

Chapitre 6 : Justification des sections courantes

6.1. Introduction :

La vérification des contraintes dans le béton précontraint est une étape essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité des structures. Elle s'effectue généralement aux États Limites de Service (ELS) et repose sur des critères définis par les normes (Eurocodes, BAEL, BPEL, etc.).

6.2. Justification vis-à-vis le moment fléchissant

6.2.1. Vérification à l'état limite de service

La vérification à l'état limite de service (ELS) du béton précontraint vise à garantir que la structure reste fonctionnelle, durable et esthétique sous les charges d'exploitation, sans dépasser les contraintes ou déformations admissibles.

Les contraintes dans le béton sont calculées en considérant :

- L'effet de la précontrainte P (avec son excentricité e).
- Les charges extérieures (poids propre, charges d'exploitation, etc.).

La contrainte en fibre supérieure (σ_{sup}) et inférieure (σ_{inf}) d'une section est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (Pe + M) \frac{y}{I} \quad (\text{Eq.6.1})$$

Dans le cas général, on doit avoir : $\bar{\sigma}_{min} < \sigma(y) < \bar{\sigma}_{max}$

Les contraintes maximales autorisées diffèrent en fonction des combinaisons de charges et des phases (construction et service).

Les calculs en section courante reposent sur les deux hypothèses fondamentales suivantes :

- **La conservation des sections planes** (les sections droites restent planes après déformation) ;
- **Un comportement élastique des matériaux** (contraintes proportionnelles aux déformations).

Selon le type de vérification, des hypothèses complémentaires s'appliquent :

a) Calcul en section non fissurée

- Le béton tendu participe à la résistance en traction ;
- Aucun glissement relatif n'est admis entre les matériaux.

Les contraintes normales induites par les actions variables (autres que les charges permanentes) peuvent être calculées sur la section homogénéisée.

b) Calcul en section fissurée

- La résistance du béton tendu est négligée ;
- Aucun glissement relatif n'est considéré entre les matériaux ;
- Condition sur les armatures : Lorsque la déformation du béton est nulle au niveau d'une armature, la contrainte dans celle-ci est prise égale à :
 - 0 pour les armatures passives.
 - $\sigma_{pd} + n_i$ (avec $n_i = 5$) s'il s'agit d'une armature de précontrainte ;

Après la décompression du béton, les aciers passifs ont subi des contraintes, ainsi que l'évolution de la surtension dans les armatures de précontrainte, sont calculées en utilisant un coefficient d'équivalence $n = 15$.

C) Classe de vérification

La justification des éléments précontraints repose sur une classification des vérifications selon les exigences de limitation des contraintes et de maîtrise de la fissuration. On distingue généralement : (voire Figure. 6.1)

- **Classe I - Pas de traction admissible**
 - **Principe** : Aucune traction n'est autorisée dans le béton sous combinaisons caractéristiques.
 - **Domaine d'application** : Ouvrages sensibles à la corrosion ou nécessitant une étanchéité stricte.
 - **Hypothèses** :
 - Section non fissurée (béton tendu résistant).
 - Contraintes calculées avec un coefficient d'équivalence adapté ($n = 15$).
- **Classe II - Fissuration temporaire maîtrisée**
 - **Principe** : Fissuration admissible sous charges rares, mais refermeture sous charges permanentes.
 - **Domaine d'application** : Ouvrages courants où une microfissuration transitoire est tolérée.
 - **Hypothèses** :
 - Section partiellement fissurée (béton tendu négligé en phase fissurée).
 - Vérification des contraintes en phase de service et sous combinaisons fréquentes.
- **Classe III - Fissuration acceptée sous contrôle**
 - **Principe** : Fissuration permanente autorisée, avec limitation des ouvertures de fissures.
 - **Domaine d'application** : Ouvrages où la durabilité est assurée par des dispositions constructives (enrobage, armatures passives).
 - **Hypothèses** :

- Calcul en section fissurée.
- Vérification des contraintes dans les aciers (passifs et de précontrainte) et de l'ouverture des fissures

