

# Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement

## Avant-propos

Cette version n° 2 de 2011 vise à modifier le texte paru dans la RFG n° 111 de 2005 pour prendre en compte les retours d'expériences et les observations de l'USG, et pour mieux appréhender les inter-actions sol-structures. Cette version ajoute également des chapitres relatifs aux dimensionnements à partir des essais de laboratoire et des essais au pénétromètre statique. Elle constitue le référentiel sur lequel doivent s'appuyer tous les constructeurs (au sens de l'article R111-40 du code de la Construction et de l'Habitation) ainsi que les bureaux de contrôle, pour tout ce qui concerne la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées et leurs interactions avec des bâtiments et des ouvrages sensibles au tassement les surmontant.

## Ont participé à la rédaction du présent document :

P. AGUADO (Apave)  
P. BERTHELOT (Bureau Veritas)  
L. CARPINTEIRO (Socotec)  
F. DURAND (Fugro Geotechnique)  
M. GLANDY (Soletanche Bachy Pieux)  
Ph. LIAUSU (Ménard)  
B. PEZOT (Ménard)  
Ch. POILPRE (Consultant)  
S. LAMBERT (Keller Fondations spéciales)  
J.-P. VOLCKE (Franki Fondation)

Ont également participé aux discussions : G. BILLOET (Keller Fondations Spéciales) et J.-R. GAUTHEY (SPIE Fondations).

Ce document a reçu l'aval de l'Union syndicale géotechnique (USG) et du Comité français de mécanique des sols (CFMS).

## Préambule

1) Les colonnes concernées par les présentes recommandations professionnelles sont des colonnes verticales constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

• **Commentaire n° 1.** Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Dans la suite du texte, l'expression « colonne ballastée » s'entend pour la seule définition ci-dessus.

2) Les colonnes peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes ou en groupes ou même de manière isolée.

3) Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage à réaliser, de la nature des charges, des tolérances ou prescriptions relatives aux tassements absolus et différentiels, ainsi que de la nature et des caractéristiques du sol à traiter.

4) 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.

5) Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- amélioration de la portance ;
- réduction des tassements ;
- homogénéisation des caractéristiques géotechniques ;
- augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants ;
- augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation).

6) Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration de sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde.

7) La fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est toujours de type superficiel : semelle filante ou isolée, radier, dallage. Il peut aussi s'agir de la « fondation » d'un ouvrage en terre.

8) C'est la maîtrise du comportement de la fondation de ces ouvrages qui est recherchée et notamment le coefficient de réduction des tassements.

• **Commentaire n° 1.** Suivant la densité du maillage et les conditions géotechniques rencontrées, ce coefficient est généralement compris entre 1,5 et 4 sous charges réparties.

9) La pertinence du traitement de sol doit faire l'objet d'une analyse par le géotechnicien de l'opération qui, par ailleurs, fournira ou avalisera les hypothèses de calcul.

• **Commentaire n° 1.** Il est rappelé que l'étude géotechnique pour des colonnes ballastées doit comprendre la reconnaissance des terrains à traiter mais aussi de ceux susceptibles de tasser sous l'épaisseur traitée.

• **Commentaire n° 2.** Le maître d'ouvrage doit associer le géotechnicien à la conception et à l'exécution du projet dans le cadre des missions successives définies par la norme NF P 94-500.

## Domaine d'application

### Par types d'ouvrages

1) 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).

2) 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.

3) 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.

### Utilisation en zone sismique

1) 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.

2) On se reporte au guide *Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous sollicitations sismiques* publié sous l'égide de l'Association française de génie parasismique (AFPS).

### Limites d'utilisation

1) L'étreinte 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.

2) En conséquence :

- 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 ;

• **Commentaire n° 1.** Il existe aussi la norme NF P 94-055 qui définit une méthode chimique pour déterminer la teneur pondérale en matière organique d'un matériau.

– 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.

3

## Mode opératoire

3.1

### Méthodes et matériels

1) Les deux procédés suivants satisfont à la définition donnée en préambule (Voir le lexique pour le descriptif détaillé) :

– les colonnes pilonnées ;

– les colonnes vibrées ;

- si l'on utilise le lançage à l'air, on parle de voie sèche,

- si l'on utilise le lançage à l'eau, on parle de voie humide.

• **Commentaire n° 1.** Tout autre procédé doit faire l'objet d'un cahier des charges.

2) Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement de la nature et de l'état de saturation du sol, du but recherché et des caractéristiques des matériaux d'apport. Il appartient à l'entreprise, en fonction de son savoir-faire et de son expérience, de choisir l'outil et le procédé le mieux adaptés dans chaque cas.

3.2

### Préforages

1) La traversée de couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction de terrain.

2) Tout volume excavé ou remanié doit être comblé et compacté par le matériau de la colonne.

3.3

### Matériaux d'apport

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

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

• **Commentaire n° 1.** Sauf dossier spécifique démontrant l'absence de désordres à court et à long termes (gonflement, pollution, réaction physico-chimique...), les matériaux recyclés ne sont pas admis.

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

– LA < 35 ;

– MDE < 30 ;

– LA + MDE < 60.

• **Commentaire n° 1.** LA : essai Los Angeles, norme NF EN 1097-2 ; MDE : essai Micro Deval, norme NF EN 1097-1.

4) 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.

5) 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.

6) Le critère de propreté est le suivant : le passant inférieur à 80  $\mu$ m est inférieur à 5 %.

4

## Dispositions constructives

4.1

### Diamètre des colonnes ballastées

1) 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).

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

• **Commentaire n° 1.** Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm.

3) 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.

4.2

### Interface sol traité/structure

1) Si l'élément de fondation a une inertie insuffisante pour répartir sa charge de façon homogène sur la maille élémentaire, il est nécessaire de disposer un matelas de répartition entre l'élément de fondation et le sol traité : ce matelas a pour rôle d'assurer la répartition complémentaire des charges.

2) Si l'on utilise l'action drainante des colonnes, il faut disposer d'une couche drainante (avec exutoire) au toit des colonnes.

• **Commentaire n° 1.** En pratique, les semelles isolées et filantes ainsi que les radiers ne nécessitent en général aucun matelas, contrairement aux dallages, armés ou non.

3) Par ailleurs, le fait de traiter un sol par incorporation de colonnes ballastées n'améliore pas, sauf exceptions, le comportement du terrain en place en surface entre colonnes où il n'y a donc pas augmentation a priori des valeurs du module EV2 ni de celles du coefficient de Westergaard.

#### 4.3

### Exécution des semelles et radiers

1) Ceux-ci doivent être réalisés de la même manière que dans un sol non traité ; ils peuvent être coulés à pleine fouille ou coffrés.

2) Lorsque la base de la semelle est à moins de 50 cm sous le niveau de la plate-forme de travail, la tête de la colonne doit être recompaquée pour garantir les caractéristiques prises en compte dans les calculs.

• **Commentaire n° 1.** Ce recompaquage peut être réalisé conjointement avec le recompaquage de la plate-forme.

#### 4.4

### Exécution du matelas de répartition

1) L'épaisseur minimale d'un matelas de répartition en matériaux granulaires est de 40 cm.

2) 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 DTU 13.3 et du guide GTR92.

• **Commentaire n° 1.** 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  $EV_2$  est supérieur à 50 MPa.

3) 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.

• **Commentaire n° 1.** 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.

4) 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).

5) Le matelas de répartition peut être mis en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : il sert alors de plate-forme de travail.

6) Cependant, le reprofilage, 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.

