



CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DES SILOS EN BÉTON ARMÉ ET EN BÉTON PRÉCONTRAIN (BAEL - BPEL91)



2006-2007

Sommaire

1. Silos.....	3
1.1 Valeurs caractérisant le produit ensilé et son interaction avec la paroi	3
1.2 Terminologie.....	5
1.3. Divers types de vidange et domaines de définition correspondants.....	6
Vidange géométriquement anormale	6
Vidange mécaniquement anormale	7
Vidange structurellement anormale.....	7
1.4 Domaine d'application des formules du type « silos »	8
1.5 Actions exercées par la matière ensilée	8
1.6 Actions corrigées.....	10
1.7 Actions sur le fond d'un silo.....	11
1.8 Actions Créées par les Vidanges Anormales ou le Processus d'Insufflation d'air ...	12
1.9 Calcul En béton armé.....	18
1.9.1 Actions à prendre en compte.....	18
1.9.2 Combinaisons d'actions.....	18
1.9.3 Calcul des sollicitations.....	19
1.9.4 Justification des sections.....	25
1.9.5 Dispositions constructives minimales	26
2. Magasins de stockage et silos-réservoirs.....	27
2.1 Magasins de stockage.....	27
2.1.1 Composante horizontale n sur la paroi.....	28
2.1.2 Composante verticale t sur la paroi.....	29
2.1.3 Action sur le fond.....	29
2.2 Silos-réservoirs.....	30
3. Calcul En Béton Précontraint.....	31
3.1. Principe de calcul de la structure	31
3.2. Précontrainte	31
3.3. Actions.....	33
3.4. Combinisons d'actions	33
3.5. Sollicitations.....	34
3.6. Justifications des sections aux états-limites de services	34
3.6.1. Sens horizontal.....	34
3.6.2. Sens vertical.....	35
3.7. Justifications des sections aux états -limites ultimes de résistance	35
3.8. Effets de la température et du retrait.....	35
3.9. Dispositions constructifs	35
3.9.1. Épaisseur minimale de la paroi.....	35
3.9.2. Position du câble	36
3.9.3. Dispositions des ancrages.....	36
3.9.4. Pourcentages minimaux d'armature passive	36
4. Exécution des travaux.....	36
5. Exemple de calcul.....	38
5.1 Calcul silo central :	38
5.2 Calcul silo (éléments préfabriquées verticaux) :	43
Bibliographie.....	46

1. Silos

Un silo est un ouvrage normalement destiné au stockage de produits pulvérulents et secs. Il existe trois familles d'enceintes de stockage qui sont : - les « silos » proprement dit – les « magasins de stockages » – les « silos- réservoirs ». Un silo isolé comporte un corps vertical à section constante, mais, fréquemment, plusieurs cellules à section droite polygonale ou circulaire sont accolées : l'ensemble constitue alors une *batterie* de silos. Dans un tel cas, les cellules ont, deux à deux, une paroi ou une génératrice commune. Quatre cellules circulaires accolées isolent entre elles une cellule dite « en as de carreau », également utilisée pour le stockage.

Les phénomènes qui se produisent à l'intérieur d'un silo lors du remplissage ou lors de la vidange sont complexes et difficiles à appréhender par des lois simples. Parmi les diverses méthodes de détermination des actions dans les silos, celles qui sont généralement utilisées font état de courbes de poussée avec asymptote, le plus souvent de type exponentiel.

Pendant très longtemps, on a appliqué la formule dite de Koenen-Janssen (1895) avant que des résultats expérimentaux ne montrent que certaines des hypothèses adoptées par Koenen étaient incorrectes. La théorie des silos a fait un pas décisif, d'abord en 1956 lorsque MM. Caquot et Kérisel ont montré qu'il fallait considérer deux états distincts de contraintes sur la paroi, l'un au remplissage et l'autre à la vidange, puis en 1964 lors de la publication des normes allemandes DIN 1055-1 et - 6.

Il a cependant fallu attendre 1975 pour que paraissent en France les premières « Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton ». Ces Règles ont été révisées en juillet-août 1986 . Elles fixent de manière **indissociable** : un domaine de définition du silo, une méthode de calcul des pressions exercées sur les parois, ainsi que des valeurs numériques conventionnelles pour les paramètres caractérisant un certain nombre de produits couramment ensilés et des coefficients numériques à prendre en compte pour l'interaction nature du produit nature de la paroi.

Ces Règles, auxquelles il convient de se reporter pour de plus amples détails, s'appliquent uniquement aux produits pulvérulents et excluent de leur domaine d'application ceux qui possèdent ou peuvent acquérir une cohésion.

Ces derniers exigent toujours une étude spécifique appropriée. Ils ont en effet souvent donné lieu à de graves mécomptes, car ils sont sujets à un phénomène de prise en masse avec retrait, qui s'accompagne d'une diminution considérable du frottement de la matière ensilée sur les parois et d'un accroissement corrélatif des pressions sur les fonds. Si ce phénomène n'a pas été correctement pris en compte, les pressions sur les fonds peuvent excéder largement les valeurs qui ont été admises pour calculer et armer ces derniers. Les désordres, tels que des arrachements, qui en résultent, nécessitent des réparations longues et coûteuses et entraînent inévitablement des pertes d'exploitation importantes pendant la durée de celles-ci. De même, certains systèmes d'extraction dits planétaires peuvent donner naissance à des dissymétries d'efforts et à des effets dynamiques générateurs de désordres à la base des silos (vidange dite structurellement anormale) car fréquemment sousestimés.

1.1 Valeurs caractérisant le produit ensilé et son interaction avec la paroi

Un produit ensilé est caractérisé par :

- son poids volumique γ ;
- son angle de frottement interne φ ;
- son angle de frottement δ sur la paroi du silo.

γ , φ et δ sont supposés constants ; γ et φ sont définis conventionnellement pour un certain nombre de produits de base (Tableau 1).

Produit	γ (kN/m ³)	φ (°)
Ciment ⁽¹⁾	14,7	28
Clinker ⁽²⁾	14,7 à 15,7	33
Cru de cimenterie ⁽¹⁾	13,0	26
Plâtre ⁽¹⁾	12,25	25
Poudre de charbon ⁽¹⁾	8,35	25
Blé	8,35	26
Maïs	7,85	24
Orge	8,1	24
Colza	7,0	24
Soja en graines	7,5	27
Tournesol	5	22
Sorgho	7,35	23
Riz décortiqué	8,6	30
Farine de blé ⁽¹⁾	8,8	20
Sucre granulé	9,0	30

Si la hauteur h de produit stocké au-dessus du plan de base dépasse 10 m, multiplier les valeurs de γ par $1 + \frac{h - 10}{500}$.

Le poids volumique du clinker peut varier dans les limites indiquées ci-dessus. Il appartient au maître d'ouvrage de préciser la valeur à prendre en compte dans les calculs, en prenant notamment en considération le poids spécifique des grains constitutifs ainsi que la proportion de fines pouvant s'insérer dans la granulométrie.

Tableau 1- Poids volumiques et angles de frottement interne conventionnels de différents produits

Les parois en béton sont classées en trois catégories :

- **paroi A** : paroi à cannelures horizontales ;
- **paroi B** : béton non revêtu ;
- **paroi C** : béton revêtu d'une peinture.

Dans les Règles professionnelles, la valeur conventionnelle de l'angle de frottement δ sur la paroi est définie par la relation :

$$\rho = \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \varphi}$$

Les valeurs **conventionnelles** de ρ sont données dans le tableau 2.

Granularité (selon type de produit)	Paroi A	Paroi B ⁽¹⁾
Poudres	0,87	0,80
Petits grains (céréales, sucre) sauf cas spéciaux	0,87	0,75 ⁽¹⁾
Gros grains (clinker)	0,87	0,70
Cas spéciaux (oléagineux, riz)	0,75	0,65

(1) Seul produit ayant fait l'objet d'essais pour une paroi C, le sucre, avec $\rho = 0,50$.

Tableau 2 - Valeurs conventionnelles du rapport $\rho = \text{tg } \delta / \text{tg } \varphi$

1.2 Terminologie

Le **rayon hydraulique** r_h est le rapport de l'aire de la section droite d'une cellule à son périmètre :

- $r_h = \frac{R}{2}$ pour une cellule circulaire de rayon R ;
- $r_h = \frac{ab}{a+b}$ pour une cellule rectangulaire $2a \times 2b$;
- $r_h = \frac{r-r'}{2}$ pour une couronne circulaire de grand rayon r et de petit rayon r' .

La **rive de remplissage** R_r est la ligne d'intersection des parois du silo avec la **surface de remplissage**, limitant supérieurement le volume du produit ensilé (figure 1).

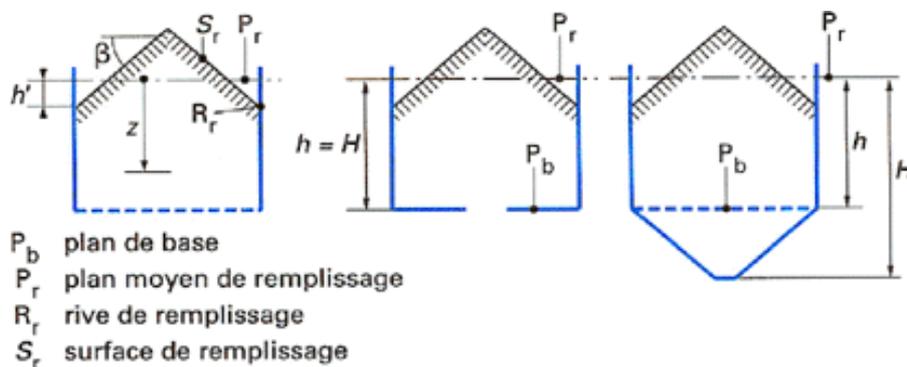


Figure 1- Silos : notations et terminologie

Le **plan moyen de remplissage** P_r est le plan horizontal délimitant le même volume de produit que la **surface de remplissage** S_r .

Ce plan est pris pour origine des abscisses de profondeur z .

Le **plan de base** P_b est le plan horizontal le plus profond coupant le silo suivant sa section courante S . Sa cote est h . La profondeur à laquelle se trouve l'orifice de vidange est désignée par H .

Pour un silo circulaire à admission centrale, si β est l'angle du cône formant le talus supérieur avec le plan horizontal, la profondeur h' de la rive de remplissage est :

$$h' = \frac{2}{3} r_h \tan \beta$$

On appelle **élancement** le rapport $\frac{H}{r_h}$.

1.3. Divers types de vidange et domaines de définition correspondants

On distingue les types de vidange en quatre groupes qui sont :

Vidange normale

La vidange d'un silo est dite normale lorsque les trois conditions suivantes sont réunies simultanément :

- l'écoulement se fait exclusivement par gravité ;
- il n'existe aucune structure à l'intérieur du silo ;
- l'orifice ou les orifices de vidange sont situés sur le fond et entièrement contenus à l'intérieur d'un contour centré déduit du contour de la section du silo par une homothétie de rapport 0,4.
-

Vidange géométriquement anormale

Il y a une vidange géométriquement anormale lorsque la dernière condition de la vidange normale ne se réalise pas.

On considère la section d'un silo au niveau du plan de base.

On désigne par :

(c) le contour de cette section,

(o) le centre de celle-ci,

(v) la projection sur le plan de base de l'ensemble des contours des orifices de vidanges du silo considéré.

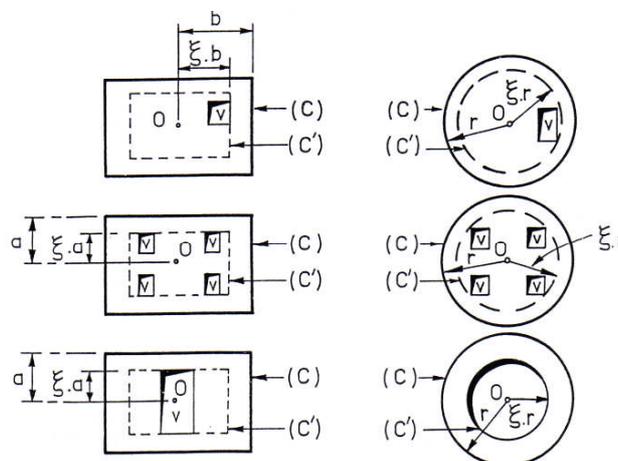


Figure 2 - Vidange géométriquement anormale

On appelle ξ d'homothétie (de centre O) qui fait correspondre au contour (c) le plus petit contour homothétique (c') qui contienne l'ensemble des contours (v). ξ est la coordonnée relative du point de vidange le plus excentré.

On dit qu'il y a vidange géométriquement anormale si ce rapport ξ est supérieur à 0,4.

Vidange mécaniquement anormale

On désigne par vidange mécaniquement anormal une vidange qui, s'effectuant soit par le fond, soit par une paroi latérale à proximité immédiate du fond, est facilitée par l'insufflation d'air sous pression.

