



DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
**MODULE DE CONCEPTION & CALCUL DES
STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ (CCSBA)**

Chapitre IV – Foundations superficielles

Préparé par : Afif Beji, Ing., M.Sc.A.
afif.beji@esprit.tn

2022/2023



Plan du cours

I. Introduction

II. Considérations générales & recommandations

III. Semelle isolée soumise à une charge centrée posée directement sur le sol

IV. Semelle isolée soumise à une charge centrée posée sur un massif de gros béton

V. Semelle filante sous mur ou voile soumise à une charge centrée

VI. Justification vis-à-vis des matériaux (cas de charge centrée)

VII. Semelle circulaire uniformément chargée

VIII. Semelles non armées transversalement (&12.9.3)

IX. Semelles de poteaux fondées au rocher (&9.8.4)

X. Semelle isolée / filante soumise à une charge excentrée

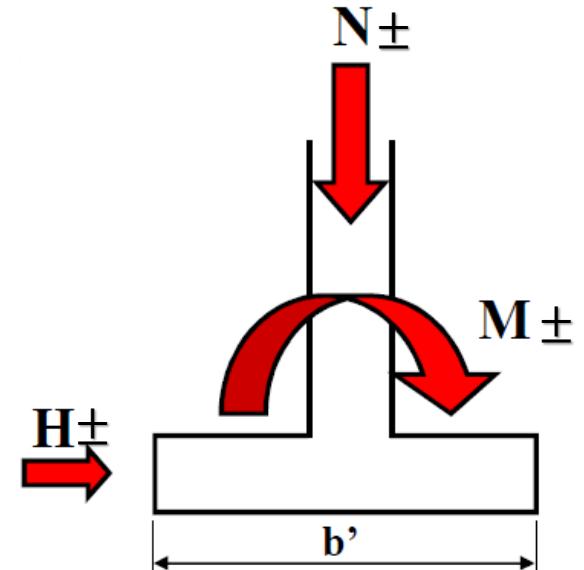
XI. Étude du poinçonnement (&6.4)

I. Introduction

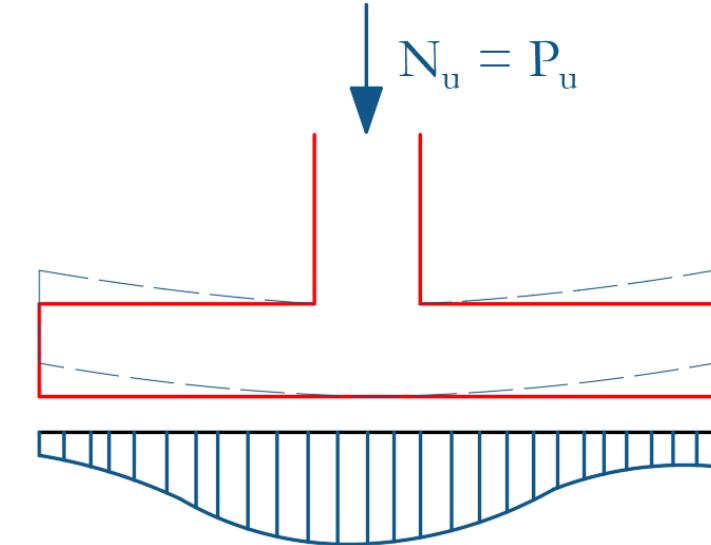
- ✓ Les fondations superficielles sont des éléments structuraux de l'ouvrage, en contact direct avec le sol, qui transmettent et dissipent les charges provenant de la superstructure vers le sol d'assise;
- ✓ Il est bien clair que ces éléments doivent être adéquatement et correctement justifiés et exécutés. En effet, il serait très difficile voire impossible de réparer les éventuels dégâts → Pour se faire, des études géotechniques, de l'environnement des fondations (présence de fondations avoisinantes, voies de circulation, canalisations...) et de reconnaissance de sols doivent être soigneusement conduites;

✓ Dans le cas général, les fondations sont assujetties à reprendre les sollicitations suivantes, provenant essentiellement des éléments de structure qu'elles supportent ou du sol :

- Effort normal vertical (souvent descendant ou ascendant provoquant un éventuel soulèvement);
- Effort horizontal (engendré par les charges latérales, telles que celles dues au vent, séisme);
- Moment de flexion (induit par les charges latérales ou dû à l'encastrement de la traverse dans le poteau dans le cas d'un portique par exemple);



- ✓ Les combinaisons d'actions sont les mêmes que pour les éléments supportés;
- ✓ Dans le cas des semelles souples (où la hauteur, relativement faible, est déterminée qu'à partir de la condition de résistance), la force se trouve concentrée au droit de la appui → Sol fortement sollicité dans la partie centrale de la semelle (déformations, contraintes élevées), beaucoup moins en allant vers les bords → profiter moins du pourtour;
 - En pratique, ce type de semelles n'est, généralement, pas adopté. On emploie plutôt des semelles rigides;
 - ✓ En l'occurrence, et pour le dimensionnement desdites semelles, il faut adopter les considérations suivantes :



- La semelle est assez rigide pour pouvoir considérer la réaction du sol comme étant uniforme;
- La résistance à l'effort tranchant est assurée, sans qu'on ait recours à des aciers verticaux;
- La contrainte sur le sol est compatible avec la résistance de celui-ci;
- Les tassements ne mettent pas en cause le bon comportement des éléments de la superstructure et sont compatibles avec les conditions d'utilisation;

❖ **Aperçu réglementaire :**

- ✓ Dans un premier lieu, la détermination des caractéristiques (notamment la

capacité portante) du sol peut être élaborée à travers les prescriptions de l'EC7 (EN 1997-1-1) → Cette contrainte limite du sol fait l'objet d'une compagnie de reconnaissance du sol;

- ✓ Dans un second lieu, il est question de dimensionner les fondations (organes responsables de la transmission des charges collectés de la superstructure, à travers des points d'appuis, vers le sol d'assise). Il s'agit de déterminer le coffrage et puis de calculer le ferraillage nécessaire tout en assurant les dispositions constructives ainsi que les prescriptions réglementaires; Les règles qui régissent la justification des semelles isolées vis-à-vis des actions appliquées en tenant compte des caractéristiques du sol d'assise et

éventuellement de l'interaction sol-structure sont principalement :

- EN 1990 : Combinaisons d'actions;
 - EN 1992-1-1 : Calcul en béton armé;
 - EN 1997-1-1 : Calcul géotechnique;
 - + Normes complémentaires à l'EC 7 (e.g. NF P 94-261);
- ✓ Les recommandations professionnelles reprennent plusieurs notions et méthodes (telle que la méthode des bielles) adoptées par les règlements antérieurs (qui ont été remplacés par la norme NF P 94-261) :
- Fascicule 61 titre V;
 - DTU 13.12 (DTU P 11-711);

- Documents Particuliers du Marché (DPM);
- ✓ La norme NF P 94-261 est une norme complémentaire de l'EC 7. Elle permet le dimensionnement des fondations superficielles (fondations isolées, filantes et radiers);
- ✓ En plus des vérifications classiques de l'EC 7 (tassements, rotation...), la norme NF P 94-261 spécifie d'autres mécanismes de rupture à étudier :
 - Mécanisme de rupture (à l'ELU et l'ELS) repose sur la vérification de :
 - Poinçonnement;
 - Excentricité;
 - Mécanisme de glissement à l'ELU;

Tableau 8.2.1 Vérifications minimales à établir aux états limites ultimes pour les situations de projet en cours de construction et d'exploitation

Projet	Etat-limite	Situation de projet (caractère)	Combinaisons d'action
Tous les projets	GEO : stabilité générale du site	Exécution (Transitoire) et Exploitation (Durable) et/ou Exploitation (Transitoire)	Fondamentale
	GEO : poinçonnement		
	GEO : excentrement du chargement		
	GEO : glissement		
	STR : structure de la fondation		
Selon le cas	GEO : tassement / rotation	Exploitation (Transitoire)	
	UPL : soulèvement		
Selon le cas	GEO / STR	Accidentelle (choc)	Accidentelle

Tableau 8.3.1 Vérifications minimales à établir aux états limites de service pour les situations de projet en cours de construction et d'exploitation

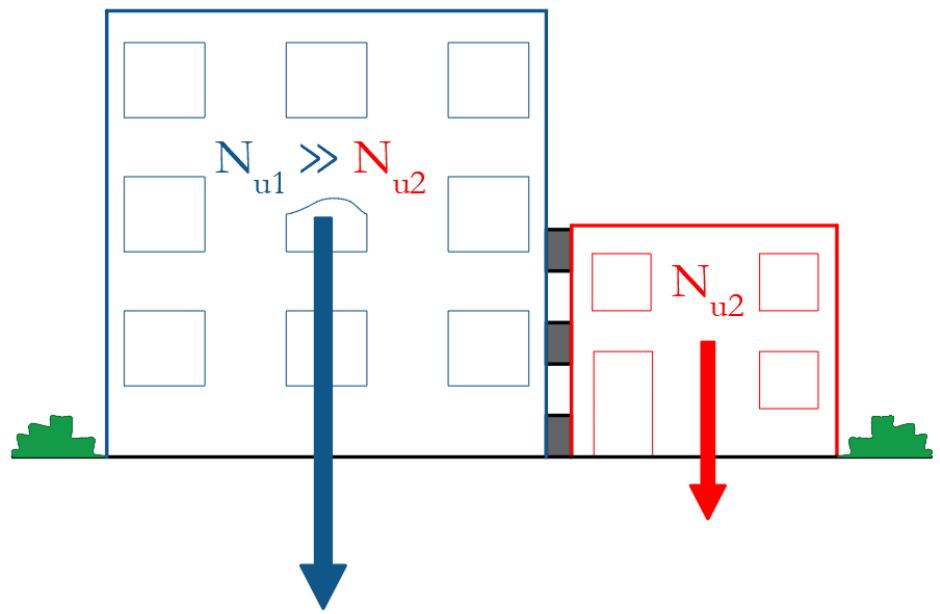
Projet	Etat-limite	Situation de projet (caractère)
Tous les projets	GEO : tassement / rotation / tassement différentiel	Quasi-permanent et/ou Caractéristique
	GEO : excentrement du chargement	
	GEO : limitation de la charge transmise au terrain	
	STR : structure de la fondation	

II. Considérations générales & recommandations

I. Dispositions constructives à considérer lors de la conception

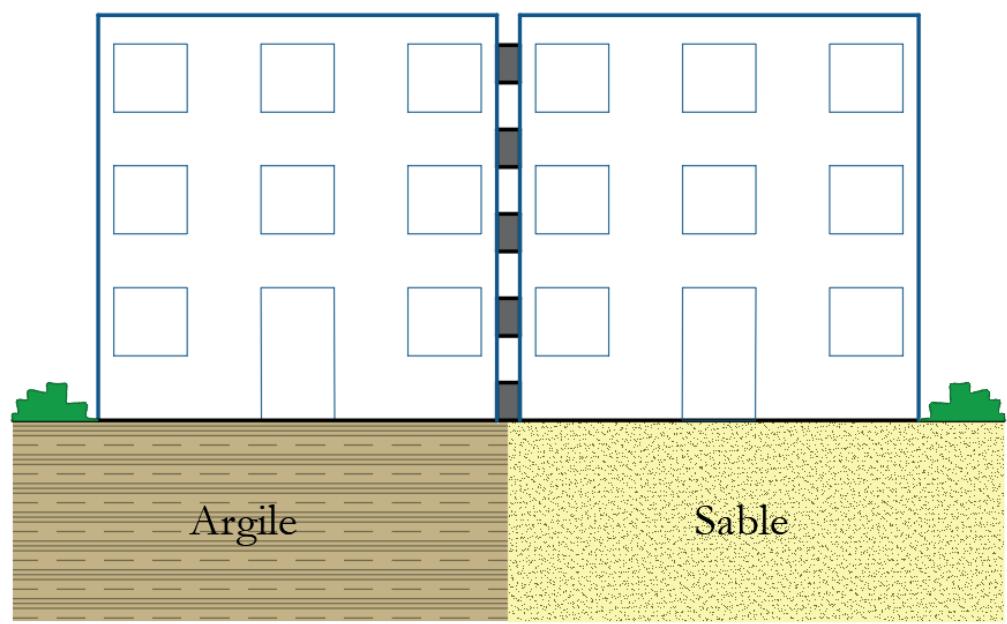
1. Joints de rupture

- ✓ Un joint de rupture est un joint qui sépare deux blocs d'un bâtiment. De part et d'autre, les éléments verticaux et leurs fondations travaillent indépendamment;
- ✓ Ces joints sont à envisager entre deux ouvrages (ou deux blocs d'un même ouvrage), généralement, lorsqu'on se trouve face à des différences importantes de charges (par exemple, le bloc A comprend 8 étages tandis qu'on ne compte que 2 étages pour le bloc B), ou que suite à des

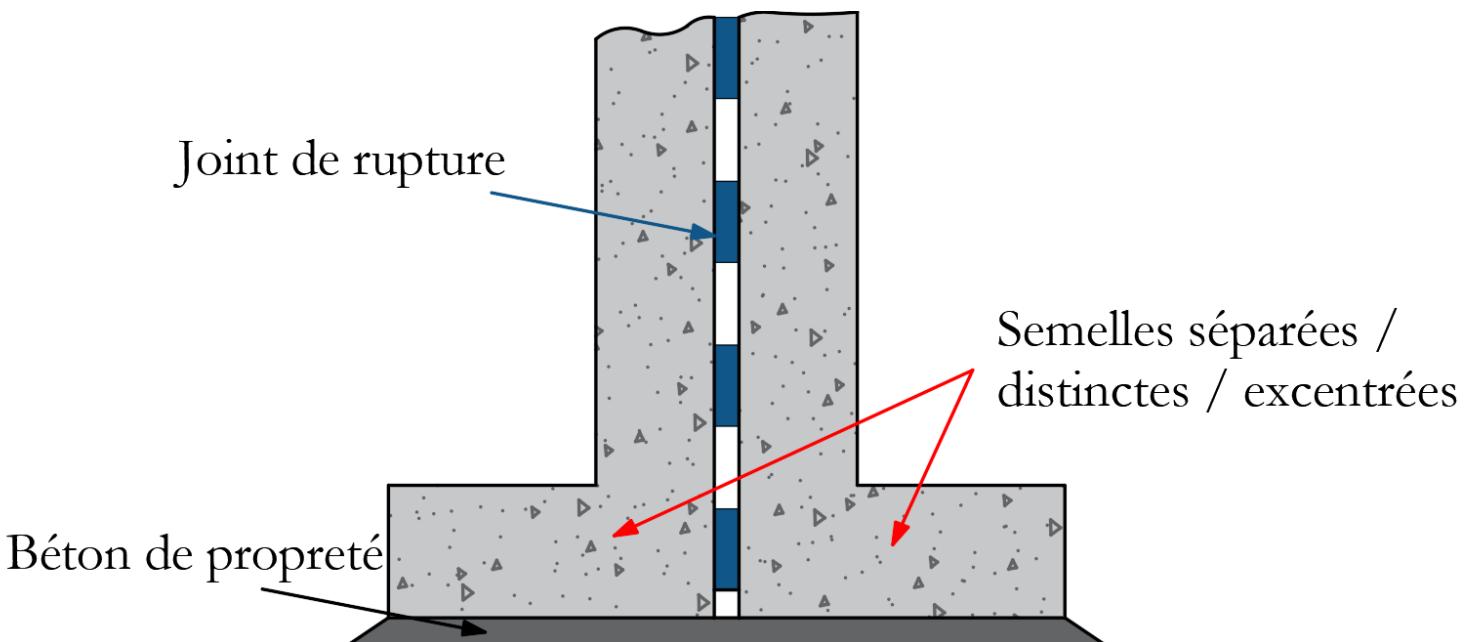


Charges remarquablement inégales

→ Joint de rupture



Sols de natures différentes



natures de sols différentes le risque de tassement s'avère différent...;

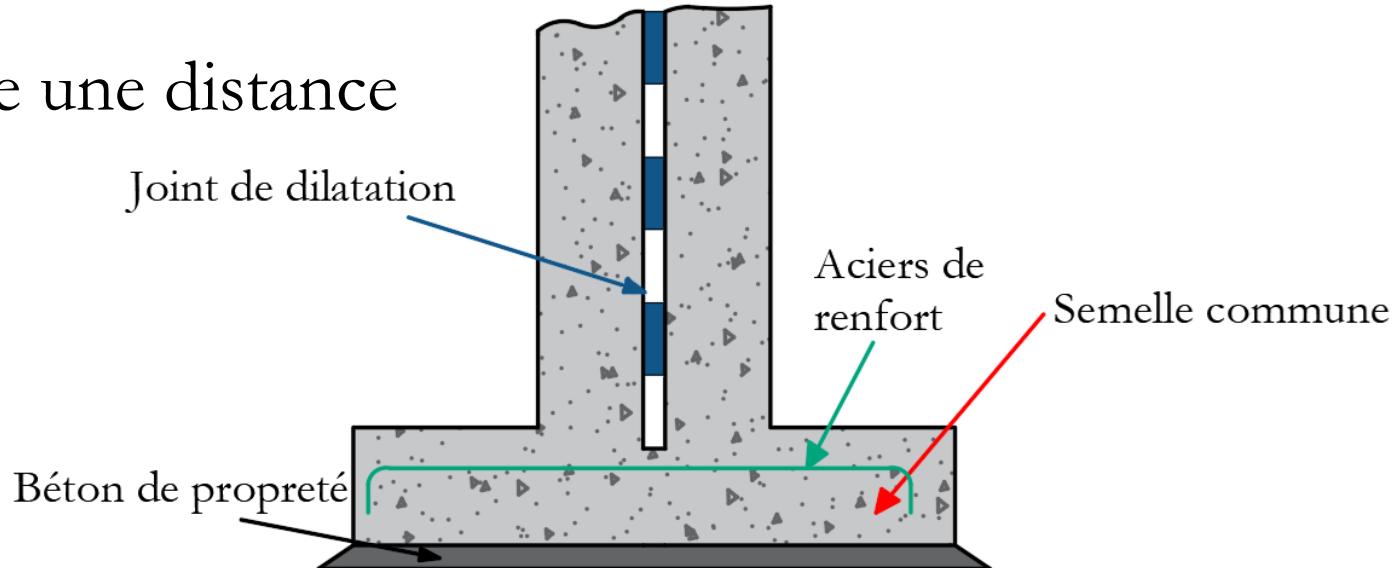
2. Joints de dilatation

- ✓ Dans le cas contraire (i.e. descentes de charges semblables de part et d'autre d'un joint, présence d'un sol homogène où le tassement est presque identique...), des joints de dilatation peuvent être conçus. Ces joints s'arrêtent plutôt au-dessus des semelles (soit sur leurs faces supérieures, ou même au niveau du plancher bas RDC, en présence de sous-sols);
- ✓ L'objectif principal de ces joints est de reprendre les effets de dilation thermique et de retrait dans les éléments de planchers, si l'on souhaite se dispenser du calcul de tels effets dans les combinaisons de charges;