#### 4.5

### Disposition des colonnes ballastées

#### 4.5.1

#### Ouvrages à charges réparties uniformes

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

2) Le maillage dépend des caractéristiques géotechniques et des charges appliquées.

• **Commentaire n° 1.** 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.

• **Commentaire n° 2.** Sauf cas particuliers, il n'est pas nécessaire de disposer des colonnes à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné.

#### 4.5.2

#### Semelles filantes et isolées

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

2) Le maillage résulte du critère le plus défavorable.

• **Commentaire n° 1.** Au sein d'un même ouvrage, il est parfaitement envisageable qu'il y ait des semelles courantes sous lesquelles le sol a été amélioré et des semelles faiblement chargées reposant sur le sol naturel. C'est le respect de l'homogénéité des tassements des semelles soumises à des charges dissemblables qui peut autoriser cette situation (exemple : ossature secondaire support de bardage des halls industriels).

3) Pour des colonnes isolées ou des files uniques de colonnes, en l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu extérieur des colonnes doit être au moins égal à la tolérance d'exécution définie au § 4.9.

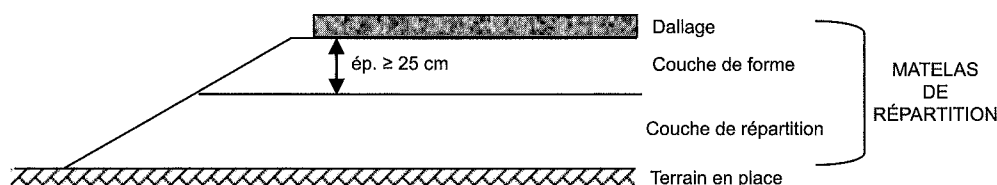


FIG. 1 Matelas de répartition.

• **Commentaire n° 1.** La vérification consiste à s'assurer que, même si la colonne n'est pas intégralement sous le massif (éventuellement avant exécution et obligatoirement après le récolement si celui-ci démontre un excès de contrainte), les résultats en termes de déformation et de contrainte maximale dans la colonne et dans le sol restent admissibles.

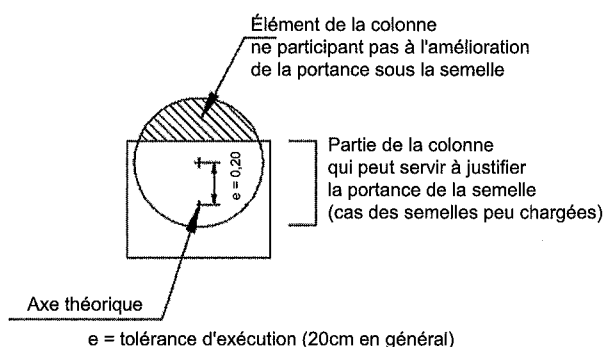


FIG. 2 Prise en compte des colonnes en cas de débord.

4) Pour des colonnes non alignées, il est recommandé d'adopter la même disposition (débord de la semelle au moins égal à la tolérance d'exécution). Dans le cas contraire, il faut justifier le tassement et la contrainte dans les colonnes si les colonnes ne respectent pas l'implantation théorique.

• **Commentaire n° 1.** On trouvera en annexe I quelques dispositions types.

• **Commentaire n° 2.** Sous les semelles filantes, la disposition des colonnes en quinconce limite l'incidence des excentremets.

#### 4.6

### Mailles de référence maximales

1) 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 m<sup>2</sup>, d'une part, et le taux de substitution doit être supérieur à 3 %, d'autre part.

2) 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.

#### 4.7

### Mailles de référence minimales

1) La maille de référence minimale est de 2,25 m<sup>2</sup>.

2) Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à  $1,5 \varnothing_{CB}$  et 1,20 m.

• **Commentaire n° 1.** Un taux de substitution élevé induit un risque de soulèvement des plates-formes.

• **Commentaire n° 2.** Des mailles plus étroites sont possibles mais nécessitent une étude spécifique de faisabilité.

• **Commentaire n° 3.** Pour des colonnes réalisées par lançage à l'eau, procédé peu utilisé en site terrestre du fait de l'extraction de terrain généré par le procédé, il est possible de réaliser des colonnes ballastées de diamètre important (1,00 à 1,20 m) plus rapprochées que par voie sèche.

#### 4.8

### Colonnes ballastées sous un remblai support de fondations

1) On peut traiter par incorporation de colonnes ballastées tous les types de sols entrant dans le domaine d'application, et ensuite mettre en œuvre sur le sol amélioré des remblais de rehaussement ou de substitution, réalisés avec des matériaux nobles de qualité contrôlée, mis en œuvre de manière soignée avec un contrôle rigoureux de leur compactage, par exemple selon les recommandations LCPC-COPREC de 1980.

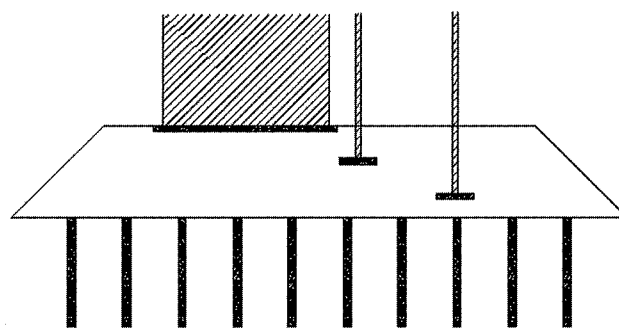


FIG. 3 Implantation des colonnes sous un remblai.

#### 4.9

### Tolérances d'exécution

#### 4.9.1

#### Maillage en réseau

1) La colonne ballastée est une inclusion donnant, grâce à ses caractéristiques propres, de nouvelles caractéristiques équivalentes à la maille élémentaire de sol traité, dont elle occupe le centre.

2) Dans ce cas, il n'existe pas de notion d'« excentrement » telle que celle-ci apparaît pour des éléments ponctuels de fondation.

## Colonnes sous semelles

1) Les semelles isolées et filantes reposant sur le sol amélioré doivent être justifiées comme des éléments de fondation.

2) La tolérance d'exécution des colonnes ballastées est alors de  $\pm 20$  cm.

• **Commentaire n° 1.** Cette valeur peut être difficile à apprécier du fait de la forme irrégulière des colonnes lorsqu'elles sont vibrées.

3) Au-delà de cette valeur, l'entreprise doit justifier que le comportement de la semelle reste compatible avec la structure de l'ouvrage ; s'il y a une couche de répartition sous la semelle, on tient compte de ses caractéristiques pour cette justification.

• **Commentaire n° 1.** Les ouvrages surmontant les colonnes sont conçus de telle sorte qu'ils ne soient pas à modifier tant que les écarts d'implantation sont inférieurs aux tolérances d'exécution.

4) Le choix de tolérances plus faibles est laissé à l'initiative de l'entreprise mais celle-ci doit alors s'assurer de leur strict respect ; cette tolérance peut ne pas être la même dans les deux directions.

## Coefficient réducteur sur les volumes de matériaux incorporés

1) Il existe une différence entre le volume théorique des colonnes réalisées et le volume de matériau approvisionné et donc foisonné sur le site. Cette différence provient, d'une part, des pertes à l'exécution (dont les hors profils variables en fonction de l'étreinte latérale) et, d'autre part, du compactage du matériau dans la colonne.

2) Généralement, on admet les rapports suivants du volume approvisionné au volume théorique :

- colonnes vibrées avec alimentation en tête, sous l'eau : 1,3 à 1,5 ;
- colonnes avec incorporation en pied, à l'air : 1,2.