On suppose en outre qu'il n'y a pas de structure interne, telle que celle mentionnées dans les silos de vidanges structurellement anormale, autre que les tubes d'insufflation d'air.

Vidange structurellement anormale

On désigne ainsi tout type de vidange qui fait intervenir une structure interne du silo ou des procédés de vidange et de remplissage programmés.

Par exemples :

- les procédés à vidange par cheminée pourvue d'ouverture à tous les niveaux.
- les procédés à vidanges par ouvertures nombreuses et à faible débit, situées sur un fond plat, l'évacuation des matériaux se faisant sans mise en mouvement de la masse et création de dénivellations importantes à sa surface supérieure, à l'aide de vidange et remplissage programmés.
- les procédés avec des éléments de la structure tel que poutres, plaques, cônes – en saillie vers l'intérieur par rapport à la surface interne du silo.

La valeur limite du rayon hydraulique est fixé à 7,5m dans les cas suivants :

- toutes les vidanges « normales », « géométriquement anormales » et « mécaniquement anormales ».

- les seules vidanges « structurellement anormales » qui sont à cheminée centrale pourvue d'ouvertures à tous les niveaux, et uniquement si le matériau ensilé est une céréale.

La valeur limite du rayon hydraulique est fixé à 15m dans les cas ou les conditions suivantes sont réunies :

la vidange est structurellement anormale, du type à vidange par

- ouvertures nombreuses et à faible débit, avec vidanges et remplissage programmés.

- le matériau ensilé est du sucre.

- l'élanement $\frac{H}{r_h} \leq 6$.

1.4 Domaine d'application des formules du type « silos »

Les formules qui suivent ne s'appliquent qu'aux cas où :

- $\frac{H}{r_h} \geq 3,5$;
- $r_h \leq 7,5$ m dans le cas, traité ici, de vidange « normale » ;
- $h - h' \geq 0,6H$.

1.5 Actions exercées par la matière ensilée

Les formules données ci-après sont indissociables des valeurs conventionnelles adoptées pour les paramètres γ , φ et δ (tableaux 1 et 2).

Les hypothèses, ainsi que le développement des calculs qui conduisent à ces formules peuvent être trouvées en [2] .

Pour l'étude mathématique, on considère l'équilibre d'une tranche de matière comprise entre deux surfaces U et U + dU dites « conjuguées », déduites par translations verticales vers le bas de la surface de remplissage. Le volume de matière compris entre ces deux surfaces est en équilibre sous l'action de son poids, de celui de la matière située au-dessus du volume considéré, de la réaction de la matière située au-dessous et de l'effort de frottement contre les parois.

Les cotes de profondeur sont mesurées par rapport au niveau horizontal du plan moyen de remplissage (cote zéro, prise pour origine).

On désigne par (figure 3 et 4) :

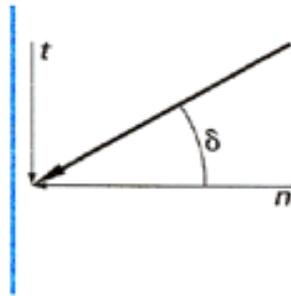


Figure 3- Actions sur la paroi d'un silo

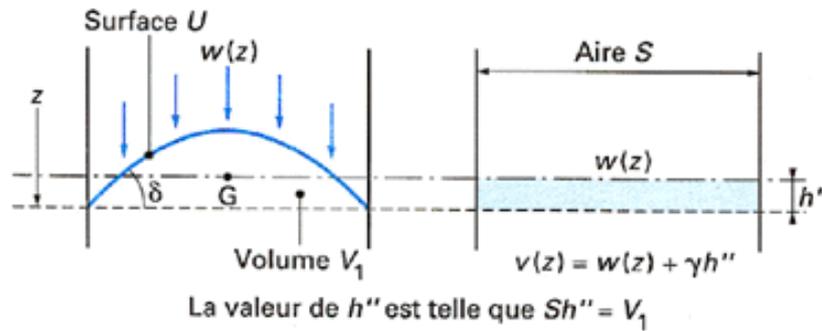


Figure 4- Pression verticale sur le plan de cote z

- n la composante normale de la contrainte appliquée à la paroi du silo le long du contour d'une surface U donnée ;
- t la composante tangentielle, verticale, de la même contrainte, définie par $t = n \tan \delta$;
- w la contrainte verticale par unité de surface en projection horizontale agissant en tout point de la surface U , et supposée constante sur toute cette surface ;
- λ le rapport n/w qui, comme n et w eux-mêmes, ne dépend que de la surface U considérée ;
- T la résultante des forces de frottement agissant sur une bande de largeur unitaire entre la rive de remplissage et la profondeur z .

En pratique, deux états de la matière sont à considérer, et les calculs doivent être successivement conduits pour chacun d'eux. Dans chacun de ces états, dits état 1 et état 2, le paramètre λ conserve une valeur constante pour toutes les surfaces U .

■ **L'état 1** est caractérisé par un équilibre limite correspondant à l'apparition de plans obliques de glissement au voisinage immédiat de la paroi verticale ; il conduit aux valeurs les plus fortes de la pression moyenne v sur un plan horizontal.

Pour cet état :

$$\lambda = \lambda_1 = \frac{1 - m \sin \varphi}{1 + m \sin \varphi} \cos^2 \delta$$

avec $m = \sqrt{1 - \rho^2}$

■ **L'état 2** correspond en principe au glissement en bloc du « stock-modèle » (stock compris entre la surface U et la surface de remplissage) le long des parois internes ; il conduit aux valeurs les plus défavorables des actions n , t et T appliquées à la paroi verticale.

Pour cet état :

$$\lambda = \lambda_2 = \cos^2 \delta$$

À la valeur de λ relative à chacun des deux états d'équilibre, on fait correspondre une **hauteur de référence** z_0 définie par :

$$z_0 = \frac{r_h}{\lambda \tan \delta} \quad (z_{01} \text{ associé à } \lambda_1, z_{02} \text{ associé à } \lambda_2)$$

Dans ces conditions, on peut montrer que l'expression de la composante nominale horizontale n prend la forme :

$$n(z) = \gamma \lambda z_0 \left[1 - \exp\left(-\frac{z - h''}{z_0}\right) \right]$$

avec h'' profondeur de la rive de remplissage du stock-modèle par rapport au plan moyen de remplissage (qui est aussi la hauteur moyenne de produit entre la surface conjuguée U et le plan horizontal de sa rive).

Pour un silo à section circulaire :

$$h'' = \frac{1}{2} r_h \tan \delta$$

Pour un silo à section polygonale :

bien que la courbe d'intersection de la surface de remplissage et des parois ne soit pas une courbe plane, contenue dans un plan horizontal, les Règles « Silos » définissent néanmoins une valeur du paramètre h'' considérée comme constante, ce qui permet d'étendre au cas des silos à section non circulaire la validité des formules établies pour les silos à section circulaire.

Pour un silo à section rectangulaire $2a \times 2b$ ($a \leq b$) :

$$h'' = \frac{a}{2} \left(3 - \frac{a}{8} \right) \tan \delta$$

La pression nominale moyenne sur le plan de base ($z = h$) est :

$$v(h) = w(h) + \gamma h'' = \frac{n(h)}{\lambda} + \gamma h''$$

La résultante nominale T des forces de frottement ($t = n \tan \delta$) agissant sur une bande de largeur unité entre la rive de remplissage et le plan de base est donnée, quelle que soit la forme du silo, par :

$$T = r_h [\gamma h - v(h)]$$

1.6 Actions corrigées

En raison des variations possibles du paramètre λ en fonction de la profondeur qui pourraient entraîner des sous- ou surpressions sur certaines parties de la hauteur, on prend, pour le calcul des parois sous l'action de la poussée horizontale :

$$n_c(z) = 1,15 n(z)$$

Pour tenir compte d'une part de l'incertitude relative à la loi de distribution de la pression sur le fond due à l'influence, que l'on ne peut évaluer, de la forme de ce dernier et du système de vidange, et d'autre part du risque de surpressions dues à des « ruptures de voûtes » au sein de la matière ensilée, on prend dans le calcul des fonds ou des trémies :

$$v_c(h) = 1,35 v(h)$$

(Compte tenu du caractère cumulatif de cette action, la valeur de T n'a pas à être majorée).

1.7 Actions sur le fond d'un silo

On n'envisage ici que le cas où la vidange est **normale**, Si l'une au moins de ces trois conditions (vidange normale) n'est pas remplie, on se trouve dans un cas de vidange **anormale**, qui peut être géométriquement, mécaniquement, ou encore structurellement, anormale. Les cas de vidange anormale sont trop nombreux et leur étude exige de trop longs développements.

Sur un fond plan horizontal, on admet que l'action exercée par la matière ensilée est une pression verticale uniformément répartie, égale à $v_c(h)$.

Pour un silo à trémie, à défaut d'autre méthode, les actions sur le fond incliné sont calculées à partir (figure 5) :

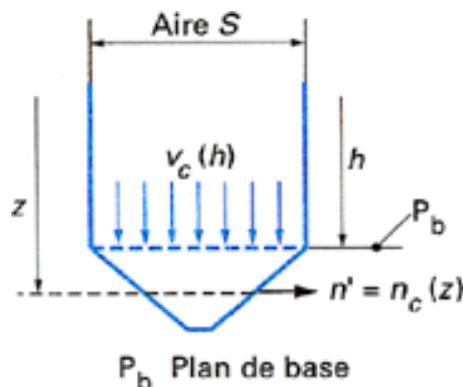


Figure 5- Pression sur le fond d'un silo à trémie

- de l'action verticale corrigée $v_c(h)$ à la profondeur h ;
- de l'action horizontale corrigée $n_c(z)$ à la profondeur $z (> h)$, cette action étant déterminée comme si, à cette profondeur, la paroi était encore verticale.

Au niveau z , la pression verticale est égale à la pression sur le plan de base, augmentée de celle due au poids de la matière contenue entre les cotes h et z , corrigée par le coefficient $k_v = 1,35$:

$$v' = v_c(h) + k_v \gamma (z - h)$$

Sur toute surface unitaire de paroi de trémie, à la profondeur z , d'obliquité α par rapport à l'horizontale (donc de hauteur $\sin \alpha$ en projection verticale et de longueur $\cos \alpha$ en projection horizontale) s'exerce une force ayant pour composantes :

- horizontalement : $n' \sin \alpha$, en posant $n' = n_c(z)$;
- verticalement : $v' \cos \alpha$; à cette composante vient s'ajouter le poids propre g correspondant à la surface unitaire de trémie considérée (figure 6).

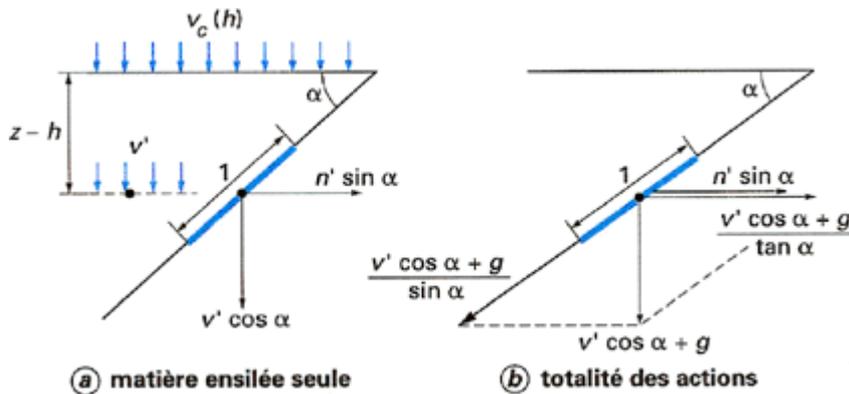


Figure 6 - Décomposition des forces dans une paroi de trémie

1.8 Actions Créées par les Vidanges Anormales ou le Processus d'Insufflation d'air

Actions Créées dans les silos à Vidanges Géométriquement Anormales

Pour les silos à vidages géométriquement anormal, le deuxième état d'équilibre correspond à « état 3 ».

La **hauteur total H_t** de la jupe est la hauteur comprise entre le plan de base et le niveau supérieur du béton délimitant l'emprise de la cellule.

On désigne par « **l'altitude** » de tout point de la jupe par rapport au plan de base (figure 7).

