concernent la résistance aux charges appliquées et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse de manière importante.

Pour les structures courantes de bâtiments, les vérifications aux ELU portent essentiellement sur la résistance et la stabilité des éléments structuraux. Dans tous les cas l'effet de l'action E (caractérisée par le moment  $M_{Ed}$ , les efforts de cisaillement  $V_{Ed}$  et les efforts normaux  $N_{Ed}$ ) agissant sur un élément de structure doit être inférieur à la résistance R de ce même élément ( $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ).

Dans ce cas, la vérification se traduit par une condition de type :

$$E_d \leq R_d$$

Où :  $E_d$  : valeur de calcul de l'effet des actions,

$R_d$  : valeur de calcul de la résistance définie par les eurocodes.

### VII.1.3. Les états limites de service

Ils concernent l'aptitude au service des structures et font l'objet de vérification portant sur les points suivants :

- Les déformations de la structure en utilisation normale.
- Le confort des personnes (vibrations des planchers par exemple).

Le concepteur doit chercher à vérifier que la structure remplit sa fonction de manière satisfaisante lorsqu'elle est soumise à son chargement de service ou de fonctionnement.

La vérification se traduit par une condition du type :

$$E_d \leq C_d$$

Où :  $E_d$  : valeur de calcul de l'effet des actions (déformation, vibrations,...),

$C_d$  : valeur limite des critères aux états limites de service.

## VII.1.4. Les Actions

### VII.1.4. 1. Actions sur les structures

Une action  $F$  sur une structure peut être soit une force, soit une déformation imposée due à la température ou aux tassements par exemple. Les actions à prendre en compte sont classés en fonction de leur occurrence et de leur durée d'application. Ce sont :

- ❖ Les actions permanentes  $G$
- ❖ Les actions variables  $Q$  : elles comprennent les charges imposées  $I$  (exploitation) et les charges climatiques (vent  $W$  et neiges  $S$ ).
- ❖ Les actions accidentelles  $A$  : elles comprennent les explosions et les chocs, leur probabilité d'occurrence est très faible.

Pour les actions dues aux séismes, il faut se référer à l'eurocode 8 et au RPA.

### VII.1.4. 2. Valeurs caractéristiques des actions

La valeur caractéristique d'une action notée  $(G_k, Q_k)$  est sa principale valeur représentative, c'est-à-dire sa valeur la plus fiable.

#### *VII.1.4. 2. 1. Actions permanentes*

Les actions permanentes peuvent être évaluées avec une bonne précision car leur variation dans le temps est négligeable. La valeur moyenne du poids propre des structures est souvent connue bien qu'il puisse y avoir évidemment des variations substantielles lors de l'exécution des ouvrages, en particulier dans le cas de béton coulé en place (ex : le poids propre de la structure, les dispositifs de fixation et finitions permanentes).

On définit donc pour tenir compte de la variabilité des actions permanentes une valeur caractéristique maximale  $G_{k,sup}$  et une valeur caractéristique minimale  $G_{k,inf}$ .

#### *VII.1.4. 2. 2. Valeurs représentatives des actions variables $Q_k$*

Les charges imposées sont sujettes à des variations considérables. Les valeurs représentatives sont des valeurs dont la probabilité d'être atteintes ou dépassées est faible durant une période qui est de 50 ans en général. Leur modélisation se fait souvent sous la forme d'une charge uniformément répartie.

Les charges climatiques dues à la neige  $S$  et au vent  $W$  sont hautement variable. Il est possible

de prévoir, avec un certain degré de certitude leurs valeurs caractéristiques car un nombre considérable de données statistiques fiables ont été collectées depuis des dizaines d'années. Il existe un DTR qui évalue les charges de vent et de neige en Algérie ; il s'agit du DTR C-2.47 appelé RNV 99.

#### VII.1.5. Les Combinaisons d'actions ELU et ELS

Lors de la conception d'une construction, les actions citées ci-dessus sont prises en compte sous forme de combinaison dans lesquelles ces actions sont pondérées par des coefficients de pondération  $\gamma$ .