## Dimensionnement

### Préalable : éléments d'information nécessaires au calcul

1) Le comportement d'un renforcement de sol par colonnes ballastées ne peut s'analyser sans une bonne connaissance :

- de la nature et des caractéristiques du sol traité et sous-jacent : coupes de sondages, résultats des essais mécaniques en laboratoire ou en place... ;
- de la nature, des caractéristiques et des méthodes d'exécution de la fondation proprement dite ;
- des sollicitations de service ou exceptionnelles ;
- de la nature et du comportement de la structure à fonder.

2) Les règles de calcul du présent document ne prennent pas en compte d'amélioration du sol entre les colonnes.

• **Commentaire n° 1.** L'exécution des colonnes peut améliorer les caractéristiques de certains sols ; il est possible de prendre en compte des caractéristiques « améliorées » à condition de vérifier par des essais appropriés qu'elles sont atteintes.

## Critères de dimensionnement

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

2) 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.

3) 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.

## Hypothèses

1) Les contraintes d'exploitation de l'ouvrage (charges maximales et déformations admissibles) doivent être définies dans les documents particuliers du marché.

2) Les hypothèses concernant le sol sont les caractéristiques géotechniques mentionnées dans l'étude de sol : stratigraphie, nature des sols, hydrologie, caractéristiques rhéologiques et mécaniques (module d'Young, coefficient de Poisson, étreinte latérale, coefficient de compressibilité  $C_v$ , indice des vides...) de toutes les couches de sol.

• **Commentaire n° 1.** Au cas où les données résulteraient de corrélations, il conviendra d'avoir l'accord écrit du géotechnicien sur la validité des hypothèses considérées.

3) Les hypothèses concernant les colonnes ballastées, notamment quant à leur module de déformation, leur diamètre et leur longueur, dépendent étroitement du matériel de mise en œuvre choisi et des performances de celui-ci.

4) Les valeurs usuelles des paramètres autres que géométriques, et entrant dans les calculs, sont les suivantes, pour les matériaux décrits au § 3.3 et correctement mis en œuvre.

**TABEAU 1** Caractéristiques usuelles des colonnes.

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

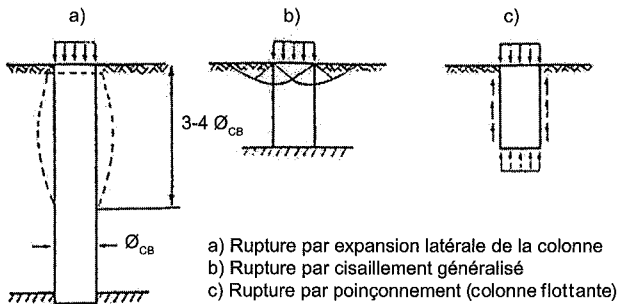
• **Commentaire n° 1.** Des valeurs différentes, supérieures ou inférieures, sont possibles mais devront être justifiées par des essais appropriés.

**5.4**

**Contraintes maximales admissibles dans les colonnes**

1) 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 (figures a, b et c ; cf. Soyez, 1985) :

- rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant) ;
- rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes) ;
- rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).



**FIG. 4** Type de rupture.

**5.4.1**

**Rupture par expansion latérale**

1) Par analogie aux conditions triaxiales, la contrainte de rupture effective  $q_{re}$  par expansion latérale est donnée en fonction de la profondeur et de l'étreinte radiale  $\sigma_r$  par :

$$q_{re} = \sigma_r \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi'_c/2) \text{ Greenwood (1970)}$$

2) 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 de projet géotechnique.

• **Commentaire n° 1.** Par exemple, dans le cas du pressiomètre, la contrainte radiale est estimée de la façon suivante par couche de sol :

$$\sigma_r \# p_{le}^*$$

Si en outre on a  $\varphi'_c$  de l'ordre de 38 degrés, il vient alors :

$$q_{re} \# 4 \cdot p_{le}^*$$

où  $p_{le}^*$  est la pression limite nette équivalente calculée selon la formule suivante :

$p_{le}^* = \min(p_{le}[z])$  sur la hauteur de colonne dans chaque couche ;

avec  $p_{le}[z] =$  moyenne géométrique des  $p_{le}$  sur une hauteur de  $2 \varnothing_{CB}$  centrée sur  $z$ , mais limitée à 1,5 fois la plus faible valeur des  $p_{le}$  sur cette hauteur  $2 \varnothing_{CB}$ .

• **Commentaire n° 2.** Par exemple, dans le cas du pénétromètre statique, la contrainte radiale est estimée de la façon suivante par couche de sol :

$$\sigma_r \# q_{ce}/3$$

Si en outre on a  $\varphi'_c$  de l'ordre de 38 degrés, il vient alors :

$$q_{re} \# 4/3 \cdot q_{ce}$$

où  $q_{ce}$  est la résistance de pointe équivalente calculée selon la formule suivante :

$q_{ce} = \min(q_{ce}[z])$  sur la hauteur de colonne dans chaque couche ;

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

$$q_{ce}[z] = \frac{1}{2D} \int_{z-D}^{z+D} q_c(z') dz' \text{ où } D = \varnothing_{CB}$$

correspondant à une moyenne sur une hauteur de  $2 \varnothing_{CB}$  centrée sur  $z$ .

**5.4.2**

**Rupture par cisaillement généralisé**

1) 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 (cf. Soyez, 1985).

**5.4.3**

**Rupture par poinçonnement**

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

2) Dans un milieu homogène 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 :

$$q_{rp} = 9 \cdot C_u + L_c \cdot (2 \cdot C_u / R_c - \gamma_c) \text{ où :}$$

$\gamma_c$  : poids volumique de la colonne,

$L_c$  : longueur de la colonne,

$R_c$  : rayon moyen de la colonne.

• **Commentaire n° 1.** 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 :  $L_c \geq R_c [( \gamma_{ELU} \cdot \sigma_{0ELU} / C_u ) - 9] / 2$

– sous sollicitations ELS :  $L_c \geq R_c [( \gamma_{ELS} \cdot \sigma_{0ELS} / C_u ) - 9] / 2$

$\sigma_0$  est la contrainte en tête de colonne,

avec  $\gamma_{ELU} = 1,5$  et  $\gamma_{ELS} = 2$ .

3) Dans le cas d'un multicouche, la formule devient :

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

$C_{up}$  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.

4) 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.

• **Commentaire n° 1.** Dans le cas du pressiomètre, on pourra retenir par exemple :

$C_u \# p_1^* / 5,5$  quand  $p_1^* < 0,3$  MPa,  $C_u$  en MPa ;

$C_u \# p_1^* / 10 + 0,025$  quand  $p_1^* \geq 0,3$  MPa,  $C_u$  en MPa.

• **Commentaire n° 2.** Dans le cas du pénétromètre statique, on pourra retenir par exemple :

$C_u \# (q_c - p_0) / 15$  où  $p_0$  est la contrainte verticale totale au niveau considéré.

• **Commentaire n° 3.** 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  $p_1^* \geq 0,8$  MPa ou  $q_c \geq 2,5$  MPa) ou tel que  $9 \cdot C_{up} > q_{rp}$ .

• **Commentaire n° 4.** Dans tous les cas, il est nécessaire de calculer et de prendre en compte le tassement sous les colonnes.

