

1.3.6 Colonnes ballastées

Le procédé des colonnes ballastées est une technique d'amélioration de sol permettant de créer des colonnes de granulats expansées afin d'augmenter la portance d'un sol et d'en réduire sa compressibilité. Cette technique est particulièrement performante dont il est possible de mettre en œuvre des semelles superficielles avec une contrainte de sol de l'ordre de 0,2 à 0,3 MPa. C'est une alternative aux fondations profondes de type pieux et dalle portée, ou aux fondations semi-profondes de type puits. En effet, construire un ouvrage sur des colonnes ballastées permet de le fonder comme sur du « bon sol » et donc de respecter les règles usuelles de fondations superficielles. Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives (Fig. III.9). Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du **type d'ouvrage**, de la **nature des charges**, des **tassements absolus et différentiels** ainsi que de la **nature du sol à traiter**.

Cette technique est utilisée dans les sols cohérents tels que les limons et les argiles. L'introduction latérale du ballast à la base du vibreur est réalisée soit gravitairement soit à l'aide d'une pompe à graviers. Ce remplissage est effectué par couches successives tout en maintenant la vibration afin de compacter le ballast et de continuer à refouler le sol. Dans certains cas particuliers, il est possible de procéder à un remplissage complémentaire de coulis bentonite-ciment simultanément à la mise en place du ballast à l'aide d'un tube latéral. L'ensemble de ces opérations est réalisé par passes remontantes sur la totalité de la hauteur de terrain à consolider.

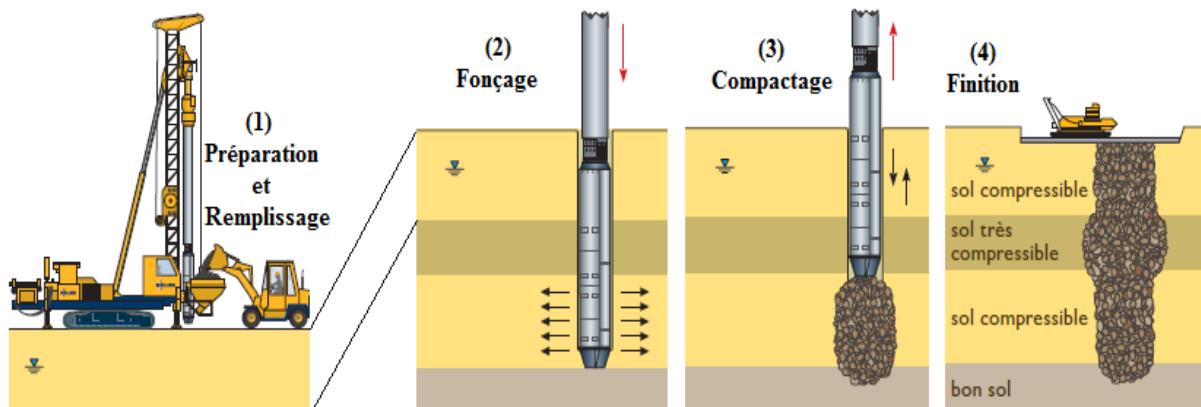


Fig. III.9 — Principe de renforcement des sols par colonnes ballastées.

1.3.6.1 But de réalisation de colonnes ballastées

Le but de toute réalisation de colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre,...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un « maillage » de colonnes constituées de matériaux graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les

rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations. Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes:

- augmenter la capacité portante du sol ;
- diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

1.3.6.2 Domaine d'application

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- halls de stockage ;
- bâtiments industriels et commerciaux ;
- silos et réservoirs de toute nature ;
- ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions techniques associées :

- en génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux) ;
- sous fondations superficielles de bâtiments.

Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, où un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'en améliorer et/ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés.

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols, et à l'augmentation de résistance au cisaillement.

1.3.6.3 Limites d'utilisation

La **contrainte latérale** fournie par le sol encaissant est un facteur déterminant dans l'exécution et le **comportement de la colonne** vis-à-vis de la **rupture**.