Les combinaisons d'action comprennent :

- Les actions permanentes
- Une action variable dominante
- Des actions variables d'accompagnement

Il faut noter que chaque action variable est d'abord une action dominante avant d'être à son tour considérée comme une action d'accompagnement.

Selon la nature de la vérification (ELU, ELS) et le caractère de l'action (dominante ou d'accompagnement) l'action variable sera définie par :

- Sa valeur représentative  $Q_k$  : valeur de référence pour toute action variable dominante
- sa valeur de combinaison  $\Psi_0 Q_k$  :

La valeur de combinaison  $\Psi_0 Q_k$  doit être utilisée lorsqu'on envisage l'occurrence de deux actions variables simultanément sachant que la probabilité de voir ces deux actions atteindre des valeurs proches de leurs valeurs caractéristiques est très faible.

- sa valeur fréquente  $\Psi_1 Q_k$  :

La valeur fréquente  $\Psi_1 Q_k$  (avec  $\Psi_1 < 1$ ) représente une intensité de l'action qui peut être régulièrement dépassée (jusqu'à 300 fois par an et jusqu'à 5% du temps total).

- sa valeur quasi-permanente  $\Psi_2 Q_k$  :

La valeur quasi-permanente avec  $\Psi_1 < \Psi_2 < 1$  désigne une intensité très souvent atteinte proche de la valeur moyenne dans le temps.

**Tableau VII.1.** Valeurs recommandées des coefficients  $\Psi$  pour les bâtiments pour les différentes catégories et les différents types de charges.

ACTION	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_1$
<b>Charges d'exploitation des bâtiments</b>			
-Catégorie A : habitations, zones résidentielles	0.7	0.5	0.3
-Catégorie B : bureaux	0.7	0.5	0.3
-Catégorie C : lieux de réunion	0.7	0.7	0.6
-Catégorie D : commerces	0.7	0.7	0.6
-Catégorie E : stockage	1.0	0.9	0.8
<b>Charges dues à la circulation dans les bâtiments</b>			
-Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30\text{KN}$	0.7	0.7	0.6
-Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 160\text{KN}$	0.7	0.5	0.3
-Catégorie H : toits	0	0	0
<b>Charges dues au vent</b>	0.6	0.2	0
<b>Charges dues à la neige</b>	0.6	0.2	0

#### VII.1.6. Coefficients partiels de sécurité et les valeurs de calcul des actions

La valeur de calcul d'une action ( $G_d$ ,  $Q_d$  et  $A_d$ ) est la valeur à considérer dans les combinaisons d'actions. La valeur de calcul d'une action ( $G_d$ ,  $Q_d$  et  $A_d$ ) est égale à sa valeur caractéristique ( $G_K$ ,  $Q_K$  et  $A_K$ ) multiplié par un coefficient partiel de sécurité approprié.

Les valeurs réelles des coefficients partiels qu'il faut utiliser dépendent de la situation de calcul (normale, transitoire ou accidentelle), l'état limite et la combinaison particulière des actions prises en compte.

Les eurocodes définissent deux coefficients partiels :

$\gamma_G$  pour les actions permanentes

$\gamma_Q$  pour les actions variables

La grandeur d'un coefficient partiel de sécurité est relié au degré d'incertitude ou au caractère variable d'une quantité particulière (action ou propriété du matériau), déterminée de manière statistique.

### VII.1.7. Propriétés des matériaux (valeurs caractéristiques)

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés (acier, béton) pour réaliser les structures sont variables. Ceci est pris en compte en appliquant des coefficients partiels de sécurité aux valeurs caractéristiques de ces matériaux.

La valeur caractéristique du matériau  $R_K$  est définie comme la valeur en dessous de laquelle on ne s'attend à avoir qu'une petite proportion de l'ensemble des valeurs. Ceci ne peut être calculé qu'à partir de données statistiques fiables.