## 5.4.4

### Contraintes dans les colonnes

#### 5.4.4.1

#### Contrainte de rupture

1) La contrainte verticale de rupture  $q_r$  dans la colonne est égale à :

$$q_r = \min(q_{re} ; q_{rp} ; 1,6 \text{ MPa})$$

## 5.4.4.2

### Contrainte à l'ELS

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

$$q_{aELS} = q_r / 2 = \min(q_{re} / 2 ; q_{rp} / 2 ; 0,8 \text{ MPa}).$$

## 5.4.4.3

### Contrainte à l'ELU

1) La contrainte maximale de calcul  $q_{aELU}$  dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 1,5 sur la contrainte verticale de rupture  $q_r$  :

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

• **Commentaire n° 1.** Cela revient à affecter un coefficient de 1,33 à la contrainte admissible à l'ELS :

$$q_{aELU} = 1,33 \cdot q_{aELS}$$

## 5.5

### Évaluation aux ELS des contraintes et des tassements

1) Les méthodes ci-après (décrites aux § 5.5.1 et 5.5.2) ne sont a priori valides que si :

– la surcharge apportée au sol entre les colonnes (calculée par lesdites méthodes) reste inférieure à la contrainte admissible pour le sol non traité ;

– les colonnes sont arrêtées sur une couche plus compacte.

• **Commentaire n° 1.** 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  $9 \cdot C_{up} > q_r$ .

2) Elles sont basées sur les hypothèses d'élasticité du sol et sur la conservation des sections planes horizontales ; elles reposent sur la raideur de chaque élément (sol et colonnes).

• **Commentaire n° 1.** Dans le cadre des méthodes pressiométriques et pénétrométriques, pour rester dans le domaine élastique sous l'élément de fondation (radier, dallage, semelle, etc.), on vérifie à l'ELS que :

$$q_{sol} < k_p \cdot p_1 / 2 + q'_0$$

$$q_{sol} < k_c \cdot q_c / 2 + q'_0$$

où  $q_{sol}$  est la contrainte maximale transmise au sol entre les colonnes.

3) D'autres méthodes d'utilisation plus délicate sont également disponibles ; il convient surtout de retenir les ordres de grandeur obtenus par les cas particuliers ci-après.

• **Commentaire n° 1.** Ces méthodes de calcul doivent permettre de vérifier les critères de portance et de tassement développés dans les § 5.5.1, 5.5.2 et 5.6.

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

1) Après réalisation des colonnes, le tassement de chaque couche  $i$  au centre de l'ouvrage s'écrit :

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

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

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

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 ;

$\nu_{si}$  : coefficient de Poisson de la couche  $i$  considérée ;

$\sigma_t$  : contrainte verticale moyenne apportée par l'ouvrage ;

$h_i$  : épaisseur de la couche  $i$ .

• **Commentaire n° 1.** Dans le cas où on dispose d'essais œdométriques en laboratoire (module œdométrique du sol  $i$  :  $E_{soli}$ ), les formules précédentes deviennent :

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

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

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

• **Commentaire n° 2.** Dans le cas où on dispose d'essais pressiométriques (module  $E_M$ , coefficient  $\alpha$ ), conformément aux recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique, on assimile le rapport  $E_M/\alpha$  au module œdométrique.

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 œdométrique.

Les formules précédentes deviennent :

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

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

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

• **Commentaire n° 3.** 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  $\alpha_c$  valeurs habituelles proposées dans le tableau ci-après :

avec  $E_{sol}$  module œdométrique du sol.

TABLEAU II Valeurs de  $\alpha_c$ .

Type de sol	Argile	Limon	Sable
$\alpha_c$	4 à 6	4 à 5	2 à 3

N.B. Pour d'autres types de sols et/ou des sols surconsolidés, on pourra proposer d'autres corrélations.

Les formules précédentes deviennent :

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

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

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

• **Commentaire n° 4.** 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 œdométriques mesurés en laboratoire.

2) Il convient alors de déterminer que ces contraintes restent inférieures aux maxima admissibles tels que définis dans l'alinéa 5.4.4.2 :

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

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

• **Commentaire n° 1.** 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.

• **Commentaire n° 2.** Dans le cas où les colonnes ne sont pas arrêtées dans une couche plus compacte, une justification particulière sera proposée.

## 5.5.2

### Cas des colonnes sous semelle à charge verticale et centrée

#### 5.5.2.1

#### Charges ELS

1) Les étapes de calcul sont les suivantes, pour une semelle donnée (de surface  $S_s = B \cdot L$ ), reposant sur  $n$  colonnes (de section unitaire  $S_{col}$ ), sous une surcharge (surfacique)  $q_{ELS}$ .

• **Commentaire n° 1.** Dans tous les cas, il est nécessaire de calculer et de prendre en compte le tassement sous les colonnes.

**TABEAU III Phases de calcul sous semelle.**

Étape	Principe général	Cas particulier : à partir des essais au pressiomètre et/ou au pénétromètre statique
0	On vérifie d'abord la condition : $(n \cdot S_{col} \cdot q_{aELU} + (S_s - n \cdot S_{col}) \cdot q'_u/3) > q_{ELS} \cdot S_s$ avec $q'_u$ contrainte maximale admissible dans la colonne (voir § 5.4.4.2) et $q'_u$ contrainte de rupture du sol avant renforcement sous charge centrée	• <i>Commentaire n° 1. Cette valeur de <math>q'_u</math> doit être donnée ou validée par le géotechnicien.</i>
1	On calcule le tassement $w_s$ sans traitement selon les règles en vigueur ; on détermine ainsi : $k_s = q_{ELS} / w_s$	<i>A partir de l'essai pressiométrique</i> $w_s = q_{ELS} (B \cdot A_s / E_c + A_d \cdot B^2 / E_d)$ avec $A_s = \alpha \cdot \lambda_c / 9$ $A_d = 1,2 (\lambda_c / 0,6)^\alpha$ et où $E_c$ et $E_d$ sont les modules pressiométriques équivalents correspondant respectivement aux zones d'influence sphérique et déviatorique. <i>A partir de l'essai au pénétromètre statique :</i> $w_s = C \cdot q_{ELS} \cdot B / E_{sol}$ avec $E_{sol} = \alpha_c \cdot q_c$ où $\alpha_c$ cf. § 5.5.1 et $C = 0,5$ pour les semelles isolées et $1,1$ pour les semelles filantes.
2	On pose l'équation du tassement de la colonne $w_{col}$ dont la contrainte en tête est $q_{col}$ $w_{col} = \beta' \cdot q_{col} \cdot H / E_{col}$ où $H$ est la hauteur sur laquelle on calcule le tassement. $\beta'$ est un coefficient qui traduit le fait qu'il y a une diffusion des contraintes de la colonne vers le sol. • <i>Commentaire n° 1. Pratiquement, on retient <math>H = \min(2,5B ; L_c)</math> car plus de 85 % du tassement du sol se produit entre 0 et 2,5B</i> • <i>Commentaire n° 2. En première approche, on retient <math>\beta' = 1</math> (pas de diffusion) ; quand on peut calculer cette diffusion, on a <math>\beta' = q_{moy} / q_{col}</math> où <math>q_{moy}</math> est la moyenne des contraintes dans la colonne ; pour un sol homogène sur 2,5 B, on obtient <math>\beta_{mini} = 0,67</math></i>	
3	On en déduit l'expression de la raideur de la colonne : $k_{col} = q_{col} / w_{col} = E_{col} / (\beta' \cdot H)$	
4	On calcule la raideur de l'ensemble « semelle + colonne » sur la hauteur considérée : $k = (k_s \cdot (S_s - n \cdot S_{col}) + (n \cdot k_{col} S_{col})) / (B \cdot L)$	
5	On en déduit alors : - le tassement après traitement sur la hauteur $H$ $w_{sH} = q_{ELS} / k$ - le tassement final après traitement $w_{sf} = w_{sH} / 0,85$ - la contrainte sous la semelle : $q_{sol} = w_{sf} \cdot k_s$ - la contrainte dans la colonne : $q_{col} = w_{sf} \cdot k_{col}$	
6	On vérifie alors que l'on reste dans le domaine de validité pseudo-élastique : $q_{sol} < \text{limite du comportement élastique du sol}$ et $q_{col} < \text{limite du comportement élastique de la colonne et limitée à } q_{aELS}$ et que le tassement final y compris celui des sols sous jacents est acceptable. Sinon on reprend à l'étape 1 en modifiant le nombre de colonnes, leur diamètre ou la taille de la semelle	$q_{sol} < k_p \cdot p_{te} / 2 + q'_0$ $q_{sol} < k_c \cdot q_{ce} / 2 + q'_0$