- ✓ Le &2.3.3 (3) de l'EC 2 spécifie une distance

$d_{joint} = 30 \text{ m}$ comme valeur

recommandée de l'espacement
entre ces joints;



- ✓ L'EC 2/NA indique plusieurs valeurs limites en fonction de la région. Ainsi, dans le cas de bâtiments, d_{joint} varie de 25 m pour les départements voisins de la Méditerranée (régions sèches à forte opposition de température) à 50 m dans les régions de l'ouest de la France (régions humides et tempérées). Une éventuelle augmentation de ces distances peut être apportée sur justifications spéciales, par des dispositions constructives appropriées permettant aux

vibrations linéaires de se produire sans gêne;

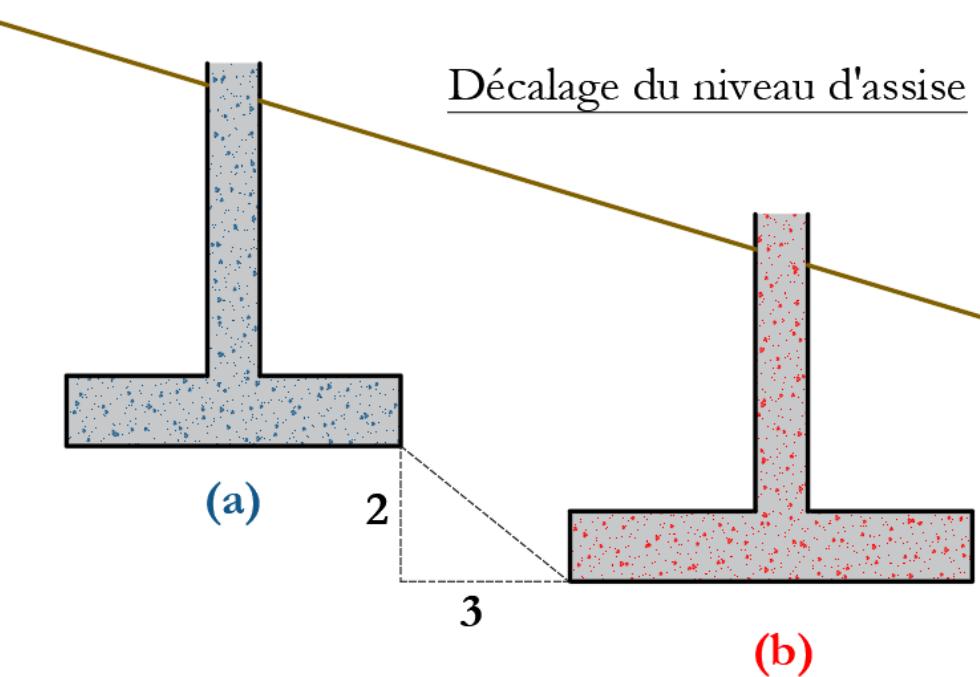
- ✓ En Tunisie, il est recommandé de prévoir des joints de dilatation tous les 20 à 30 m, avec 25 m comme valeur moyenne courante;
- ✓ Aciers de renfort placées immédiatement au-dessous du joint sont à prévoir;

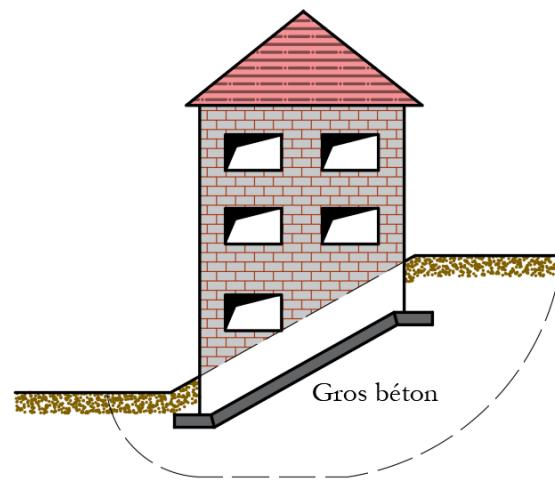
3. Mise hors gel

- ✓ Dans les pays où le risque de gel se présente (l'eau piégée dans le sol d'assise se transforme en glace en deçà de 0° et fond dans le cas contraire en traînant respectivement un gonflement puis un tassement du sol et donc des répercussions dans la structure), il est conseillé de prévoir une profondeur d'encastrement $\geq 50 \text{ cm}$ pour les climats tempérés voir plus en montagne;

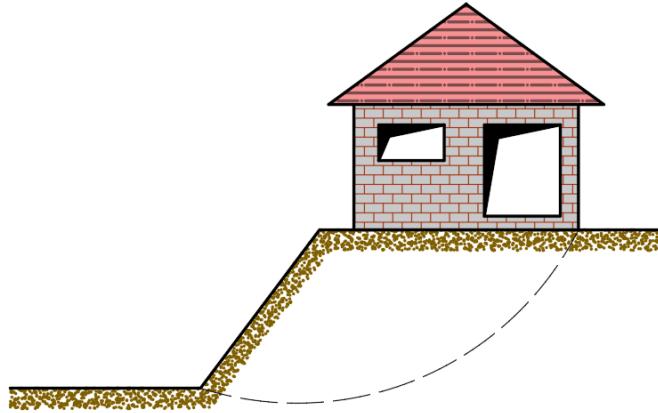
4. Fondations sur sol en pente : Cas de semelles à niveau décalé

- ✓ Afin d'éviter tout risque de glissement d'ensemble qui peut être déclenché par des tassements importants provoqués par la semelle (a) sur la semelle (b) (située à un niveau plus bas que la semelle (a)), il convient de respecter une pente minimale de $2/3$ entre leurs pieds;
- ✓ On admet également de fonder superficiellement un voile ou mur filant sur un terrain en pente en respectant des marches ou redans à pente maximale de 3 de base pour 1 de hauteur;

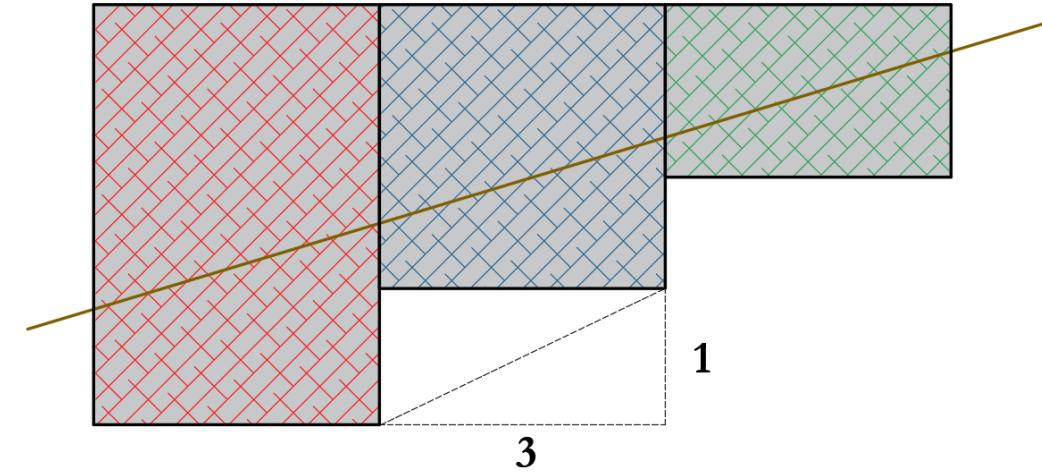




Ouvrage construit sur une pente

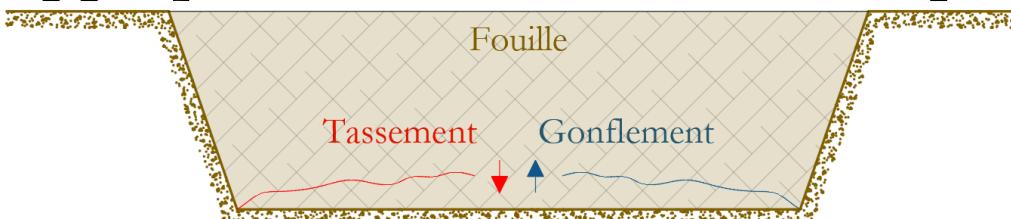


Ouvrage construit en tête de talus



5. Fondation sur sol argileux

- ✓ Après excavation de la fouille, on peut constater un gonflement par déchargement du poids des terres excavées ou par augmentation de la teneur en eau du sol. On peut intervenir soit en éliminant le sol argileux pour le remplacer par un meilleur sol, soit appliquer la chaux sur le sol en place ou en tenir compte dans les calculs;



6. Béton de propreté

- ✓ Dans le cas de risque de souillure du béton en cours de coulage, un béton de propreté, d'au moins 4 cm d'épaisseur, est exécuté pour tout ouvrage de fondation comportant des armatures au voisinage de sa sous-face;
- ✓ Dans certains cas, ce béton peut, en fonction des conditions de surface et de nature des terrains de fondation, être remplacé par la pose de feuilles en matière plastique, ou par augmentation de l'enrobage;

7. Enrobage

- ✓ Dans le cas d'un béton coulé au contact de surfaces irrégulières, il convient généralement de majorer l'enrobage minimal en prenant une marge plus

significative pour le calcul. Il convient de choisir une majoration en rapport avec la différence causée par l'irrégularité, l'enrobage minimal devant être au moins égal à k_1 (mm) pour un béton coulé au contact d'un sol ayant reçu une préparation (y compris béton de propreté) et k_2 (mm) pour un béton coulé au contact direct du sol. Il convient également de majorer l'enrobage des armatures pour toute surface présentant des irrégularités (&4.4.1.2 (11));

- ✓ Les valeurs recommandées de k_1 et k_2 sont :

	EC 2	EC 2/NA
k_1 (mm)	40	30
k_2 (mm)	75	65

Exigences spécifiques pour les fondations (&5.1.2)

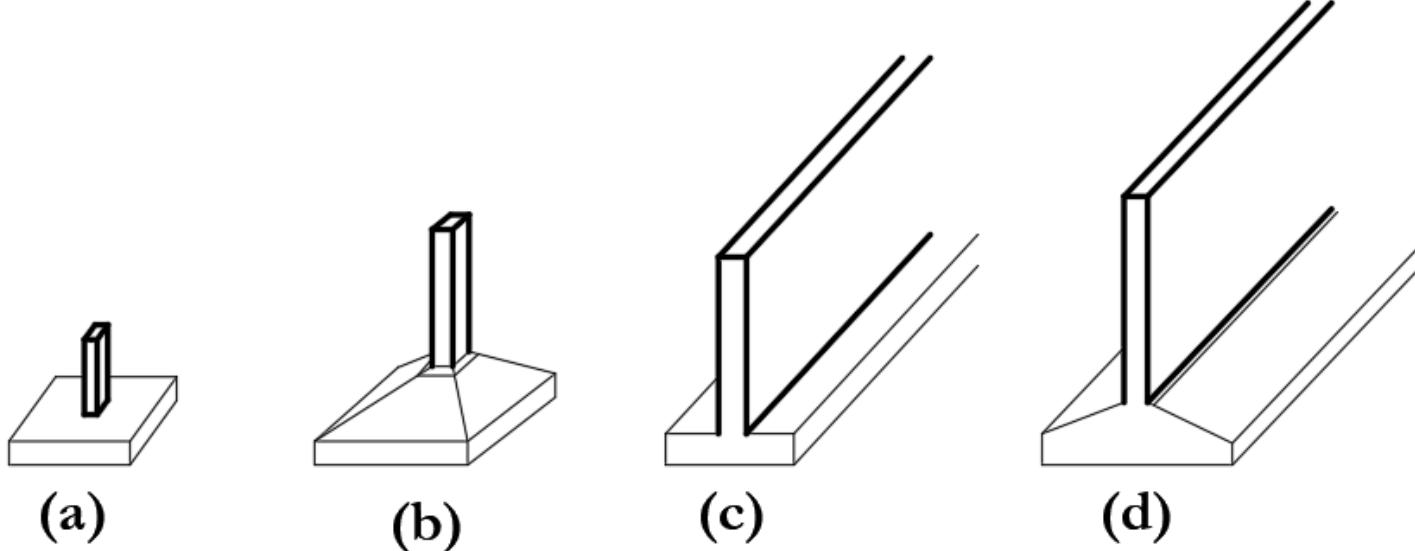
- ✓ Lorsque l'interaction sol-structure a une influence significative sur les effets

des actions dans la structure, les propriétés du sol et les effets de l'interaction doivent être pris en compte conformément à l'EC 7;

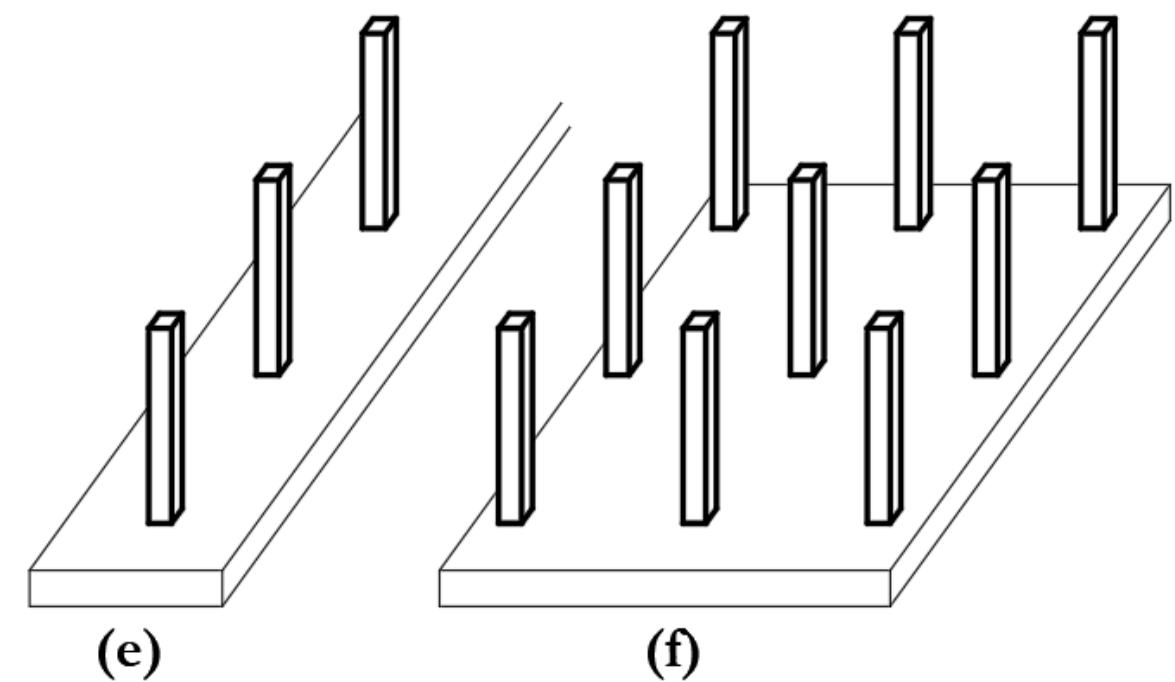
- ✓ L'annexe G de l'EC 2 donne d'amples informations en ce qui concerne l'analyse des fondations superficielles;
- ✓ Le dimensionnement des fondations superficielles peut être conduit moyennant la considération de modèles simplifiés de manière adéquate pour décrire l'interaction sol-structure. Ces effets peuvent habituellement être négligés dans le cas des semelles de fondation courantes ainsi que des semelles de liaison en tête de pieux;

II. Types de fondations superficielles

- ✓ Elle prend la forme de l'élément structural supporté :
 - Semelle isolée (carrée, rectangulaire ou circulaire sous points d'appuis isolés colonnes, poteaux, escaliers circulaires,...);
 - Semelle filante (sous voile, mur de refend, mur de soutènement, deux ou plusieurs poteaux,...);
 - Radier général : Cette variante est relativement plus compliquée pour un calcul manuel et n'est pas abordée dans ce cours;
- ✓ **N.B.** : Ces variantes ont été introduites et décrites dans le chapitre 1 du module CCSBA;