La valeur de calcul  $R_d$  du matériau considéré qui est utilisée dans les vérifications se définit comme la valeur caractéristique  $R_K$  de ce même matériau divisé par le coefficient partiel de sécurité approprié  $\gamma_M$ .

$$R_d = R_K / \gamma_M$$

### VII.1.8. Vérification par La méthode des coefficients partiels

#### VII.1.8. 1. Combinaisons d'actions ELU

Les règles définissent plusieurs formats de combinaison aux ELU en fonction du type d'ELU rencontré :

#### VII.1.8. 2. Situations de projets durables

Pour les vérifications aux ELU concernant la résistance des éléments structuraux de projet durable (qui sont les plus courantes), il faut prendre en compte les combinaisons d'actions fondamentales :

$$\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{Kj} + \gamma_{Q1} \cdot G_{K1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot G_{Ki} \text{ avec } j \geq 1 \text{ et } i > 1$$

Où

" + " signifie : doit être combiné à

$\sum$  signifie : l'effet combiné

Les combinaisons d'actions envisagées portent généralement sur une action permanente  $G$  combinée avec une ou plusieurs actions variables  $Q_i$ .

Lorsque plusieurs actions variables sont susceptibles de coexister, il convient de distinguer :

L'action dominante  $Q_1$

Les actions variables d'accompagnement  $Q_2, Q_3, Q_4, \dots$

$Q_2$  est considérée comme action variable d'accompagnement principale

$Q_2, Q_3$  etc, sont les actions variables d'accompagnement secondaire.

## VII.1.8. 3. Situations de projets accidentelles

Dans ce cas, il convient de prendre les coefficients partiels d'actions pour les ELU égaux à 1.0.

La combinaison d'actions accidentelles sera la suivante :

$$\sum G_{Kj} + A_d + \Psi_{2,1} \cdot Q_{K1} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{Kj} \text{ avec } j \geq 1 \text{ et } i > 1$$

Où

$A_D$  représente l'action accidentelle (hors incendie ou séisme)

$\Psi_2$  représente le coefficient définissant la valeur quasi-permanente de l'action

## VII.1.8. 4. Les combinaisons sismiques

$$\sum G_{Kj} + A_{Ed} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{Ki}$$

**Tableau VII.2.** Valeurs de calcul des actions

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale (le cas échéant)	Autres
Equation	$\gamma G_{Kj,sup}$	$\gamma G_{Kj,inf}$	$\gamma Q_{i} Q_{Ki}$		$\gamma Q_{i} \Psi_{0i} Q_{Ki}$
Valeur des coefficients $\gamma$	$\gamma G_{j,sup} = 1.35$	$\gamma G_{j,inf} = 1.0$	$\gamma Q_{i} = 1.5$ (0 si favorable)		$\gamma Q_{i} = 1.5$ (0 si favorable)

**REMARQUE** : il faut noter que si la variabilité de G ne peut pas être considérée comme faible, deux valeurs doivent être utilisées : une valeur supérieure  $G_{K,sup}$  et une valeur inférieure  $G_{K,inf}$ .

De même,  $\gamma_G$  peut prendre deux valeurs :  $\gamma_{G,sup}$  et  $\gamma_{G,inf}$ , qui représentent respectivement les valeurs supérieure et inférieure. Quand les actions permanentes ont une action défavorable sur les conditions de calcul prises en compte, le coefficient partiel de sécurité prend la valeur supérieure. Cependant, quand l'effet d'une action permanente est favorable (par exemple dans le cas des charges appliquées à une console lorsqu'on considère le calcul de la travée adjacente), on prend pour le coefficient partiel de sécurité la valeur inférieure.