**5.5.2.2**

**Charges ELU**

1) Pour une semelle donnée (de surface  $S_s = B \cdot L$ ), reposant sur  $n$  colonnes (de section unitaire  $S_{col}$ ), sous une surcharge (surfacique)  $q_{aELU}$ , on doit vérifier :

$$(n \cdot S_{col} \cdot q_{aELU} + (S_s - n \cdot S_{col}) \cdot q'_u/2) > q_{ELU} S_s$$

• **Commentaire n° 1.** Si on a besoin des déformations à l'ELU, on peut utiliser en première approche la méthode décrite pour l'ELS.

**5.6**

**Sollicitations autres que les efforts verticaux centrés**

1) Soit une semelle de dimensions  $B \cdot L$ , soumis à un torseur d'efforts dont les éléments au centre de la base sont la charge verticale  $Q$  ( $Q = q \cdot B \cdot L$ ), et les moments  $M_x$  et  $M_y$  ;  $L$  est parallèle à l'axe des  $x$ .

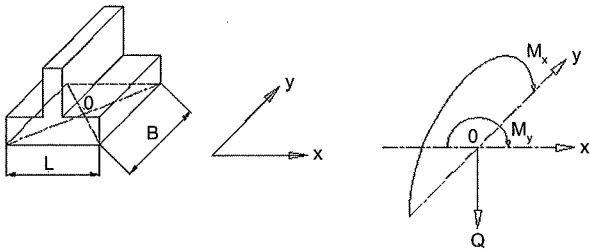


FIG. 5 Orientation des moments.

2) On impose qu'il y ait des colonnes sur plus d'un axe parallèle (à l'ELS et à l'ELU) :

- à l'axe des x dès que  $M_x / Q > B/6$  ;
- à l'axe des y dès que  $M_y / Q > L/6$ .

3) Les méthodes décrites au § 5.8 abordent de différentes façons la question ; nous exposons ci-après une méthode simplifiée.

5.6.1

Méthode simplifiée

1) On majore la valeur de  $M_x$  d'un facteur  $\psi_x$  qui vaut :

- 1,25 s'il y a des colonnes sur plusieurs axes parallèles à l'axe des x ;
- et 1,5 dans le cas contraire (toutes les colonnes alignées sur l'axe des x).

2) On majore la valeur de  $M_y$  d'un facteur  $\psi_y$  qui vaut :

- 1,25 s'il y a des colonnes sur plusieurs axes parallèles à l'axe des y ;
- et 1,5 dans le cas contraire (toutes les colonnes alignées sur l'axe des y).

3) Les excentricités  $e_y = \psi_x \cdot M_x / Q$  et  $e_x = \psi_y \cdot M_y / Q$  doivent vérifier :

$$e_x < d_x \text{ et } e_y < d_y$$

TABLEAU IV

Seuils d'excentricité (uniquement applicables dans les cas suivants  $M_x = 0$  et  $M_y \neq 0$  ou  $M_x \neq 0$  et  $M_y = 0$ ).

	$d_x$	$d_y$
ELS quasi permanent	$< L/6$	$< B/6$
ELS rare	$< L/4$	$< B/4$
ELU	$< L/2,2$	$< B/2,2$

4) On se ramène alors à une répartition rectangulaire équivalente (Meyerhof)  $q'$  :

$$q' = q \cdot B \cdot L / S_r$$

avec  $S_r = (B - 2 \cdot e_y) \cdot (L - 2 \cdot e_x)$

5) On peut ensuite appliquer les méthodes simplifiées décrites au § 5.5.2.1 à la partie comprimée de la semelle.

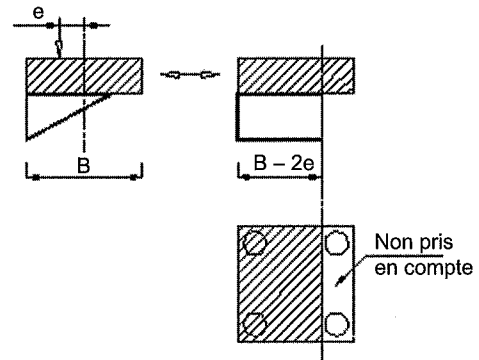


FIG. 6 Prise en compte des colonnes sous les zones comprimées.

6) Pour qu'une colonne soit prise en compte dans le calcul, il faut vérifier qu'elle se situe dans la partie du sol entièrement comprimée. La majoration par  $\psi$  de 1,25 et/ou 1,5 permet de s'affranchir de cette vérification en prédimensionnement.

7) On doit vérifier que sous ELS rare 75 % de la surface de la semelle reste comprimé, que sous ELS quasi permanent 100 % de la surface reste comprimé et que sous ELU environ la moitié du nombre des colonnes reste sous la surface entièrement comprimée  $S_r$ .

5.6.2

Autres méthodes

D'autres méthodes (sans majoration de  $M_x$  et  $M_y$ ) sont possibles ; il faut alors vérifier que la contrainte de référence du sol  $q'_{ref}$  après calcul de répartition des contraintes appliquée sous la semelle reste dans le domaine de validité des formules de tassement.

$$q'_{ref} = (3 \cdot q_{max} + q_{min}) / 4, \text{ ou } q'_{ref} = Q / (B - 2 \cdot e_y) / (L - 2 \cdot e_x)$$

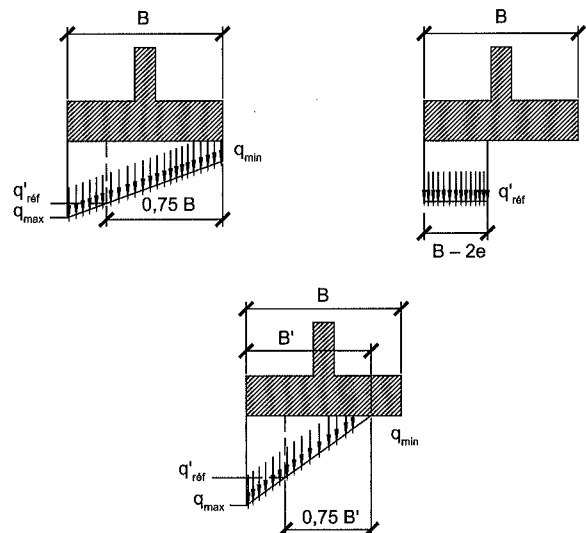


FIG. 7 Calcul de  $q'_{ref}$

• **Commentaire n° 1.** Dans le cadre des méthodes pressiométrique et pénétrométrique, on doit vérifier :

– que les contraintes dans le sol restent admissibles ;

$$q'_{\text{réf}} < k_p \cdot p_{1e} / 2 + q'_o$$

$$q'_{\text{réf}} < k_c \cdot q_{ce} / 2 + q'_o \text{ (cf. étape 6 du tableau III du § 5.5.2.1)}$$