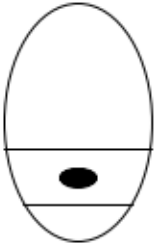
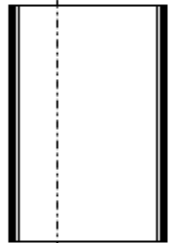
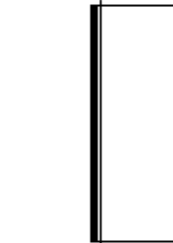
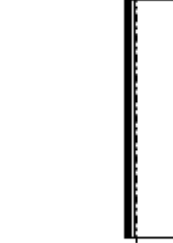
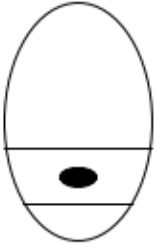
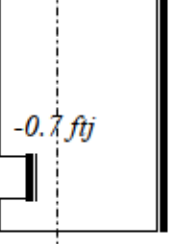
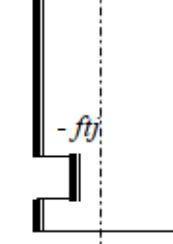
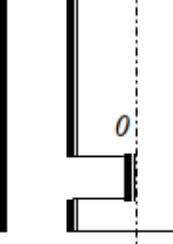
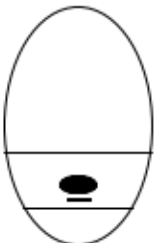
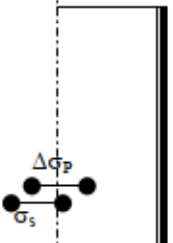
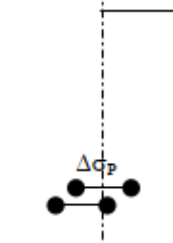
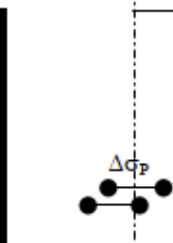
<i>Exécution</i>	<i>Service</i>		
	<i>c. Rares</i>	<i>c. Fréquente</i>	<i>c. Quasi perm.</i>
<u>Classe I</u> 			
<u>Classe II</u> 			
<u>Classe III</u> 			

Figure 6.1. Classe de vérification des contraintes dans le béton

D) Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s par l'utilisation de l'équation suivante :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \quad (\text{Eq.6.2})$$

Avec :

- B_t : l'aire de la partie du béton tendu
- N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes
- σ_{Bt} : la valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Cette règle vise à garantir que les zones de béton tendu (souvent en partie inférieure des poutres) soient suffisamment armées pour :

1. Limiter la fissuration non contrôlée.
2. Reprendre les efforts de traction résiduels non compensés par la précontrainte.
3. Assurer la durabilité de la structure (en Classe II ou III, où la traction est admise sous conditions).

La formule proposée (A_s) définit la section minimale d'armatures passives à disposer en fonction de l'aire du béton tendu (B_t) et des contraintes de traction (σ_{Bt}).

6.2.2. Vérification à l'état limite ultime

La vérification de la précontrainte à l'État Limite Ultime (ELU) consiste à s'assurer que la structure résiste aux sollicitations maximales (rupture du béton ou des aciers) en tenant compte des coefficients de sécurité.

Aux États Limites Ultimes (ELU), les hypothèses suivantes sont retenues :

- **La conservation des sections planes** : Les sections droites restent planes jusqu'à la rupture. Cette hypothèse est validée expérimentalement, notamment pour les éléments sollicités en flexion simple ou composée, lorsque l'effort tranchant reste secondaire.
- **La non-prise en compte du béton tendu** : La résistance du béton en traction est négligée. Cette simplification est largement justifiée dans les cas pratiques, en particulier pour les structures courantes.
- **Les lois de comportement des matériaux** : Les relations contrainte-déformation (de type $\sigma = f(\epsilon)$) sont définies pour l'acier et le béton.
- **Pondération des caractéristiques des matériaux** : Les propriétés mécaniques des matériaux sont affectées par des coefficients de sécurité partiels, conformément aux normes de dimensionnement.

6.2.2. Principe de vérification d'une section

Sous l'effet des combinaisons d'actions aux ELU, les charges extérieures appliquent à la section un moment fléchissant M_u et un effort normal N_u . N_u est compté positivement s'il s'agit d'une compression.

La méthode fondamentale de vérification repose sur la détermination d'un état de déformations dans la section (défini par un couple de paramètres ϵ_{inf} ϵ_{sup}) générant des efforts internes N_{int} et M_{int} en équilibre avec les sollicitations externes N_u et M_u . La section est validée à l'ELU si les déformations des matériaux ne dépassent pas leurs limites réglementaires. Cependant, cette approche nécessite des calculs itératifs complexes.