#### VII.1.8. 5. Combinaisons d'actions ELS

Pour les vérifications à l'état limite de service qui concernent la durabilité de la structure ainsi que le bon comportement des ouvrages de second œuvre, on considère :

- **Les combinaisons d'actions caractéristiques**

$$\sum G_{Kj} + \sum \Psi_{0,i} \cdot Q_{Ki} \quad \text{avec } j \geq 1 \text{ et } i > 1$$

- **Les combinaisons fréquentes**

$$\sum G_{Kj} + \sum \Psi_{1,i} \cdot Q_{Ki} + \sum \Psi_{2,1} \cdot Q_{K1} \quad \text{avec } j \geq 1 \text{ et } i > 1$$

- **Les combinaisons quasi-permanentes**

$$\sum G_{Kj} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{Ki} \quad \text{avec } j \geq 1 \text{ et } i > 1$$

#### VII.1.8.9. Tableau récapitulatif des combinaisons d'actions pour un bâtiment courant

Le tableau suivant donne les combinaisons d'actions à envisager pour un bâtiment dans le cas où les vérifications ELU ne concernent que la résistance des éléments structuraux en situation de projet durable ou transitoire et les vérifications ELS ne concernent les vérifications de la structure sous combinaisons caractéristiques.

**Tableau VII.3.** Les combinaisons d'actions

	ELU		ELS
	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles	Combinaisons caractéristiques
<b>G+1 action variable</b>	<b>1.35 G+1.5 I</b> <b>1.35 G+1.5 S</b> <b>1.35 G+1.5 W</b> <b>G+1.5 W (si soulèvement)</b>	<b>G+S<sub>A</sub></b>	<b>G+1</b> <b>G+S</b> <b>G+W</b>
<b>G+2 actions variables</b>	<b>1.35 G+1.5 I+1.5 Ψ<sub>0,S</sub>S</b> <b>1.35 G+1.5 I+1.5 Ψ<sub>0,W</sub>W</b> <b>1.35 G+1.5 S+1.5 Ψ<sub>0,I</sub>I</b> <b>1.35 G+1.5 S+1.5 Ψ<sub>0,W</sub>W</b> <b>1.35 G+1.5 W+1.5 Ψ<sub>0,S</sub>S</b> <b>1.35 G+1.5 W+1.5 Ψ<sub>0,S</sub>S</b>	<b>G+S<sub>A</sub>+ Ψ<sub>2,I</sub>I</b> <b>G+S<sub>A</sub>+ Ψ<sub>2,W</sub>W</b> <b>(mais Ψ<sub>2,W</sub>=0)</b>	<b>G+1+ Ψ<sub>0,S</sub>S</b> <b>G+I+ Ψ<sub>0,W</sub>W</b> <b>G+S+ Ψ<sub>0,I</sub>I</b> <b>G+S+ Ψ<sub>0,W</sub>W</b> <b>G+W+ Ψ<sub>0,I</sub>I</b> <b>G+W+ Ψ<sub>0,S</sub>S</b>
<b>G+3 actions variables (si mentionné dans le projet)</b>	<b>1.35 G+1.5 I+1.5 Ψ<sub>0,S</sub>S+1.5 Ψ<sub>0,W</sub>W</b> <b>1.35 G+1.5 S+1.5 Ψ<sub>0,I</sub>I +1.5 Ψ<sub>0,W</sub>W</b> <b>1.35 G+1.5 W+1.5 Ψ<sub>0,I</sub>I +1.5 Ψ<sub>0,S</sub>S</b>	<b>G+S<sub>A</sub>+ Ψ<sub>2,I</sub>I+</b> <b>Ψ<sub>2,W</sub>W</b>	<b>G+1+ Ψ<sub>0,S</sub>S+</b> <b>Ψ<sub>0,W</sub>W</b> <b>G +S+ Ψ<sub>0,I</sub>I+</b> <b>Ψ<sub>0,W</sub>W</b> <b>G +W+ Ψ<sub>0,I</sub>I+</b> <b>Ψ<sub>0,S</sub>S</b>

Les combinaisons d'actions à envisager pour un bâtiment dans le cas où les vérifications ELU ne concernent que la résistance des éléments structuraux en situation de projet durable ou transitoire et les vérifications ELS ne concernent les vérifications de la structure sous combinaisons caractéristiques

Avec les valeurs de  $\Psi_{0,I}$  et  $\Psi_{2,I}$  qui dépendent de la catégorie d'exploitation

$$\Psi_{0,S}=0.6$$

$$\Psi_{0,W}=0.6 \text{ et } \Psi_{2,W}=0$$

### VII.3. 1. 6. Conclusion

Les procédures de calcul aux états limites nécessitent une étude formelle des différentes conditions pouvant conduire à l'effondrement ou à un fonctionnement inadapté.