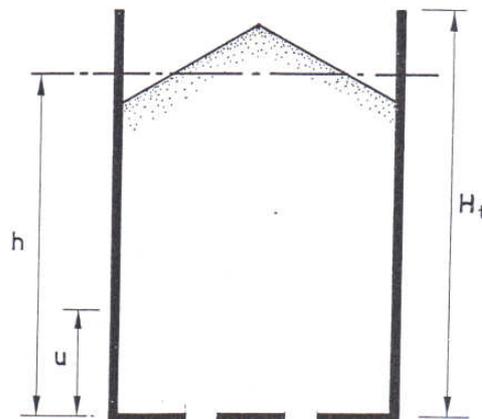


Figure 7 - silos à vidages géométriquement anormal

l'état 3 est, pour ces silos caractérisé par une action majorée sur la paroi, que on prend égal à :

Dans le cas d'un silo de section rectangulaire

$$n_3 = n_2 + \frac{n_1}{15} \cdot \left(1 - \frac{4u}{5H_t}\right) \text{ lorsque } 0,6 \leq \xi \leq 1$$

$$n_3 = n_2 + \frac{n_1}{15} \cdot (5\xi - 2) \cdot \left(1 - \frac{4u}{5H_t}\right) \text{ lorsque } 0,4 < \xi < 0,6$$

on admet que l'action n_3 s'applique uniformément sur les 4 faces du silo.

n_2 est déterminée comme dans le cas de vidange normale $n(z) = \gamma \lambda z_0 \left[1 - \exp\left(-\frac{z - h''}{z_0}\right)\right]$.

n_1 est déterminée comme dans le cas de vidange normale (pour $z=h$)

si $n_3 > n_2$ on a une majoration des sollicitations de rapport $\frac{n_3}{n_2}$

Dans le cas d'un silo de section circulaire ou polygonale

à grand nombre de côtés, on considère la plus défavorable des deux charges suivantes :

- Action sur la paroi, uniforme le long du périmètre d'une section horizontale, (égale à n_3).
- Action sur la paroi, uniforme le long du périmètre d'une section horizontale, (égale à n_2), l'effort normal dû à cette action étant combiné avec un moment d'ovalisation M_{ov} déterminé à la suite.

Pour le moment d'ovalisation on définit trois configurations importantes :

- **Première configuration** : jupe solidaire en pied d'un plancher ou d'une ceinture rigide empêchant l'ovalisation à ce niveau, mais libre en tête.
- **Deuxième configuration** : jupe solidaire en pied et en tête d'un plancher ou d'une ceinture rigide empêchant l'ovalisation à ces niveaux.
- **Troisième configuration** : jupe libre en pied (paroi posée sur appui glissant).

Il y a lieu de distinguer :

- d'une part le moment d'ovalisation dans la paroi qui dépend à la fois de la configuration et de l'altitude u du point considéré.

- d'autre part le moment d'ovalisation dans les raidisseurs, dont il y a lieu de tenir compte lorsque ceux-ci sont constitués par des ceintures.

Ces moments sont respectivement donnés par les expressions suivantes :

➤ Paroi :

$$M_{ov} = \pm M_{ref} \cdot G(\Psi, u / H_t) \cdot \frac{1}{1 + \frac{4n_{02}}{E_i} \cdot \frac{r^3}{h_0}}$$

➤ Ceinture de tête :

$$M_{ov t} = \pm M_{ref} \cdot H_t \cdot K_t(\Psi)$$

➤ Ceinture de pied :

$$M_{ov p} = \pm M_{ref} \cdot H_t \cdot K_p(\Psi)$$

expressions où :

$$\Psi = \frac{H_t}{r} \sqrt{\frac{h_0}{r}}$$

r rayon,
h₀ épaisseur,
H_t hauteur totale de la paroi
u altitude du point considéré

M_{ref} = le moment de référence est défini comme étant :

$$M_{ref} = \mu \cdot n_1 \cdot r^2 \quad \text{lorsque } 0,6 \leq \xi \leq 1$$

$$M_{ref} = \mu \cdot n_1 \cdot (5\xi - 2) \cdot r^2 \quad \text{lorsque } 0,4 < \xi < 0,6$$

Formules dans lesquelles :

μ est un coefficient qui peut être pris égal à :

1/200 pour les silos en béton armé de première catégorie ou les silos en béton précontraint.

1/300 pour les silos en béton armé de deuxième catégorie.

1/400 pour les silos en béton armé de troisième catégorie.

E_i = module d'élasticité

n₀₂ = valeur de l'action n à l'état 2(en l'absence du coefficient de comportement qn) au niveau considéré et les fonctions G, k_t et k_p son définies par :

- Cas de la première configuration (jupe liée en pied, libre en tête) la fonction G(Ψ, u / H_t) est donné par la figure 8.

Cas de la deuxième configuration voir figure 9.

Cas de la troisième configuration (liaisons négligeables) on adopte pour toute la valeur de Ψ :

$$G(\Psi, u / H_t) = \left(1 - \frac{4}{5} \frac{u}{H_t}\right)$$

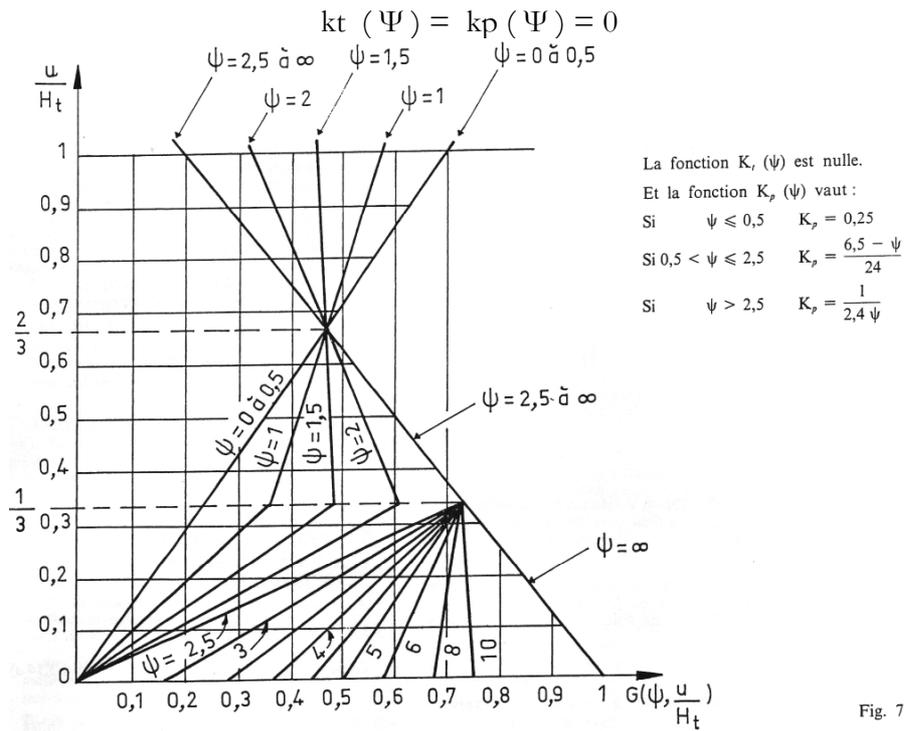


Fig. 7.

Figure 8

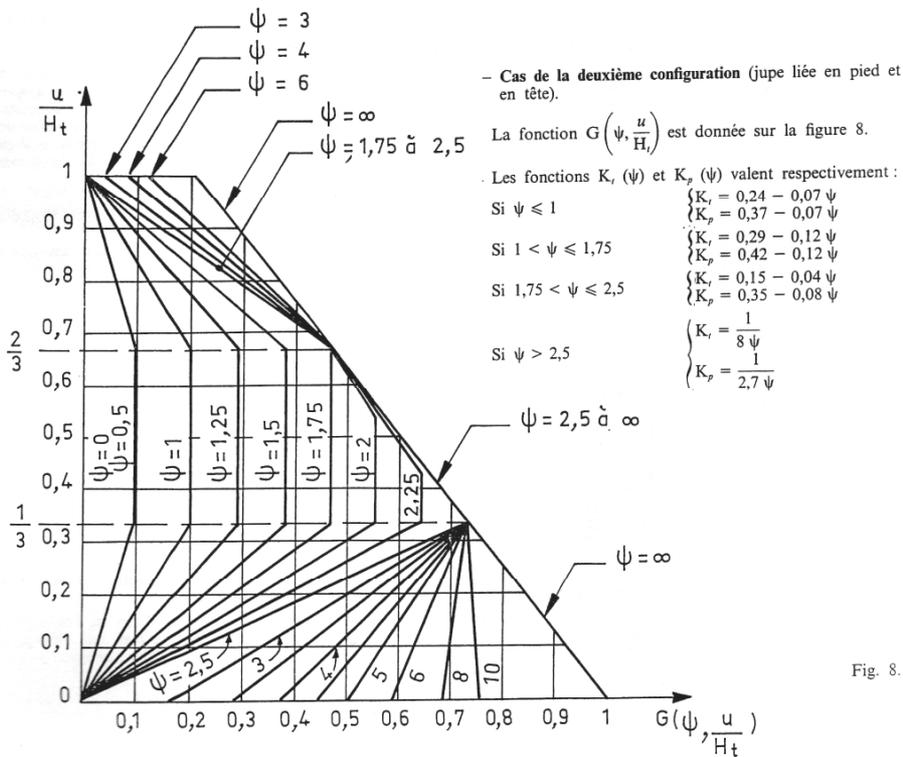


Fig. 8.

Figure 9

Actions Créées par les processus d'insufflation d'air (sauf silos d'homogénéisation)

Il s'agit des installations où la vidange est mécaniquement anormale par insufflation d'air et celles où une ventilation du matériau est recherchée, indépendamment de toute considération de vidange.

Pour l'ensemble de ces installations, il convient de distinguer deux cas, celui où l'influence de la pression d'air ne s'exerce que sur un volume limité, et les autres cas.

a) Cas où l'influence de la pression ne s'exerce que sur une portion réduite du volume.

On peut définir un tel cas de la manière suivante :

- la pression de la phase gazeuse ne dépasse pas 5 % de l'action n_1 sur la paroi, à tout niveau entre les profondeurs 0 et $H - h_f$,
- la hauteur h_f (à partir du niveau de l'orifice de vidange), sur laquelle la pression de l'air peut être supérieure à $n_1 / 20$, ne dépasse pas $H / 20$; soit p la valeur de cette pression.

Lorsque ces conditions seront remplies, on pourra négliger la pression de l'air sur les 95 % de la hauteur à partir du haut, et ne prendre en compte au-dessous que la plus défavorable des actions - celles dues au matériau d'une part et celle due à l'air d'autre part.

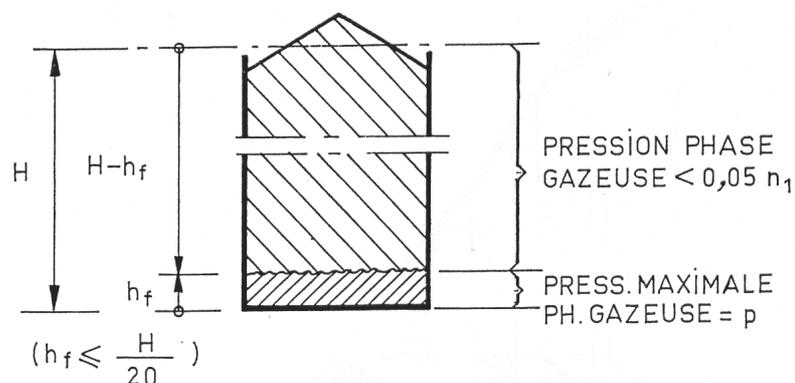


Figure 10

b) Autres cas (sauf ceux des silos d'homogénéisation)

Dans ces cas, le mode de prise en compte de la pression de l'air doit être déterminé en liaison avec le Maître de l'ouvrage, à qui il appartient de définir, en particulier, les pressions maximale et minimale de l'air, ainsi que sa loi de répartition et le mode de prise en compte des actions correspondantes.

Actions Créés dans Les Silos à Vidange Structurellement Anormale

Le deuxième état d'équilibre, dit « état 4 » est caractérisé par une action n_4 sur la paroi, calculée en prenant pour λ la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\lambda_4 = 1,4\lambda_1 \text{ et } \lambda_2$$

Dans le cas général, λ_4 est inférieur à λ_2 ; et les vidanges structurellement anormales envisagées correspondent donc à des valeurs de n inférieures à celles d'une vidange normale. (Il est rappelé que ce cas concerne notamment les grands silos à sucre).

Définition des Silos d'homogénéisation par Brassage d'ensemble

On appelle silo d'homogénéisation par brassage d'ensemble, un silo dans lequel l'introduction d'air sous pression tend à créer un brassage général du stock de matériau ensilé.

Modèle mécanique

On considère comme modèle mécanique des silos (à vidange normale ou géométriquement anormale) un silo dans lequel l'introduction d'air sous pression a pour résultat de faire en sorte que le stock de matériaux pulvérulents brassés se comporte comme un mélange de liquides miscibles.

On désigne par γ' le poids volumique apparent du liquide équivalent, γ' étant inférieur au poids volumique γ du matériau au repos.

Actions à Prendre en Compte dans les Silos d'homogénéisation

On se place à l'intérieur du domaine de définition admis pour les silos à vidange normale ou géométriquement anormale (ou mécaniquement anormale), et l'on suppose en outre que la définition mécanique des silos d'homogénéisation par brassage d'ensemble est valable dans le cas considéré.

