

3. BASE DES CALCULS

3.1. ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE

Les actions qui doivent être prises en compte sont :

– les charges permanentes	G
– les charges d'exploitation (avec les lois de dégression éventuellement)	Q _B
– les actions dues au vent	W
– les actions dues à la neige	S _n
– les actions accidentelles (séismes, chocs de bateaux ou de véhicules)	F _A

3.2. COMBINAISONS D'ACTIONS

3.2,1. états-limites ultimes

Pour les états-limites ultimes, W est pris égal à 1,2 fois le vent normal des Règles NV65.

Les combinaisons d'actions sont de la forme :

- a) $1,35 G + 1,5 Q_B$
- b) $1,35 G + 1,5 Q_B + W$ (ou S_n)
- c) $1,35 G + 1,5 W$ (ou $1,5 S_n$) + $1,3 \psi_0 Q_B$
avec $\psi_0 = 0,77$ en général
ou $\psi_0 = 0,9$ dans certains cas spécifiques (voir articles B-6.1,22 et D-2.2 des Règles BAEL)
- d) $G + 1,5 W$ (ou $1,5 S_n$)
- e) $G + F_A$

3.2,2. états-limites de service

Pour les états-limites de service, W est pris égal au vent normal des Règles NV65.

Les combinaisons d'actions sont de la forme :

- a) $G + Q_B$
- b) $G + Q_B + 0,77 W$ (ou $0,77 S_n$)
- c) $G + W$ (ou S_n) + $\psi_0 Q_B$ avec ψ_0 défini comme ci-dessus.

3.3. VÉRIFICATION DES ÉTATS-LIMITES

Pour le calcul d'une fondation, il convient de vérifier les différents états-limites dans l'ordre suivant.

3.3,1. états-limites ultimes

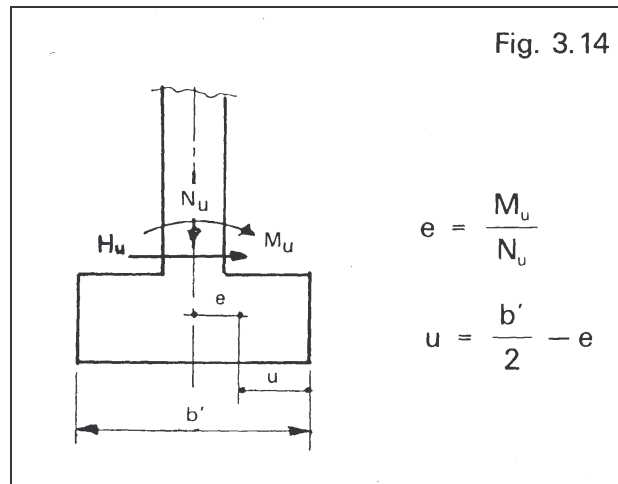
a) État-limite ultime d'équilibre statique

Vis-à-vis de l'état-limite ultime d'équilibre statique, aucune justification spéciale n'est à prévoir sauf en ce qui concerne :

- le non-glissement de la fondation sur le sol : il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante générale des forces extérieures par rapport à la normale au plan de contact de la fondation avec le sol reste dans le cône de glissement de demi-angle au sommet δ tel que

$$\text{tg } \delta = 0,5 \text{ (soit } \frac{H_u}{N_u} \leq 0,5 \text{)}$$

- la stabilité d'ensemble dans le cas de dénivellation ou de pente importante, prenant en compte la structure et le terrain avoisinant.



Remarques :

Dans le cas de difficultés pour assurer le non-glissement, la stabilité de la semelle peut être augmentée au moyen d'une bêche d'ancrage.

Pour les semelles sur pieux, l'équilibre des efforts horizontaux est assurée directement par les pieux qui doivent faire alors l'objet de calculs qui dépassent le cadre de ce chapitre ; pour ce sujet nous conseillons au lecteur de se reporter à des ouvrages spécialisés.