L'effet des différentes actions est comparé à la résistance correspondante de la structure sous des critères de ruines connus (états limites).

Les critères de ruines les plus importants sont l'état limite ultime (effondrement) et l'état limite de service de flèche.

On introduit des coefficients partiels de sécurité séparés pour le chargement et le matériau.

Ces coefficients sont des quantités variables et les valeurs précises qui doivent être utilisées dans les calculs reflètent le degré de variabilité de l'action ou de la résistance ainsi pondérée.

Différentes combinaisons d'actions peuvent aussi nécessiter différentes valeurs des coefficients de sécurité.

Cette approche permet de fournir un niveau de sécurité cohérent.

## VII.2. Justifications vis-à-vis de la stabilité des fondations

### VII.2.1. Justifications vis-à-vis de la stabilité des fondations superficielles

#### VII.2.1.1. Justifications

Les états limites à considérer sont définis ci-dessus. Pour les fondations de l'ouvrage, il y a lieu de procéder dans tous les cas aux justifications qui suivent.

#### VII.2.1.2. Etats limites de mobilisation du sol

##### VII.2.1.2.1. *Etats limites ultimes de mobilisation de la capacité portante*

Cet article vise la justification vis-à-vis de la portance. Elle correspond bien toutefois à celle présentée dans l'Eurocode 7 à partir des charges (charge verticale transmise à la fondation  $V_d$  et résistance de calcul du terrain sous celle-ci notée  $R_d$ ), de laquelle elle ne diffère donc que par sa présentation.

$$V_d \leq R_d$$

##### VII.2.1.2.2. *Etats limites de service*

Les déplacements des fondations provoqués par la superstructure doivent être examinés tant en terme de déplacement de la fondation entière que de déplacements différentiels des différentes parties de la fondation.

Les charges de calcul à l'état limite de service doivent être utilisées pour le calcul des déplacements de la fondation qui seront comparés aux critères d'aptitude au service.

##### VII.2.1.2.3. *Tassement*

Les calculs des tassements doivent comprendre à la fois les tassements immédiats et les tassements différés.

Pour le calcul des tassements dans les sols saturés, les trois composantes suivantes du tassement doivent être prises en compte :

- Le tassement sans drainage
- Le tassement dû à la consolidation
- Le tassement dû au fluage.

#### VII.2.1.2.4. Etat limite ultime de renversement

Cette disposition est destinée aux charges fortement excentrées notamment quand l'excentricité du chargement dépasse les 1/3 de la largeur d'une semelle rectangulaire ou 0.6 fois le rayon d'une semelle circulaire.

Ces précautions comprennent :

Un examen soigné des valeurs de calcul des actions,

Le calcul de la position du bord de la fondation en tenant compte des déviations éventuelles lors des travaux.

#### VII.2.1.2.5. Etat limite ultime de glissement

L'Eurocode 7 auquel il convient de se reporter, et dans lequel il est demandé de vérifier l'inégalité :

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

$H_d$  est la composante horizontale de la charge de calcul, y compris la valeur de calcul des forces de poussées des terres,

$R_d$  est la force de cisaillement de calcul entre la base de la fondation et le terrain.

$R_{p,d}$  est la valeur de calcul de la force résistance due à la pression des terres sur le côté de la fondation qui peut être mobilisée pour le déplacement correspondant à l'état limite considéré et qui est disponible tout au long de la durée de la vie de l'ouvrage.