Une méthode alternative consiste à vérifier la position du point (Nu, Mu) dans le plan (N, M) par rapport au diagramme d'interaction de la section. Ce diagramme représente l'enveloppe de tous les couples (N_{int}, M_{int}) correspondant aux états de déformation admissibles de la section. Un point situé sur la frontière du diagramme indique qu'au moins un matériau (acier ou béton) atteint sa limite de déformation ultime.

La Figure 6.3 illustre le diagramme d'interaction d'une section rectangulaire précontrainte par un câble positionné près de la fibre inférieure. Ce graphique permet une vérification rapide de la résistance de la section sous différentes combinaisons de charges.

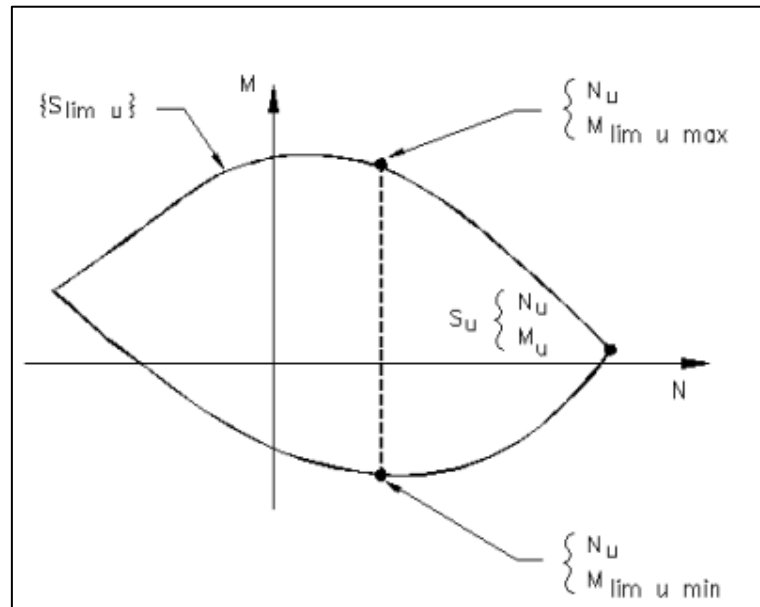


Figure 6.3. Diagramme d'interaction

En pratique, le tracé complet du diagramme d'interaction n'est pas nécessaire. Il suffit de déterminer, pour l'effort normal N_u appliqué, le point correspondant sur le diagramme. L'ordonnée de ce point, notée M_r , représente le moment résistant de la section sous cet effort normal N_u . La vérification se réduit alors à confirmer que le moment sollicitant M_u reste inférieur à M_r .

Sur le plan théorique, pour une valeur fixée de N_u , le diagramme d'interaction associe deux valeurs de moment fléchissant (positive et négative). Le signe de M_u permet de sélectionner la valeur de M_r à considérer pour la vérification.

Par convention, on supposera $M_u > 0$. Si cette condition n'est pas respectée (i.e., $M_u < 0$), il est possible de modifier l'orientation de la section (par symétrie ou rotation) pour se ramener à un cas où M_u devient positif, simplifiant ainsi l'analyse.

6.3. Justification vis-à-vis les efforts tranchants

Une poutre sollicitée par un effort tranchant doit être vérifiée selon les critères suivants :

- Dans toutes les sections de la poutre :

Respect des états-limites de service (ELS) et états-limites ultimes (ELU).

- **Au niveau des zones d'appui simple et des extrémités :**

Vérifications supplémentaires portant sur l'équilibre de la bielle de compression induite par l'effort tranchant, ainsi que sur la stabilité du coin inférieur (si applicable).

6.3.1. Influence de la précontrainte

La précontrainte introduit une composante supplémentaire dans les calculs. L'effort tranchant total V intègre ainsi :

- Les charges permanentes (V_g),
- Les charges d'exploitation (V_q),
- La contribution de la précontrainte (V_p), selon la relation suivante :

$$V = V_g + V_q + V_p \quad (\text{Eq.6.3})$$

- **Décomposition de l'effort de précontrainte**

Pour un câble de précontrainte appliquant une force P avec un angle α par rapport à l'axe de la poutre :

- La composante axiale (normale à la section) est :
 $N = P \cos \alpha \quad (N > 0)$,
- La composante transversale (perpendiculaire à l'axe) est :
 $V_p = -P \sin \alpha \quad (V_p < 0)$

6.3.2. Effort tranchant réduit

L'effort tranchant à considérer devient alors un **effort tranchant réduit** V_{red} , défini par:

$$V_{red} = (V_g + V_q) - P \sin \alpha \quad (\text{Eq.6.4})$$

Le signe de $\sin \alpha$ détermine si la précontrainte est favorable (réduction de V) ou défavorable (augmentation de V).