b) État-limite ultime de résistance vis-à-vis du sol

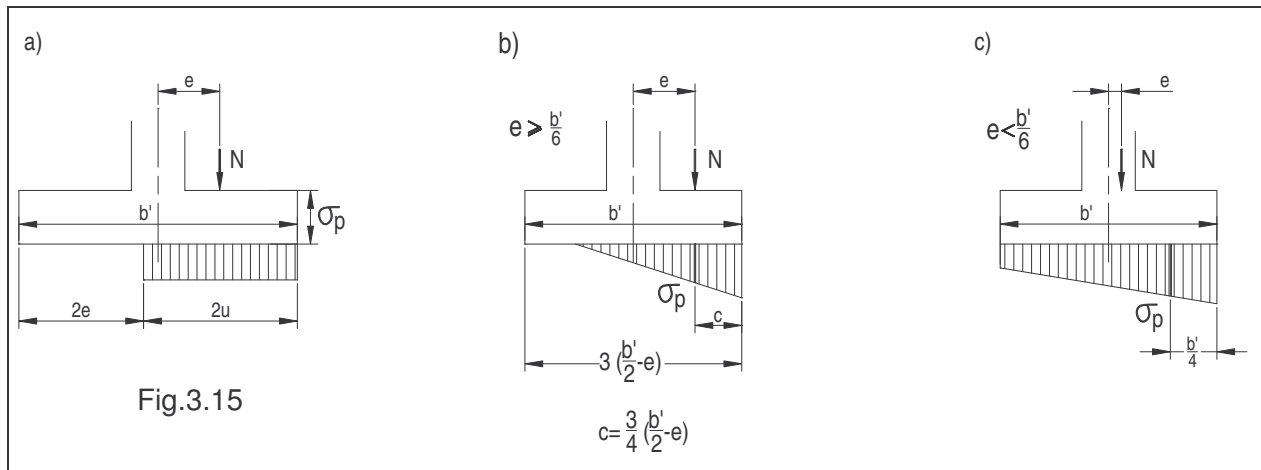
Pour la vérification des dimensions de la semelle vis-à-vis de la portance du sol, on applique normalement la méthode de Meyerhof, dans laquelle la réaction σ_p du sol est considérée comme uniforme, et s'exerce sur une aire dont le centre de gravité est confondu avec le point de passage de la résultante des forces extérieures dans la section de base de la semelle (fig. 3.15a).

Toutefois le DTU 13.12 laisse la liberté de considérer une variation linéaire des contraintes sur le sol, déterminée en sorte que le centre de gravité du « volume des contraintes » soit situé sur la ligne d'action de la résultante générale des forces extérieures, ce qui conduit, selon le cas, soit à un diagramme triangulaire, (fig. 3.15b) soit à un diagramme trapézoïdal (fig. 3.15c). Dans l'un et l'autre de ces deux cas, on adopte alors **conventionnellement**, comme valeur représentative σ_p , dite contrainte de "référence", la contrainte normale qui s'exerce au quart de la zone comprimée (fig. 3.15b et c).

Il est facile de voir que cette convention conduit, pour le cas du diagramme triangulaire, au même dimensionnement que la méthode de Meyerhof. En ce qui concerne le diagramme trapézoïdal, il est

légèrement plus défavorable que le diagramme rectangulaire de Meyerhof, l'écart sur la valeur de σ_p étant toutefois limité à + 4 % (valeur maximale obtenue pour $e = \frac{b'}{12}$).

Dans le présent chapitre, nous n'utilisons donc que la méthode de Meyerhof.



• *Justification de l'état-limite de résistance vis-à-vis du sol*

La contrainte de référence σ_p ayant été déterminée pour les combinaisons relatives aux états-limites ultimes définies en 3.2,1, il convient de s'assurer :

– pour les combinaisons d'actions a, b, ou e, que :

$$\sigma_p \leq \sigma_q$$

– pour les combinaisons d'actions c et d, que :

$$\sigma_p \leq 1,33 \sigma_q$$

où σ_q désigne la contrainte limite du sol, déterminée comme indiqué ci-après.

• *Contrainte limite du sol*

La contrainte limite du sol peut être :

- soit déduite de l'expérience,
- soit déterminée à partir des résultats d'essais de sol.

1. *Contrainte limite déduite de l'expérience*

Dans ce cas on se sert de l'expérience acquise sur des réalisations antérieures voisines pour un sol et un ouvrage donnés.

Le tableau ci-après donne, à **titre indicatif**, les fourchettes dans lesquelles se situent les contraintes limites σ_q (1) généralement admises, en l'absence de tout problème particulier.

(1) Le DTU 13-12 désigne par « p » la contrainte de référence du sol et par « q » la contrainte de calcul. Pour éviter des confusions avec les notations adoptées dans les Règles BAEL pour désigner les charges réparties, nous avons adopté σ_p au lieu de p et σ_q au lieu de q. Cependant, pour désigner la contrainte limite, nous avons conservé q_u , notation traditionnelle de la Mécanique des Sols.