– que les contraintes dans les colonnes restent admissibles ;

$$q_{\text{col}} < q_{\text{aELS}} \text{ à l'ELS}$$

$$q_{\text{col}} < q_{\text{aELU}} \text{ à l'ELU}$$

– que le critère suivant de portance globale est vérifié avec :

$$q' = q \cdot B \cdot L / [(B - 2 \cdot e_y) (L - 2 \cdot e_x)]$$

$n_r \cdot S_{\text{col}} \cdot q_{\text{aELS}} + (S_r - n_r \cdot S_{\text{col}}) \cdot q'_u / 3 > q'_{\text{ELS}} \cdot S_r$  avec  $n_r$  nombre de colonnes sous la surface comprimée  $S_r$  à l'ELS,

$n_r \cdot S_{\text{col}} \cdot q_{\text{aELU}} + (S_r - n_r \cdot S_{\text{col}}) \cdot q'_u / 2 > q'_{\text{ELU}} \cdot S_r$  avec  $n_r$  nombre de colonnes sous la surface comprimée  $S_r$  à l'ELU,

avec  $q_{\text{aELS}}$  : contrainte maximale admissible dans la colonne à l'ELS,

avec  $q_{\text{aELU}}$  : contrainte maximale admissible dans la colonne à l'ELU,

$q'_u$  : contrainte de rupture du sol avant renforcement sous charge centrée ;

– que sous ELS rare 75 % de la surface de la semelle reste comprimé, que sous ELS quasi permanent 100 % de la surface reste comprimé et que sous ELU environ la moitié du nombre des colonnes reste sous la surface entièrement comprimée  $S_r$ .

## 5.7

### Cas particulier des ouvrages en terre (chargement uniforme)

1) Le calcul des colonnes ballastées sous les ouvrages en terre s'effectue comme pour le calcul des colonnes sous radiers et dallages soumis à une charge uniforme.

2) Ces ouvrages peuvent nécessiter la vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement généralisé.

3) Dans ce cadre, il y a lieu de distinguer :

– le modèle initial correspondant au début de chargement sans aucun report de charge ;

– le modèle progressif de transfert de charge (phase de drainage) ;

– le modèle final issu du report définitif de charge (fin de drainage).

4) Dans ce cadre, Priebe (1978) propose des solutions d'homogénéisation qui, d'après Mitchel (1981), peuvent être appliquées à long terme (modèle final de transfert de charge) permettant d'obtenir un modèle homogène équivalent simplifié.

5) Cette approche simple ne permet pas de tenir compte du mécanisme de transfert de charge et peut sous-estimer le coefficient de sécurité lorsque le taux d'incorporation croît.

## 5.8

### Autres méthodes d'évaluation

1) Dans tous les cas sous semelle, on doit appliquer l'étape 0 décrite au paragraphe 5.5.2.1.

## 5.8.1

### Approche numérique aux éléments finis

1) La méthode des éléments finis consiste à discrétiser le modèle géométrique « fini » (sol + colonnes) en sous-ensembles de référence à partir de conditions aux limites en déplacement et en contraintes pour construire une matrice de rigidité globale.

2) On calcule ensuite, pour une loi de comportement donnée et pour chaque cas de chargement étudié, les déplacements, les déformations et les contraintes en tout point du modèle défini.

3) Cette méthode a l'avantage d'appréhender tous les paramètres du modèle retenu (déplacements, déformations, contraintes, iso-valeurs des paramètres et zones de plastification préalable).

4) Néanmoins, elle nécessite une attention particulière quant à la modélisation des colonnes et des conditions aux limites ; les résultats dépendent fortement du modèle rhéologique et de ses paramètres géomécaniques (en particulier, module d'Young, coefficient de Poisson,  $C_c$ ,  $C_s$ ,...), dont on rappelle qu'ils doivent être validés par le géotechnicien.

## 5.8.2

### Méthodes d'homogénéisation

1) Les méthodes d'homogénéisation présentent l'avantage de simplifier le milieu « composite sol + colonnes » afin d'obtenir un modèle simple où le milieu traité est réduit à un milieu homogène équivalent.

2) La technique d'homogénéisation simplifiée a été utilisée d'abord par Priebe (1978) pour les calculs de stabilité des ouvrages en terre sur sols mous traités par colonnes ballastées.

• **Commentaire n° 1.** La méthode décrite au paragraphe 5.5.1 fait partie de ces méthodes.

## 5.9

### Incidences éventuelles sur les calculs de structure

## 5.9.1

#### Dallage sur matelas de répartition

1) Plusieurs méthodes de calculs des sollicitations dans les structures sont possibles.

• **Commentaire n° 1.** Pour les dallages, on peut aussi assimiler le complexe « sol en place + colonne » à un sol homogène (dont il conviendra de définir le module) dans les cas suivants :

– charge répartie inférieure ou égale à 30 kPa + matelas de répartition d'épaisseur supérieure ou égale à 40 cm avec un  $EV_2$  minimum de 50 MPa et une maille maximale de 9 m<sup>2</sup> ;

– charge répartie comprise entre 30 et 50 kPa + matelas de répartition d'épaisseur supérieure ou égale à 60 cm avec un  $EV_2$  minimum de 80 MPa et une maille maximale de 7,5 m<sup>2</sup>.

### Méthode simplifiée à partir des coefficients de réaction

1) Le modèle fournit une distribution de ressorts surfaciques équivalents à l'ensemble « matelas + sol renforcé ». Dans la pratique, cette distribution peut être décrite par deux types de valeurs, celle applicable à l'aplomb et autour de la colonne définie par une pente 2V/1H depuis le sommet de la colonne, et celles applicables dans la surface complémentaire.

2) La structure est assimilée à une poutre ou une plaque sur appuis élastiques dont les valeurs par zones sont déduites du calcul précédent.

3) Pour les dallages, l'étendue du modèle de la plaque doit tenir compte de la position des joints et des conditions limites au bord. Les vérifications doivent couvrir l'ensemble des cas de charges verticales (ponctuelles et réparties).

4) Le dimensionnement de la structure doit s'appuyer sur un modèle apte à rendre compte des interactions sol-structure.

### Autres méthodes

1) Parmi ces autres méthodes, on peut citer :

– la méthode enveloppe « des moments additionnels ». La méthode consiste à définir des termes correctifs liés à la présence des colonnes, qui sont à ajouter, sous forme d'enveloppe, aux sollicitations du dallage (moment fléchissant) calculées par l'annexe C de la norme NF P 11 213-1 en partie courante, en bordure et en angle de panneaux, sur un sol homogénéisé équivalent. Ces termes correctifs sont au nombre de deux :

- un terme représentant l'influence des colonnes sur un dallage continu,
- un terme représentant l'interaction entre les colonnes et les joints ;

– les calculs aux éléments finis.

### Semelle ou radier avec ou sans matelas de répartition

1) Pour le calcul du ferrailage des semelles filantes ou des radiers, il faut prendre en compte les différences de raideur entre le sol et les colonnes et les différents cas de charges.

• **Commentaire n° 1.** Le ferrailage minimal des textes normatifs prévu pour les semelles isolées suffit généralement si les dispositions constructives décrites dans l'annexe sont respectées.

• **Commentaire n° 2.** Il faut être vigilant pour les ouvrages pour lesquels les textes n'imposent pas de ferrailage minimal.

• **Commentaire n° 3.** Pour les semelles avec matelas de répartition : si les cônes d'influence se rejoignent, on peut assimiler le complexe « sol en place + colonne » à un sol homogène ce qui conduit à un calcul traditionnel de béton armé.