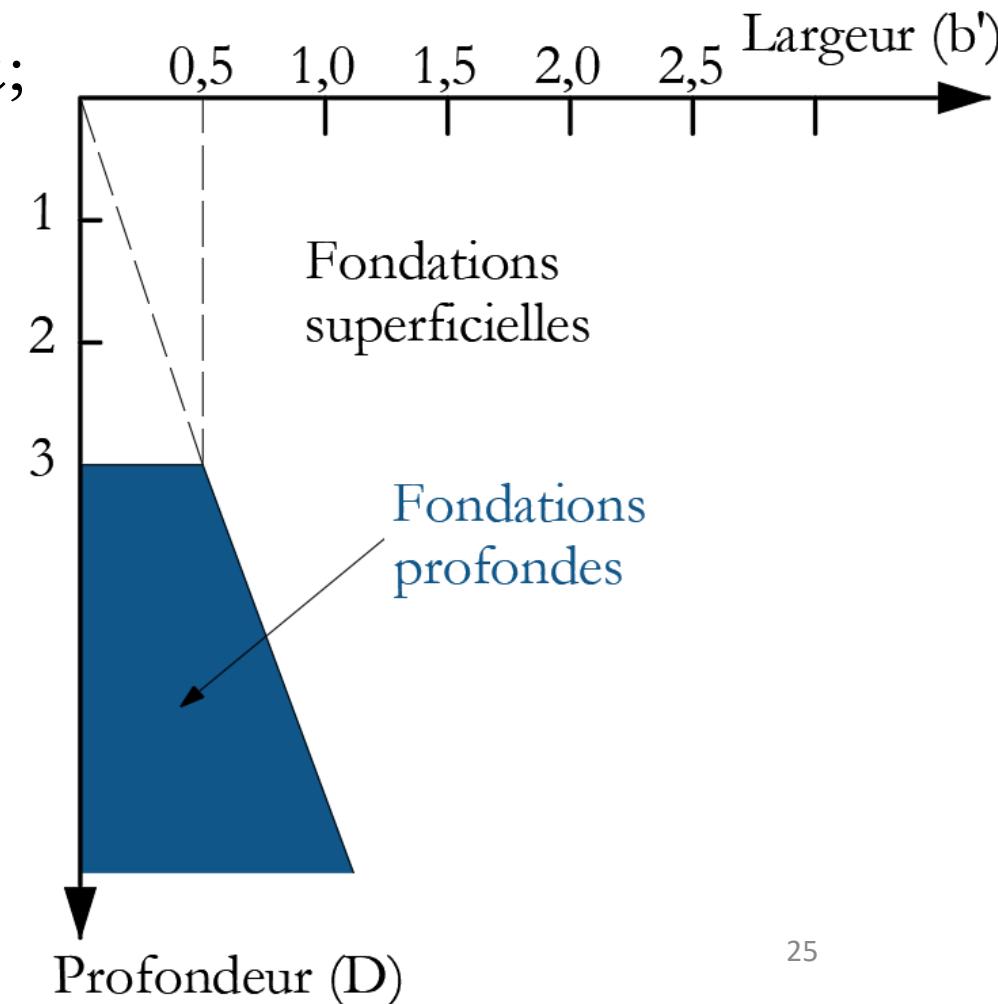
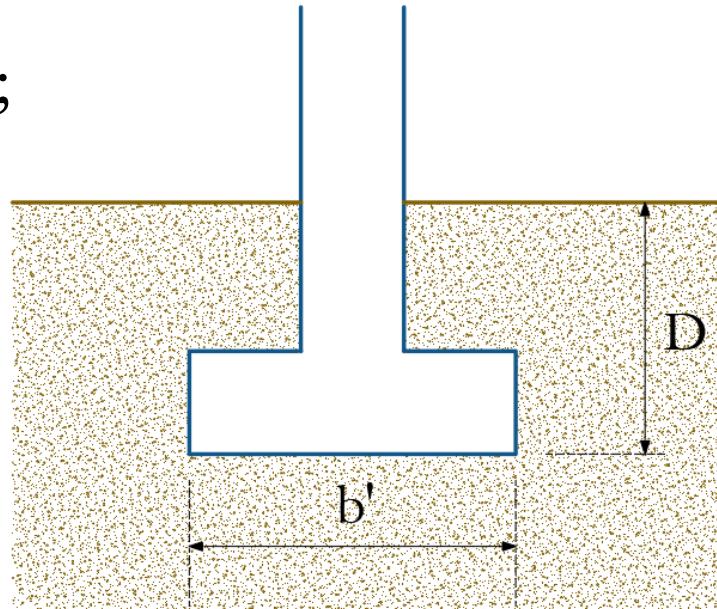
- (a) Semelle isolée parallélépipédique sous point d'appui isolé (poteau)
- (b) Semelle isolée tronconique sous point d'appui isolé (poteau)
- (c) Semelle filante parallélépipédique sous mur / voile
- (d) Semelle filante tronconique sous mur / voile
- (e) Semelle filante sous poteaux
- (f) Radier général



III. Domaine d'utilisation

- ✓ Au sens du DTU 13.12, on parle de fondation superficielle lorsque le rapport entre la profondeur d'encastrement D à la largeur de la semelle b' est inférieur à six à condition que D reste inférieur à 3 m;

- ✓ Au-delà de ces conditions, on parle de fondations profondes (cf. Chapitre 5 CCSBA);

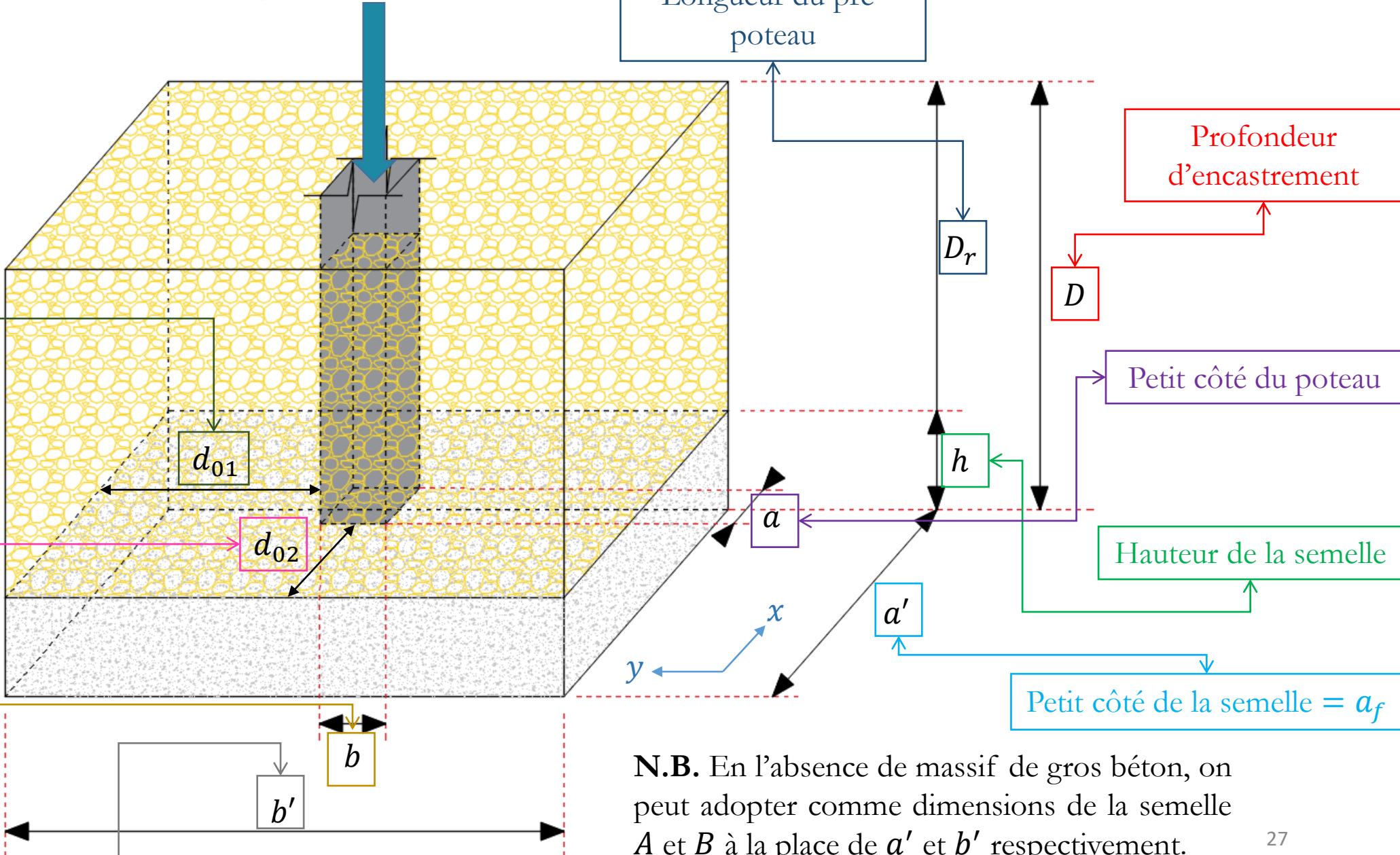


- ✓ Au sens de l'EC 7 on désigne par fondations superficielles, les fondations dont l'élancement est relativement faible (typiquement inférieur à 5,0). La distinction entre une fondation superficielle et une fondation semi-profonde est en général fondée sur la valeur de l'encastrement équivalent D_e/b' ;
- ✓ Selon l'Annexe D de la norme NF P 94-261, si la valeur de ce rapport est :
 - $D_e/b' \leq 1,5$, il s'agit de fondation superficielle;
 - $1,5 < D_e/b' \leq 5$, il s'agit de fondations semi-profondes;
- ✓ Le cas échéant, il s'agit de fondations profondes (fondations sur pieux, micropieux, barrettes ou puits dont l'élancement est élevé (typiquement des fondations dont la longueur est supérieure à 5 fois le diamètre ou la largeur);

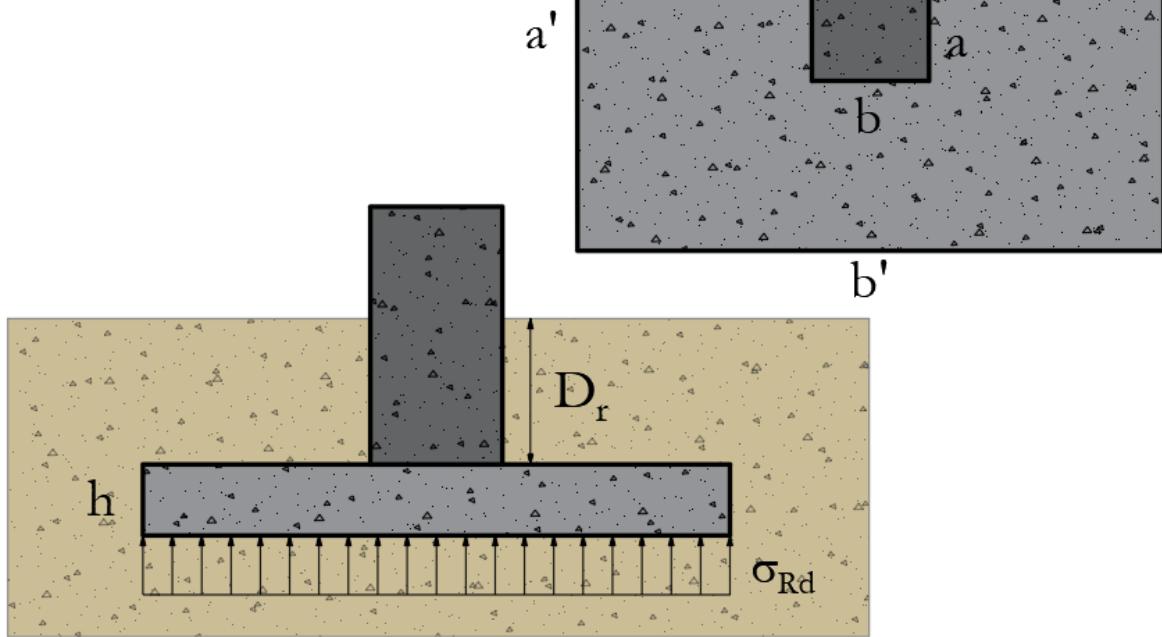
IV. Notations

$N_u (P_u)$: Effort normal vertical
À ne pas confondre avec N_{Ed}

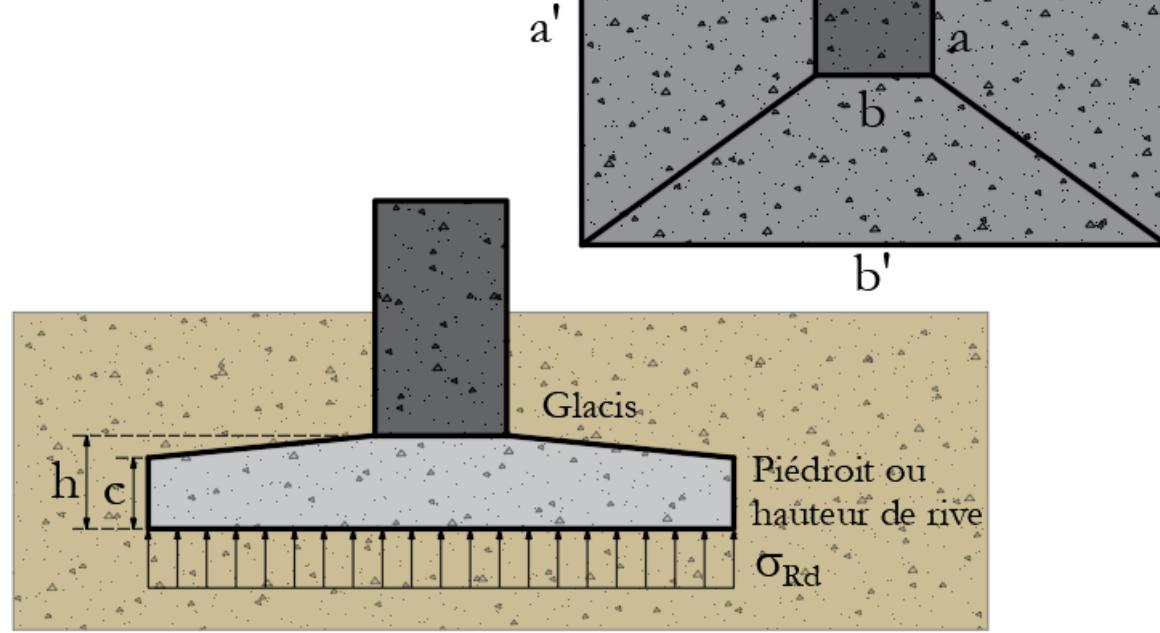
La majorité des notations sont telles qu'exposées dans le guide d'application de l'EC 2



Semelle rectangulaire



Semelle tronconique



- ✓ En pratique, les dimensions minimales de la semelle isolée sont de :
 - *60 cm* pour les dimensions en plan (dans certains cas, on peut aller jusqu'à *40 cm*, qui correspond à la largeur du godet de la pelle);
 - *25 cm* pour la hauteur (*50 cm* dans le cas des ponts);

- ✓ Les règles professionnelles imposent une épaisseur minimale de la semelle égale à 6 cm plus 6ϕ avec ϕ est le diamètre des barres du sous-tendeur. Ceci correspond au cas très rare (semelle trapézoïdale / de forme tronconique), il faut s'assurer que :

$$h \geq c \geq 6\phi + 6\text{cm}$$

- ✓ En fait, le béton qui se trouve dans la partie supérieure externe se situe en dehors de la trajectoire des bielles et s'avère inutile → L'éliminer en disposant des pans coupés → Opération compliquée → Souvent $c = h$;
- ✓ Ce cas est applicable aussi bien aux semelles isolées qu'aux semelles filantes;
→ Prévoir un méplat de 5 cm pour supporter le coffrage du poteau/mur; ²⁹

V. Généralités _ Semelles sous poteaux ou voiles

- ✓ Les semelles sont dimensionnées de façon à satisfaire :
 - La contrainte dans le sol engendrée par la charge en pied de poteau et au poids de la semelle ne dépasse pas la contrainte admissible de calcul du sol;
 - Les aciers inférieurs reprennent les efforts calculés par la méthode des moments ou la méthode des bielles et tirants (&5.6.4);
 - Le cisaillement ν_{Ed} qui se développe le long de tout périmètre de zones de contrôle situées à une distance a du nu du poteau comprises entre 0 et 2 fois la hauteur utile de la semelle ne dépasse pas une valeur limite ν_{Rd} (&6.4.4);

- Les aciers inférieurs soient correctement ancrés (&9.8.2.2);
- Des armatures supérieures se trouvent nécessaires si des efforts éventuels de traction occasionnés par des moments peuvent se développer sur l'extrados de la semelle. Les contraintes qui se développent sont elles aussi sujet à des vérifications (&9.8.2.1 (3));
- Dans le cas où les efforts sont relativement assez faibles, on peut se dispenser de calcul des aciers. Il sont exclus les semelles ancrées dans le rocher, où des armatures responsables de la reprise des efforts d'éclatement sont requises (&9.8.4);

VI. États limites / Combinaisons d'actions

- ✓ Dans cette partie, on se limite à exposer les notions de bases se rapportant aux calculs vis-à-vis les états limites (les détails sont exposés au chapitre 2 Béton armé (cf. EC 1 & EC 7));
- ✓ À l'ELU, les principales combinaisons d'actions sont résumées dans le tableau suivant :

	Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorables	Favorables		Principale le cas échéant	Autres
Situations de projet durables et transitoires (EQU) (Eq. 6.10)	$1,1 G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	/	$1,5 \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Situations de projet durables et transitoires (STR/GEO) (Eq. 6.10)	$1,35 G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	/	$1,5 \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sismique (Eq. 6.12)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

- ✓ Pour la vérification de l'état limite d'équilibre (EQU), les facteurs partiels γ_M à utiliser sont exposés dans les tableaux de l'annexe A de l'EC7, pour les paramètres de sols lorsque l'on inclut des résistances au cisaillement de faible importance;
- ✓ À l'ELS, les principales combinaisons d'actions sont résumées dans ce tableau:

Combinaison	Actions permanentes G		Actions variables Q	
	Défavorables	Favorables	Dominante	Autres
Caractéristique	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Fréquente			$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quasi-permanente			$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

- ✓ La justification de la structure d'une semelle superficielle, comprend la vérification des différents états-limites suivants :

- EQU : équilibre de la structure ou du terrain, considéré comme un corps solide dans lequel les résistances des matériaux (de la structure ou du terrain), n'apportent pas de contribution significative à la résistance. Les vérifications comprennent le non-glissement de la fondation par rapport au sol et la stabilité d'ensemble;
- STR : rupture interne ou déformation excessive de la structure ou d'éléments de structure dans lesquels la résistance des matériaux de la structure contribue significativement à la résistance;
- ELS d'ouverture des fissures;
- ELS de tassement, UPL, HYD...