Nature du sol	σ_q (MPa)
Roches peu fissurées, saines, non désagrégées, de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non-cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non-cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Argiles (à l'exception de celles très plastiques)	0,1 à 0,3

2. Contrainte limite déterminée à partir de la valeur ultime q_u .

Dans ce cas, il convient de calculer d'abord la contrainte ultime q_u (1) à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation (voir annexe à la fin du présent ouvrage).

Pour les semelles rigides, la contrainte limite σ_p est ensuite prise égale à la plus petite des deux valeurs $\frac{q_u}{2}$ et celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure (voir annexe)

Pour les semelles **souples**, c'est-à-dire celles dont la hauteur est inférieure à la limite inférieure définie dans les diverses méthodes de calcul (voir titres 4 et 5), la réponse non linéaire du sol doit être prise en compte, mais les valeurs retenues ne doivent jamais excéder la valeur σ_q définie ci-dessus. Ces semelles peuvent être calculées comme des poutres sur appuis continus élastiques (se reporter à la littérature spécialisée).

• *Vérification*

Pour la vérification de la portance du sol, l'application de la méthode de Meyerhof revient à considérer une semelle fictive de dimensions $a' \times 2u$ avec $2u = b' - 2e$ telle que :

$$\frac{N_u}{2u \cdot a'} = \frac{N_u}{a' (b' - 2e)} \leq \sigma_q \quad (\text{MN, m, MPa})$$

avec N_u charge ultime s'exerçant perpendiculairement à la surface d'assise de la semelle (fig 3.15a)

c) Etat-limite de résistance interne de la semelle

L'état-limite de résistance interne de la semelle est déterminé par l'utilisation de la méthode des bielles ou de la méthode générale décrites en 3,5, 3,6, 4 et 5 ci-après pour chaque type de semelle.

3.3,2. états-limites de service

a) État-limite d'ouverture des fissures

A défaut de justifications plus précises, la section d'armatures à prévoir dans le cas où cet état-limite est déterminant est égale à la section d'armatures déterminée à l'état-limite ultime de résistance interne (cf. 3.3,1 c) majorée de :

- 10% si la fissuration est considérée comme préjudiciable.
- 50% si elle est considérée comme très préjudiciable.

(1) Le DTU 13-12 désigne par «p» la contrainte de référence du sol et par «q» la contrainte de calcul. Pour éviter des confusions avec les notations adoptées dans les Règles BAEL pour désigner les charges réparties, nous avons adopté σ_p au lieu de p et σ_q au lieu de q. Cependant, pour désigner la contrainte limite, nous avons conservé q_u notation traditionnelle de la Mécanique des Sols.

b) Etat-limite de tassement

Les tassements d'ensemble et les tassements différentiels en service doivent être limités à une valeur compatible avec les déformations acceptables par la construction, en fonction de sa nature et de sa destination.

Ils ne doivent pas provoquer de désordres notables dans les ouvrages voisins ni perturber le fonctionnement des services utilisateurs.

L'évaluation des tassements probables sous les actions de service peut être demandée par le maître d'ouvrage. Elle est alors faite soit par l'entreprise, si celle-ci dispose des moyens nécessaires, soit par un spécialiste.

La vérification de l'état-limite de tassement consiste à s'assurer que les tassements ainsi évalués (voir annexe à la fin du présent ouvrage) sont inférieurs aux tassements considérés comme admissibles pour le type de structure considérée. Dans le cas de «constructions courantes», et de «constructions industrielles», les Règles BAEL, à l'article B.5.2, admettent de ne tenir compte des tassements différentiels que si leur valeur calculée excède $\ell/500$, où ℓ désigne la distance entre éléments porteurs intérieurs et extérieurs.

3.4. AVERTISSEMENT

Deux remarques capitales doivent être faites en premier lieu sur le calcul des semelles sur sol ou sur pieux.

1) Dans le calcul de la résistance interne de la semelle, mené suivant les deux axes principaux x et y , le projeteur doit déterminer les armatures dans chaque sens en prenant à chaque fois en compte la totalité de la charge appliquée (et non une fraction seulement, de 50 % par exemple, dans chaque direction).