6.3.3. Vérification à l'état limite de service

Lorsque la poutre comporte des armatures transversales de précontrainte (câbles inclinés sur la Figure 6.4).

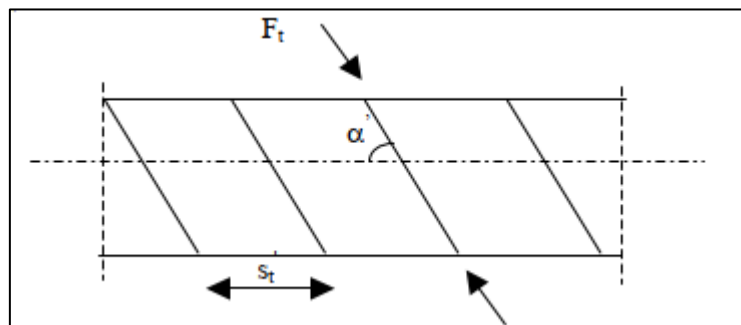


Figure 6.4. Poutre avec armatures transversales de précontrainte

Les justifications mécaniques d'une section de poutre reposent sur l'analyse des contraintes générées par les charges appliquées. Dans ce cas, les contraintes étudiées sont :

- σ_x : Contrainte normale longitudinale (selon l'axe de la poutre) qui est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_x = \sigma + \left(\frac{F_t}{b_n s_{t'}} \right) \cdot \left(\frac{\cos \alpha'}{\tan \alpha'} \right) \quad (\text{Eq.6.5})$$

- σ_t : Contrainte normale transversale (perpendiculaire à l'axe) :

$$\sigma_t = \frac{F_t}{b_n s_{t'}} \sin \alpha' \quad (\text{Eq.6.6})$$

- τ : Contrainte de cisaillement tangentielle :

$$\tau = \tau_{\text{réd}} - \frac{F_t}{b_n s_{t'}} \cos \alpha' \quad (\text{Eq.6.7})$$

Ces contraintes sont calculées sous deux hypothèses fondamentales :

- **Comportement élastique linéaire** : Les matériaux (béton et acier) suivent la loi de Hooke (déformations proportionnelles aux contraintes).
- **Béton non fissuré** : La section est considérée comme homogène, sans fissures (hypothèse valide pour les états-limites de service).

Ou :

σ : Contrainte normale due aux charges externes (flexion, compression).

$\frac{F_t}{b_n s_{t'}}$: Force de précontrainte unitaire par unité de largeur nette b_n et d'espacement $s_{t'}$.

$\frac{\cos \alpha'}{\tan \alpha'}$: Projection de la force inclinée (angle α') sur l'axe longitudinal.

$\tau_{\text{réd}}$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant réduit l'élément.

$\cos \alpha'$: Composante horizontale de la force de précontrainte, réduisant le cisaillement à reprendre par le béton

F_t : Force de traction unitaire dans les armatures transversales.

b_n : Largeur nette de la section (largeur totale moins les gaines de précontrainte).

$s_{t'}$: Espacement entre les armatures transversales.

α' : Angle d'inclinaison des armatures par rapport à l'axe de la poutre.

La présence des armatures inclinées permettant de **générer des** contraintes de compression et améliorer significativement la résistance à la flexion et au cisaillement.

La contrainte de cisaillement réduite $\tau_{\text{réd}}$, calculée par l'équation suivante :

$$\tau_{\text{réd}} = \frac{V_{\text{réd}} S}{b_n I_n} \quad (\text{Eq.6.8})$$

$V_{\text{réd}}$: Effort tranchant réduit (intégrant la précontrainte)

S : Moment statique de la section

I_n : Moment d'inertie net de la section.

b_n : Largeur nette (largeur totale moins les gaines de précontrainte)

- **Conditions de vérification :**

Afin d'éviter la fissuration due à l'interaction entre cisaillement et contraintes normales sous charges défavorables (cas de service), les contraintes doivent satisfaire aux deux conditions suivantes:

$$\tau^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t < 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \quad (\text{Eq.6.9})$$

$$\tau^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t < 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot [0,6 \cdot f_{tj} - \sigma_x + \sigma_t] \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \quad (\text{Eq.6.10})$$

Cette dernière condition intègre la résistance en compression du béton pour garantir la stabilité globale.

f_{tj} : Résistance en traction du béton.