VII. Méthodes de dimensionnement

- ✓ Il existe principalement quatre méthodes de dimensionnement :
 - Méthode de dimensionnement à l'aide de modèles bielles-tirants de l'EC 2 (&6.5);
 - Méthode des bielles du DTU 13.12 reconduite par les recommandations professionnelles;
 - Méthode des moments de flexion (&9.8) & celle des moments écrêtés;
- ✓ Dans le cadre de ce chapitre, on expose également les principes de base de la méthode des moments (adoptée par la Fédération Internationale du Béton (FIB était CEB)) qui a les mêmes fondements que celle de l'EC 2;

III. Semelle isolée soumise à une charge **centrée** posée directement sur le sol

Détermination de la contrainte ultime du sol selon la pratique française

- ✓ Le sol peut être caractérisé par une réaction ultime, q_u , et on peut en déduire une réaction de calcul (ou contrainte de calcul), notée q, à utiliser dans les vérifications de portance aux ELU (la plus petite des deux valeurs, q_u/γ_{sol} et de celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure (EC 2 & EC 2/NA (norme P 18- 711-2), clause 2.6 (2)));
- ✓ On peut ne pas tenir compte dans les calculs des tassements différentiels du sol et des fondations dans les bâtiments dès lors que les dénivellations

d'appuis attendues de ces effets n'excèdent pas 1/500 de la portée entre éléments porteurs adjacents. Cette limite est plafonnée à 1 cm ou 2 cm selon que les cloisonnements sont rigides et fragiles ou non;

- ✓ L'EC 7 et l'EC 7/NA (P 18-711-2) exposent le processus permettant d'obtenir, pour un site et une construction donnés, les contraintes du sol à partir des campagnes de reconnaissance des sols et de leur interprétation.

Mais ces normes ne donnent aucune indication sur l'évaluation de cette contrainte $q_{u,sol}$. On pourrait se baser sur le DTU 13.12 (DTU P 11-711), qui fixe cette contrainte de calcul du sol à $q_u/2$ avec q_u est la valeur limite issue d'essais géotechniques du sol;

Condition de portance

✓ Il revient à respecter :

gd : ground

Effort normal ultime centré provenant de l'élément supporté (parfois noté P_u ou N_{Ed})

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_u + 1,35G_0}{a'b'} \leq \sigma_{Rd} = \sigma_{gd} = q_{u,sol} = \frac{q_u}{2}$$

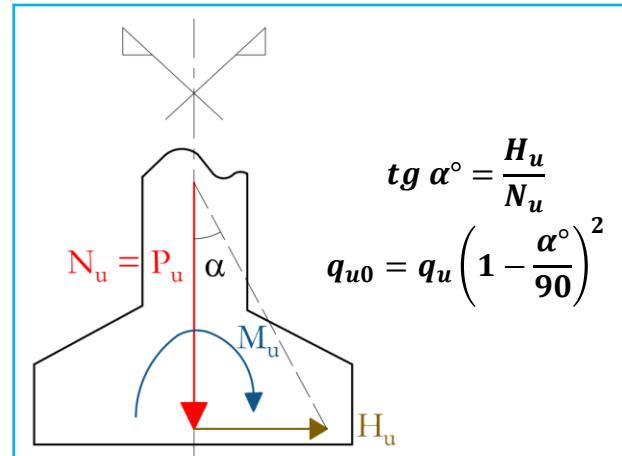
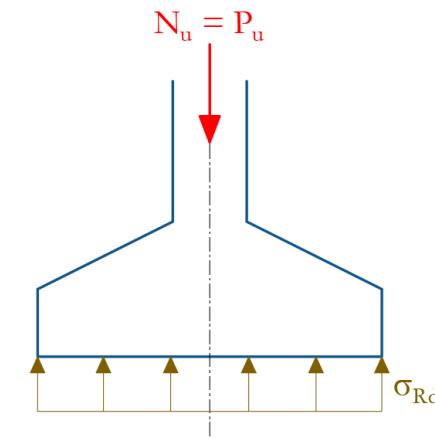
Contrainte due à l'effort appliqué (kPa, MPa, bar)

Résistance de calcul du sol à l'ELU (kPa, MPa, bar)

Dimensions de la semelle en plan :
 $a'(a_f \text{ ou } A)$: petit côté (m) // x
 $b'(b_f \text{ ou } B)$: grand côté (m) // y

Poids propre de la semelle en BA + poids du remblai + poids propre du pré-poteau

Pression limite issue d'essais géotechniques sur le sol (entraînant la rupture du sol)



Dans le cas où la résultante des charges est inclinée : $q_u = q_{u0}$ qu'on appelle pression corrigée

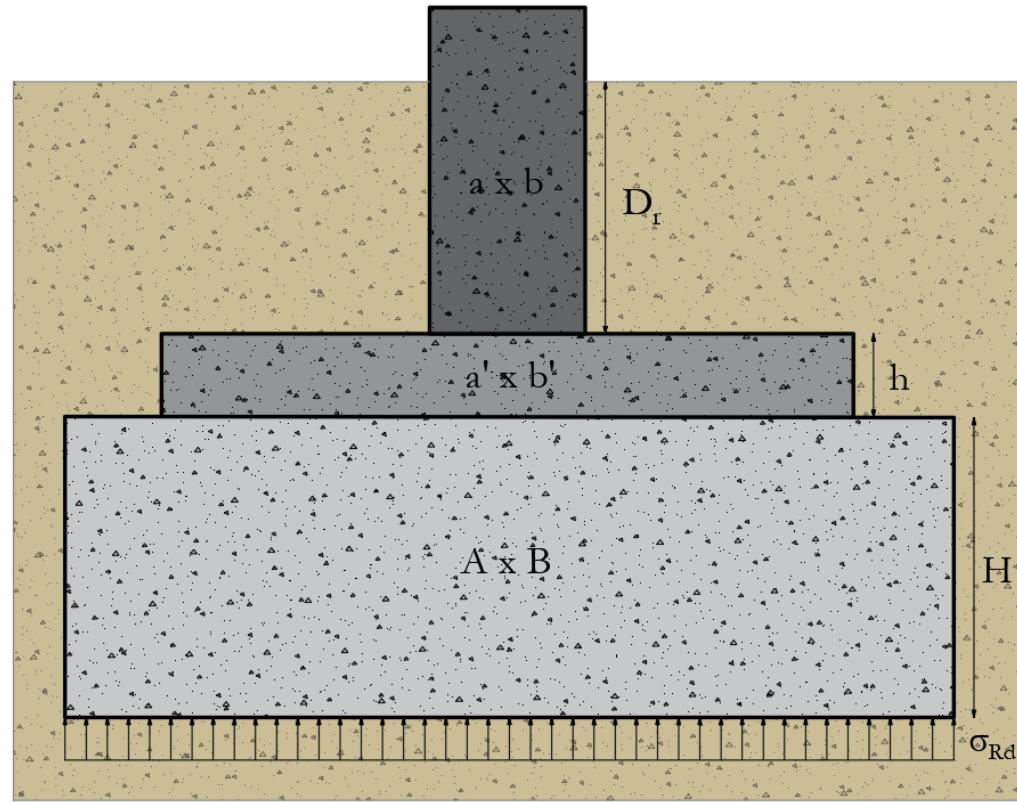
- ✓ À titre indicatif, on donne quelques valeurs moyennes des contraintes admissibles du sol :

Nature du sol	Valeurs moyennes des résistances admissibles du sol (MPa)
Remblais et terre végétale	0,05
Argiles	0,1 à 0,3
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Gravier	0,4 à 0,6
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5

- ✓ **Remarque :** G_0 peut comprendre également une fraction du poids du dallage (si accroché), du poids des longrines et des charges variables qui leurs sont transmises;

IV. Semelle isolée soumise à une charge centrée posée sur un massif de gros béton

- ✓ Lorsqu'on rencontre un sol médiocre (σ_{Rd} relativement faible) et / ou que les charges sont relativement élevées → On opte pour une semelle en gros béton (GB) sur laquelle on exécute la semelle en béton armé (BA). Ainsi, on compense le manque de portance / résistance du sol d'assise;
- ✓ En pratique, on adopte une hauteur minimale de gros béton $H_{min} = 60\text{ cm}$;



I. Dimensionnement de la semelle en BA

Poids propre de la semelle en béton armé
+ poids du remblai « 1 » qui la surmonte
(sol) + poids propre du pré-poteau

Condition de portance

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_u + 1,35 G_0}{a' b'} \leq \sigma_{GB} \\ \frac{1,05 N_u}{a' b'} \leq \sigma_{GB} \text{ (Prédimensionnement)} \end{array} \right.$$

↓
Contrainte de calcul de la semelle en gros
béton (GB) (kPa, MPa, bar)

- Comme 1^{ère} approximation, on peut ignorer les dimensions de la semelle (souvent le cas), on supposant que le poids pondéré G_0 vaut environ 5% de la charge ultime reçue en pied de poteau N_u . Cette estimation est à ajuster en fonction de l'importance de la charge transmise du poteau et de la nature du sol;
- Une revérification de la condition de portance est nécessaire;

II. Dimensionnement de la semelle en GB

Poids propre de la semelle en BA + poids propre semelle en GB + poids pré-poteau + poids du remblai 1 (D_r) + poids du remblai 2 ($h + D_r$)

$$= G_0 + G'_0$$

Poids propre de la semelle en GB + poids du remblai « 2 » (sur la hauteur $h + D_r$ et les débords du massif en GB)

$$G'_0 \cong 5\%(N_u + 1,35G_0) : \text{prédimensionnement}$$

$$\begin{cases} \frac{N_u + 1,35G_1}{AB} \leq \sigma_{Rd} = \sigma_{gd} = q_{u,sol} \\ \frac{1,05(N_u + 1,35G_0)}{AB} \leq \sigma_{Rd} = \sigma_{gd} = q_{u,sol} \text{ (prédimensionnement)} \end{cases}$$

- ✓ La hauteur minimale du gros béton est au moins égale au double du plus petit débord :

$$H_{min} \cong 2 \left(\frac{A}{2} - \frac{a'}{2} \right) \cong A - a'$$

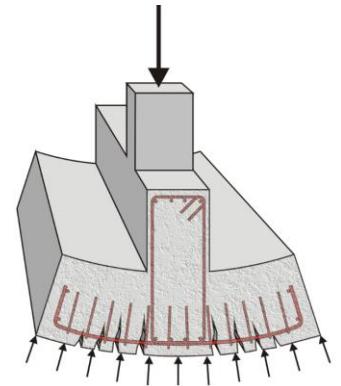
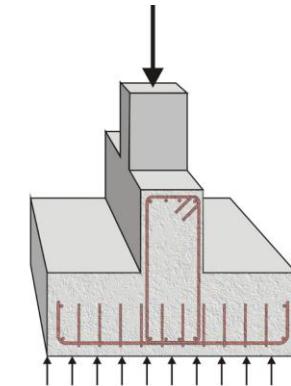
Dimensions en plan de la semelle en GB :
 A : petit côté (m) // x
 B : grand côté (m) // y

V. Semelle filante sous mur ou voile soumise à une charge centrée

I. Condition de portance

- ✓ Le calcul des semelles filantes ressemble à celui des semelles isolées. Toutefois, elles sont dimensionnées par mètre linéaire de longueur. Pour une semelle de dimensions (b', L) avec $b' \ll L$, il suffit de vérifier :

$$b' \geq \frac{N_u + 1,35G_0}{\sigma_{Rd}} = \frac{q_u}{2}$$



II. Condition de rigidité

$$\frac{d_0}{2} = \frac{b' - b}{4} \leq d = h - d'_{b'} \leq 2d_0 = b' - b$$

VI. Justification vis-à-vis des matériaux (cas de charge centrée)

A/ Méthode des bielles et tirants (DTU 13.12)

- ✓ Rigoureusement applicable si : $\frac{a'}{a} = \frac{b'}{b}$;

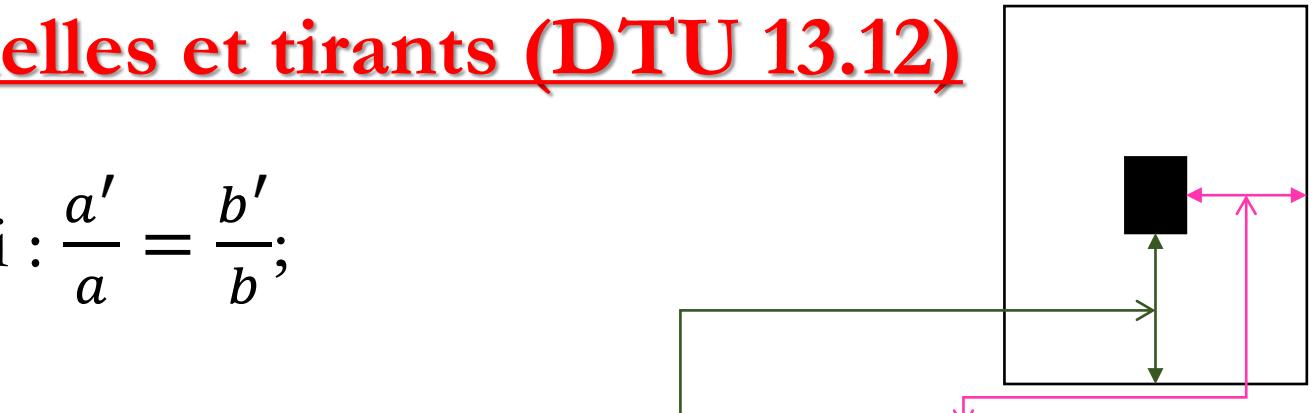
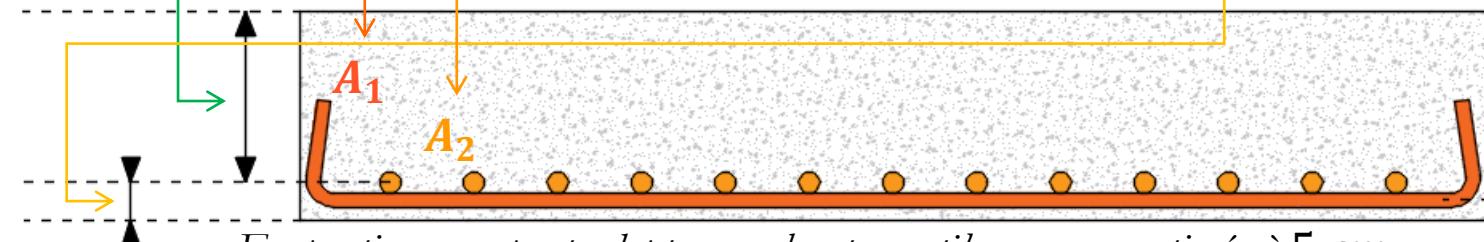
I. Conditions d'application

Condition de rigidité

Armature // à b'

Armature // à a'

$$\begin{cases} \frac{d_{01}}{2} = \frac{b' - b}{4} \leq d_1 = h - d'_{b'} \leq 2d_{01} = b' - b \\ \frac{d_{02}}{2} = \frac{a' - a}{4} \leq d_2 = h - d'_{a'} \leq 2d_{02} = a' - a \end{cases}$$

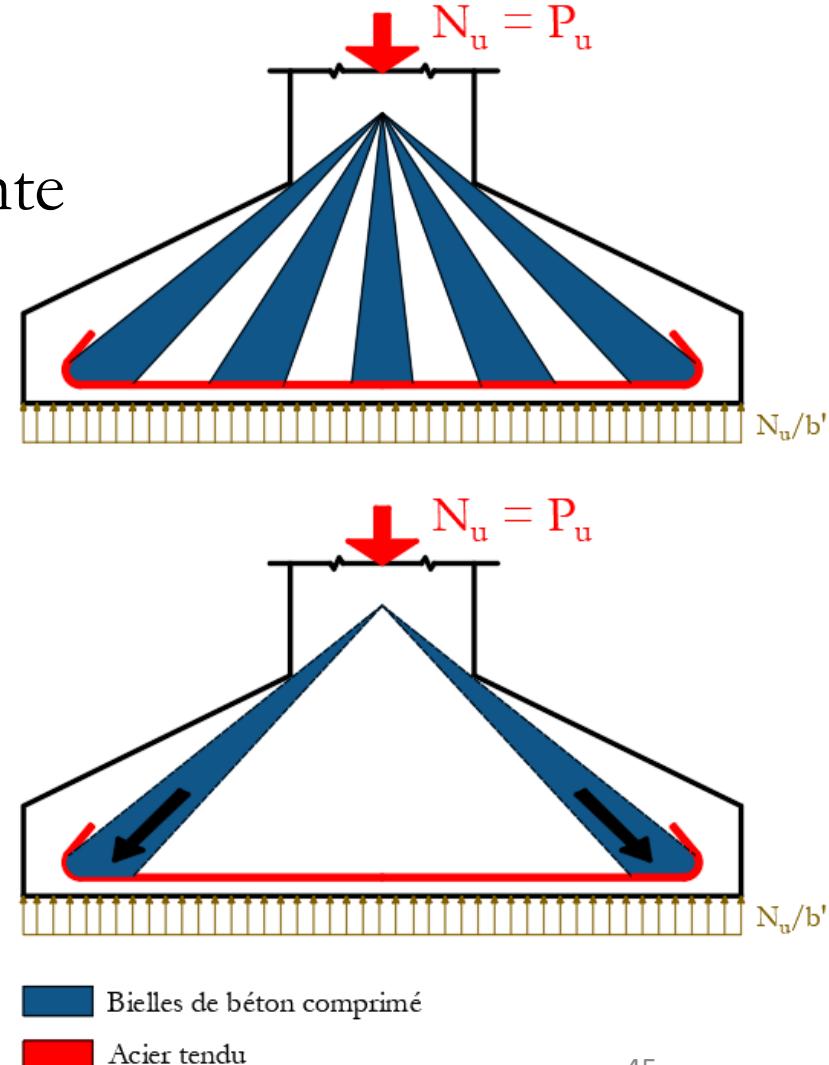
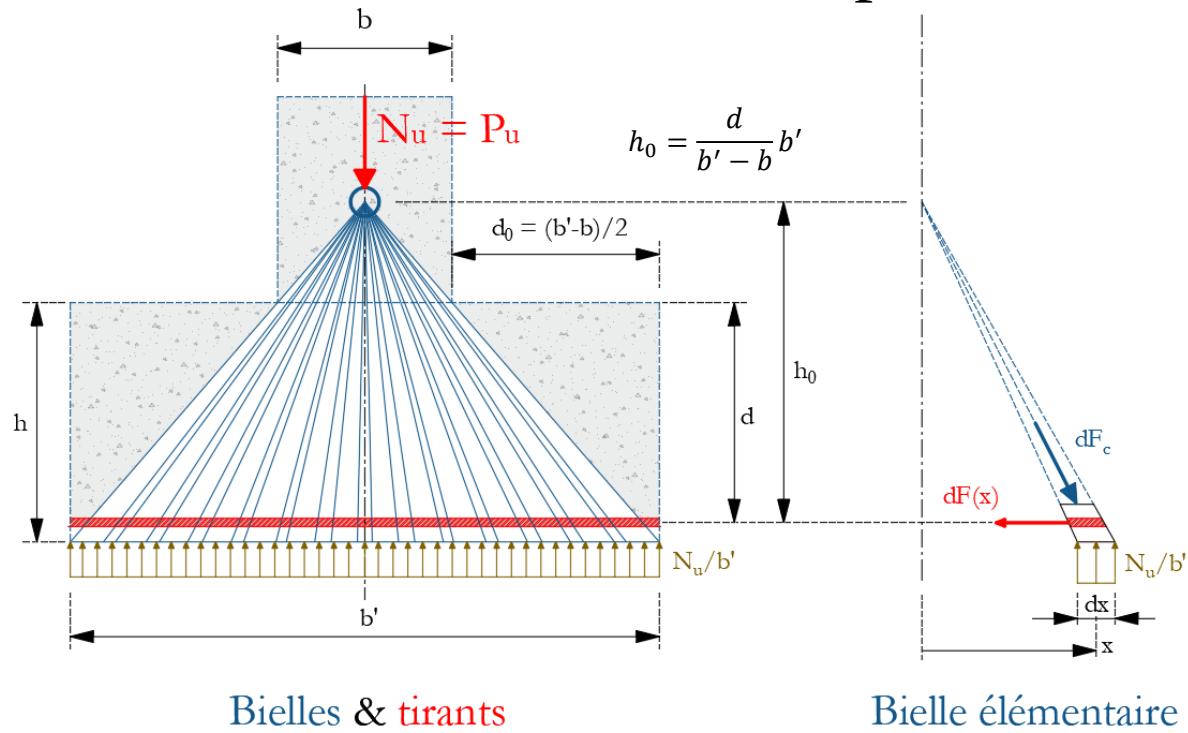