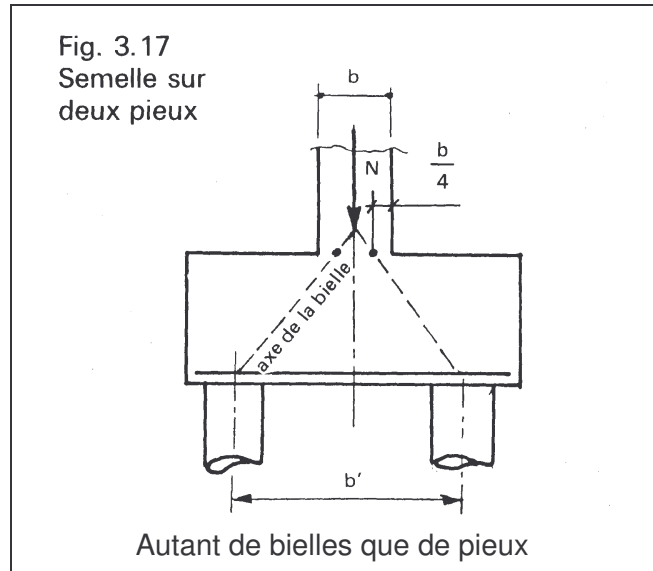
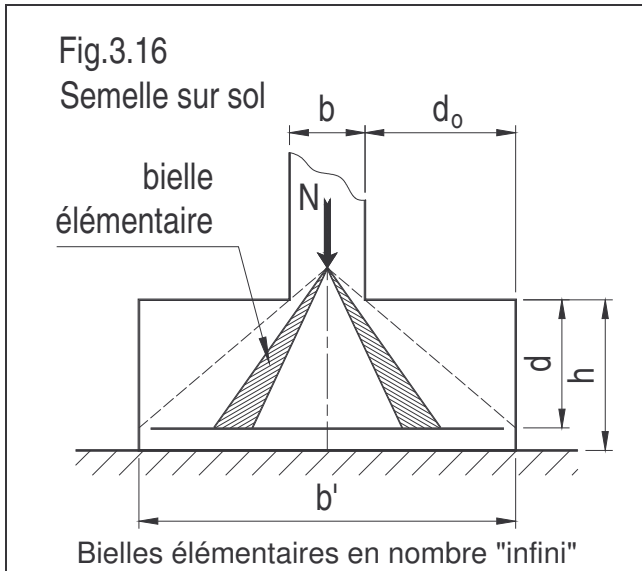
2) Pour les calculs de vérification de la portance du sol, ou pour le calcul de la contrainte des pieux, il y a lieu de compter dans les charges permanentes le poids propre de la semelle et le poids des remblais qui peuvent la recouvrir. En revanche, ni le premier ni le second ne sont pris en compte pour la détermination du treillis soudé constituant l'armature inférieure. Le poids des terres intervient toutefois dans le calcul des armatures supérieures éventuelles (voir paragraphe 4.3,5).

3.5. MÉTHODE DES BIELLES

La méthode des bielles, due à Pierre Lebel [3.3], permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol ou des réactions égales de chacun des pieux, dans l'hypothèse où les centres de ceux-ci sont disposés aux sommets d'un polygone régulier et où l'axe du poteau passe par le centre de ce polygone [3.4].

D'un emploi facile, elle consiste à supposer que les charges appliquées sur la semelle par le poteau ou le voile qu'elle supporte sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles de béton comprimées. Les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par ces bielles sont équilibrées par des armatures placées à la partie inférieure des semelles.

Dans tous les autres cas, c'est-à-dire ceux où les semelles sont soumises simultanément à une charge verticale N et à un moment de flexion M , il convient d'utiliser la méthode générale décrite au paragraphe 3.6.



• Domaine d'application

1) Semelles sur sol (infinité de bielles) :

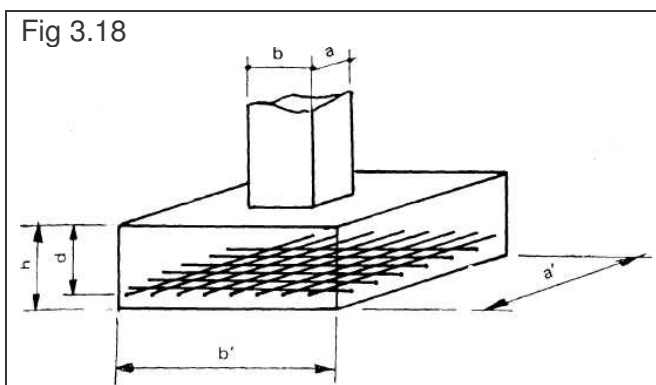
a) *Semelles filantes* : l'application de la méthode des bielles implique la condition suivante :

$$\frac{b' - b}{4} \leq d \leq b' - b$$

où b' est la largeur de la semelle, b celle de l'élément supporté et d la hauteur utile des armatures parallèles à la direction b' .