On prendra en compte les trois états suivants, en supposant pour chacun d'eux que le matériau remplit la totalité du silo :

- le premier état, dit « état 1 » ;
- le deuxième état, dit « état 2 » si la vidange est normale, et « l'état 3 » si la vidange est géométriquement anormale ;
- un état, dit « état 5 » dans lequel le matériau est supposé se comporter comme un liquide de poids volumique γ'

Pour le calcul des actions correspondant aux états 1, 2 et 3, on prend en compte les valeurs de (ϕ et γ fixées pour le matériau stocké (au repos), compte tenu de la nature de la paroi et de la granulométrie.

1.9 Calcul En béton armé

1.9.1 Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte sont celles dues aux :

■ Charges :

- permanentes G (poids propre, équipements fixes, etc.) ;
- variable d'exploitation Q (matière ensilée, équipements mobiles, etc.) ;
- climatiques (vent W , neige S_n) ;
- accidentelles (séisme SI) et/ou autres charges, si les documents particuliers du marché en font état et en fixent les valeurs nominales.

■ Déformations imposées T :

- effets de la température intérieure et extérieure ;
- effets du retrait.

1.9.2 Combinaisons d'actions

■ Vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, en dehors des situations accidentelles :

$$(C_1) = 1,35 G + 1,5 Q + W + T$$

$$(C_2) = G + 1,5 Q + W + T$$

$$(C_3) = G + 1,5 W + 1,3 Q + T$$

■ Vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, lors des situations accidentelles (séisme) :

$$(C_4) = G + Q + SI + T$$

■ Vis-à-vis des états-limites de service (fissuration) :

$$(C_5) = G + Q + W + T$$

Dans toutes ces combinaisons, les actions dues à la matière ensilée qui rentrent dans le terme Q sont les actions déjà corrigées par les coefficients 1,15 ou 1,35 (cf. § 1.5).

Remarques :

1 . Dans toutes les combinaisons précédentes, la neige (S_n) peut être substituée au vent (W).

2 . Il est rappelé que si l'on désigne par V le vent « normal » défini par les Règles NV 65, dans les combinaisons d'état limite ultime, W représente 1,2 V alors que, dans les combinaisons d'état limite de service, $W = V$.

Les Règles professionnelles [2] contiennent d'utiles indications pour la détermination des effets de la température et du retrait et, en particulier, pour la détermination du moment dû au gradient thermique $\Delta\theta/h_0$ résultant de la différence entre la température T_e de l'air extérieur et celle T_i soit du volume d'air confiné à l'intérieur du silo, soit du matériau stocké ($\Delta\theta < T_i - T_e$; h_0 épaisseur de la paroi).

1.9.3 Calcul des sollicitations

▪ **Silos à cellules rectangulaires**

• **Cellules**

On considère, à différentes profondeurs, des cadres de hauteur unitaire soumis à la pression interne uniforme $n_c(z)$.

Ces cadres sont étudiés par les méthodes traditionnelles de la Résistance des Matériaux. Les parois sont soumises à la flexion composée avec traction (réactions des parois orthogonales).

• **Trémies**

Si α_a et α_b sont les inclinaisons des parois sur l'horizontale, la pression horizontale dans un cadre de hauteur unité suivant la pente et de dimensions moyennes $2a_z \times 2b_z$ prend les valeurs (figure 5).

$$p_a = n' \sin \alpha_a + \frac{v' \cos \alpha_a + g}{\tan \alpha_a} \quad \text{sur le coté } 2 a_z$$

$$p_b = n' \sin \alpha_b + \frac{v' \cos \alpha_b + g}{\tan \alpha_b} \quad \text{sur le coté } 2 b_z$$

avec g poids propre de la trémie et de ses équipements rapporté à l'unité de longueur de paroi.

Suivant la pente, les trémies étant suspendues aux parois, les efforts de traction à équilibrer par unité de longueur sont respectivement :

$$\frac{v' \cos \alpha_a + g}{\tan \alpha_a} \quad \text{et} \quad \frac{v' \cos \alpha_b + g}{\tan \alpha_b}$$

Les armatures correspondantes doivent être largement ancrées dans les parois verticales. Celles-ci sont, à leur base, calculées et armées comme des poutres-cloisons. Dans les goussets de raccordement entre les parois, on ajoute, parallèlement aux arêtes d'intersection, **des barres de suspension** dont le rôle est de reporter directement sur les poteaux une part importante des efforts.

- **Silos circulaires**

- **Cellules**

Les parois sont soumises à un effort normal de traction dû à $n_c(z)$ et à des efforts de flexion dus :

- aux liaisons entre cellules accolées ;
- à la présence de cellules pleines contiguës à des cellules vides ;
- à l'action des matières stockées dans les cellules en as de carreau.

- **Trémies**

Elles se calculent comme précédemment, avec $\alpha_a = \alpha_b = \alpha$. On prévoit généralement une ceinture à la base des parois.

Sollicitations à prendre en compte dans la paroi verticale

Il convient de distinguer d'une part les sollicitations dues aux actions d'ensemble, d'autre part les sollicitations dues aux actions d'ensemble et aux actions locales. Les combinaisons d'actions à considérer sont fixées par les règles spécifiques de calcul de chaque catégorie d'ouvrage. Ce principe général de calcul par superposition d'actions d'ensemble et d'actions locales est également applicable et généralisable à des anneaux non circulaires et même à des ouvrages tubulaires à section creuse

Sollicitations dues aux actions d'ensemble

Il s'agit des sollicitations qui intéressent l'ensemble de l'ouvrage et qui peuvent être rapportées au centre de gravité de toute section horizontale (figure 11) :

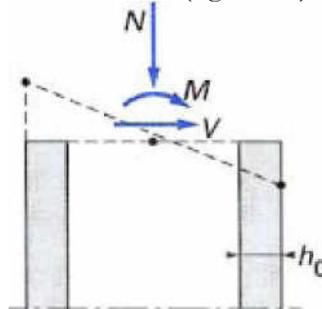


Figure 11– Sollicitations dues aux actions d'ensemble

- l'effort normal N est dû au poids propre, aux équipements divers, aux charges d'exploitation, à l'action de portance du vent, au séisme ;
- le moment de flexion M est dû à l'action d'ensemble du vent, à une dissymétrie éventuelle des charges d'exploitation, à l'ensoleillement, aux actions du second ordre (dus au déplacement d'une section), au séisme ;
- l'effort tranchant V provient de l'action d'ensemble du vent ou de l'action du séisme.

Dans le cas de cellules non indépendantes (batteries de silos par exemple), il faut en outre tenir compte des efforts de liaison avec les autres cellules suivant les cas de charge, ou induits par la torsion d'ensemble sous l'action du séisme, etc.

Les sollicitations définies ci-dessus engendrent des forces verticales N_v par unité de longueur de chaque section horizontale de l'ouvrage, celui-ci étant considéré dans son ensemble comme un tube mince. La loi de distribution de N_v le long du contour de ce tube est déterminée en admettant la loi de Navier, dans l'hypothèse d'une structure élastique et non fissurée.

Sollicitations dues aux actions d'ensemble et locales

Il s'agit des sollicitations qui intéressent l'épaisseur du corps de l'ouvrage et qui peuvent être rapportées au centre de gravité de toute section de largeur unitaire soit dans le sens vertical, soit dans le sens horizontal (figure 12).

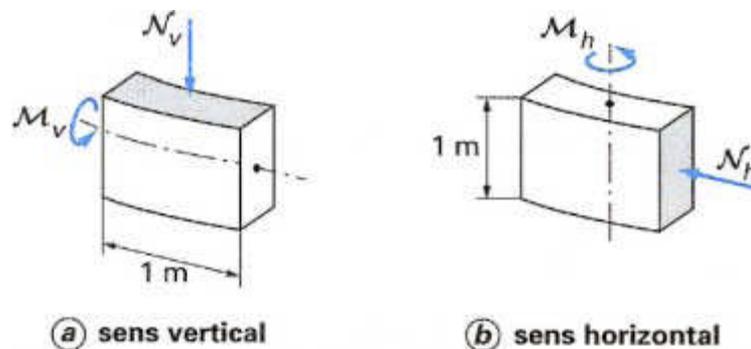


Figure 12– Sollicitations dues aux actions d'ensemble et locales

On distingue ainsi, les indices h(horizontal) et v(vertical) désignant les directions des contraintes engendrées :

❖ **dans le sens vertical :**

N_v effort normal provenant des actions d'ensemble ;

M_v moment de flexion d'axe horizontal dû :

- aux liaisons rigides de la paroi à ses extrémités ;
- à l'action d'un gradient thermique $\frac{\Delta\theta}{h_0}$ éventuel dans h_0 l'épaisseur de la paroi :

$$M_{\Delta\theta} = \alpha_0 \frac{\Delta\theta}{h_0} EI$$

avec α_0 coefficient de dilatation thermique du béton
($\alpha_0 = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$),

EI facteur de rigidité de la paroi.

E module de déformation à prendre en compte ;

I moment d'inertie (par unité de hauteur ou de largeur) de la paroi ;

❖ **dans le sens horizontal :**

N_b effort normal tangentiel dû :

— à la poussée du contenu (cas des silos) ;

— au vent ;

— au séisme.

M_b moment de flexion d'axe vertical dû :

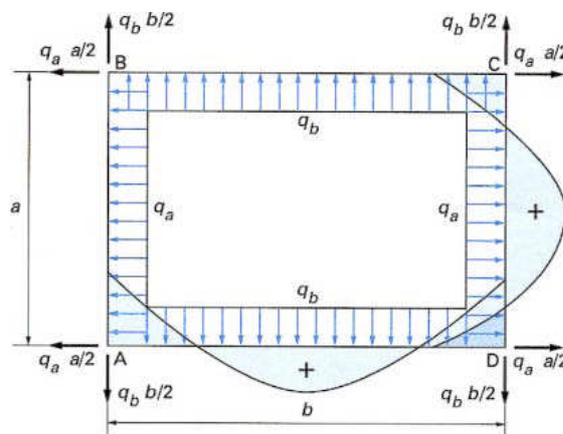
— à l'ensoleillement ;

— à l'ovalisation sous l'effet du vent (ou d'une vidange géométriquement anormale dans le cas de certains silos) ;

— au gradient thermique éventuel ;

— aux liaisons éventuelles le long de certaines génératrices (cas de silos à cellules circulaires accolées).

Remarque : pour un silo à parois non circulaires, le moment est également dû à la poussée du contenu (voir, par exemple, figure 13).



Les courbes des moments relatives aux parois AB et BC ne sont pas représentées

Figure 13– Sollicitations dans un cadre soumis à des pressions internes

Les sections unitaires ci-dessus considérées sont ensuite vérifiées en flexion composée sous l'effet des sollicitations combinées aux états -limites de résistance (sans effets du 2e ordre), ou aux états-limites de service suivant les exigences particulières relatives au type d'ouvrage considéré (silo), la section du béton tendu est négligée (figure 14).

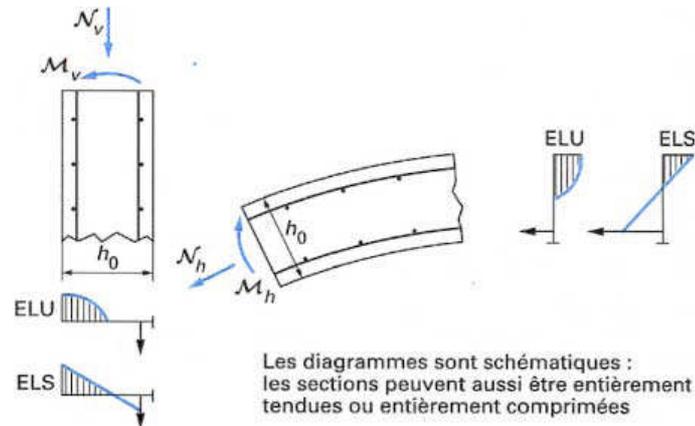


Figure 14– Vérifications sous les sollicitations

Concernant le choix des valeurs z entrant dans le produit EI pour le calcul moment du gradient thermique, il y a lieu de distinguer les cas suivants :

Vérification à l'état limite ultime de résistance.

Les valeurs des facteurs E et I , entrant dans l'expression du moment dû au gradient thermique, sont conventionnellement fixées de façon à tenir compte, dans une certaine mesure, de la réduction de la rigidité de la paroi sous l'effet de la fissuration, mais non sous l'effet de la plastification.

- a) Cas de la compression simple ou de la flexion composée avec compression, la totalité de la section étant comprimée :

$$E = E_v = \text{module de déformation différée du béton}$$

$$I = \frac{h_0^3}{12}$$

- b) Cas de la flexion simple :

$$E = E_v = \text{module de déformation différée du béton.}$$

$$I = i \cdot d^3$$

où:

d hauteur utile de la section de la paroi,

i coefficient dépendant du pourcentage d'acier $\frac{A}{bd}$

A : est la section d'aciers tendus sur la longueur de paroi b Pour :

$$\frac{A}{bd} < 0.01 : i = 0,01 + 7 \cdot \frac{A}{bd}$$

$$\frac{A}{bd} > 0.01 : i = 0,04 + 4 \cdot \frac{A}{bd}$$

- c) Cas de la traction simple ou de la flexion composée avec traction, la totalité de la section étant tendue (avec présence d'une nappe d'acier sur chaque face)

$E = E_s$: module d'élasticité de l'acier.