Débord selon b'

Débord selon a'

II. Exposé de la méthode des bielles et tirants

- ✓ La charge N_u « centrée » est transmise au sol situé au dessous de la semelle moyennant des bielles de béton comprimées;
- ✓ Les armatures inférieures équilibrent la composante horizontale de l'effort transmis par les bielles;



- ✓ Pour une largeur élémentaire dx de bielle ($// b'$), au niveau de l'armature :

$$dN_u = \frac{N_u}{b'} dx \quad (1)$$

- ✓ Les relations dans les triangles semblables donnent :

$$\frac{dF(x)}{dN_u} = \frac{x}{h_0} \quad (2)$$

- ✓ Avec : $h_0 = \frac{d}{b'-b} b'$ (D'après Thalès);
- ✓ L'équilibre d'un tronçon élémentaire dx d'armature et de bielle vérifie :

$$(1) + (2) \rightarrow dF(x) = \frac{N_u}{b'h_0} x dx$$

- ✓ Ainsi, l'effort axial dans l'armature à l'abscisse x s'exprime par :

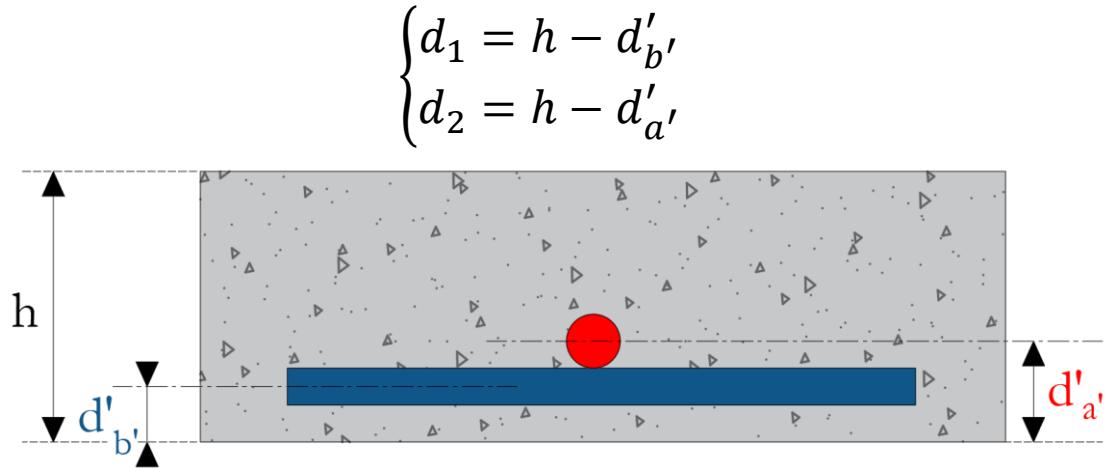
$$F(x) = \int_x^{\frac{b'}{2}} dF(x) = - \int_{\frac{b'}{2}}^x dF(x) = \int_x^{\frac{b'}{2}} \frac{N_u}{b'h_0} x \, dx = \frac{N_u}{2b'h_0} \left[\left(\frac{b'}{2} \right)^2 - x^2 \right]$$

- ✓ L'effort varie, ainsi, d'une façon parabolique tout au long de l'armature, et il est maximal selon l'axe de la semelle ($x = 0$). Par ailleurs, sachant que l'effort maximal de traction évalué au niveau de la nappe d'armature inférieure est limité, à l'ELU, à $A_u f_{yd}$, on obtient:

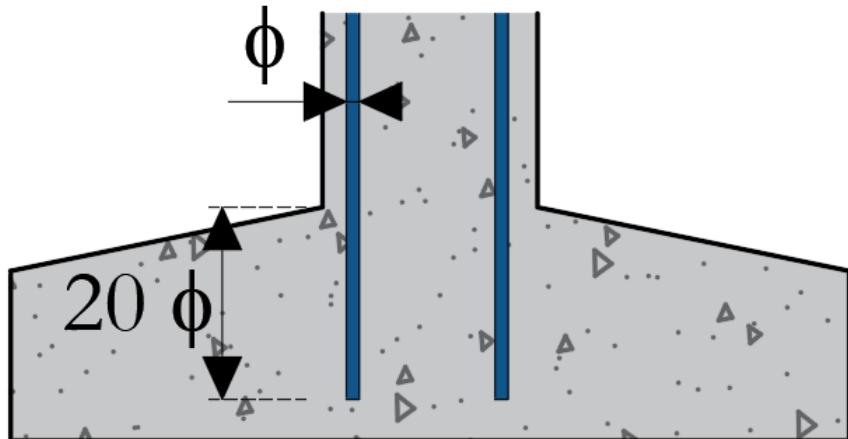
$$F_{s,max} = \frac{N_u(b' - b)}{8d} \rightarrow A_u = \frac{F_{s,max}}{f_{yd}} = \frac{N_u(b' - b)}{8df_{yd}} = \frac{N_u d_0}{4df_{yd}}$$

III. Détermination de la nappe d'armatures inférieures

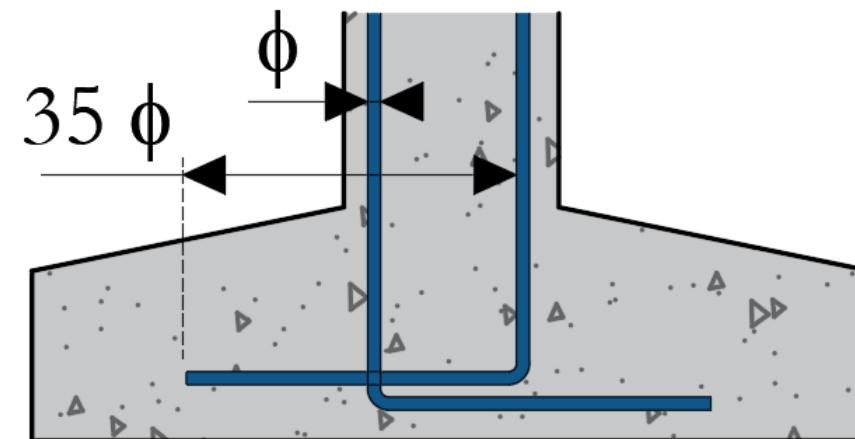
$$\begin{cases} A_1 = A_{1,u} = A_y = \frac{F_{01,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(b' - b)}{8d_1 f_{yd}} \\ A_2 = A_{2,u} = A_x = \frac{F_{02,u}}{f_{yd}} = \frac{N_u(a' - a)}{8d_2 f_{yd}} \end{cases}$$



IV. Aciers en attente



$M = 0$



$M \neq 0$

V. Anchorage d'armatures

= {
 4 Si semelle filante
 5 Si semelle isolée + condition d'homothétie non respectée
 }

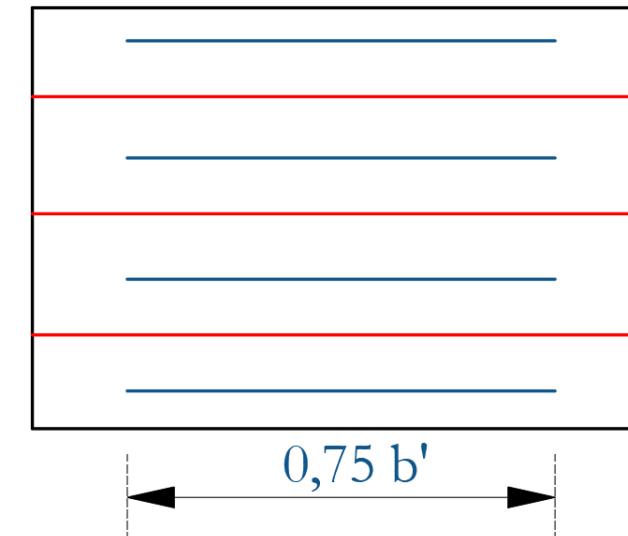
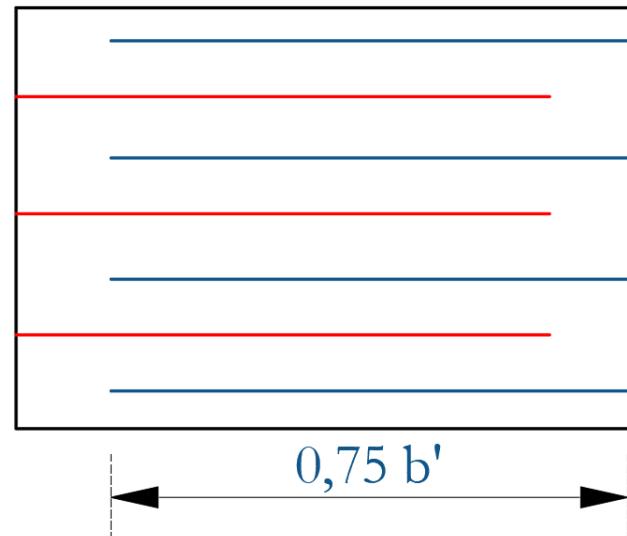
- ✓ Les recommandations professionnelles préconisent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } l_{bd} > \frac{b'}{x} \\ \quad \rightarrow \quad \textit{Prévoir des crochets d'ancrage} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \frac{b'}{2x} < l_{bd} \leq \frac{b'}{x} \\ \quad \rightarrow \quad \textit{Un ancrage droit des barres est suffisant} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } l_{bd} < \frac{b'}{2x} \\ \quad \rightarrow \quad \textit{Les barres peuvent être arrêtées comme suit} \end{array} \right.$$

Longueur d'ancrage de calcul
(cf. chapitre 2 du module BA)



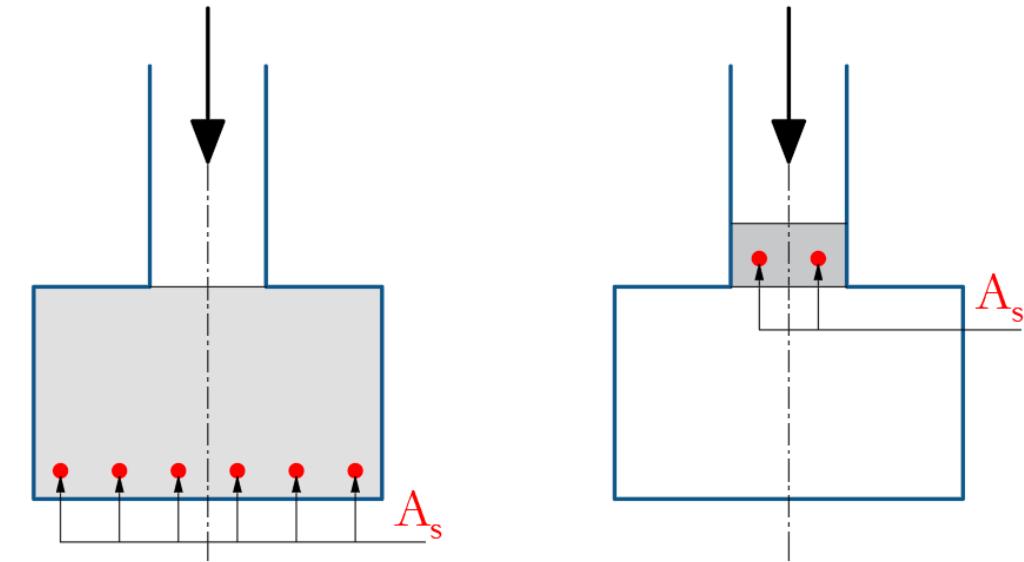
- ✓ Sinon prévoir des ancrages conformément aux prescriptions de l'EC 2 (cf. chapitre 2 du module BA);

VI. Armatures minimales de chaînage (&9.10)

- ✓ Les chaînages sont considérés comme des armatures minimales et non pas des armatures supplémentaires. Ils s'ajoutent aux armatures principales exigées par l'analyse structurale;
- ✓ Les recommandations professionnelles indiquent que par application extensive du &9.10.2.3 (4) de l'EC 2, les semelles sous voiles doivent comporter un chaînage dont la section doit être au moins égale à $1,5 \text{ cm}^2$ en acier HA de nuance B 500;

- ✓ Il est loisible, dans le cas de semelle en gros béton, de reporter les armatures de chaînage à la base du voile;

- ✓ Il est à noter, que si le sol est homogène, il est possible de considérer une section d'acier parallèle au mur qui vaut $1/5^{\text{ème}}$ de celle obtenue dans le sens transversal;



Semelle avec chaînage
Béton de dosage $\geq 300 \text{ kg/m}^3$

Semelle en GB avec chaînage
Béton de dosage $\geq 250 \text{ kg/m}^3$
Chaînage reporté à la base du mur

- ✓ Si le sol est hétérogène ou s'il existe des ouvertures à la base du mur, la semelle est à traiter comme une poutre encastrée traversant la zone de mauvais terrain ou s'appuyant sur les deux parties du mur de part et d'autre de l'ouverture, et chargée par les réactions du sol à l'aplomb de celle-ci;

✓ **Remarques :**

1. Au sens des recommandations professionnelles : Les propriétés chimiques du sol sont nécessaires pour le choix du béton approprié selon la norme NF EN 206-1/CN6. En pratique, les DPM indiquent la classe d'exposition XA compte tenu de l'agressivité du sol et de l'eau selon cette norme. La prise en compte d'un environnement en cause, conduit à une limitation de l'ouverture calculée des fissures à :

- 0,3 mm en classe d'exposition XA1;
- 0,2 mm en classe d'exposition XA2;

- 0,1 mm en classe d'exposition XA3;
- ✓ Lorsque la géométrie ou les effets d'actions, ne permettent pas de définir les paramètres utiles pour le calcul de l'ouverture des fissures w_k , il est possible de prendre une section d'armature de la nappe inférieure dans la semelle isolée en regard de l'ELS de fissuration, les sections d'armatures calculées à l'ELU A_u majorées comme suit :

$$A_1, A_2 = \begin{cases} 1,1A_u & si \ XA \ 1 \\ 1,3A_u & si \ XA \ 2 \\ 1,5A_u & si \ XA \ 3 \end{cases}$$

B/ Méthode des bielles et tirants (EC 2 (&6.5.4))

- ✓ Une modélisation par bielles et tirants peut être envisagée pour la détermination des sollicitations à l'ELU des régions sans discontinuité (e.g. état fissuré des poutres et des dalles) ainsi que pour le dimensionnement à l'ELU et la définition des dispositions constructives des régions de discontinuité (cf. &6.5). En général, les régions de discontinuité s'étendent jusqu'à une distance h (hauteur de la section de l'élément) de la discontinuité;
- ✓ Cette méthode a été abondamment utilisée (depuis environ un siècle) dans le dimensionnement des sollicitations et a subit plusieurs améliorations. En fait, en 1920, Ritter et Mösch ont développé une sorte de treillis pour le

calcul des poutres (principalement vis-à-vis de l'effort tranchant). Ensuite, Lebelle puis Blévot l'utilisèrent pour le dimensionnement des fondations superficielles, depuis 1932. Frémy quant à lui l'employa pour le calcul des semelles de liaison sur pieux en 1967. Enfin, en 1991, vena le tour de Schlaïch qui l'a rendue générale;

- ✓ L'EC 2 expose plusieurs modèles de bielles et tirants qui peuvent être adoptés dans la modélisation des éléments structuraux. À titre d'exemples, pour les fondations superficielles, on peut se baser sur les indications du &6.5.4 afin de développer les équations permettant de trouver la section d'acier requise. Dans ce chapitre, on se limite à en présenter l'essentiel de cette méthode;

- ✓ On suppose que les éléments (bielles de béton comprimé + tirants (armatures)) n'ont pas de discontinuité loin de leurs extrémités (c.à.d. loin des nœuds) → Il s'agit de considérer : une bielle verticale (dans le point d'appui (poteau)) + deux bielles moyennes inclinées. Ces bielles comprimées se rencontrent au niveau d'un nœud supérieur où elles sont perpendiculaires à ses trois faces (cf. Figure 6.26);

- ✓ L'inclinaison des bielles inclinées θ_y est telle que :