## Contrôles et réception

### Contrôles en cours d'exécution

#### Essais d'étalonnage

1) Au démarrage de tout chantier de colonnes ballastées, l'entreprise doit effectuer des essais d'étalonnage destinés à valider le choix du matériel et à vérifier la conformité des réactions du sol avec les prévisions (profondeurs atteintes, consommations, soulèvements éventuels, influence des vibrations, etc.).

2) Dans le cas où l'étude de sol préalable ferait ressortir des hétérogénéités marquées dans les profondeurs, nature ou caractéristiques des couches à traiter, il conviendra de procéder à des étalonnages dans chacune des différentes zones mises en évidence.

3) Ces essais seront réalisés de préférence au voisinage des sondages de l'étude géotechnique.

• **Commentaire n° 1.** Les essais d'étalonnage sont des essais d'informations particuliers.

#### Essais d'information

1) Pour une colonne sur 50 (avec un minimum de 3 par ouvrage), il sera fourni les paramètres d'exécution des colonnes ballastées : profondeur, énergie consommée, volume global de matériau incorporé.

• **Commentaire n° 1.** Ces essais peuvent être présentés sous la forme d'un enregistrement informatique, dans la mesure où tous les paramètres sont renseignés.

#### Attachements

1) Ce document de synthèse donnera pour chaque colonne ses caractéristiques : date d'exécution, profondeur, énergie et volume consommé.

2) Il précisera en outre le matériel et le procédé utilisé.

• **Commentaire n° 1.** Ces attachements peuvent être présentés sous la forme d'un enregistrement informatique, pour toutes les colonnes, de la profondeur, de l'énergie et du volume incorporé.

### Essais de réception

1) Ces essais, qui sont à la charge, sauf stipulation contraire du marché, de l'entreprise qui exécute les travaux, comprennent selon le tableau ci-joint :

- le contrôle du diamètre de la colonne ;
- le contrôle de la continuité, en cas de défaut d'enregistrement ;
- le contrôle de la compacité ;
- des essais de chargement.

• **Commentaire n° 1.** Ces essais doivent être réalisés par un spécialiste agréé par le maître d'ouvrage.

2) Les résultats sont regroupés dans le dossier de récolement.

3) En outre, la tolérance d'exécution (cf. alinéa 4.9) est vérifiée à raison d'une colonne pour 80 pour les dalles et radiers par sondage et pour toutes les colonnes sous semelle.

• **Commentaire n° 1.** Les colonnes réalisées hors tolérances sont reportées sur un plan de récolement.

### 6.2.1

## Fréquence des essais (cf. tableau V)

### 6.2.2

## Contrôle du diamètre

1) Le dégarnissage sera réalisé sur des colonnes hors ouvrage, sur les différentes couches dont la profondeur permet la vérification.

2) Pour des raisons de faisabilité, ce dégagement se fera souvent en tête de colonne, sur une profondeur minimale de 1 m sous la plate-forme.

### 6.2.3

## Contrôle de continuité

(1) Le pénétromètre statique (norme NF P 94.113) est adapté à cette vérification ; le pénétromètre dynamique (NF P 94.114) peut éventuellement être utilisé.

### 6.2.4

## Contrôle de compacité

1) Il est réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique (norme NF P 94.113).

2) Ce contrôle doit descendre 1 m sous la base de la colonne, sauf refus sur la couche d'assise.

3) Pour être en accord avec les caractéristiques reprises dans l'alinéa 5.3, la caractéristique minimale en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur doit être égale à :

$$q_{cm} = 10 \text{ MPa}$$

• **Commentaire n° 1.** Dans le cas de valeurs inférieures, des justifications spécifiques devront être apportées.

• **Commentaire n° 2.** Rappel de la définition de la résistance de pointe lissée ( $q_{cm}$ ) :

$$q_{cm} = \frac{1}{4a} \int_{D-a}^{D+3a} q_c(z) \cdot dz$$

a est égal 0,5 m ;

D est la profondeur à laquelle on considère la caractéristique ;

$q_c(z)$  est la mesure obtenue, écrêtée à  $1,3 q_{cm}$ .

• **Commentaire n° 3.** Ces essais peuvent présenter des difficultés de réalisation :

– blocage sur gros éléments du matériau constitutif de la colonne ;

– déviation du train de tige susceptible de sortir de la colonne.

Dans ce cas, l'entrepreneur doit fournir l'enregistrement de la colonne concernée et proposer un nouveau programme de contrôle.

• **Commentaire n° 4.** Les autres essais in situ habituels en géotechnique, à savoir l'essai au pressiomètre (norme NF P 94.110) avec essai tous les mètres et l'essai au pénétromètre dynamique de type A (au sens de la norme NF P 94.114), sont d'utilisation plus délicate dans les matériaux de type ballast.

Dans le cas où la stabilité des parois du forage pressiométrique ne peut être assurée, l'essai pressiométrique peut être réalisé en introduisant la sonde équipée d'un tube fendu par refoulement (cf. NF P 94.110-1).

Pour être en accord avec les caractéristiques reprises dans l'alinéa 5.3, la caractéristique minimale en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur, en tenant compte des corrélations les plus récentes, doit être respectivement égale à :

$$p_i = 1,2 \text{ MPa}$$

$$q_d = 10 \text{ MPa}$$

Dans le cas de valeurs inférieures, des justifications spécifiques devront être apportées.

### 6.2.5

## Essai de chargement

1) C'est un essai de chargement à 1,5 fois la charge ELS de la colonne  $Q_N$  sur une colonne de l'ouvrage.

2) L'essai de chargement nécessite la mise en place d'une semelle en tête de la colonne préalablement arasée sous le matelas de répartition. La surface de la semelle doit rester inférieure à 2,5 fois la section théorique de la colonne.

TABLEAU V Fréquence des essais.

Fluide de lancement	Eau		Air	
	Avec enregistrement	Sans enregistrement	Avec enregistrement	Sans enregistrement
Contrôle du diamètre	1 par tranche de 50 colonnes jusqu'à 100, minimum 3 au-delà			
Contrôle de la continuité	1/50	1/20	Seulement en cas d'anomalie	1/50
Contrôle de la compacité	1/80 sous dallage ou radier + 1/20 sous massif avec un minimum de 5			
Essai de chargement*	1 essai jusqu'à 800 m et un autre par tranche au-delà		1 essai jusqu'à 2 000 m et 400 colonnes, et un autre au moins au-delà	

\* Pour les chantiers de moins de 1 000 m de colonnes ballastées par voie sèche (800 m par voie humide), on peut ne pas procéder à un essai de chargement mais, dans ce cas, la contrainte admissible sera minorée d'un coefficient égal à 1,5.

3) L'essai est de type à effort contrôlé, exécuté en compression ; il consiste à mesurer l'enfoncement de la tête de la colonne (à l'aide de deux ou trois comparateurs) soumise à une charge verticale.

4) Cette charge est appliquée progressivement en six paliers :

$$Q_N/4, Q_N/2, 3 Q_N/4, Q_N, 5 Q_N/4 \text{ et } 3 Q_N/2.$$

5) A chaque palier, les mesures de déplacement sont prises aux temps suivants :

1, 2, 4, 8, 15, 30, 45 et 60 minutes ou jusqu'à stabilisation des comparateurs.

• **Commentaire n° 1.** La déformation est dite « stabilisée » lorsque sa variation n'excède pas 2 centièmes de mm par minute.