6.3.4. Vérification à l'état limite ultime

La vérification des éléments d'une poutre au regard de l'état-limite ultime comprend deux aspects essentiels : d'une part, la résistance des armatures transversales, et d'autre part, celle des bielles de béton comprimées.

La première étape consiste à définir l'angle β_u formé entre les bielles de compression du béton et l'axe neutre de la poutre (Figure 6.5). Cet angle est déterminé à l'aide de la relation suivante :

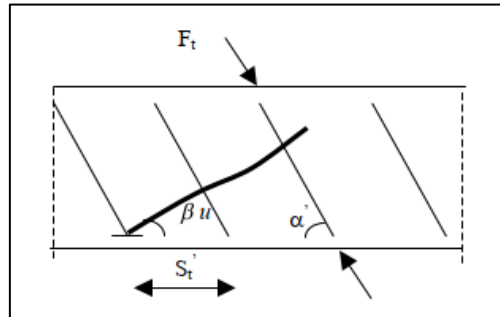


Figure. 6.5. Angle des bielles d'une poutre en béton précontraint

L'angle β_u , formé entre les bielles de béton comprimées et l'axe de la poutre, est calculé par l'équation suivante :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \quad (\text{Eq. 6.11})$$

τ_u : La contrainte de cisaillement ultime.

σ_{xu} : Contrainte normale longitudinale ultime

σ_{tu} : Contrainte normale transversale ultime

Borne de β_u : L'angle est limité à $\beta_u \geq 30^\circ$ pour garantir une répartition réaliste des contraintes

La contrainte de cisaillement maximale $\tau_{u,lim}$ que peuvent reprendre les armatures transversales (actives et passives) est donnée par :

$$\tau_{u,lim} = \frac{A_t \cdot f_e \cdot \sin(\alpha + \beta_u)}{b_n \cdot s_t \cdot \sin \beta_u} + \frac{F_{tu} \cdot \sin(\alpha' + \beta_u)}{b_n \cdot s_{t'} \cdot \sin \beta_u} \quad (\text{Eq.6.12})$$

A_t : aire totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales;

s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

α : angle de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre (angle compris entre 45° et 90°) ;

F_{tu} : effort résistant des aciers d'un cours d'armatures transversales de précontrainte ;

$s_{t'}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

α' : angle de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre (angle compris entre 45° et 90°).

Avec :

γ_p, γ_s : Coefficient de sécurité ($\gamma_p = \gamma_s = 1,15$ pour combinaisons fondamentales, 1.0 pour les combinaisons accidentelles).

On doit vérifier que $\tau_u \leq \tau_{u,lim}$ (éventuellement majoré de $\frac{f_{tj}}{3}$ si la section est partiellement comprimée).

$\frac{f_{tj}}{3}$: Contribution complémentaire de la zone comprimée du béton (résistance en traction f_{tj})

- **Cas particulier :**

Si les armatures transversales sont perpendiculaires à l'axe ($\alpha=90^\circ$) :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot s_t \cdot \gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \tan \beta_u \quad (\text{Eq.6. 13})$$

Cette inégalité garantit que les armatures passives reprennent l'excès de cisaillement non équilibré par le béton.

- **Dispositions constructives (Règle BPEL) :**

- Minimum d'armatures transversales : pour éviter la fragilité de l'âme et contrôler la fissuration, on respecte la condition suivante :

$$\left(\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot s_t \cdot \gamma_s} \sin \alpha \right) + \left(\frac{F_{tu} \cdot \sin \alpha'}{b_n \cdot s_{t'}} \right) \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{Eq.6. 14})$$

- Espacement des armatures de précontrainte: $S_t \leq 0,8h$ (ou h = la hauteur totale de la poutre)
- Espacement des armatures passives : $S_t \leq \min(0,8h, 3b_0, 1m)$, avec b_0 l'épaisseur minimale de l'âme

- **Remarque :**

Un angle des bielles plus faible augmente la contribution des armatures

Les coefficients de sécurité tiennent compte des incertitudes sur les matériaux et les charges.