➤ Nœud :

$$\tan \theta_y = \frac{b/2}{2\delta_y} = \frac{b}{4\delta_y}$$

➤ Bielle :

$$\tan \theta_y = \frac{d_y - \delta_y}{b'/4 - b/4} = 4 \frac{d_y - \delta_y}{b' - b}$$

✓ On en déduit :

$$\frac{b}{4\delta_y} = 4 \frac{d_y - \delta_y}{b' - b} \rightarrow b(b' - b) = 16d_y\delta_y - 16\delta_y^2$$

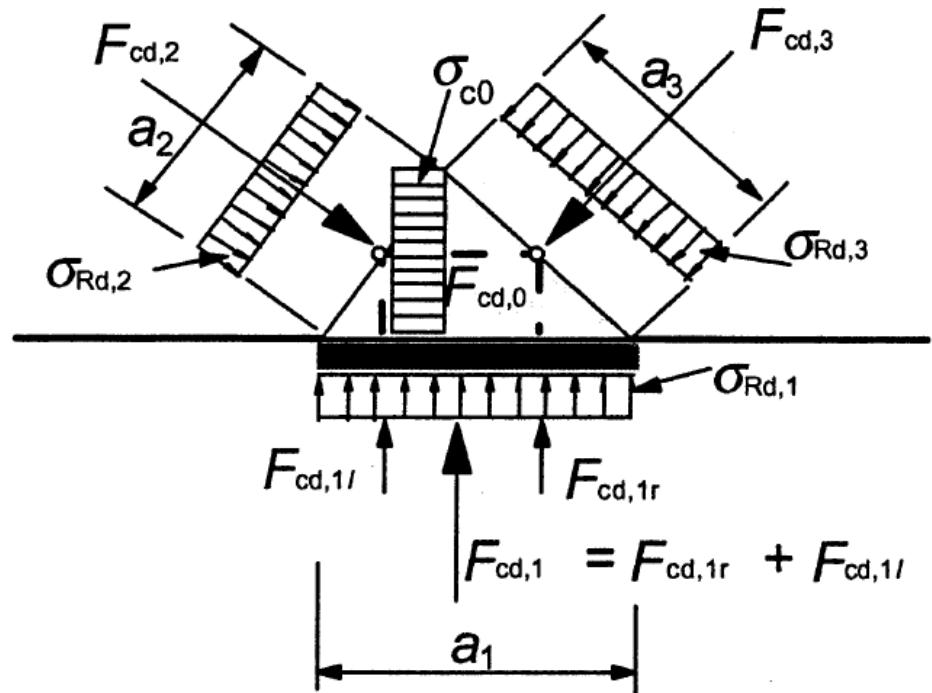
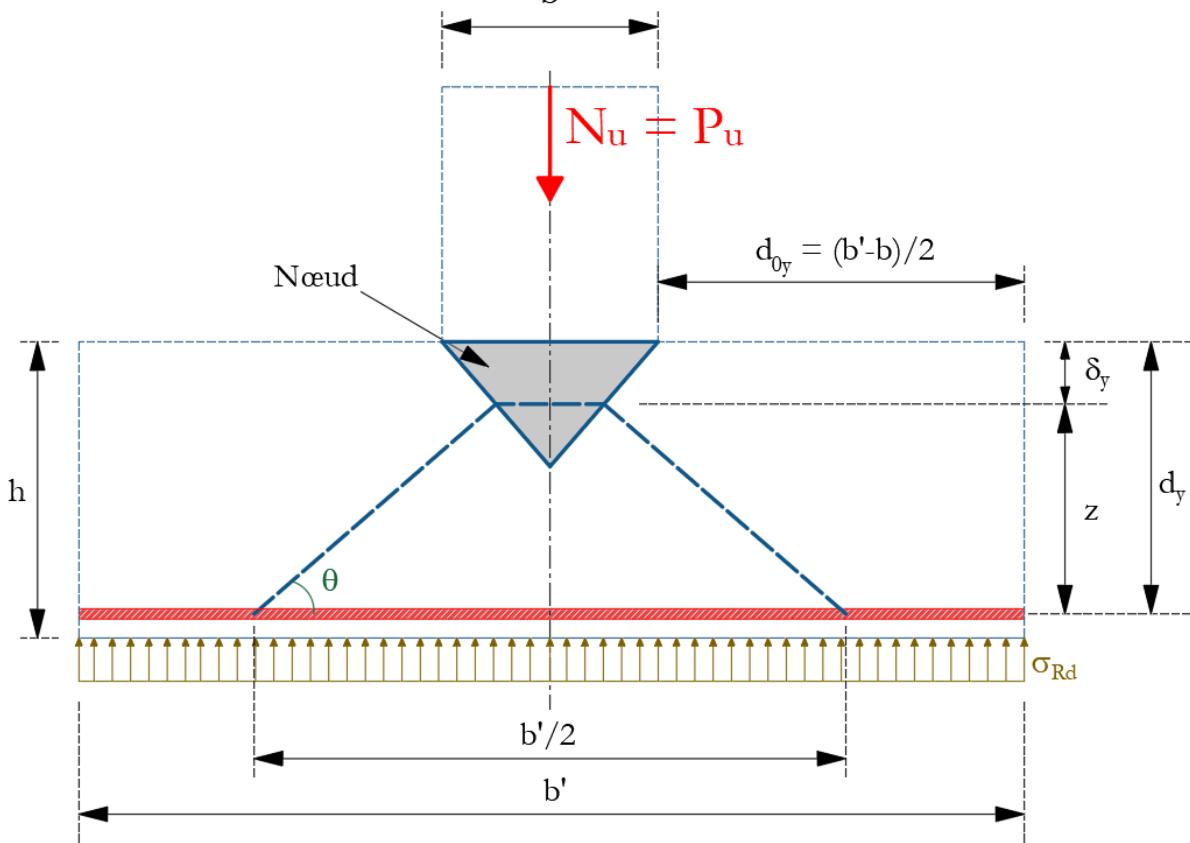


Figure 6.26 : Nœud soumis à compression, sans tirant

- ✓ Ce qui nous ramène à résoudre l'équation en 2nd degré en δ_y suivante :

$$\delta_y^2 - d_y \delta_y + b(b' - b)/16 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = d_y^2 - 4b(b' - b)/16 = d_y^2 - b(b' - b)/4$$

- ✓ Cette équation admet comme racine :

$$\rightarrow \boxed{\delta_y = \frac{d_y - \sqrt{d_y^2 - bb'/4 + b^2/4}}{2}}$$

- ✓ On peut également calculer les efforts dans les différents éléments comme suit :

- Bielles inclinées :

$$F_{cd,2} = F_{cd,3} = \frac{N_u/2}{\sin \theta_y}$$

- Tirant inférieur (armatures) :

$$F_{sy} = \frac{N_u/2}{\sin \theta / \cos \theta} = \frac{N_u}{2} \cot \theta_y$$

- ✓ On en déduit les contraintes qui se développent sur chaque face du nœud :

- Poteau :

$$\sigma_{cd,1} = \frac{N_u}{ab}$$

➤ Bielles inclinées :

$$\sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \frac{\frac{N_u}{2 \sin \theta_y}}{\frac{b}{2 \sin \theta_y}} = \frac{N_u}{ab}$$

= 1,0 : Valeur recommandée
Toutefois, sur justifications spéciales, on peut admettre une valeur supérieure qui ne dépasse pas $1/\nu'$

- ✓ Il faut que ces contraintes vérifient :

$$\sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} \leq \sigma_{Rd,max} = k_1 \nu' f_{cd}$$

- ✓ La section d'acier est calculée par :

$$A_1 = A_y = \frac{F_{sy}}{f_{yd}} ; \quad A_2 = A_x = \frac{F_{sx}}{f_{yd}}$$

$= 1 - \frac{f_{ck}}{250}$: Valeur recommandée

Obtenue par raisonnement identique dans l'autre sens.

- ✓ **Remarque :** Cette méthode est généralement à bannir puisqu'elle donne une section d'acier remarquablement plus grande que les autres méthodes;

Exemple 1

- Semelle isolée en BA sous poteau de section carrée ($a \times b$) = (0,4 × 0,4 m²) soumise à une charge centrée : section carrée ($a' \times b'$);
- Effort normal permanent $N_g = G = 55 t$;
- Effort normal d'exploitation $N_q = Q = 16 t$;
- $f_{ck} = 22 MPa$;
- Acier HA B 400 B ;
- Enrobage $c_{nom} = 4 cm$; $D_r = 0,5 m$;
- $\sigma_{GB} = 7,5 bars$; $\gamma_{GB} = 2,2 t/m^3$; $\sigma_{sol} = 5 bars$; $\gamma_{sol} = 1,5 t/m^3$;

- **Partie 1 : Semelle posée directement sur le sol**

Q1 : Dimensionner la semelle en BA (a' , b' et h);

Q2 : Vérifier la condition de portance et de non poinçonnement;

Q3 : Calculer les armatures inférieures;

Q4 : Proposer une coupe schématique de ferraillage;

- **Partie 2 : Semelle posée sur un massif de gros béton (GB)**

Q1 : Dimensionner la semelle en BA (a' , b' et h);

Q2 : Dimensionner la semelle en GB (A , B et H); Avec $H_{min} = A - a'$;

Q3 : Calculer les armatures inférieures;

Q4 : Proposer une coupe schématique de ferraillage.

Exemple 2

- Semelle isolée en BA sous poteau de section rectangulaire ($a \times b = (0,27 \times 0,4 \text{ m}^2)$) soumise à une charge centrée;
- Effort normal : permanent $N_g = G = 75 t$ + exploitation $N_q = Q = 25 t$;
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$; Acier HA B 500 A; Enrobage $c_{nom} = 5 \text{ cm}$;
- $q_u = 0,6 \text{ MPa}$; Environnement XA 2;

Q1 : Dimensionner la semelle en BA (a' , b' et h);

Q2 : Vérifier la condition de portance et de non poinçonnement;

Q3 : Calculer les armatures inférieures;

Q4 : Proposer une coupe schématique de ferraillage;

Exemple 3

- Semelle filante en BA supporte un mur voile de largeur $b = 0,3\text{ m}$. Elle repose sur un sol de contrainte admissible :
 - $\sigma_{Rd} = 6\text{ bars}$;
- Semelle reçoit une charge verticale totale centrée provenant du mur :
 - $N_u = 1,08\text{ MN/ml}$;
- $f_{ck} = 30\text{ MPa}$; Enrobage $c_{nom} = 4,5\text{ cm}$; Acier HA B 500 B;
- On demande :

Q1 : Dimensionner la semelle filante en BA (b', h);

Q2 : Calculer les armatures.

VII. Semelle circulaire uniformément chargée

- ✓ Le poteau et la semelle sont de sections en plan circulaires de diamètres respectifs D et D' ;

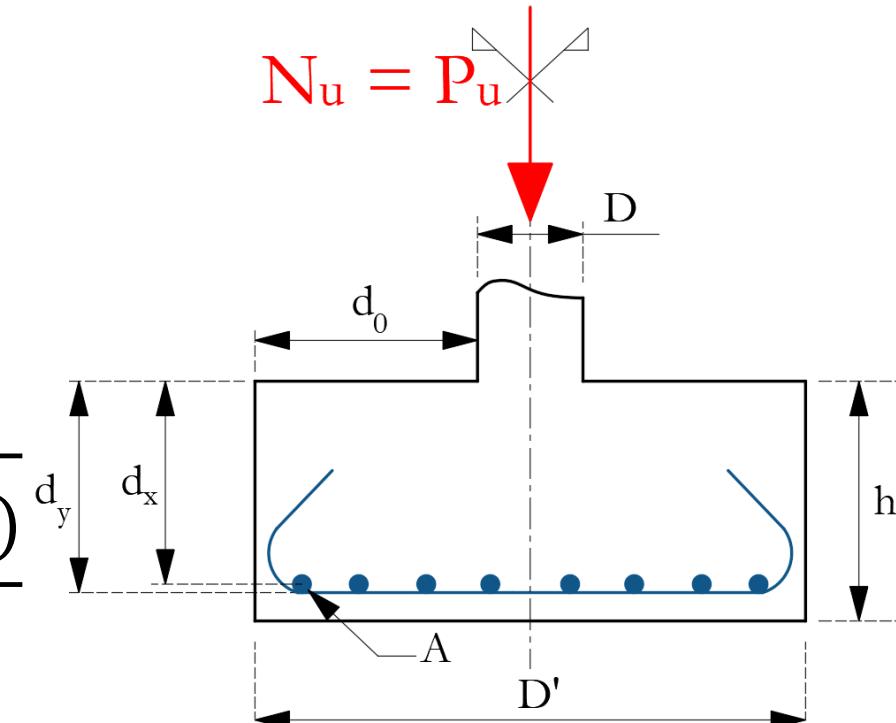
I. Condition de résistance

$$\frac{\frac{N_u + 1,35G_0}{\pi D'^2}}{\frac{4}{4}} \leq \sigma_{Rd} = \frac{q_u}{2}$$

$$\rightarrow D' \geq \sqrt{\frac{8(N_u + 1,35G_0)}{\pi q_u}}$$

II. Condition de rigidité

$$\frac{d_0}{2} = \frac{D' - D}{4} \leq d \leq 2d_0 = D' - D$$

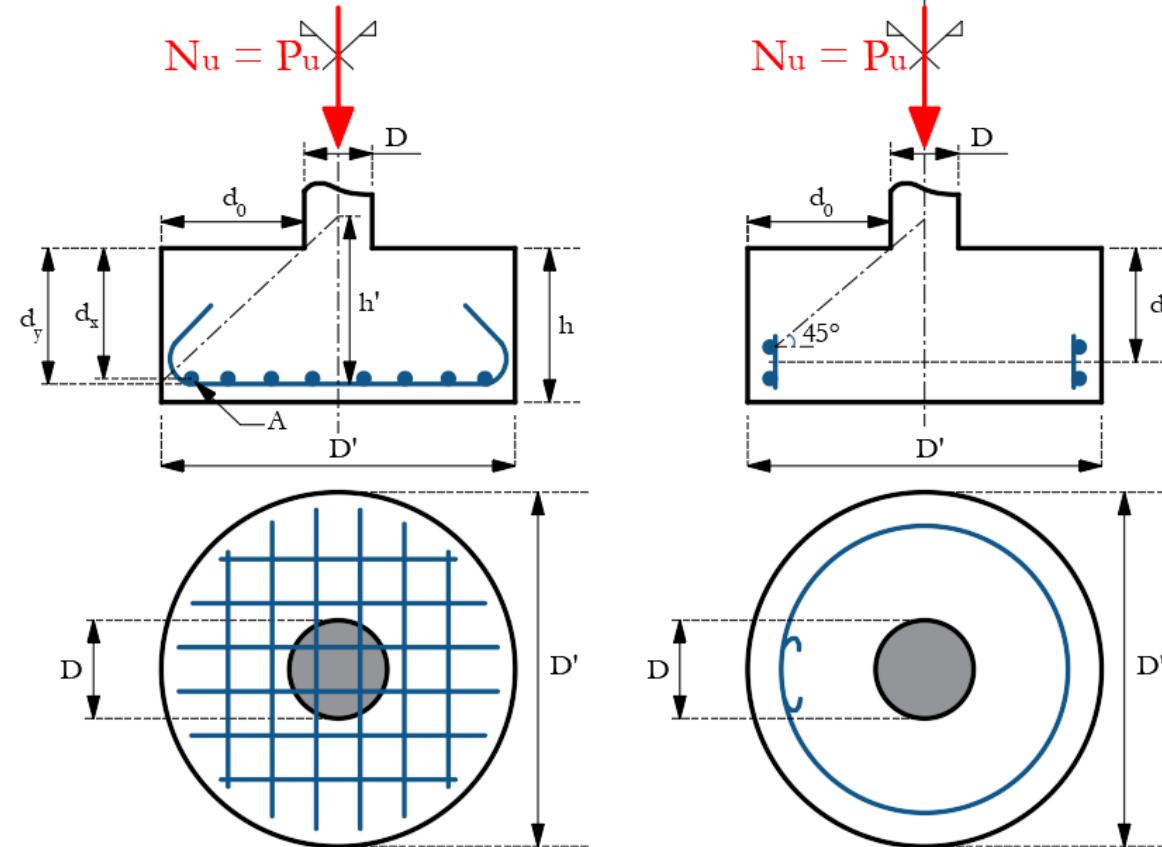


III. Calcul des armatures par la méthode des bielles (DTU 13.12)

- ✓ Généralement les armatures sont disposées en nappes orthogonales et rarement en cercles;

Cas de semelles armées par deux nappes orthogonales

- ✓ En appliquant la méthode des bielles (DTU 13.12) et à partir d'un raisonnement similaire à celui effectué pour le cas des semelles carrées, on obtient les sections



Disposition en nappes orthogonales

Disposition en cercles

d'armatures nécessaires à disposer dans chaque sens par :

$$A_u = \begin{cases} A_{yu} = \frac{N_u(D' - D)}{3\pi d_y f_{yd}} & \text{lit inférieur} \\ A_{xu} = \frac{N_u(D' - D)}{3\pi d_x f_{yd}} & \text{lit supérieur} \end{cases}$$