- les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5%, au sens de la norme XP 94-047 ;
- à moins de dispositions spécifiques particulières, telles que préchargement, consolidation, étude spécifique de compatibilité, le traitement par colonnes ballastées dans des sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,50 m et présentant des caractéristiques faibles ($C_u < 20$ kPa ou $q_c < 300$ kPa) n'est pas envisageable ;
- dans tous les cas, il sera nécessaire d'effectuer les vérifications de dimensionnement indispensables en termes de rupture de la colonne et de déformation, telles qu'elles sont présentées au chapitre 5 de ce document, et de prendre en compte les contraintes particulières du site.

1.3.6.4 Matériaux d'apport

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles.

Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- $LA < 35$ (LA : *essai Los Angeles, norme NF EN 1097-2*)
- $MDE < 30$ (MDE : *essai Micro Deval, norme NF EN 1097-1*)
- $LA + MDE < 60$

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube.

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

- vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : en termes de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40 ;
- autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.

Le critère de propreté est le suivant : les passants inférieur à $80 \mu\text{m}$ est inférieur à 5%.

1.3.6.5 Diamètre des colonnes ballastées

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ;
- des terrains traversés et de leurs caractéristiques ;
- de l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm.

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau.

1.3.6.6 Exécution du matelas de répartition

L'épaisseur minimale d'un matelas de répartition (**Fig. III.10**) en matériaux granulaires est de 40 cm.

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme, au sens du D.T.U. 13.3 et du Guide GTR92.

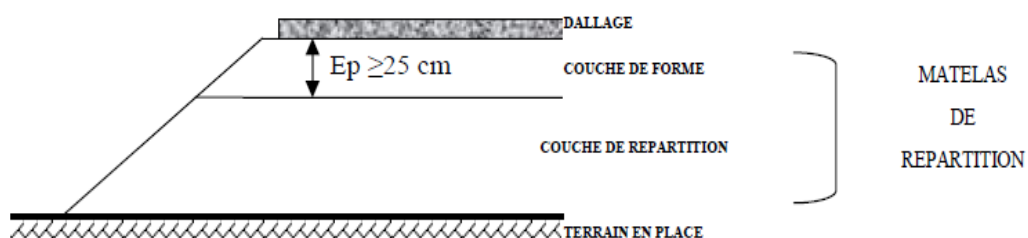


Fig. III.10 — Matelas de répartition.

Dans le cadre de ce document, on retiendra en particulier pour la couche de forme que :

- les matériaux de classe F (norme NF P 11-300) ne sont pas admis ;
- l'épaisseur minimale est de 25 cm ;
- le module d'élasticité EV2 est supérieur à 50 MPa.

Il appartient au concepteur de l'amélioration de sol de définir l'épaisseur et les caractéristiques minimales de ce matelas par rapport au sol traité.

Il est rappelé à ce propos que les critères intervenant pour le calcul d'un matelas de répartition sont d'une part sa résistance au poinçonnement (si nécessaire), d'autre part l'épaisseur et le module d'élasticité.

Le concepteur du dallage devra vérifier que l'épaisseur et les caractéristiques du matelas sont suffisantes vis-à-vis des impératifs résultant des sollicitations du dallage, notamment le poinçonnement, et qu'elles restent supérieures aux minima requis par les textes normatifs relatifs aux dallages (**NF P 11-213 réf. DTU 13.3 dallages**).

Le matelas de répartition peut être mis en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : il sert alors de plateforme de travail.

Cependant, le compactage final, le retraitement et éventuellement le complément en épaisseur pour constituer la couche de forme doivent être réalisés après les colonnes ballastées, afin d'assurer un nivellement et des caractéristiques conformes aux éléments du projet.

1.3.6.7 Disposition des colonnes ballastées

Dans le cas d'ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier, généralement carré ou triangulaire.

Le maillage dépend des caractéristiques géotechniques et des charges appliquées.

Dans certaines circonstances de caractéristiques géotechniques et/ou de chargement, une partie des ouvrages peut ne pas reposer sur un terrain traité dans la mesure où les tassements absolus et différentiels entre zones traitées ou chargées différemment restent compatibles avec la structure et son exploitation.

Le dimensionnement des semelles est fonction à la fois de la contrainte admissible et du tassement admissible après traitement de sol.

Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, **la maille de référence la plus grande doit être de 9 m²** d'une part, et, le taux de substitution doit être **supérieur à 3% d'autre part**.

Pour une **semelle filante** comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, **l'entraxe maximal** sans justification spécifique est de **2,5 m**.

La **maille de référence minimale** est de **2,25 m²**.

Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à 1,5 ϕ_{CB} et 1,2 ϕ_{CB} m.

1.3.6.8 Dimensionnement

Le dimensionnement des colonnes ballastées est indissociable des caractéristiques du sol à traiter et du procédé de mise en œuvre.

Les justifications à apporter dans la note de calculs se rapporteront dans le cas général aux deux critères suivants :

- charge admissible globale sur le sol amélioré après traitement et justification des différents types de fondations vis-à-vis de la rupture ;
- tassement absolu des divers éléments de structure au sein d'un même ouvrage, justification des tassements différentiels au sein de la structure ou entre structure et dallage, en fonction des tolérances admissibles propres à chaque ouvrage et des règlements en vigueur.

Lorsque d'autres actions sont recherchées, la justification de ces effets doit être alors produite :

- dans le cas de la liquéfaction des sols, il convient de démontrer que les colonnes ont réduit ce risque ;
- si l'effet drainant est recherché pour accélérer la consolidation, un calcul du temps de consolidation est établi ;
- dans le cas de la stabilisation de talus, le calcul porte sur la sécurité obtenue vis-à-vis des glissements circulaires.

Les valeurs usuelles des paramètres autres que géométriques, et entrant dans les calculs, sont les suivantes (**Tableau III.2**) (*Remarque : Des valeurs différentes, supérieures ou inférieures, sont possibles mais devront être justifiées par des essais appropriés.*):

Tableau III.2 : Caractéristiques usuelles des colonnes.

Module d'Young : moyenne sur le volume de la colonne		$E_{col} = 60 \text{ MPa}$
Angle interne intergranulaire	Matériau roulé	$\varphi'_c = 38^\circ$
	Matériau concassé	$\varphi'_c = 40^\circ$
Coefficient de Poisson		$\nu_{col} = 1/3$
Poids volumique du matériau en place, saturé		$\gamma_{col} = 21 \text{ kN/m}^3$

1.3.9.6.1 Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

Parmi les méthodes de calcul, on citera celles de :

- Greenwood (1970) (Couramment utilisée);
- Thorburn (1975) ;
- Priebe (1976) (la plus faible et la plus utilisée en Algérie);
- Balaam et Booker (1985).

1.3.6.8.2 Contraintes maximales admissibles dans les colonnes

Le calcul de la contrainte maximale admissible consiste d'abord à déterminer la **contrainte verticale de rupture** « q_r » d'une colonne isolée à partir des caractéristiques des colonnes et du sol après traitement et ce selon les schémas de rupture possibles suivants (**Figure III.11; Soyez, 1985**) :

- **rupture par expansion latérale** (critère souvent dimensionnant) (**Figure III.11a**) ;
- **rupture par cisaillement généralisé** (rupture rare, cas des colonnes courtes) (**Figure III.11b**) ;
- **rupture par poinçonnement** (colonnes flottantes) (**Figure III.11c**).

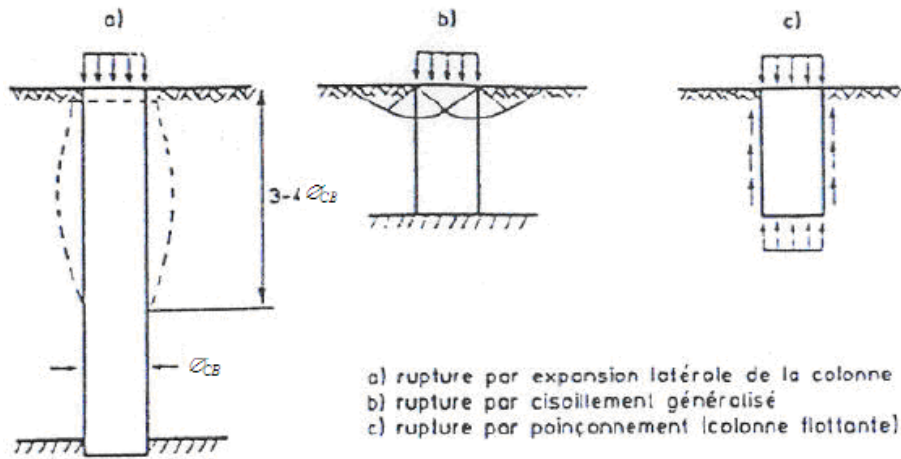


Fig. III.11 — Type de rupture.