$I = I_s$: moment d'inertie de la section constituée exclusivement par les deux nappes d'aciers.

En particulier si les deux nappes d'aciers sont identiques, et d'une section A chacune pour la longueur de paroi b :

$$I_s = \frac{2A}{b} \cdot \left(\frac{h'}{2}\right)^2 = \frac{Ah'^2}{2b} = \frac{A}{2bh'} h'^3$$

h' la distance entre les deux nappes,

$\frac{A}{bh'}$ sans dimension.

— Pour l'application des méthodes qui précèdent, il y a lieu de s'assurer que la situation reste inchangée (par exemple : section entièrement comprimée, ou entièrement tendue) après superposition de la sollicitation $M_{\Delta 0}$.

— Il est rappelé que le gradient thermique crée des moments dans chaque direction, respectivement $M_{\Delta 0,h}$ et $M_{\Delta 0,v}$. Les armatures correspondantes doivent être disposées du côté de la face la plus froide de la paroi.

— Compte tenu du caractère conventionnel du mode de fixation des valeurs des facteurs E et I , entrant dans l'expression de $M_{\Delta 0}$, il y a lieu, même lorsque la température du béton est supérieure à 100 °C, d'adopter pour le module de déformation différée E , du béton, sa valeur à température normale (alors que les résistances sont à affecter du coefficient minorateur Ψ_b).

Vérification à l'état limite de service.

— Pour les parois de la première catégorie, la fissuration n'étant pas systématique, il y a lieu d'adopter dans tous les cas de sollicitations :

$$E = E_v \cdot \frac{h_0^3}{12}$$

— Pour les parois de la seconde catégorie, le produit $E \cdot I$ ne devant toutefois pas être pris inférieur à :

$$1/2 \cdot E_v \cdot \frac{h_0^3}{12} = E_v \cdot \frac{h_0^3}{24}$$

1.9.4 Justification des sections

La justification des sections est conduite conformément aux Règles BAEL, avec les adaptations suivantes :

- la contrainte limite ultime du béton comprimé est prise égale à :

$$\frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \Psi_b$$

avec $\Psi_b = 1$ si la température du béton ne dépasse pas 100°C

$$\Psi_b = 1 - \frac{T - 100}{500} \text{ si la température } T \text{ du béton au point}$$

considéré de la section est telle que $100^\circ \text{C} < T \leq 200^\circ \text{C}$;

état-limite d'ouverture des fissures : les documents particuliers du marché définissent le degré de fissurabilité admis pour chaque ouvrage en fonction de la susceptibilité du produit stocké à l'humidité, de la présence éventuelle d'un revêtement, de la position relative de la paroi, intérieure ou extérieure, de l'environnement, etc.

En fonction du degré de fissurabilité admis, les parois sont classées en trois catégories :

- **première catégorie** : parois pour lesquelles il est requis que la probabilité d'apparition des fissures soit aussi faible que possible ;
- **deuxième catégorie** : parois pour lesquelles il est requis que l'ouverture des fissures soit aussi faible que possible ;
- **troisième catégorie** : parois dont la fissuration, tout en restant limitée, est censée ne nuire ni à l'exploitation ni à la durabilité de l'ouvrage.

Sous les sollicitations de service, la contrainte de traction des armatures, exprimée en MPa, est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28} \Psi_b}{\phi}} \leq 150 \eta$$

avec η coefficient de fissuration de l'acier utilisé ;
 ϕ (mm) diamètre des barres ;
 f_{t28} résistance caractéristique à la traction du béton ;
 Ψ_b coefficient défini précédemment.

et :

- **pour les parois de la première catégorie** : $\alpha = 400$; en outre, dans ce cas, pour chaque face et pour chaque paroi, le pourcentage ω_{tf} d'armatures d'une direction donnée, situées au voisinage d'une face, défini par :

$$\varpi_{tf} = \frac{A}{b h_0} \quad (\text{figure 15})$$

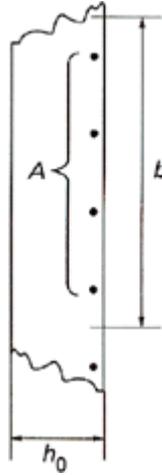


Figure 15- Notations pour le calcul du pourcentage d'armatures

doit être au plus égal à :

$$\varpi_{tf \max} = \frac{0,5 f_{t28} \psi_b}{0,87 \sigma_s - 15 f_{t28} \psi_b}$$

où σ_s désigne la contrainte maximale des aciers sous sollicitations de service;

- **pour les parois de la seconde catégorie** : $\alpha = 450$ et le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi ne peut excéder 2 % ;
- **pour les parois de la troisième catégorie**, la seule condition imposée est $\sigma_s \leq 150 \eta$, le pourcentage total des armatures devant rester inférieur à 2 %, comme ci-dessus.

1.9.5 Dispositions constructives minimales

■ Épaisseur minimale des parois

Quel que soit le type de coffrage employé, la réalisation de paroi d'épaisseur inférieure à 15 cm exige des précautions et un soin particuliers.

■ Armatures

Quelle que soit la forme du silo, on prévoit normalement (impérativement pour les cellules de première catégorie) deux nappes d'armatures dans les parois, une près de chaque face.

Dans le cas de cellules circulaires, la nappe intérieure ne doit pas comporter plus de la moitié de la section totale des armatures horizontales.

- **Enrobage** : sauf cas spéciaux (par exemple stockage de produits abrasifs), l'enrobage minimal de toute armature est fixé à 2 cm.
- **Pourcentage minimal** : pour l'ensemble des faces, le pourcentage total d'armatures HA dans chaque direction doit être au moins égal à 0,2 % ; le rapport entre la section des armatures secondaires et celle des armatures principales ne peut être inférieur à 1/4.
- **Espacement maximal** des aciers verticaux : il est égal à :

$$\text{Max } [h_0 ; 20 \text{ cm}]$$

avec h_0 épaisseur de la paroi.

- **Recouvrements** : la proportion des barres en recouvrement dans une même section ne peut être supérieure à 1/2 ; cette valeur est réduite à 1/3 dans les sections soumises à la flexion composée avec traction, lorsque l'excentricité $e = \frac{M}{N}$ est telle que $e \leq 0,5 h_0$.

2. Magasins de stockage et silos-réservoirs

2.1 Magasins de stockage

Un magasin de stockage est un silo de type particulier, sans trémie inférieure (figure 16), caractérisé par :

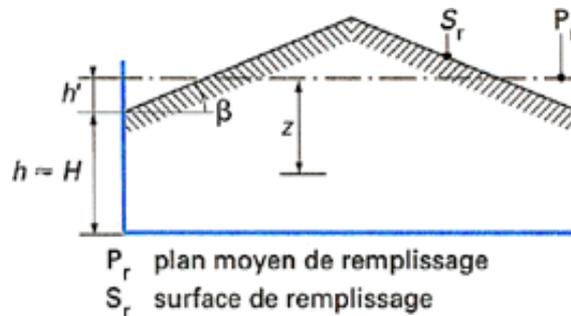


Figure 16- Magasin de stockage

$$\begin{aligned} H &\leq r_h \\ H &= h \\ h' &\leq 0,4 H \end{aligned}$$

(Pour la terminologie et les notations, voir paragraphes 1.1 ,1.2 et 1.4).

La vidange peut se faire soit par le haut, au moyen d'une benne, soit par le bas, par une galerie enterrée.

Étant donné leur faible élancement et leur souplesse relative, les silos de ce type sont plutôt assimilables à des murs de soutènement, et les formules données au paragraphe 1.1 ne leur sont donc pas applicables.

Lorsque la section en plan est polygonale ou curviligne, pour la détermination de l'action due à la matière stockée sur chaque tranche verticale de longueur unité, on néglige l'influence des actions sur les autres tranches. Dans le cas particulier d'une section en plan rectangulaire, pour la détermination de l'action sur une paroi quelconque, on néglige l'influence des trois autres parois.

2.1.1 Composante horizontale n sur la paroi

Dans ce qui suit, on conserve les désignations et les notations des Règles professionnelles (qui, en particulier, ne sont pas celles usuellement utilisées pour les coefficients de poussée). Les cotes de profondeur z sont comptées à partir du plan moyen de remplissage.

Deux états d'équilibre sont à considérer.

■ Premier état (état « 6 » selon les Règles professionnelles)

Le diagramme des pressions sur la hauteur $(h - h')$ se compose de deux droites (figure 17) :

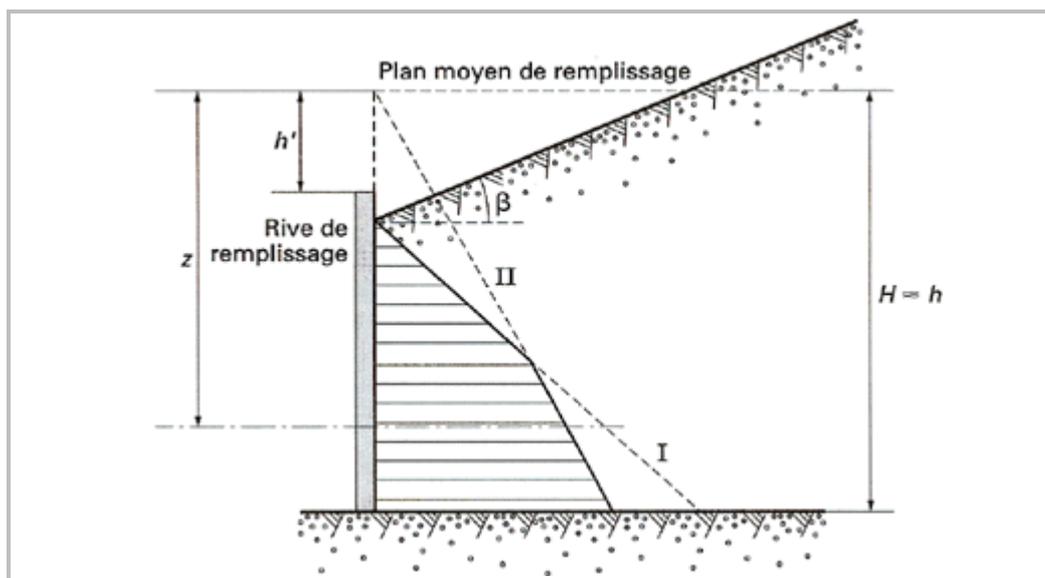


Figure 17- Diagramme des pressions pour un magasin de stockage

- la première (droite I), définie à partir de la rive de remplissage (de cote $h - h'$) conduit à une pression horizontale :

$$n'_6 = \varpi'_6 \gamma (z - h')$$

avec ϖ'_6 coefficient de poussée active, pour un talus d'inclinaison β supposé infini, fonction de φ , δ (cf. § 1.1) et de β ;

- la seconde (droite II), définie à partir du plan moyen de remplissage, conduit à :

$$n''_6 = \varpi''_6 \gamma z$$

avec ϖ''_6 coefficient de poussée active sans talus ($\beta = 0$),
fonction de φ et δ .

La valeur à retenir est : $n = \text{Min}[n'_6 ; n''_6]$

■ **Deuxième état** (état « 7 » selon les Règles professionnelles)

Cet état n'est à considérer que pour le cas de vidange inférieure par galerie enterrée ; dans ce cas, les coefficients de poussée à considérer sont pris égaux à :

$$\varpi'_7 = \varpi'_6 + \frac{\varphi}{500} \text{ et } \varpi''_7 = \varpi''_6 + \frac{\varphi}{500}$$

où φ est exprimé en degrés.

Pour l'équilibre statique des parois latérales, chaque paroi peut être munie d'un talon arrière (côté intérieur) comme s'il s'agissait d'un mur de soutènement ou rendue autostable par tout autre procédé. Si l'on veut assurer l'équilibre par la paroi opposée, il faut envisager le cas où une des deux parois est dans l'état 6 et l'autre dans l'état 7, ou même déchargée.

L'équilibre des tirants inférieurs doit être étudié avec soin, surtout si le produit stocké repose directement sur un sol compressible.

Il faut alors considérer deux écrans différents :

- pour les sollicitations dans la paroi verticale : écran vertical avec δ voisin des valeurs indiquées au paragraphe 1.1 (tableaux 1 et 2) ;
- pour la vérification de l'équilibre de l'ensemble paroi-talon : écran incliné s'appuyant sur l'arête extrême supérieure de la paroi et l'arête supérieure du talon, avec $\delta = + \varphi$.