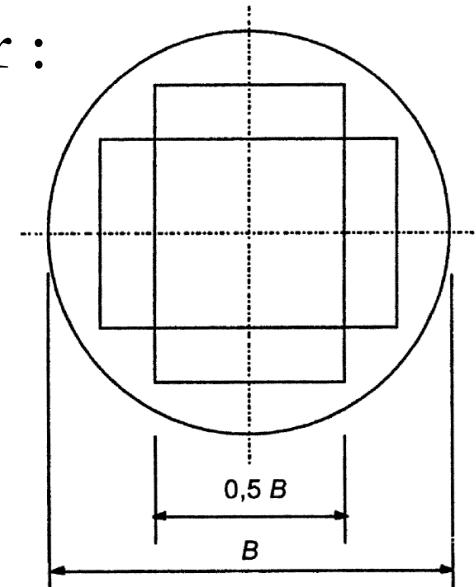


Figure 9.12 : Armatures orthogonales dans une semelle circulaire

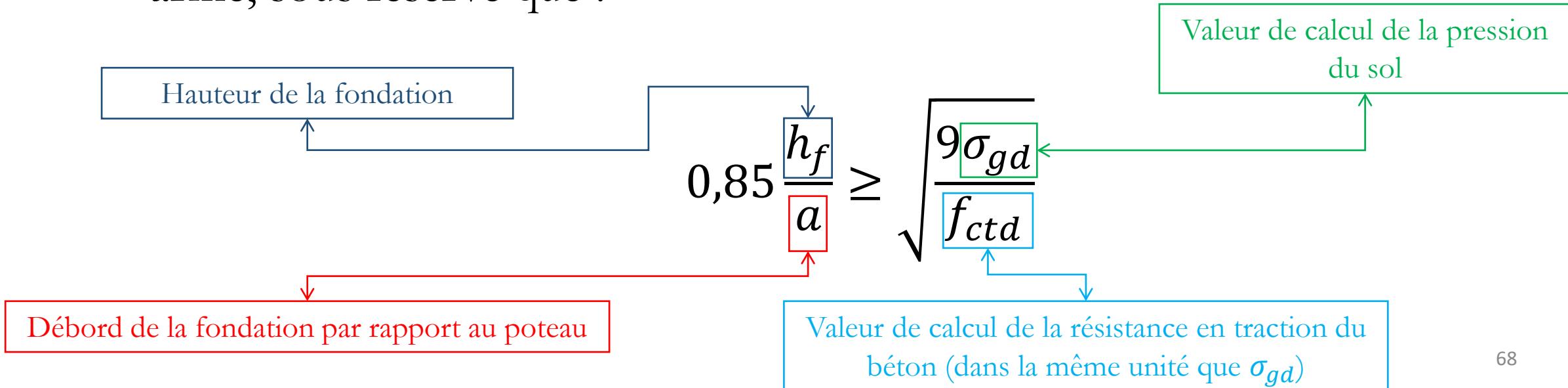
IV. Disposition des armatures conformément au §9.8.2

- ✓ Les armatures principales des semelles circulaires peuvent être orthogonales et concentrées au milieu de la semelle sur une largeur de $50\% \pm 10\%$ du diamètre de celle-ci (cf. Figure 9.12). Dans ce cas, il convient de considérer, dans le calcul, les parties non armées de l'élément comme du béton non armé;

VIII. Semelles non armées transversalement (&12.9.3)

I. Condition de portance

- ✓ En l'absence de données plus précises, les semelles isolées et les semelles filantes superficielles soumises à des charges axiales peuvent être calculées et les dispositions constructives retenues en considérant que le béton est non armé, sous réserve que :



- ✓ On peut utiliser la relation simplifiée suivante :

$$\frac{h_f}{a} \geq 2$$

- ✓ Le fascicule 62 titre V indique que les semelles continues sous murs peuvent ne pas comprendre d'armatures transversales sous réserve que :

- La charge appliquée est verticale et centrée;
- La hauteur respecte $h_t \geq 2d_0$;

→ Seules les armatures minimales de chaînage sont requises et valent un millième de la section transversale :

$$A_s = \frac{A}{1000}$$

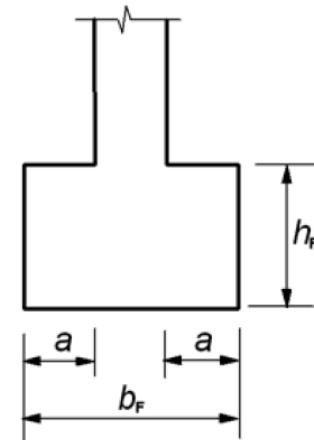
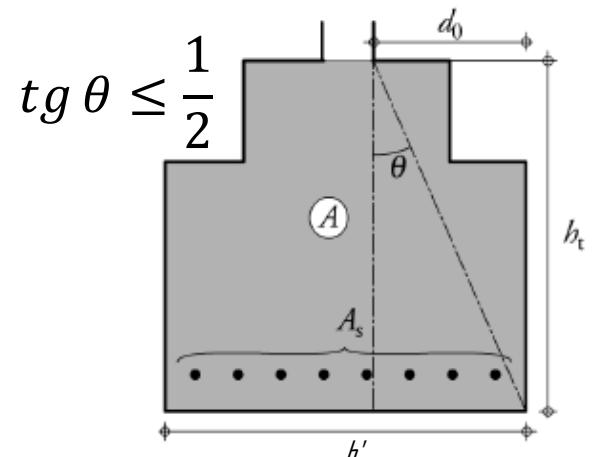


Figure 12.2 : Semelles de fondation superficielle en béton non armé ; notations



$$\operatorname{tg} \theta \leq \frac{1}{2}$$

IX. Semelles de poteaux fondées au rocher (&9.8.4)

- ✓ Des armatures transversales adéquates (frettage anti-éclatement) pour résister aux efforts d'éclatement dans la semelle sont à prévoir lorsque la pression du sol à l'ELU est supérieure à $q_2 = 5 \text{ MPa}$ (valeur recommandée par l'EC 2);
- ✓ Afin d'assurer la pérennité de l'ouvrage, de telles armatures sont toujours recommandées. Ces barres peuvent être distribuées uniformément sur la hauteur h dans la direction de l'effort d'éclatement (cf. Figure 9.14);
- ✓ Il convient de respecter un diamètre minimal $\phi_{min} = 8mm$ (valeur recommandée par l'EC 2);

✓ L'effort d'éclatement F_s devant être équilibré est calculé au moyen de :

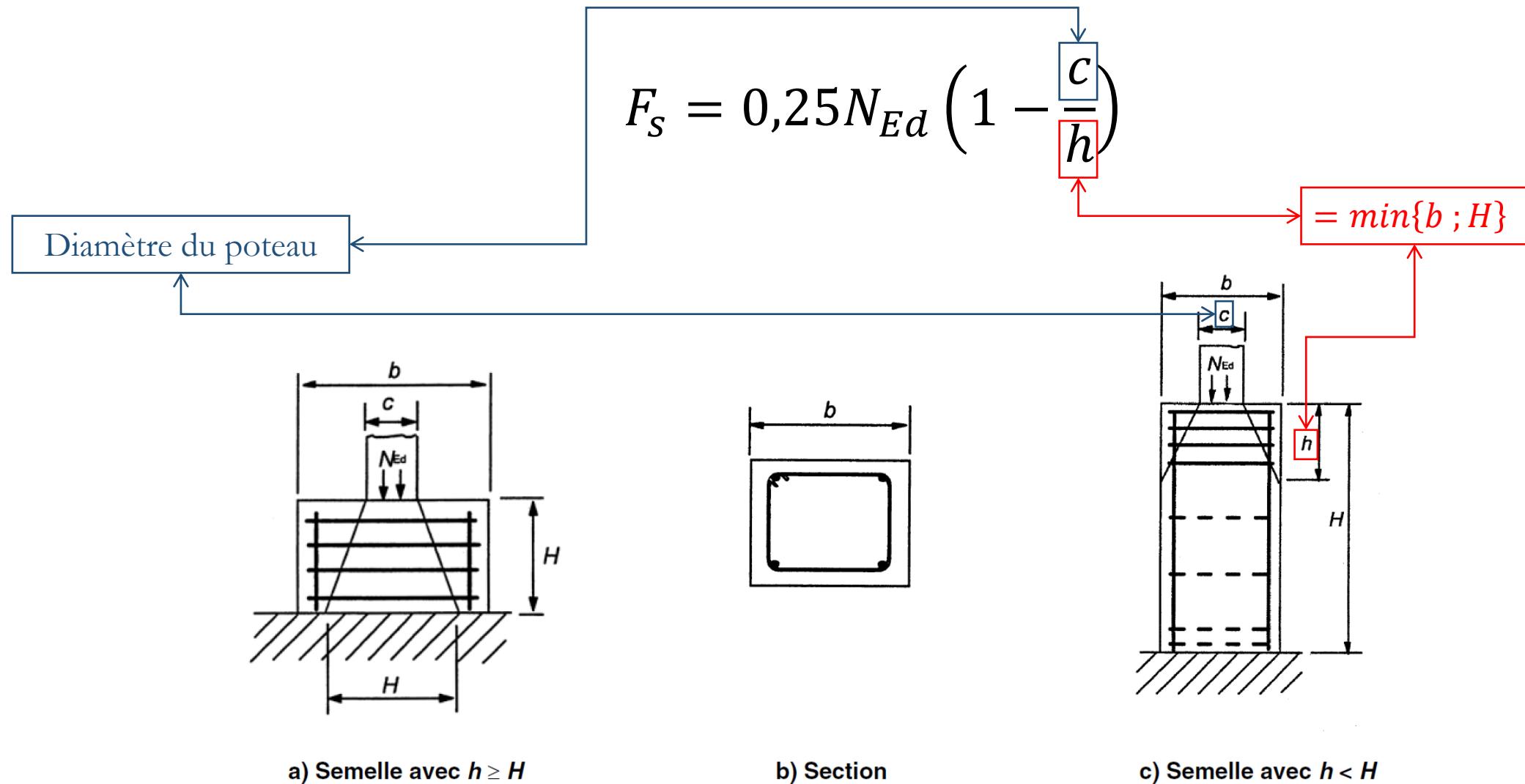


Figure 9.14 : Armatures d'éclatement dans une semelle fondée au rocher

X. Semelle isolée / filante soumise à une charge excentrée

I. Introduction / Notion de noyau central

- ✓ Ce cas est rencontré, quand on se trouve à l'extrémité du terrain, à côté d'une propriété voisine ou des mitoyens (N excentré), dans le cas d'un joint de rupture ou si $M \neq 0 \rightarrow$ La semelle travaille en flexion composée;
- ✓ Pourtant, il convient d'éviter, dans la mesure du possible, d'avoir des fondations excentrées. Le cas échéant, il est indispensable d'adopter certaines dispositions particulières pour pallier aux effets engendrés par l'excentrement (e.g. poutres de redressement, recommandées, surtout, en présence d'un excentrement prononcé);

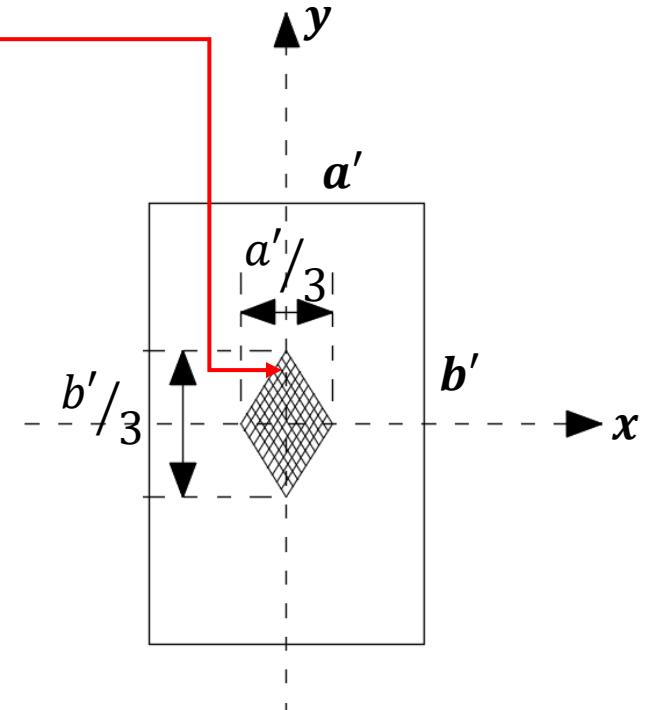
- ✓ D'une façon générale, on note par $e = \frac{M}{N}$: l'excentricité de la charge par rapport au centre de gravité de la semelle;

Notion de noyau central :

- ✓ L'expression de la contrainte normale due à un effort normal excentré($N+M$):

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{Ne}{I} y$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \sigma_0 = \frac{N}{a'b'} + \frac{Ne}{a'b'^3} \left(\frac{b'}{2} \right) \\ \\ \sigma_{min} = 0 = \frac{N}{a'b'} + \frac{Ne}{a'b'^3} \left(\frac{-b'}{2} \right) \end{array} \right.$$



- ✓ On cherche l'excentricité maximale de la charge pour laquelle toute la semelle reste entièrement comprimée :

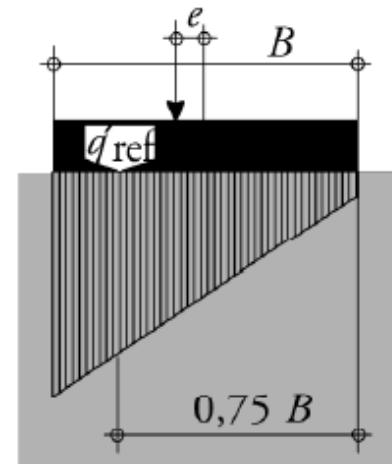
$$\begin{cases} \sigma_0 = \frac{N}{a'b'} + \frac{6Ne}{a'b'^2} & (1) \\ 0 = \frac{N}{a'b'} - \frac{6Ne}{a'b'^2} & (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} (1) + (2) \\ (1) - (2) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_0 = \frac{2N}{a'b'} \rightarrow N = \frac{\sigma_0 a'b'}{2} & (3) \\ \sigma_0 = \frac{12Ne}{a'b'^2} = \frac{12M}{a'b'^2} & (4) \end{cases}$$

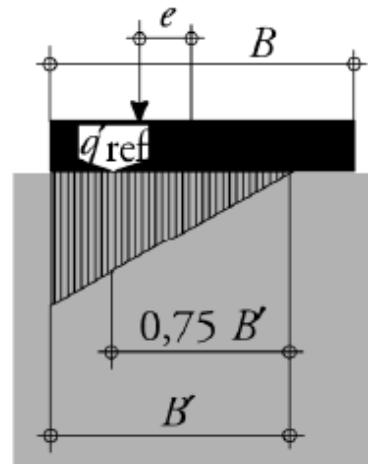
$$(4) \text{ dans } (3) \rightarrow N = \frac{\sigma_0 a'b'}{2} = \frac{12Ma'b'}{2a'b'^2} = \frac{6M}{b'} = \frac{6Ne}{b'} \rightarrow e_{b'} = \frac{b'}{6}$$

- ✓ De la même manière, on aura $e_{a'} = a'/6$, s'il s'agit d'une excentricité de l'effort normal par rapport à la direction a' ;

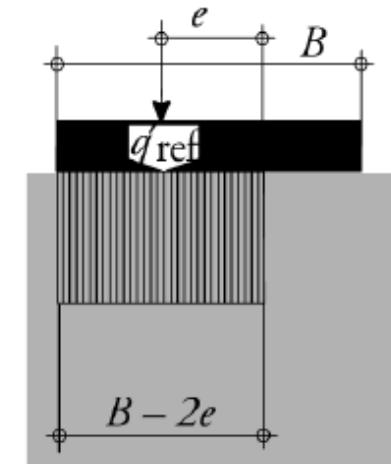
- ✓ Dépendamment de l'excentrement de la charge, la semelle peut être entièrement ou partiellement comprimée → Contraintes proportionnelles aux déformations → Diagramme de Navier;
- ✓ Dans le cas de semelles rectangulaires, il est, également, loisible d'admettre que les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite, suivant le modèle de Meyerhof (B.2.2. du fascicule 62 titre V);



Semelle entièrement comprimée



Semelle partiellement comprimée



Modèle de Meyerhof

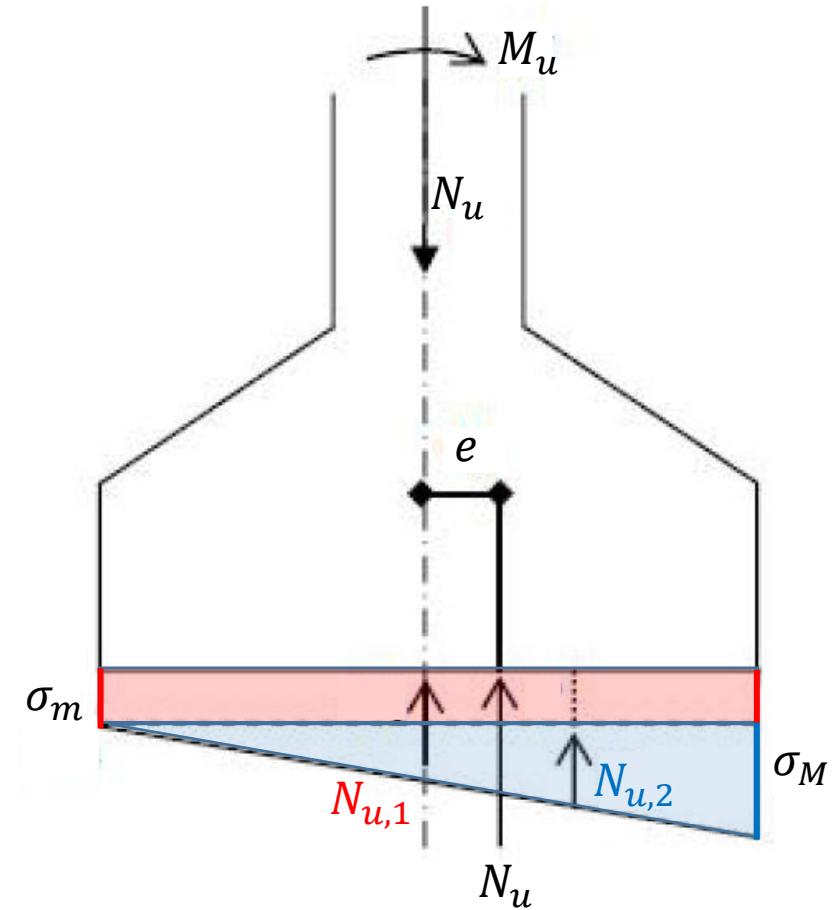
II. Justification avec la théorie de Navier (trapézoïdal / triangulaire)

1. Condition de résistance

1.1 1^{er} cas : $e \leq \frac{b'}{6}$

- ✓ L'effort normal se trouve à l'intérieur du noyau central → Toute la semelle est comprimée
→ Diagramme trapézoïdal;
- ✓ On raisonne comme suit :

$$\begin{cases} N_{u,1} = a'b'\sigma_m \\ N_{u,2} = a'b'\frac{\sigma_M - \sigma_m}{2} \end{cases} \rightarrow N_u = N_{u,1} + N_{u,2} = a'b' \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} \quad (1)$$