a) Rupture par expansion latérale

Selon la méthode de **Greenwood (1970)** et, par analogie aux conditions triaxiales, la contrainte de rupture effective « q_{re} » par expansion latérale est donnée en fonction de la profondeur et de la contrainte radiale « σ_r » par:

$$q_{re} = \sigma_r \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi'_c / 2) \dots\dots\dots (10)$$

La valeur de l'étreinte radiale résulte du contexte géotechnique ; cette valeur est estimée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre) lors de l'étude d'un projet géotechnique.

✓ **Exemple 01** : dans le cas du pressiomètre, la contrainte radiale « σ_r » est estimée de la façon suivante par couche de sol :

$$\sigma_r = P_{le}^* \dots\dots\dots (P_{le}^* \text{ est la pression limite nette équivalente})$$

Si en outre on a « $\varphi'_c = 38^\circ$ », l'équation (10) devient :

$$q_{re} = 4 \cdot P_{le}^* \dots\dots\dots (11)$$

Où « P_{le}^* » est la **pression limite nette équivalente**

✓ **Exemple 02** : dans le cas du pénétromètre statique, la contrainte radiale « σ_r » est estimée de la façon suivante par couche de sol :

$$\sigma_r = q_{ce} / 3 \dots\dots\dots (12)$$

Si en outre on a « $\varphi'_c = 38^\circ$ », l'équation (10) devient :

$$q_{re} = 4/3 \cdot q_{ce} \dots\dots\dots (13)$$

Où « q_{ce} » est la **résistance de pointe équivalente** calculée sur la hauteur de colonne dans chaque couche selon la formule suivante :

$$q_{ce} = \min (q_{ce}, \text{ suivant la hauteur } [z]) \dots\dots\dots (14)$$

Avec « $q_{ce}[z]$ » calculée suivant la formule ci-dessous :

$$q_{ce}[z] = \int_{z-D}^{z+D} q_c(z) dz \quad \text{où } D = \phi_{CB} \dots \dots \dots (15)$$

b) Rupture par cisaillement généralisé

La rupture par cisaillement généralisé peut être étudiée lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol. Ce cas est peu fréquent, et le calcul correspondant n'est pas présenté ici (Soyez, 1985).

c) Rupture par cisaillement poinçonnement

La contrainte verticale régnant au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur (Soyez, 1985).

- Dans un **milieu homogène (une seule couche)** caractérisé par la **cohésion non drainée « C_u »**, la **contrainte verticale de rupture vis-à-vis du poinçonnement** de la base de la colonne est égale à **9.C_u**. On définit alors une **contrainte maximale en tête « q_{rp} »** selon la formule suivante:

$$q_{rp} = 9 \cdot C_u + L_c \cdot (2 \cdot C_u / R_c - \gamma_c) \dots \dots \dots (16)$$

Où :

- γ_c : poids volumique de la colonne ;
- L_c : longueur de la colonne ;
- R_c : rayon moyen de la colonne.

Remarque : En pratique, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la valeur minimale qui équilibre la résistance du sol :

✓ **Sous sollicitations ELU (état limite ultime ou de rupture):**

$$L_c \geq R_c \cdot [(\gamma_{ELU} \cdot \sigma_{0ELU} / C_u) - 9] / 2 \dots \dots \dots (17)$$

✓ **Sous sollicitations ELS (état limite de service):**

$$L_c \geq R_c \cdot [(\gamma_{ELS} \cdot \sigma_{0ELS} / C_u) - 9] / 2 \dots \dots \dots (18)$$

Où:

- σ₀ est la contrainte en tête de colonne ;
- Avec :
- γ_{ELU} = 1,5
- γ_{ELS} = 2

- Dans le cas d'un **milieu hétérogène (multicouche)**, la **formule (16)** devient :

$$q_{rp} = 9 \cdot C_{up} + L_c (2 \cdot C_{um} / R_c - \gamma_c) \dots \dots \dots (19)$$

Où :

- C_{up} est la cohésion du sol à la base de la colonne ;
- C_{um} est la cohésion moyenne du sol sur la hauteur de la colonne.