Le terme $\frac{f_{tj}}{3}$ exploite la résistance résiduelle en traction du béton dans les zones comprimées.

6.4. Justification du béton

À l'état-limite ultime (ELU), il est essentiel de vérifier que les bielles de béton (zones comprimées formées sous l'effet du cisaillement) ne sont pas écrasées par les contraintes de compression. Cette vérification complète celles des armatures transversales et garantit la sécurité de la structure.

La contrainte de compression σ_b dans les bielles de béton doit rester inférieure à la contrainte ultime admissible du béton. Concrètement, cela se traduit par une limite imposée sur la contrainte de cisaillement réduite $\tau_{\text{réd},u}$, selon la formule :

$$\tau_{\text{réd},u} = \frac{0,85 \cdot f_{cj} \cdot \sin \beta_u}{3 \cdot \gamma_b} \quad (\text{Eq.6.15})$$

$\tau_{\text{réd},u}$: Contrainte de cisaillement réduite ultime, tenant compte de la précontrainte et des charges appliquées, calculée à partir de l'effort tranchant réduit $V_{\text{réd}}$, du moment statique S , et de la largeur nette b_n .

0.85 : Coefficient de réduction de la résistance du béton, tenant compte de la différence entre la résistance en laboratoire et in situ, ainsi que des effets de fissuration.

f_{cj} : Résistance caractéristique en compression du béton à j jours.

$\sin 2\beta_u$: Terme lié à l'angle β_u des bielles de béton avec l'axe de la poutre.

γ_b : Coefficient de sécurité partiel pour le béton (généralement $\gamma_b=1.5$ selon l'Eurocode, ou spécifié par les normes locales comme les BPEL).

6.5. Disposition constructive :

6.5.1. Précontrainte par post tension

a) Groupement des armatures de précontrainte

La norme impose une restriction sur le nombre de conduits regroupés horizontalement pour plusieurs raisons :

- **Évitement de la congestion des armatures :** Un excès de conduits côte à côte réduit l'espace disponible pour les armatures passives (aciers de béton armé) et complique la mise en place du béton. Cela peut entraîner des défauts de compactage (nids de gravier) et affaiblir la structure.

- **Répartition homogène des efforts de précontrainte :** Un groupement excessif en largeur concentre les contraintes de compression dans une zone localisée, ce qui peut provoquer des fissurations ou un écrasement du béton. Une répartition horizontale équilibrée assure une transmission uniforme des efforts.
- **Respect des exigences de couverture minimale :** Les conduits doivent être placés à une distance suffisante des parois (couverture minimale) pour protéger les armatures contre la corrosion et les agressions environnementales (ex. : humidité, gel). Un groupement horizontal excessif réduit cette couverture.
- **Compatibilité avec les ancrages:** Les systèmes d'ancrage des câbles de précontrainte nécessitent un espacement minimal entre les conduits pour permettre leur installation et leur serrage corrects.
- **On donne :**

b) Espacement des armatures de précontrainte

En section courante l'espacement horizontal e_h et l'espacement vertical e_v des conduits isolés ou des paquets de conduits doit satisfaire aux conditions suivantes (Figure 6. 6):

- **Espacement horizontal (e_h):** Il s'agit de la distance minimale entre deux conduits sur une même ligne horizontale :

Si $p \leq 2$ (1 ou 2 lignes) : $e_h \geq \phi$.

Si $p = 3$ (3 lignes) : $e_h \geq 1.5\phi$.

Si $q = 2$ (2 colonnes) : $e_h \geq 1.5\phi$ (applicable même si $p \leq 2$).

Avec : **p** : Nombre de lignes horizontales de conduits ($p \leq 3$).

q : Nombre de colonnes verticales de conduits ($q \leq 2$).

ϕ : Diamètre d'un conduit ou d'un paquet de conduits.

- **Espacement vertical (e_v):** Il s'agit de la distance minimale entre deux conduits sur une même colonne verticale :

Si $q = 1$ (1 colonne) : $e_v \geq \phi$.

Si $q = 2$ (2 colonnes) : $e_v \geq 1.2\phi$.

Valeur minimale absolue : $e_v \geq 4$ cm, quelle que soit la configuration.