Le respect de cette double condition permet, pour les sols courants, non rocheux ($\sigma_q \leq 0,75$ MPa), de se dispenser des vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant et de la compression du béton des bielles.

b) *Semelles isolées* : dans le cas de semelles carrées ou rectangulaires la condition énoncée pour les semelles filantes doit être vérifiée pour chacun des deux axes principaux de la semelle.



$$\frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a$$

$$\frac{b' - b}{4} \leq d \leq b' - b$$

avec les mêmes conditions de validité (sols non rocheux) que dans le cas précédent.

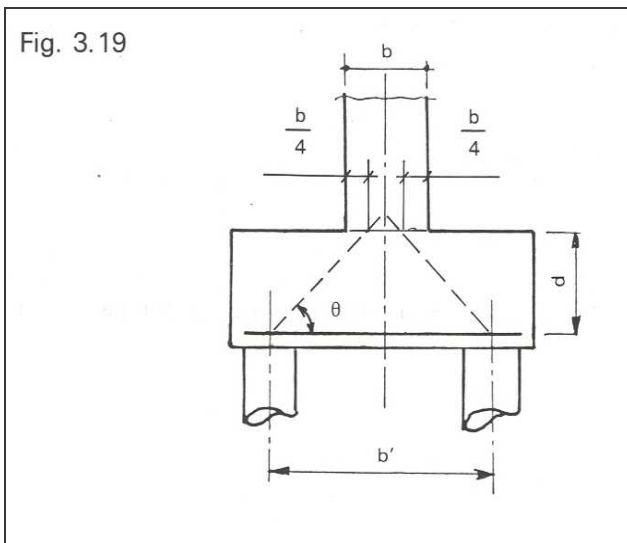
d représente ici la hauteur utile moyenne des deux plans d'armatures.

2) Semelles sur pieux (une bielle par pieu)

L'angle d'inclinaison θ des bielles sur l'horizontale dans le plan vertical contenant l'axe du poteau et l'axe d'un pieu quelconque, doit être compris entre 45° et 55° . En effet si cet angle est supérieur à 55° , il risque de se produire des glissements des bielles inclinées au voisinage de la jonction semelle-poteau ou semelle-mur. Si cet angle est inférieur à 45° , la semelle manque de rigidité, et la section d'armatures équilibrant la traction résultante devient importante.

La double condition $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, qui correspond à $1 \leq \text{tg}\theta \leq 1,4$, entraîne les conditions suivantes pour la hauteur utile d :

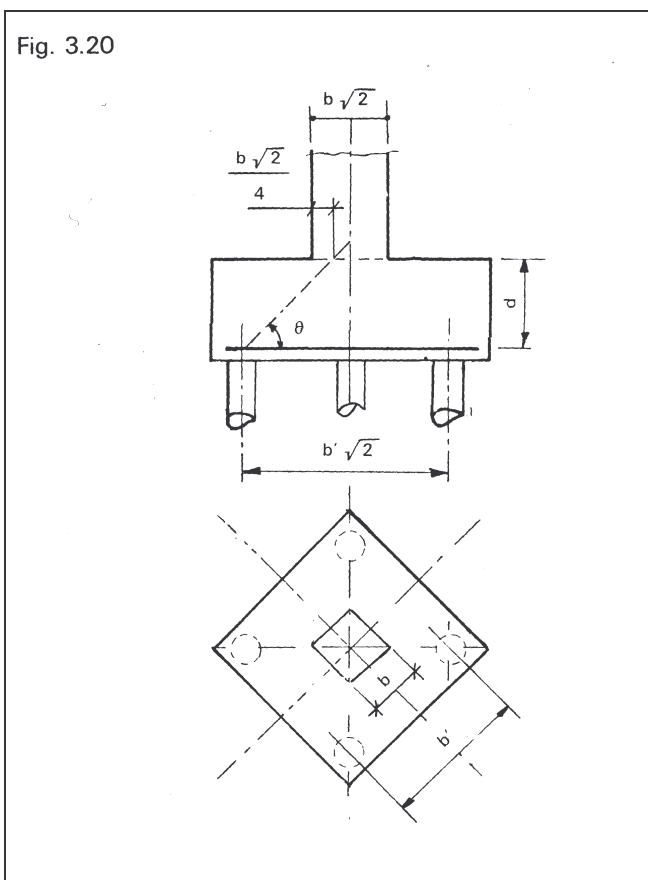
a) Semelle sur deux pieux (fig. 3.19).