Remarque : Les valeurs de cohésion (C_u, C_{up} et C_{um}) résultent du contexte géotechnique ; elles sont estimées à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre, ...) lors de l'étude de projet géotechnique.

Dans le cas du pressiomètre, on pourra retenir par exemple :

✓ Si : $P_1^* < 0,3 \text{ MPa}$

$$C_u = P_1^*/5,5 \text{ (en MPa) (20)}$$

✓ Si $P_1^* \geq 0,3 \text{ MPa}$

$$C_u = P_1^*/10 + 0,025 \text{ (en MPa) (21)}$$

Dans le cas du pénétromètre statique, on pourra retenir par exemple :

$$C_u = (q_c - p_0) / 15 \text{ (22)}$$

Où « $p_0 = \sigma_{vt} = \sigma_v' + \mu$ » est la **contrainte verticale totale** au niveau considéré; σ_v' est la **contrainte verticale effective** au niveau considéré; μ est la **pression interstitielle** au niveau considéré et q_c est la **résistance à la pointe**.

Remarque : Sous semelle, les colonnes sont toujours non flottantes au sens du critère ci-après.

On considère qu'une colonne n'est pas flottante quand elle s'arrête dans un horizon caractérisé par C_{up} supérieure ou égale à 150 kPa (soit environ $P_1^* \geq 0,8 \text{ MPa}$ ou $q_c \geq 2,5 \text{ MPa}$) ou tel que $9.C_{up} > q_r$.

Remarque : Dans tous les cas, il est nécessaire de calculer et de prendre en compte le tassement sous les colonnes.

1.3.9.8.3 Contraintes dans les colonnes

a) Contrainte de rupture

La **contrainte verticale de rupture** « q_r » dans la colonne est égale à :

$$q_r = \min (q_{re} ; q_{rp} ; 1.6 \text{ MPa}) \text{(23)}$$

b) Contrainte verticale admissible à l'ELS « q_{aELS} »

A l'ELS, la **contrainte verticale admissible** « q_{aELS} » dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de « $F_s = 2$ » sur la contrainte verticale de rupture q_r :

$$q_{aELS} = q_r / 2 = \min (q_{re}/2 ; q_{rp}/2 ; 0.8 \text{ MPa}) \text{ (24)}$$

c) Contrainte verticale maximale à l'ELU « q_{aELU} »

A l'ELU, la **contrainte verticale maximale (ultime)** « q_{aELU} » dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de « $F_s = 1,5$ » sur la contrainte verticale de rupture q_r :

$$q_{aELU} = q_r / 1,5 = \min (q_{re}/1,5 ; q_{rp}/1,5 ; 1,06 \text{ MPa}) \text{ (25)}$$

Remarque :

Les deux équations (24) et (25) [$q_r = 2.q_{aELS} = 1.5.q_{aELU}$] permettent d'affecter un coefficient sécurité de « $F_s = 1,33$ » à la contrainte admissible à l'ELS :

$$q_{aELU} = 1,33.q_{aELS} \text{(26)}$$

1.3.6.8.4 Evaluation aux ELS des contraintes et des tassements

Remarque :

les deux méthodes ci-après (**a) : Méthode d'homogénéisation pour les dallages et radiers soumis à un chargement uniforme infini** et **(b) : Méthode pour le cas des colonnes sous semelle à charge verticale et centrée**) ne sont a priori valides que si :

- ✓ la surcharge apportée au sol entre les colonnes (calculée par les dites méthodes) reste inférieure à la contrainte admissible pour le sol non traité ;
- ✓ les colonnes sont arrêtées sur une couche plus compacte. En effet, on considère qu'une couche est plus compacte quand elle est caractérisée par C_{up} supérieure ou égale à 150 kPa (soit environ $P_1^* \geq 0,8$ MPa ou $q_c \geq 2,5$ MPa) ou telle que $9.C_{up} > q_r$.