2.1.2 Composante verticale t sur la paroi

Elle est égale à :

$$t_i = n_i \tan \delta \quad (i = 6 \text{ ou } 7)$$

2.1.3 Action sur le fond

z' étant la hauteur verticale de produit stocké au-dessus du point considéré : $v = \gamma z'$

Il faut éventuellement tenir compte des conditions de stockage de la matière ensilée (forme du talus après remplissage ; dissymétries éventuelles). Certaines matières, tels les nitrates, peuvent, dans des conditions particulières *d'hygrométrie, perdre leur caractère pulvérulent. La poussée tend alors à s'annuler sans que la charge sur la fondation de la paroi (talon arrière) ne change, et il convient d'envisager cette hypothèse, le cas échéant, pour éviter des désordres.*

2.2 Silos-réservoirs

Un silo-réservoir (Figure 18) est un ouvrage de stockage dont le développement relatif des parois latérales est plus important que celui du talus supérieur et de la trémie réunis et qui n'est ni un silo proprement dit, ni un magasin de stockage.

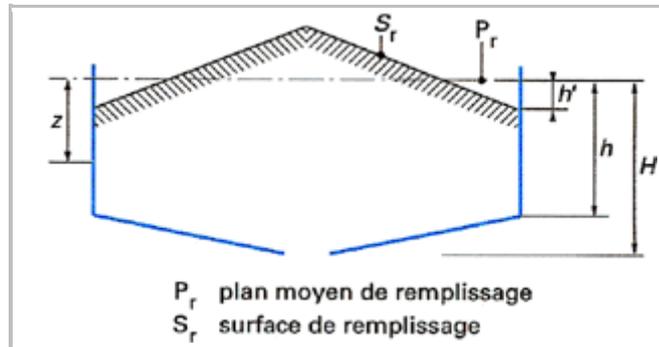


Figure 18- Silo-réservoir

La méthode de calcul ci-après n'est applicable que si :

$$1,5 \leq \frac{H}{r_h} \leq 3,5$$

$$r_h \leq 7,5 \text{ m}$$

$$h - h' \geq 0,6 H$$

Dans ce qui suit, on suppose que le produit stocké rentre dans la catégorie « poudres, petits grains, gros grains », qu'il s'agit de parois de type A ou B, et on n'envisage que le cas d'une vidange normale.

La section horizontale du silo est soit un cercle, soit un polygone régulier, ou encore un rectangle. On suppose que l'effet de console verticale des parois encastées dans le fond n'est pas prépondérant ; ce résultat peut être obtenu en organisant en anneau l'ensemble des parois latérales, ou en prévoyant des ceintures intermédiaires ou supérieures, en sorte que ces structures fermées soient capables d'équilibrer au moins la moitié de l'action horizontale totale appliquée aux parois latérales.

Les actions v_c et t se calculent comme pour un silo « normal » (§ 1.4.) et (§ 1.5.), mais pour évaluer la pression horizontale $n_c(z)$, il faut substituer au coefficient 1,15 les coefficients :

$$k_{n1} = 1 + 0,075 \left(\frac{H}{r_h} - 1,5 \right) \quad \text{pour l'état 1}$$

et

$$k_{n2} = k_{n1} \left[0,85 + 0,075 \left(\frac{H}{r_h} - 1,5 \right) \right] \quad \text{pour l'état 2}$$

3. Calcul En Béton Précontraint

3.1. Principe de calcul de la structure

Les développements qui suivent ont pour objet les silos en béton précontraint par post-tension, horizontalement et éventuellement verticalement.

Sont traités plus particulièrement les cellules circulaires isolées.

Les calculs sont conduits conformément aux règles BPEL 91 compte tenu des simplifications ou adaptations définies ci-après. Toutefois, dans le cas où la cellule n'est pas précontrainte dans le sens vertical, on applique pour ce sens, les règles du béton armé du chapitre 1.7.

3.2. Précontrainte

La valeur maximale de la tension à l'origine

Est définie à l'article 3.2 des règles BPEL 91. Toutefois le commentaire de l'article 3.2,2 du BPEL 91 ne s'applique pas aux silos.

La tension à l'origine est donc la plus faible des 2 valeurs suivantes :

$$P_0 = \text{MIN} [0,80 f_{\text{prg}} ; 0,90 f_{\text{peg}}]$$

$$\text{ou} \quad f_{\text{prg}} = \frac{F_{\text{prg}}}{A_p} \quad \text{et} \quad f_{\text{peg}} = \frac{F_{\text{peg}}}{A_p}$$

Dans le cas des barres laminées la tension demeure limitée à $0,70 f_{\text{prg}}$.

Les différentes pertes de tension que subissent les armatures de précontrainte sont définies à l'article 3.3 des règles BPEL 91.

La tension $\sigma_{p0}(x)$ d'une armature de précontrainte horizontale dans une section donnée s'obtient par application de la formule suivante :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \times e^{-kx}$$

$$\text{avec le facteur } k = \frac{f}{R} + \varphi$$

R : désignant le rayon du câble de précontrainte ;

$\alpha = \frac{x}{R}$ étant la déviation angulaire totale du câble sur la distance x..

(On a en effet: $e^{-(f\alpha+\varphi)} = e^{-(f/R + \varphi)x}$)

Remarque :

Pour un avant-projet et à défaut de connaître le procédé de précontrainte qui sera utilisé, les coefficients de frottement f et φ à adopter dans les calculs peuvent être pris égaux aux valeurs suivantes :

$$f = 0,18 \text{ Rd}^{-1}$$

$$\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

La perte de tension par recul d'ancrage

peut être obtenue à partir de la valeur fixée par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé.

Les pertes de tension par déformations instantanées

Les pertes de tension par déformations instantanées du béton peuvent être prises égales à $3 \sigma_b$.
 σ_b : désignant la contrainte moyenne du béton sur la hauteur de la jupe.

Dans le cas des armatures de précontrainte horizontale (ou verticale) cette contrainte moyenne se calcule en divisant la force totale après pertes de ces armatures, le silo étant vide, par la section brute verticale (ou horizontale) de la jupe.

La perte finale de tension due au retrait du béton

la mise en tension ayant lieu le plus souvent au moins plusieurs semaines après la fin du bétonnage du silo. La perte de tension due au fluage du béton peut être évaluée par la formule suivante à titre de simplification :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_b : la contrainte moyenne du béton sur la hauteur de la jupe.

Cette formule propose un coefficient légèrement plus faible que celui indiqué à titre de simplification dans les règles BPEL 91 pour tenir compte du fait que dans les silos normalement exploités la contrainte du béton au niveau des armatures est souvent inférieure à la contrainte σ_b du silo à vide.

La perte de tension due à la relaxation de l'acier

définie à l'article 3.3,23 des règles BPEL 91, peut non seulement être accélérée, mais sa valeur finale $\Delta\sigma_p$ peut être supérieure à la valeur indiquée dans cet article, lorsque le produit stocké dans le silo est à haute température.

Au temps infini

la valeur probable est donc prise :

$$\sigma_{pm \infty}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p \infty}(x)$$

ou σ_{p0} est défini à l'article 3.1 des règles BPEL 91

$\Delta\sigma_{p \infty}(x)$ désigne la perte de tension totale, c'est à dire la somme de toutes les pertes effectuées au temps ∞ et dans la section d'abscisse x .

3.3. Actions

Les actions à prendre en compte sont celles déjà exposées dans le chapitre «béton armé auxquelles s'ajoutent celles dues à la précontrainte.

3.4. Combinisons d'actions

Vis-à-vis de l'état limite de service, on considère la combinaison d'actions suivante :

$$(G) + (Q) + (P_d) + (I) + (W)$$

où P_d représente l'action de la précontrainte prise avec sa valeur caractéristique P_1 ou P_2 .

Vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance, on considère les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{aligned} (G) + 1,5 (Q) + (P_m) + (W') + (I) \\ (G) + (Q) + (P_m) + (SI) + (I) \end{aligned}$$

P_m étant la valeur probable de la précontrainte définie à l'article 4.1,31 du BPEL 91. Les autres lettres désignent les valeurs nominales respectivement des :

- charges permanentes (G) ;
- charges climatiques (W) et (W') ;
- charges d'exploitation (Q) ;
- température (I) ;
- effets sismiques (SI)

avec pour le vent :

- vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :
 $W' = 1,2V$;
- vis-à-vis des états limites de service : $W = V$
(V étant la « charge normale » des règles N.V. 65 révisées).

Les valeurs caractéristiques de la précontrainte sont définies à l'article 4.1,31 du BPEL 91, soit :

$$P_1(x, t) = 7,02 P_0 - 0,80 \Delta P(x, t)$$

$$P_2(x, t) = 0,98 P_0 - 1,20 \Delta P(x, t)$$

P_0 représentant la précontrainte « à l'origine » correspondant à la tension σ_{p_0} définie à l'article 3.1. des règles BPEL 91 ;

$\Delta P(x, t)$ représentant les pertes de précontrainte au point x à l'instant t.

La valeur probable de la précontrainte est :

$$P_m(x, t) = P_0 - \Delta P(x, t)$$

3.5. Sollicitations

Les sollicitations à considérer sont celles qui ont été développées au chapitre « béton armé » auxquelles s'ajoutent celles dues à la précontrainte.

En ce qui concerne la précontrainte horizontale, il est entendu que le rayon de courbure des câbles est constant à un niveau donné. On sait que pour les cas usuels, la précontrainte excentrée est équivalente à une précontrainte centrée

On entend par cas usuels, ceux où l'épaisseur de la paroi est faible par rapport au rayon.

3.6. Justifications des sections aux états-limites de services

3.6.1. Sens horizontal

Les contraintes doivent être calculées dans l'hypothèse de la proportionnalité des contraintes et des déformations (avec $n = 15$, la section du béton tendu étant négligée) à partir des sollicitations correspondant aux combinaisons d'actions en service.

Le diagramme des contraintes normales est limité par les conditions suivantes :

- a) dans les cas des aciers à haute adhérence les plus fréquemment utilisés :

$$\eta = 1,6 \text{ et } \bar{\sigma}_s = 110 \eta$$

- b) la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la valeur :

$$\sigma_s = 0,60 \cdot f_{c28} \cdot \Psi_b$$

(la valeur de $\Psi_b = 1$, lorsque la température du béton ne dépasse pas 100 °C)

- c) la partie tendue de l'épaisseur du béton ne doit pas être supérieure à 6/10 de son épaisseur totale h_0 ;

- d) d'autre part, l'effort N dans la section, dû à l'ensemble des actions, précontrainte comprise avec sa valeur caractéristique minimale P_2 , ne doit jamais être une traction.

Si N_{ext} l'effort normal du aux actions autre que celle de la précontrainte est une traction ; deux cas peuvent se présenter :

▪ **cas ou le moment est nul**

si $|N_{\text{ext}}|$ est supérieur à l'effort normal à la précontrainte seule, donc les conditions a) , c) et d) énoncée ci-dessus sont satisfaites. Il y a lieu de tenir compte d'un moment fléchissant dû à la présence du gradient thermique ou d'ovalisation.

▪ **cas ou le moment n'est pas nul**

$$N = - |N_{\text{ext}}| + N_{\text{précontrainte}}$$

M (donné).

3.6.2. Sens vertical

a. Cas où il y a une précontrainte verticale

Les conditions a, b, c et d sont conservées.

L'effort normal N_{ext} , dû aux actions autres que celle de la précontrainte est en général une compression.

Dans ce cas la section est soumise aux sollicitations

$$N = |N_{\text{ext}}| + N_{\text{précontrainte}}$$

M (donné).

b. Cas où il n'y a pas de précontrainte verticale

Dans ce cas, les justifications sont faites conformément au chapitre de béton armé et la catégorie (1, 2 ou 3 : catégorie selon le degré de la fissuration admis). En outre, la contrainte des aciers verticaux tendus peut, dans la zone d'encastrement, être prise égale à 150η quelle que soit la catégorie.

3.7. Justifications des sections aux états -limites ultimes de résistance

La précontrainte étant déterminée par la considération des états limites de service, la vérification aux états limites ultimes de résistance est effectuée par application des règles BPEL 91.

Lorsque la température du béton est supérieure à 100 °C, la valeur de f_{cj} à prendre en compte pour cette vérification est à multiplier par le coefficient minorateur Ψ_b .

3.8. Effets de la température et du retrait

Les indications des effets de la température et du retrait (béton armé), s'appliquent au béton précontraint. En outre, dans les directions précontraintes et pour les vérifications à l'état limite de service, le moment d'inertie I est pris égal à $\frac{h_0^3}{12}$

Pour les vérifications à l'état limite ultime de résistance, le moment d'inertie I peut être pris égal à $0,03 h_0^3$.

Il est rappelé que les présentes règles ne s'appliquent pas lorsque la température du béton dépasse 200 °C.