• **Commentaire n° 2.** Les premiers paliers peuvent donc avoir une durée de 30 minutes.

6) Le déchargement se fait en quatre paliers maintenus 5 minutes.

7) Le compte rendu d'essai comprend :

– le programme de chargement/déchargement avec les mesures des comparateurs en fonction du temps et de la charge ;

– un graphique tassement/temps par paliers ;

– un graphique tassement à la fin de chaque palier en fonction de la charge ;

– un graphique de la pente de fluage en fonction de la charge.

8) L'essai est considéré comme probant si les deux critères suivants sont satisfaits :

– la charge critique (de fluage) n'a pas été atteinte ;

– le tassement à la fin du palier de la charge de service ( $Q_N$ ) reste inférieur à celui estimé dans la note de calcul et compatible avec les tolérances imposées par la structure ou partie d'ouvrage.

## Lexique

**Maille de référence.** C'est la surface de l'emprise de l'ouvrage divisée par le nombre de colonnes situées sous celui-ci.

**Taux de substitution (ou pourcentage d'incorporation).** C'est le rapport de la section de la colonne à la maille ; il peut varier avec la profondeur.

**Colonne ballastée pilonnée.** Elle est obtenue par battage d'un tube obturé à sa base jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est introduit par petites quantités en tête de tube et compacté au fur et à mesure par pilonnage en pied. Le tube est remonté petit à petit de sorte que le volume incorporé, toujours supérieur au gabarit du tube, est conforme au diamètre de calcul. Le diamètre du tube est choisi selon les caractéristiques du sol et de la colonne. Le poids du pilon est adapté à ce tube. L'énergie est modulée en faisant varier la hauteur de chute.

**Colonne ballastée par voie sèche.** Elle est obtenue par introduction dans le sol d'un vibreur radial jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est refoulé dans le sol et compacté par ce vibreur, par passes successives. L'énergie mise en œuvre et la vitesse de remontée sont adaptées au diamètre et à la compacité retenue dans le calcul. L'entraînement du vibreur peut être soit électrique, soit hydraulique. Par ailleurs, le remplissage s'effectue soit par la base, au moyen d'un tube latéral fixé au vibreur, soit par le haut.

**Colonne ballastée par voie humide.** Dito colonne ballastée sèche, mais l'enfoncement est facilité par un lançage à l'eau (douce ou de mer).

**Colonne ballastée à sas.** Colonne ballastée dont le remplissage en matériau s'effectue par la base, avec application constante d'une pression d'air sur le ballast, sauf pendant le remplissage du tube d'apport.

**Excentrement.** Distance entre l'implantation théorique de la colonne et le centre de la colonne telle qu'exécutée.

## ANNEXE

### Dispositions types de colonnes ballastées sous semelles de fondation

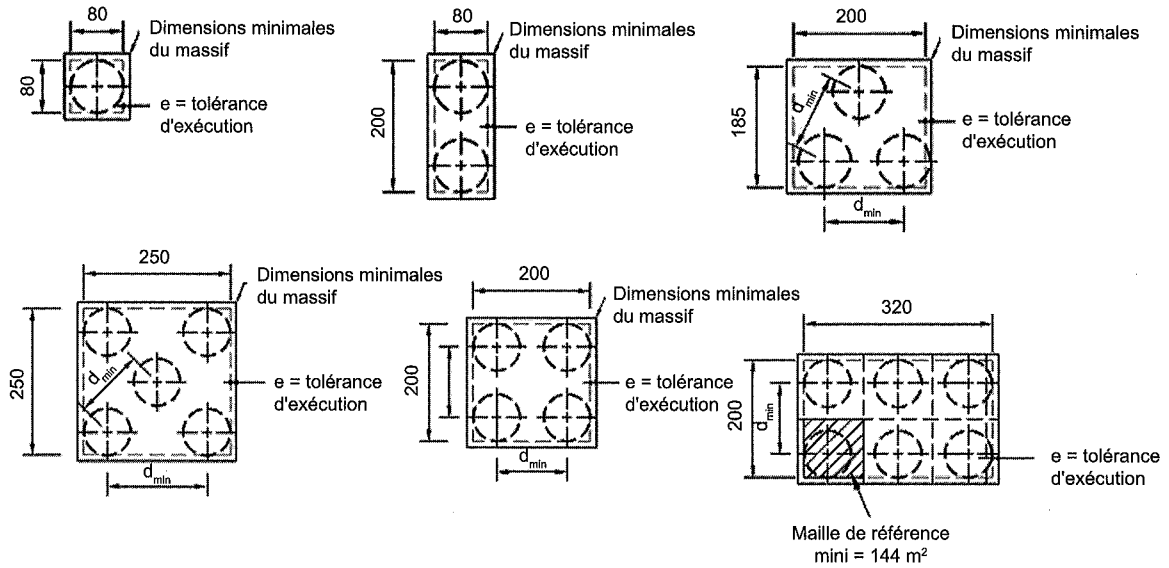
**Observations.** Les schémas sont établis pour des colonnes de diamètre 80 cm. Toutes les cotes sont minimales et sont en cm.

**Remarques :**

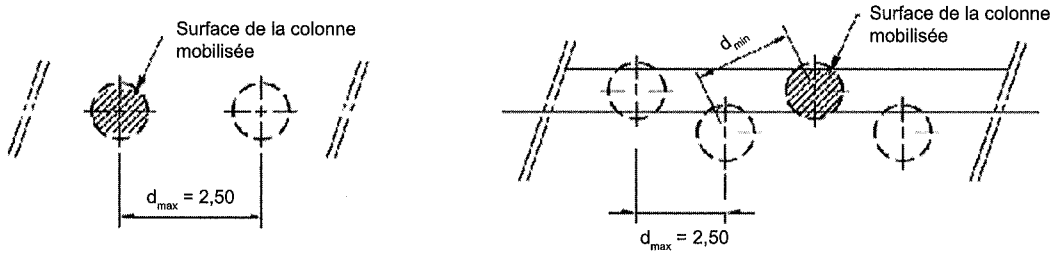
– sans étude spécifique de faisabilité,  $d_{\min} \geq \text{Max}(120 ; 1,5 \Phi_{CB})$  où  $d_{\min}$  est la distance d'axe à axe ;

– sans justification particulière, le débord de la semelle vis-à-vis du nu extérieur théorique de la colonne doit être au moins égal à la tolérance d'exécution ( $e = 20$  cm).

### Semelles isolées



### Semelles filantes



Il est recommandé d'implanter les colonnes en quinconce, afin de ne pas créer de dissymétrie en cas d'excentrement.

### Dallage radier

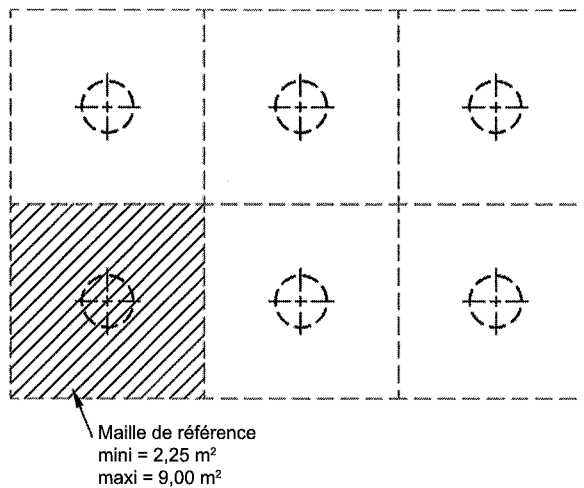


FIG. 8 Dispositions constructives : exemples.