a) Méthode d'homogénéisation pour les dallages et radiers soumis à un chargement uniforme infini

Après réalisation des colonnes, le **tassement** de chaque couche « *i* » au centre de l'ouvrage s'écrit :

$$w_i = \frac{h_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{si} \cdot (1 - \nu_{si}) / (1 - \nu_{si} - 2\nu_{si}^2)\}} \dots\dots\dots(27)$$

Et la valeur de la **contrainte dans la colonne** au niveau de la couche *i* (σ_{ci}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{si} \cdot (1 - \nu_{si}) / (1 - \nu_{si} - 2\nu_{si}^2)\}} \dots\dots\dots(28)$$

où :

- a_i : pourcentage d'incorporation (rapport des sections), dans la couche *i* considérée ;
- E_{col} : module d'Young de la colonne ;
- E_{si} : module d'Young de la couche *i* considérée ;
- ν_{si} : coefficient de Poisson de la couche *i* considérée ;
- σ_t : contrainte verticale moyenne apportée par l'ouvrage ;
- h_i : épaisseur de la couche *i*.

Remarque : Dans le cas où on dispose d'essais œdométriques en laboratoire (module œdométriques du sol i : E_{soli}), les formules précédentes deviennent :

$$w_i = \frac{h_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{soli}\}} \dots\dots\dots(29)$$

et la contrainte dans la colonne au niveau de la couche *i* (σ_{ci}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{soli}\}} \dots\dots\dots(30)$$

Remarque : Dans le cas où on dispose d'essais pressiométriques (module EM, coefficient α), conformément aux recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique, on assimile le rapport EM / α au module oedométrique. Dans l'hypothèse classique d'une valeur du coefficient de Poisson de 1/3, le module d'Young du sol E_s est alors égal aux 2/3 du module oedométrique. Les formules précédentes deviennent :

$$w_i = \frac{h_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{Mi} / \alpha_i\}} \dots\dots\dots(31)$$

et la contrainte dans la colonne au niveau de la couche i (σ_{ci}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot E_{Mi} / \alpha_i\}} \dots\dots\dots(32)$$

Remarque : Dans le cas où on dispose d'essais au pénétromètre statique (à pointe électrique), on peut faire les corrélations suivantes pour les sols les plus courants et normalement consolidés :
 $E_{sol} = \alpha_c \cdot q_c$ avec α_c valeurs habituelles proposées dans le tableau ci-après :
 avec E_{sol} module oedométrique du sol.

Tableau III.3 – Valeur de α_c

Type de sol	Argile	Limon	Sable
α_c	4 à 6	4 à 5	2 à 3

Les formules précédentes deviennent :

$$w_i = \frac{h_i \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot \alpha_c \cdot q_{ci}\}} \dots\dots\dots(33)$$

et la contrainte dans la colonne au niveau de la couche i (σ_{ci}) peut être donnée par :

$$\sigma_{ci} = \frac{E_{col} \cdot \sigma_t}{a_i \cdot E_{col} + \{(1 - a_i) \cdot \alpha_c \cdot q_{ci}\}} \dots\dots\dots(34)$$

Remarque : Les corrélations pressiométriques et pénétrométriques peuvent être d'application délicate dans certains types de sol (argiles molles saturées, sols non saturés,...); on aura recours de préférence à des modules oedométriques mesurés en laboratoire.

Il convient alors de déterminer que ces contraintes restent inférieures aux maxima admissibles tels que définis précédemment:

$$\sigma_{ci} < q_{ai}$$

et que le tassement total ($\sum w_i$, augmenté le cas échéant du tassement des couches situées sous la base des colonnes) reste inférieur aux valeurs fixées par les conditions d'exploitation.

Remarque :

- *Si les charges varient par zones et/ou si la stratigraphie n'est pas homogène, il faut vérifier aussi que les tassements différentiels sont acceptables.*
- *Dans le cas où les colonnes ne sont pas arrêtées dans une couche plus compacte, une justification particulière sera proposée.*