3.9. Dispositions constructifs

3.9.1. Épaisseur minimale de la paroi

L'épaisseur de la paroi ne doit pas être inférieure à celle fixée par les règles spécifiques du procédé de coffrage glissant utilisé éventuellement et par les conditions relatives au câble

3.9.2. Position du câble

Les enrobages sont ceux fixés par les règles BPEL 91 au paragraphe 10.2,23

L'axe théorique des câbles horizontaux doit se trouver en général dans le tiers extérieur de la paroi. En cas d'impossibilité du fait des impératifs de l'enrobage extérieur, une certaine tolérance est admise à condition que la gaine du câble reste en totalité dans la moitié extérieure de la paroi.

3.9.3. Dispositions des ancrages

Les ancrages de précontrainte horizontale sont disposés en général selon des nervures verticales sauf justifications particulières.

Il est recommandé de prévoir au moins quatre nervures équidistantes et de décaler les ancrages successifs.

3.9.4. Pourcentages minimaux d'armature passive

Les pourcentages minimaux indiqués dans le chapitre de béton armé sont applicables.

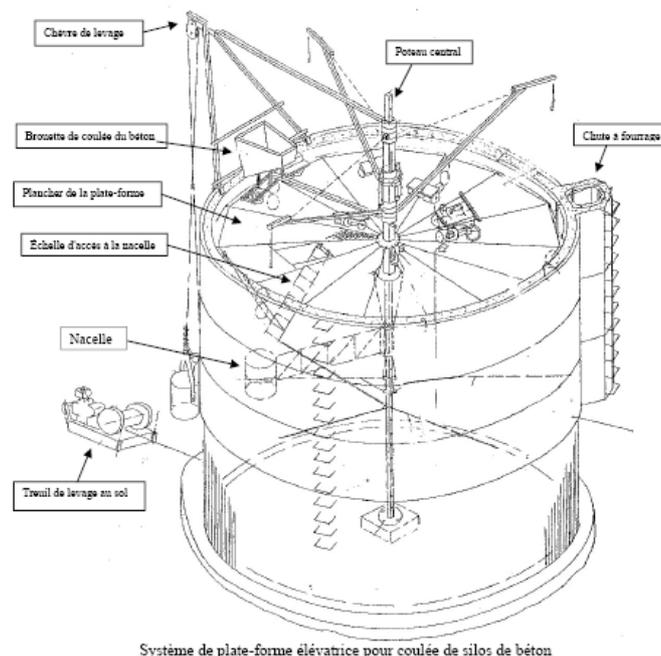
L'attention est attirée sur les moments d'axe horizontal, dus au caractère discontinu des câbles qui peuvent conduire à renforcer certaines nappes.

4. Exécution des travaux

Coffrages : les coffrages doivent être établie de façon à assurer la continuité des surfaces extérieures et intérieures, ainsi que la verticalité du silo.

Dans le cas d'utilisation de coffrages glissant, les prescriptions du document « Recommandations pour la conception et l'utilisation des coffrages glissants » (Annales de l'I.T.B.T.P ; série GO/27, juillet-août 1976) doivent être respectées.

Pour réduire le risque de fissuration du béton il est recommandé de procéder au retrait des barres de grimpage et à l'injection de leurs gaines après glissement.



Système de plate-forme élévatrice pour coulée de silos de béton

Mise en œuvre du béton : le béton est coulé par tranches horizontales, la hauteur de ces tranches est limitée en fonction du mode de coulage pour éviter la ségrégation du béton. Les reprises sont limitées au minimum dans les zones soumises à des moments de flexion importante.



Figure 19 - exécution des travaux

5. Exemple de calcul

On a une tour central du silo à clinker et un silo est composé de éléments préfabriqués de bas en haut :

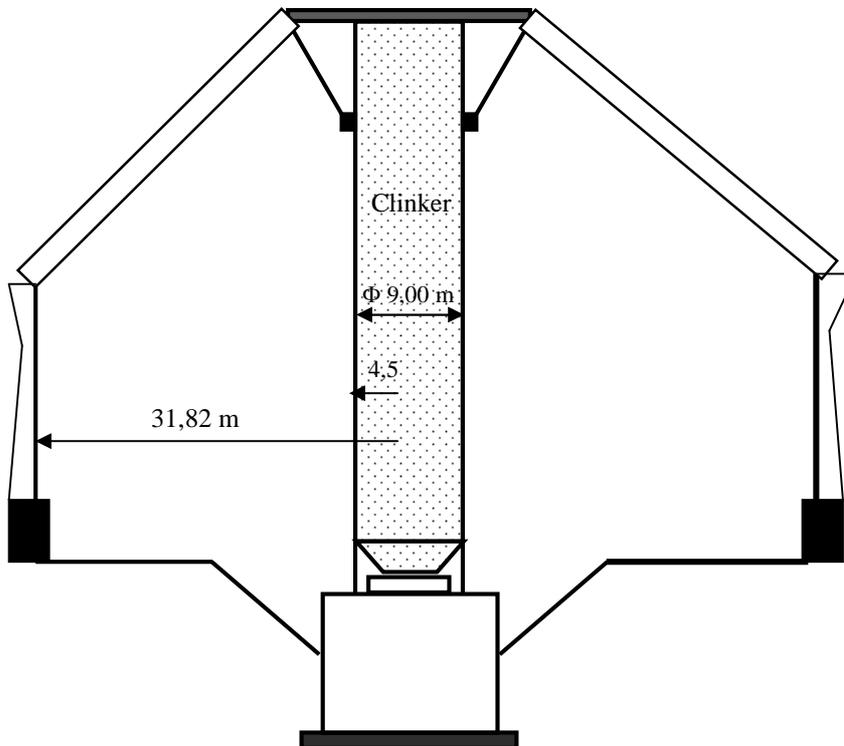


Figure 20 – silo pour stockage du clinker

- sol est considérée comme très compact, et comme souple
- D'une semelle Φ 16 m \times 1m de hauteur ;
- D'un cylindre Φ 9,7 m intérieur, de 1,3 m d'épaisseur ;
- d'un cylindre Φ 9 m intérieur, de 0,35 m d'épaisseur, servant au stockage du clinker ;
- d'une dalle Φ 15 m , et épaisseur de 0,40 m ;
- d'un cylindre Φ 15 m et épaisseur de 0,40 m, supportant les passerelles ;
- d'un cylindre rayon 31,82 m intérieur, de 0,40 m (éléments préfabriqués verticaux, disposés selon une circonférence de 66 m de diamètre environ, encastrés à la base dans une couronne circulaire qui assure aussi la fondation, et relies en tête par une autre couronne circulaire et les élément de la jupe seront donc calculés comme encastrés élastiquement a la base) ;

5.1 Calcul silo central :

1-charges verticales

On a pour les charges permanentes 2962,3 t

Charges d'exploitation 410,1 t

Jupe centrale: 760,8 t

Cone base silo : 65,6 t

\Rightarrow Charge totale : 3788,7 t

2-charges dues au clinker

2-1 données géométriques :

- Rayon hydraulique r_h :

$$r_h = \frac{S}{L}$$

$$\text{Section droite } S = \pi \frac{9^2}{4} = 63,6 \text{ m}^2$$

$$\text{Périmètre intérieur } L = \pi \times 9 = 28,3 \text{ m}$$

$$\text{Donc } r_h = \frac{R}{2} = 2,25 \text{ m}$$

- Le plan moyen de remplissage

$$h' = \frac{2}{3} r_h \tan \beta \quad \text{avec } \beta = 33^\circ$$

$$h' = \frac{2}{3} \times 2,25 \times 0,649 = 0,97 \text{ m}$$

- plan de base et profondeur de vidange²

Plan de base : 207 (cote)

$$h = 30,8 \text{ m}$$

$$H = h + 1,65 = 32,45 \text{ m}$$

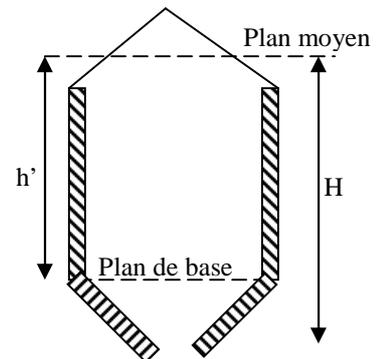
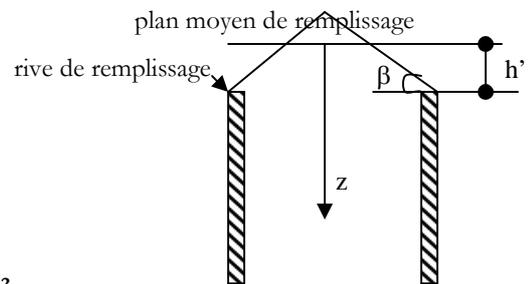
- Domaine d'application des formules type silo :

$$\text{- élanement : } \frac{H}{r_h} = \frac{32,45}{2,25} = 14,4 > 3,5$$

$$\text{- } r_h = 2,25 < 7,5 \text{ m}$$

$$\text{- } \frac{h - h'}{H} = \frac{30,8 - 0,97}{32,45} = 0,92 > 0,6$$

- Silo, à vidange normale



Donc les règles « silo » applicables.

2.2 Caractéristiques du clinker :

- son poids volumique $\gamma = 14,7 \text{ KN/m}^3$;

- son angle de frottement interne $\varphi = 33^\circ$;

- son angle de frottement sur la paroi du silo : $\rho = \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \varphi} = 0,70 \Rightarrow \delta = 24^\circ$.

2.3 Actions sur les parois

Contrainte q obliquité $\delta=24^\circ$

Composante horizontale n

Composante verticale $t= n \operatorname{tg} \delta$

- pression verticale moyenne sur un plan horizontal

v : pression à la profondeur z

- valeur de base $v(h) = w(h) + \gamma h'' = \frac{n(h)}{\lambda} + \gamma h''$

$$h'' = \frac{1}{2} r_h \tan \delta = \frac{1}{2} \times 2,25 \times 0,445 = 0,50 \text{ m}$$

Valeur du paramètre λ

L'état 1 au repos

$$\lambda = \lambda_1 = \frac{1 - m \sin \varphi}{1 + m \sin \varphi} \cos^2 \delta = 0,367$$

$$\text{Avec } m = \sqrt{1 - \rho^2} = 0,714$$

(à considérer dans les calcul des fond du silo)

L'état 2

Vidange normale : $\lambda = \lambda_2 = \cos^2 \delta$

(à considérer dans les calculs des parois latérales)

-pression verticale moyenne sur le plan de base :

$v = \bar{v}$ pour $z=h$

- hauteur de référence z_0

$$z_0 = \frac{r_h}{\lambda \tan \delta}$$

Etat 1 : $z_{01} = 13,77 \text{ m}$

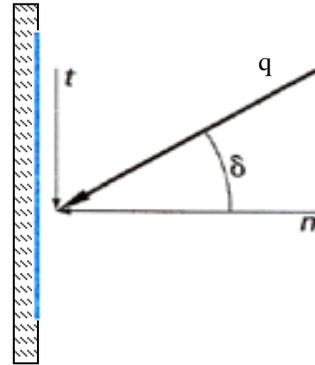
Etat 2 : $z_{02} = 6,09 \text{ m}$

- valeurs nominales des actions

$$n_c(z) = 1,15 n(z)$$

$$v_c(h) = 1,35 v(h)$$

$n(z)$ et $v(h)$ valeurs de base



z intervient sous la forme d'une profondeur réduite x ;

$$\bar{x} = \frac{h - h''}{z_0} \quad \text{et} \quad \bar{y} = 1 - e^{-\bar{x}}$$

$$x = \frac{z - h''}{z_0} \quad \text{et} \quad y = 1 - e^{-x}$$

D'où les valeurs nominales des actions :

$$n = 1,15 \left(\frac{\gamma r_h}{\text{tg } \delta} \right) y \quad \text{et} \quad t = n \text{ tg } \delta = 1,15 \gamma r_h y$$

$$v = 1,35 \gamma (z_0 \bar{y} + h'')$$

$$T = \gamma r_h z_0 (\bar{x} - \bar{y})$$

Action sur le fond (etat1)

$$v = 1,35 \gamma (z_0 \bar{y} + h'')$$

$$\bar{x} = \frac{30,8 - 0,5}{13,77} = 2,2 \text{ m} \quad \bar{y} = 0,89 \text{ m}$$

$$V = 1,35 \times 1,5 (13,77 \times 0,98 + 0,5) = 25,8 \text{ t/m}^2$$

Action sur les parois verticales (état 2)

$$\bar{x} = \frac{30,8 - 0,5}{6,09} = 4,98 \text{ m} \quad \bar{y} = 0,99 \text{ m}$$

Selon la profondeur :

Profondeur z	x	y	n (t/m ²)	Résultat frottement T(t/m ²)
4,65	0,68	0,49	4,3	3,9
9,25	1,43	,076	6,6	
14,25	2,26	0,90	7,8	28,00
30,80	3,9	0,98	8,5	60
(plan de base)	4,9	0,99	8,6	82
(base silo central)				82,00

$$\text{Vérification : } \frac{1}{s}(\sigma_0 s + TL) = \bar{v}_0 + \frac{T}{r_h} = 9,8 + \frac{82}{2,25} = 46,2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Etat2 : } \gamma h = 1,5 \times 30,8 = 42,2 \text{ t/m}^2$$