### VII.2.2. Justifications vis-à-vis de la stabilité des fondations profondes

#### VII.2.2. 1. Justifications

Il y a lieu de procéder dans tous les cas aux justifications qui suivent.

#### VII.2.2. 2. Etats limites de mobilisation du sol

Les dispositions du présent article complètent celles relatives à la portance et de la résistance à la traction de l'Eurocode 7.

Les deux catégories d'états limites considérés conventionnellement ici sont :

- les états limites de mobilisation locale du sol, qui correspondent au défaut de portance (ou de traction) des pieux pris individuellement ;
- les états limites de mobilisation globale du sol, qui correspondent au comportement du groupe agissant comme un bloc.

### VII.2.2. 2.1. Etats limites de mobilisation locale du sol

Les termes  $Q_{\min}$  et  $Q_{\max}$  utilisés ici correspondent respectivement à  $R_{c;d}$  (valeurs de calcul de la portance d'un pieu) et  $R_{t;d}$  (valeurs de calcul de la résistance à la traction d'un pieu) tels qu'ils sont définis dans l'Eurocode 7.

De même, les termes  $Q_u$  et  $Q_{tu}$  utilisés ici correspondent respectivement à  $R_{c;k}$  (valeurs caractéristiques de la portance d'un pieu – ou portance ultime) et  $R_{t;k}$  (valeurs caractéristiques de la résistance à la traction d'un pieu).

### VII.2.2. 2.2 Etats limites ultimes

**Tableau VII.4.** Les valeurs de  $Q_{\min}$  et  $Q_{\max}$  en fonction des combinaisons d'actions considérées

ELU GEO et STR	$Q_{\min}$	$Q_{\max}$
Combinaisons durables ou transitoires	- $Q_{tu}$ (ou $R_{t;k}$ ) / ( $\gamma_R \cdot 1,20$ )	$Q_u$ (ou $R_{c;k}$ ) / ( $\gamma_R \cdot 1,20$ )
Combinaisons accidentelles	- $Q_{tu}$ (ou $R_{t;k}$ ) / ( $\gamma_R \cdot 1,10$ )	$Q_u$ (ou $R_{c;k}$ ) / ( $\gamma_R \cdot 1,10$ )

Dans ce tableau, le facteur partiel  $\gamma_R$  représente le facteur partiel sur la résistance dont la valeur, pour les principaux types de pieux considérés vaut 1,1 si le pieu est sollicité en compression et 1,15 s'il est sollicité en traction.

### VII.3. Définitions et justifications des joints

En construction, les joints désignent les coupures réalisées entre deux parties, chaque partie pouvant se déplacer de manière autonome. Les joints permettent en construction d'absorber les mouvements éventuels de l'ouvrage. Il existe donc différents types de joints.

#### VII.3.1. Les fonctions des joints

Les joints peuvent remplir 5 fonctions.

En premier lieu, ils permettent de faire face aux changements climatiques et à la **dilatation thermique**. En effet, des écarts de températures importants peuvent provoquer la fissuration des appuis et des façades, voire leur soulèvement. Ce phénomène peut compromettre la stabilité des ouvrages et s'avérer dangereuse pour leurs occupants.

Les joints peuvent également réduire et compenser en partie les conséquences des **tassements différentiels** des fondations engendrées par les forces verticales et horizontales.

Par ailleurs, les joints limitent le phénomène de **retrait du béton** (retrait thermique et hydraulique) lors de son séchage.

Les joints sont employés pour réduire les conséquences sur les ouvrages des **vibrations** provoquées par la circulation des machines et des véhicules.

Les joints remplissent une dernière fonction : ils permettent d'atténuer la **déformation des ouvrages** sous l'effet de la pression exercée par le vent.