$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{4}} \text{ d'où}$$

$$0,5(b' - \frac{b}{2}) \leq d \leq 0,7(b' - \frac{b}{2})$$

b) Semelle carrée sur quatre pieux (une bielle par pieu, l'axe de chacune d'elles étant contenu dans un plan diagonal, fig. 3.20), chargée par un poteau de section également carrée :



$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d}{\sqrt{2}(\frac{b'}{2} - \frac{b}{4})} \text{ d'où}$$

$$0,7(b' - \frac{b}{2}) \leq d \leq (b' - \frac{b}{2})$$

3.6. MÉTHODE GÉNÉRALE

Cette méthode, préconisée par le Comité Euro-International du Béton (1) [3.5], consiste à calculer les moments fléchissants et les efforts tranchants dans certaines sections. Elle diffère totalement dans son principe de la méthode des bielles. Chacune de ces deux méthodes forme un tout cohérent ; il ne saurait être question de les utiliser *indifféremment*.

La méthode générale a l'avantage d'être applicable à toutes les semelles quels que soient leur forme et les cas de charges envisagés, contrairement à la méthode des bielles qui, en principe et en toute rigueur, ne peut s'appliquer qu'aux cas de semelles symétriques soumises uniquement à un effort vertical centré.

Les sollicitations à prendre en compte pour le calcul de la semelle doivent tenir compte des conditions réelles de liaison du poteau (ou mur) à la semelle et notamment, si la base de l'élément supporté n'est pas articulée sur la semelle, ce qui est le cas le plus fréquent, de toute excentricité additionnelle ou effet du deuxième ordre dont il a été tenu compte dans le calcul de cet élément.

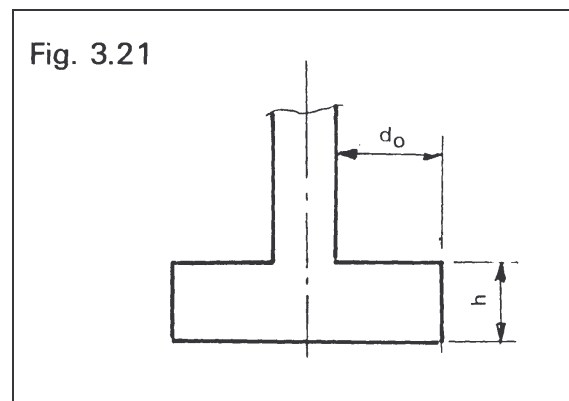
• Domaine d'application

a) Semelle sur sol :

d_0 étant le débord (distance entre une face du poteau et la face verticale de la semelle dans la même direction, fig. 3.21) il faut avoir, dans chaque sens :

$$\frac{d_0}{2} \leq h \leq 2d_0$$

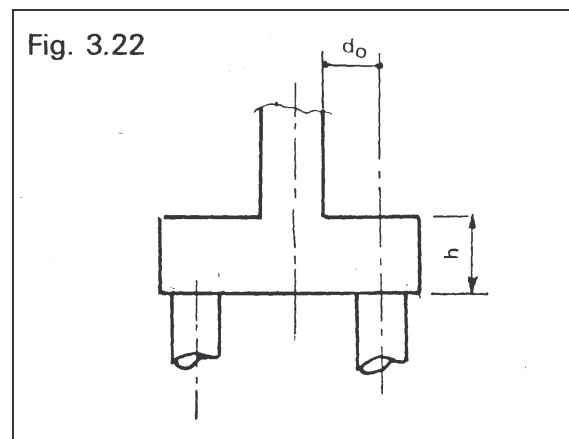
où h désigne la hauteur totale de la semelle.



b) Semelles sur pieux :

d_0 étant le débord maximal c'est-à-dire la plus grande distance entre une face quelconque du poteau et le plan parallèle à celle-ci qui contient l'axe du pieu le plus éloigné (fig. 3.22) il faut avoir :

$$d_0 \leq h \leq 2h_0$$



(1) Devenu depuis la Fédération Internationale du Béton (fib)