2.4 Gradient thermique :

Selon les règles de calcul des silos (Annales juillet -août 1986)

T_e : température air extérieur (ici silo ϕ 64 m)

T_{si} : température maxi masse clinker

T_R : température moyenne du clinker hors de son déversement dans le silo

On suppose le stockage existant à l'extérieur du silo central

On suppose donc T_e : température moyenne air stockage vide

On prend $T_e = 15^\circ \text{C}$

On impose $T_R - T_e = 120^\circ \text{C}$

Le clinker est en contact avec la paroi intérieure du silo central ϕ 9m

Le gradient thermique $\Delta t = t_i - t_e = (T_{si} - T_e) \frac{e}{1 + e}$

$$\Delta_\theta = \Delta_t = (121,5 - 15) \times \frac{0,35}{1,35} = 27,6^\circ \text{C}$$

Moment créé par le gradient thermique : $M_{\Delta\theta} = \alpha_0 \frac{\Delta\theta}{h_0} EI$

$$h_0 = e$$

la jupe travaille en traction simple sous l'effet des poussées horizontales dues au clinker

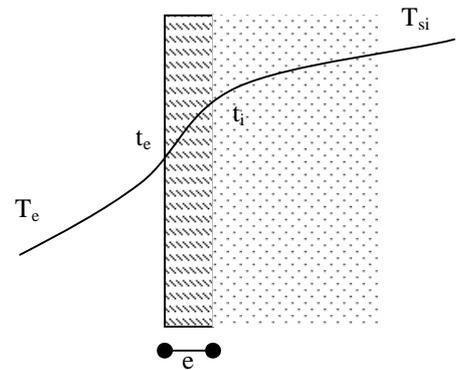
ELU :

- $I =$ moment d'inertie de la section constituée par 2 nappes d'aciers (4HA14) espacé de h'

$$I = \frac{A}{2bh'} h'^3 = \frac{6,16}{2 \cdot 100 \cdot 27} 0,27^3 = 2,25 \times 10^{-5} \text{ tm/ml}$$

$$E = 20000000 \text{ t/m}^2 \quad h_0 = 0,35 \text{ m} \quad \alpha_0 = 10^{-5}$$

$$M_{\Delta\theta} = \alpha_0 \frac{\Delta\theta}{h_0} EI = \frac{10^{-5} \times 27,6 \times 21 \times 10^6 \times 2,25 \times 10^{-5}}{0,35} \times 1,35 = 0,5 \text{ tm/ml}$$



ELS

Paroi de 3^e catégorie (fissuration non préjudiciable)

Sens vertical : compression

$$I = \frac{bh_0^3}{12} = 0,8036 \text{ m}^4$$

5.2 Calcul silo (éléments préfabriquées verticaux) :

- Rayon hydraulique r_h :

$$r_h = \frac{S}{L}$$

$$S = \pi(31,82^2 - 4,5^2) = 3107 \text{ m}^2$$

$$L = 2\pi(31,82 + 4,5) = 230,4 \text{ m}$$

$$r_h = 13,5 \text{ m} > 7,5 \text{ m}$$

- Le plan moyen de remplissage

$$h' = \frac{2}{3} r_h \tan \beta \quad \text{avec} \quad \beta = 33^\circ$$

$$h' = \frac{2}{3} \times 13,5 \times \tan 33^\circ = 5,84 \text{ m}$$

- Caractéristiques du clinker :

- son poids volumique $\gamma = 14,7 \text{ KN/m}^3$;

- son angle de frottement interne $\varphi = 33^\circ$;

- son angle de frottement sur la paroi du silo : $\rho = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} = 0,70 \Rightarrow \delta = 24^\circ$.

- Gradient thermique

Cas de clinker $T_R = t^\circ$

On prend $T_e = 15^\circ \text{ c}$

On impose $T_R - T_e = 120^\circ \text{ c}$

$$T_{ai} = 0,72 T_R = 76^\circ \text{ C}$$

$$T_{si} = 0,90 T_R = 95^\circ \text{ C}$$

Cas contact paroi avec l'air :

$$\Delta_\theta = \Delta_t = (76 + 15) \times \frac{0,2}{0,3 + 0,2} = 26,4^\circ \text{ C}$$

Cas contact paroi avec le clinker :

$$\Delta_{\theta} = \Delta_t = (95+15) \times \frac{0,2}{0,3+0,2} = 18,3^{\circ}\text{C}$$

Ces valeurs entrerons dans les données pour le Logiciel

Actions sur les parois

1- modélisation

Pour déterminer les efforts dans la structure, nous utilisons un logiciel de calcul des structures spécial

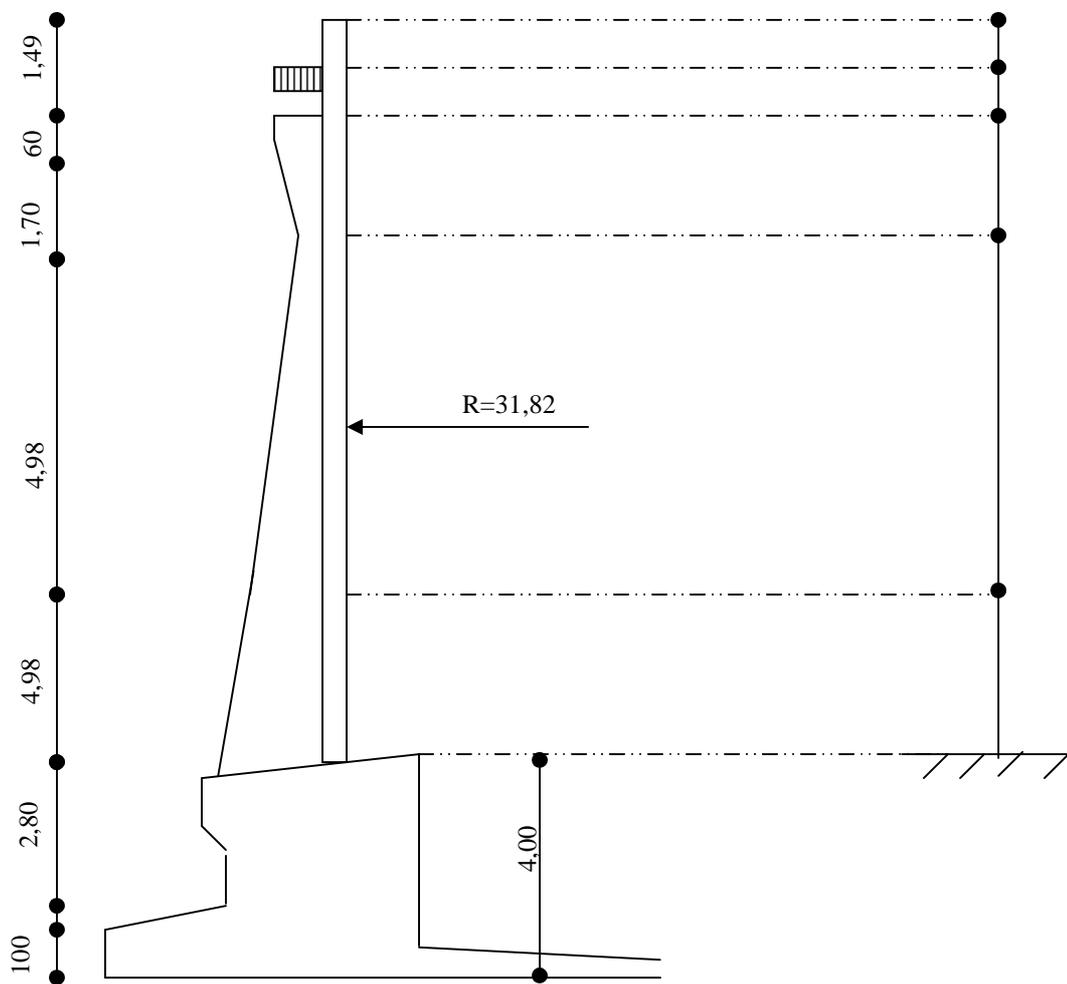


Figure 21- modélisation silo stockage

2- diagramme des poussées

Hypothèse :

Deux cas de charge envisager :

- 1- charge normale : le pied du talus de clinker se trouve au niveau supérieur de la jupe.
- 2- Charge maximum ou extrême : le pied du talus de clinker bute contre la dalle de couverture à la cote 21,5m.

Dans les deux cas il s'agit de charge variable au sens du BAEL , le cas de charge extrême est considéré une surcharge strictement bornée.

Pour les deux cas , le diagramme de poussée retenue est suivant :

- sommet de jupe : coefficient de poussée $k_a = 0,7$ (à partir du niveau de rive du talus)
- partie médiane : $k_a = 0,3$ (à partir du niveau du plan moyen de remplissage)
- partie inférieure : $k_a = 0,7$ (dans la hauteur de la ceinture inférieure)

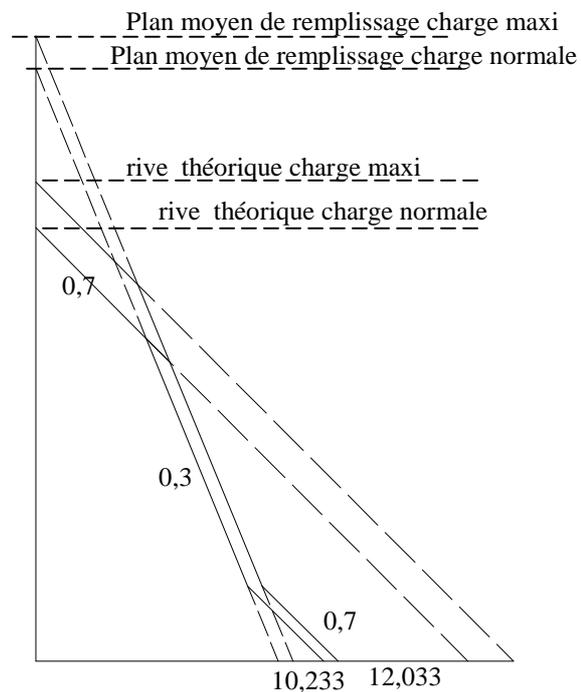
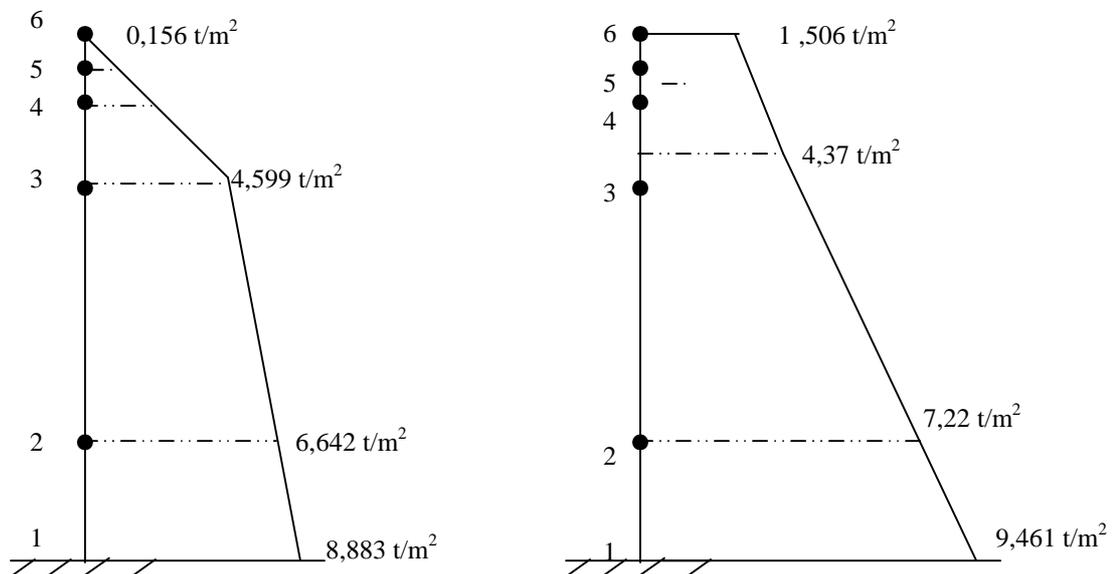


Figure 22- diagramme des poussées



Bibliographie

[1] Règles Professionnelles de Conception et de Calcul des Silos en Béton Armé et Béton Précontraint, I.T.B.D.P, 1986

[2] LEBÈGUE (Y.) et BOUDAKIAN (A.). – *Bases des règles « Silos » du SNBATI - Essais sur les produits et principes des formules « Silos »*. Ann. ITBTP, août sept. 1989.

[3] Technique de l'ingénieur - *Béton armé : Règles BAEL - Ouvrages particuliers*

[4] Note de calcul - GTM - « MANUTENTION de CLINKER Usine de GRAVE DE PEILLE »