#### VII.3.2. Les différents types de joints

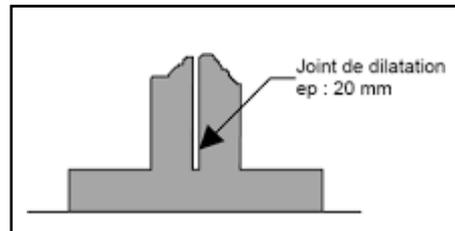
Il existe 4 types de joints, qui diffèrent selon leur fonction précise.

##### VII.3.2. 1. Joints de dilatation

Le joint de dilatation concerne l'espacement entre deux parties d'un ouvrage et son rôle est de permettre à chacune des parties d'avoir des mouvements indépendamment de l'autre.

Le joint de dilatation permet de réduire les effets de la dilatation en cas de fortes chaleurs, ou ceux du retrait en cas de températures basses.

Les textes réglementaires en vigueur exigent, à défaut d'un calcul thermique, la mise en place de joint de dilatation en fonction de la région d'implantation, de la température et du degré d'humidité caractérisant la région.



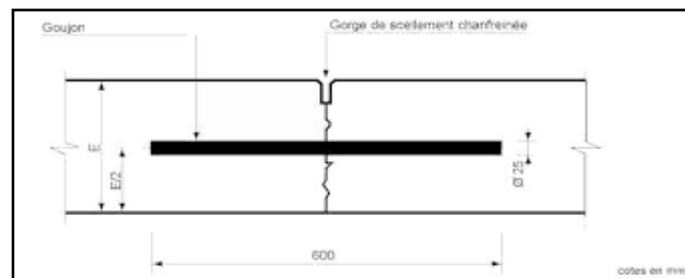
**Figure VII.1.** Joint de dilatation

### VII.3.2. 2. Joints de retrait

Les joints de retrait ont pour rôle de faciliter le retrait du béton tout en contrôlant la position et les effets d'une éventuelle fissuration.

Ces joints sont réalisés entre les joints de dilatation à la scie mécanique.

La profondeur des joints de retrait doit être comprise entre un quart et un tiers de l'épaisseur du dallage.

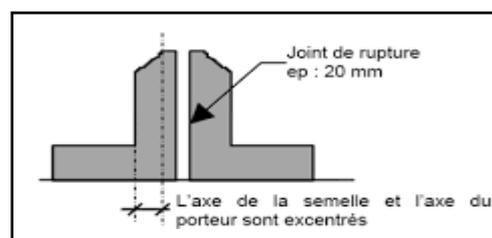


**Figure VII.2.** Joint de retrait

### VII.3.2. 2. Joints de rupture

Le joint de rupture consiste à diviser les fondations, afin d'éviter les risques liés aux tassements différentiels.

En effet, un risque de tassement différentiel est envisageable dès lors que l'ouvrage est constitué de structures de poids différent, ou qu'une autre construction est accolée à la première.



**Figure VII.3.** Joint de rupture

### VII.3.2. 3. Joints de construction

Les joints de construction sont réalisés lors d'un arrêt prolongé du bétonnage.

Selon la taille de la dalle et son utilisation future, des goujons peuvent être insérés, afin de permettre le transfert des charges. Les goujons sont des barres d'acier qui permettent de reprendre des efforts de cisaillement tout en laissant libres les mouvements horizontaux.



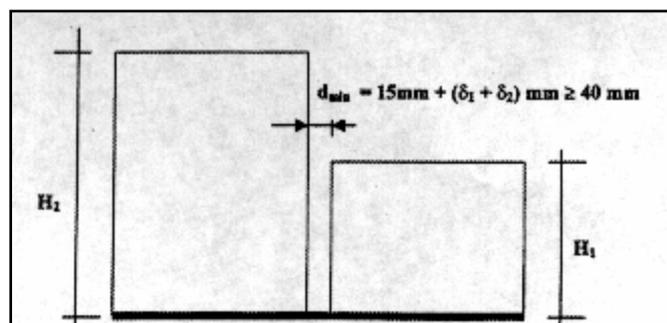
**Figure VII.4.** Joint de construction

### VII.3.3. Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.



**Figure VII.4.** Joint sismique entre deux blocs.