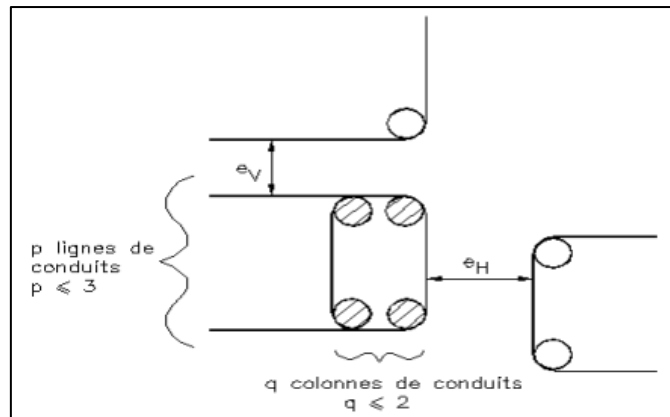


Figure 6. 6 Espacement des armatures de précontrainte

c) Distance des armatures de précontrainte aux parements

La distance minimale c entre un conduit (ou un groupe de conduits) et la surface du béton doit respecter les critères suivants :

$$c \geq 3/4 a$$

Diamètre maximal des conduits limité à 80 mm

Enrobage minimal (d) selon l'exposition :

- **3 cm** : pour les ouvrages protégés des intempéries
- **4 cm** : pour les ouvrages courants
- **5 cm** : pour les ouvrages exposés à un environnement agressif

b)- Précontrainte par Pré tension

- **Groupement des armatures de précontrainte**

En pré-tension, les tendons (fils ou torons) sont tendus avant le coulage du béton. Leur répartition homogène est cruciale pour éviter les concentrations de contraintes et assurer une transmission optimale des efforts au béton, pour éviter la perturbation de l'adhérence entre le béton et les tendons. Alors, les armatures de précontrainte par pré-tension ne doivent pas être groupées en paquets.

- **Espacement des armatures de précontrainte**

Espacement minimal = $3 \times$ diamètre du tendon.

Objectif : Garantir un enrobage suffisant autour de chaque tendon pour :

- Protéger contre la corrosion (éviter les chemins d'humidité entre les tendons).
- Permettre une bonne transmission des efforts par adhérence.
- Faciliter la mise en place du béton (éviter les vides).

- **Distance des armatures de précontrainte aux parements**

Distance minimale de l'axe au parement = $2,5 \times$ diamètre du tendon.

Objectif : Protéger les tendons des agressions externes (humidité, gel, etc.) et éviter leur exposition en cas de fissuration superficielle.

Conséquence d'un non-respect : Risque accru de corrosion et de détérioration prématurée de la structure.

- Exigences d'enrobage minimal

L'enrobage présente l'épaisseur de béton entre la surface du tendon et la paroi extérieure de l'élément structural. Les conditions d'enrobage sont résumées dans le tableau 6.1).

Tableau 6.1. Conditions d'enrobage des armatures de précontrainte en poste tension

Condition	Enrobage minimal	Justification
Parois coffrées en intérieur (locaux clos, pas de condensation)	1 cm	Environnement protégé $\Rightarrow$ Risque de corrosion faible.
Parois coffrées exposées (intempéries, condensation, liquides)	3 cm	Protection accrue contre l'eau, l'humidité ou les agents chimiques.
Parois non coffrées	3 cm ou 4 cm	Selon l'exposition (identique aux cas précédents). Les parois non coffrées (ex. béton projeté) ont une surface moins lisse $\Rightarrow$ besoin d'un enrobage légèrement supérieur pour compenser la rugosité.
Ouvrages en milieu agressif (ex. bord de mer, zones industrielles)	5 cm	Neutraliser les effets corrosifs des chlorures, sulfates, ou autres agents chimiques.

- Enrobage des armatures passives

Les armatures passives (non précontraintes) suivent des règles similaires, mais adaptées à leur rôle structural (Tableau 6.2).

Tableau 6.1. Conditions d'enrobage des armatures passives en poste tension

Condition d'exposition	Enrobage minimal	Justification
Parois en intérieur protégé (pas d'humidité)	1 cm	Risque minimal de corrosion.
Parois exposées (intempéries, condensation, liquides)	3 cm	Protection standard contre les agressions environnementales.
Ouvrages en milieu marin (embruns, brouillards salins) ou atmosphère très agressive	5 cm	Les chlorures et le sel accélèrent la corrosion $\Rightarrow$ enrobage renforcé pour garantir la durabilité.