✓ Or le moment dû à l'excentrement de la charge s'écrit :

$$M_u = N_u e = \left(N_{u,1} \times 0 + N_{u,2} \frac{b'}{6} \right)$$

$$\rightarrow e = a'b' \frac{\sigma_M - \sigma_m}{2} \frac{b'}{6} \cdot \frac{2}{a'b'(\sigma_M + \sigma_m)} = \frac{b'}{6} \frac{\sigma_M - \sigma_m}{\sigma_M + \sigma_m} \quad (2)$$

$$\sigma_M + \sigma_m = \begin{cases} (1) \rightarrow 2 \frac{N_u}{a'b'} \\ (2) \rightarrow \frac{b'}{6} \frac{\sigma_M - \sigma_m}{e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_M + \sigma_m = 2 \frac{N_u}{a'b'} \\ \sigma_M - \sigma_m = 2 \frac{N_u}{a'b'} \frac{6e}{b'} \end{cases} \quad (3) \quad (4)$$

$$\begin{cases} \frac{(3) + (4)}{2} \\ \frac{(3) - (4)}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_M = \sigma_{max} = \frac{N_u}{a'b'} \left(1 + \frac{6e}{b'} \right) \\ \sigma_m = \sigma_{min} = \frac{N_u}{a'b'} \left(1 - \frac{6e}{b'} \right) \end{cases}$$

- ✓ Or, selon le Fascicule 62 titre V, la contrainte conventionnelle de référence (à partir de laquelle la semelle est dimensionnée) s'écrit :

$$\sigma_{moy} = \sigma_{(3/4)} = q'_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

- ✓ D'où :

Condition de portance / résistance du sol :

$$\sigma_{moy} = \frac{N_u}{a'b'} \left(1 + \frac{3e}{b'} \right) \leq \sigma_{adm} = \sigma_{Rd}$$

1.2 2^{ème} cas : $e > \frac{b'}{6}$

✓ Une partie de la semelle entre dans la traction → Risque de soulèvement de cette partie de la semelle → Or la traction est interdite (synonyme de soulèvement) → On considère une contrainte nulle dans cette zone;

✓ Le diagramme est triangulaire;

✓ Les contraintes sont telles que :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{2N_u}{3a' \left(\frac{b'}{2} - e \right)} \\ \sigma_{min} = 0 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{adm} \leq \begin{cases} \sigma_{Rd} & \text{Cas général} \\ 1,33\sigma_{Rd} & \text{Si } M \text{ dû à un vent dominant agissant la majorité du temps} \end{cases}$$

2. Calcul des armatures

Méthode des moments

2.1 1^{er} cas : $e \leq \frac{b'}{24} < \frac{b'}{6}$

- ✓ La différence entre les contraintes extrêmes est au plus égale à la moitié des contraintes moyennes;
- ✓ Dans ce cas, on applique la méthode des bielles et tirants en considérant que tout se passe comme si la semelle recevait une contrainte uniforme $\sigma_{(3/4)}$;
- ✓ On remplace l'effort normal réel provenant du poteau par un autre supposé comme fictif, qui s'écrit :

$$N'_u = N_u \left(1 + \frac{3e}{b'} \right)$$

- ✓ Les aciers requis ont donc comme expression :

$$\begin{cases} A_1 = A_{1,u} = \frac{N'_u(b' - b)}{8d_1 f_{yd}} \\ A_2 = A_{2,u} = \frac{N'_u(a' - a)}{8d_2 f_{yd}} \end{cases}$$

2.2 2^{ème} cas : $\frac{b'}{24} < e \leq \frac{b'}{6}$

- ✓ La différence entre les contraintes extrêmes est supérieure à la moitié des contraintes moyennes;
- ✓ Dans ce cas, les armatures dans la direction a' (suivant laquelle il n'existe pas de moment) sont calculées par la méthode des bielles et tirants en considérant un effort normal fictif :

$$N'_u = N_u \left(1 + \frac{3e}{b'} \right)$$

- ✓ Par conséquent, la quantité d'armature requise selon la plus petite

direction a' s'écrit :

$$A_2 = A_{//a'} = A_{2,u} = \frac{N'_u(a' - a)}{8d_2 f_{yd}}$$

- ✓ Pour ce qui est des armatures disposées parallèlement à la plus grande direction b', elles sont calculées pour équilibrer un moment M_{S_1} qui s'applique dans la section S_1 située à une distance $0,35b$ par rapport à l'axe du poteau du côté de la contrainte maximale → Armatures uniformément réparties;

$$M_{S_1} = \left(\frac{b'}{2} - 0,35b \right)^2 \left(1 + 4 \frac{e}{b'} + 1,4 \frac{eb}{b'^2} \right) \frac{N_u}{2b'}$$

- ✓ Enfin, le calcul des armatures selon la direction b' se fait conformément au calcul d'une section rectangulaire ($a' \times h$) soumise à M_{S_1} ;

$$A_1 = \frac{M_{S_1}}{Z_u \sigma_s} \quad (\text{cf. Chapitre 4 module BA})$$

2.3 3ème cas : $\frac{b'}{6} < e \leq \frac{b'}{2}$

- ✓ Dans ce cas, le centre de pression est à l'extérieur du noyau central. Les armatures dans la direction a' (suivant laquelle il n'existe pas de moment) sont calculées par la méthode des bielles et tirants en considérant un effort normal fictif :

$$N'_u = N_u \left(1 + \frac{3e}{b'} \right)$$

- ✓ Les armatures disposées parallèlement à la plus grande direction b' sont calculées pour équilibrer un moment M_{S_1} :

$$M_{S_1} = \left(\frac{\frac{b'}{2} - 0,35b}{\frac{b'}{2} - e} \right)^2 (4b' + 0,35b - 9e) \frac{N_u}{27}$$

- ✓ Les aciers sont calculés par la même relation;
- ✓ Finalement, dans le cas où $e > \frac{b'}{2}$, l'équilibre n'est plus assuré → Semelle instable → changer le coffrage / prévoir une poutre de redressement / l'ancrer par des micropieux;

Exemple 4

- Semelle isolée en BA supporte un poteau ($a \times b = (0,35 \times 0,5 m^2)$). Elle repose sur un sol de contrainte admissible :
 - $\sigma_{Rd} = 0,47 \text{ bars}$;
- Semelle reçoit une charge verticale totale centrée provenant du poteau :
 - $N_u = 1 MN$; $N_{ser} = 0,72 MN$;
 - $M_{Ed} = 0,59 MNm$; $M_{ser} = 0,41 MNm$;
- $f_{ck} = 27 MPa$;
- Acier HA B 500 B;
- Enrobage $c_{nom} = 5 cm$;

Questions :

Q1 : Dimensionner la semelle isolée en BA (a' , b' , h) de manière à avoir $e \leq \frac{b'}{6}$;

Q2 : Dimensionner la semelle isolée en BA (a' , b' , h) de manière à avoir $e > \frac{b'}{6}$;

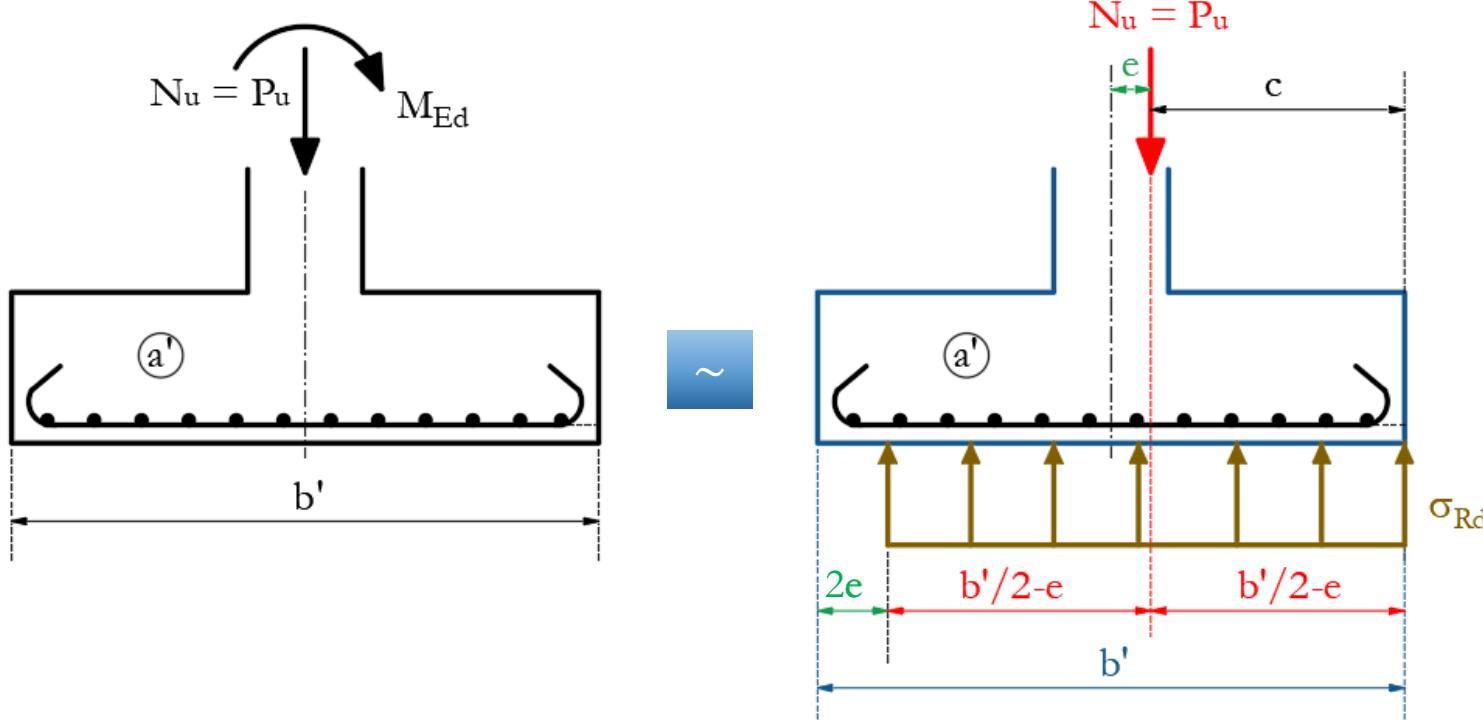
Q3 : Calculer les armatures dans les deux cas;

Q4 : Dessiner un croquis de ferraillage en plan et en élévation pour chacun des deux cas;

III. Justification avec le modèle de Mayerhof

1. Conditions de portance et de rigidité

- ✓ On admet que le diagramme des contraintes sur le sol est uniforme et que sa résultante est portée par l'axe vertical qui passe par le centre de pression;



On pose $e = M_{Ed}/N_u$ l'excentricité de la résultante d'effort normal ultime.

Recherchons la position de la résultante par rapport à l'extrémité de la semelle :

$$c = b'/2 - e \rightarrow b' = 2c + 2e$$

$2e$ représente la partie soulevée de la semelle.

- ✓ On suppose que le plan de flexion du poteau / mur est situé selon b' ;

- ✓ Dans le cas où les conditions relatives au tassement admissible sont remplies, les dimensions de la semelle doivent respecter :

$$a' \cdot 2c = a'(b' - 2e) \geq \frac{N_u + 1,35G_0}{\sigma_{Rd}}$$

- ✓ Ce qui revient à supposer, en premier lieu, que la semelle est carrée de largeur a' , et soumise à la charge $N_u + 1,35G_0$, supposée centrée (on néglige la composante $H_u \rightarrow$ Pas de correction à apporter sur σ_{Rd}). Dans un second lieu, on rajoute $2e$ à la dimension parallèle au plan de flexion (dans ce cas b');
- ✓ La hauteur de la semelle doit respecter pour chaque sens :

$$d_0/2 \leq h \leq 2d_0$$

- ✓ **Remarque :**
- ✓ Alternativement, si on souhaite obtenir une semelle rectangulaire homothétique à un poteau, on pose :

$$k = \frac{b}{a} = \frac{b'}{a'} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{N_u + 1,35G_0}{\sigma_{Rd}}$$

- ✓ Ce qui revient à écrire la condition de portance sous la forme suivante :

$$\begin{cases} a'(ka' - 2e) \geq \gamma & (1) \\ a' = b'/k \end{cases} \rightarrow b'b'/k - 2eb'/k = \gamma \rightarrow b'^2 - 2eb' - k\gamma = 0$$

$$\rightarrow \text{Équation de 2nd degré en } b': \Delta' = e^2 - k\gamma \rightarrow b' = ka' = e + \sqrt{e^2 + k\gamma} \quad (2)$$

\rightarrow Ainsi, on détermine a' par la 1^{ère} expression et on en déduit b' par la 2^{ème};

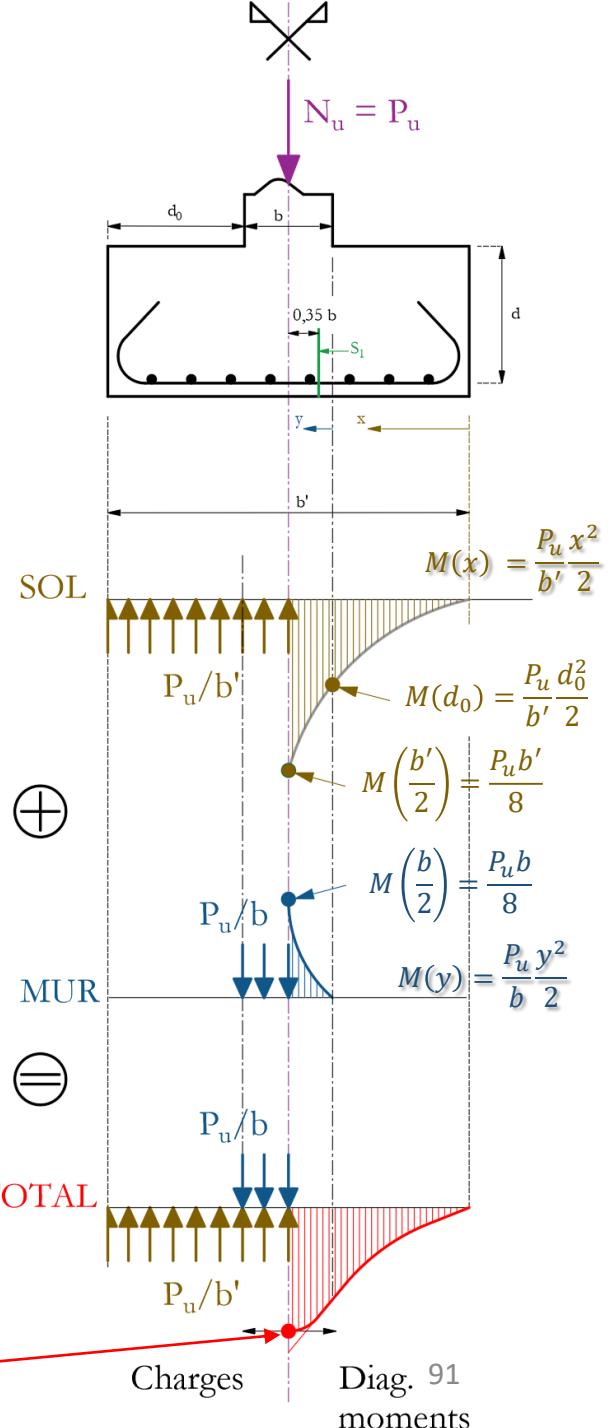
2. Calcul et disposition des armatures

Méthode des moments (adoptée par la FIB (était CEB))

2.1. Armatures dans le plan de flexion du mur

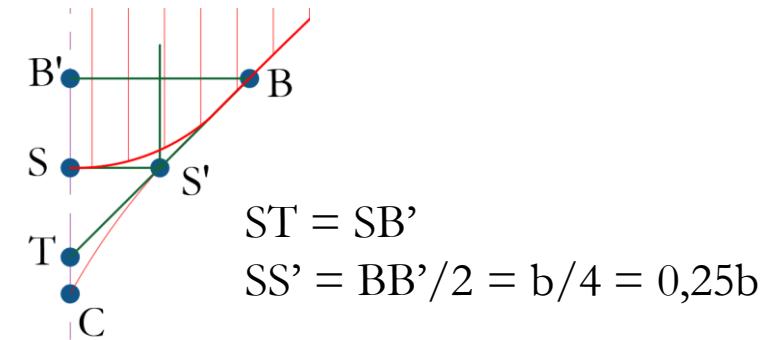
- ✓ La charge $N_u = P_u$ est répartie comme suit :
 - Au niveau de l'interface sol / face inférieure de la \oplus semelle de densité uniforme P_u/b' ;
 - Dans l'épaisseur du mur au niveau de l'interface mur / face supérieure de la semelle avec la densité P_u/b ;
 - ✓ À partir du diagramme ci-contre, on écrit :

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{P_u b'}{8} - \frac{P_u b}{8} \\ &= \frac{P_u(b' - b)}{8} = \frac{P_u d_0}{4} \end{aligned}$$



- ✓ En examinant les propriétés de la tangente à la parabole, on trouve qu'il est identique au moment évalué en ne prenant en compte que la réaction du sol entre la section située à $b/4$ de l'axe du mur et le bord de la semelle :

$$M_u = \frac{1}{2} \frac{P_u}{b'} \left(\frac{b'}{2} - 0,25b \right)^2$$



- ✓ Dans ce sens, une formule approchée (qui en découle) a été proposée par la FIB pour tenir en compte l'existence éventuelle d'un moment de flexion. Elle est obtenue en se situant à une section S_1 à $0,35b$ de l'axe du mur :

$$M_{u_1} = M_{uS_1} = \frac{1}{2} \frac{P_u}{b'} \left(\frac{b'}{2} - 0,35b \right)^2 = \frac{P_u}{8b'} (b' - 0,7b)^2$$

2.2. Armatures dans le plan de flexion du poteau

- ✓ Le moment de flexion est calculé en ne prenant en compte que la réaction du sol au-delà de la section de calcul S_1 située à $0,35b$;
- ✓ Deux cas en découlent :

➤ 1^{er} cas : $2e < \frac{b'}{2} + 0,35b$

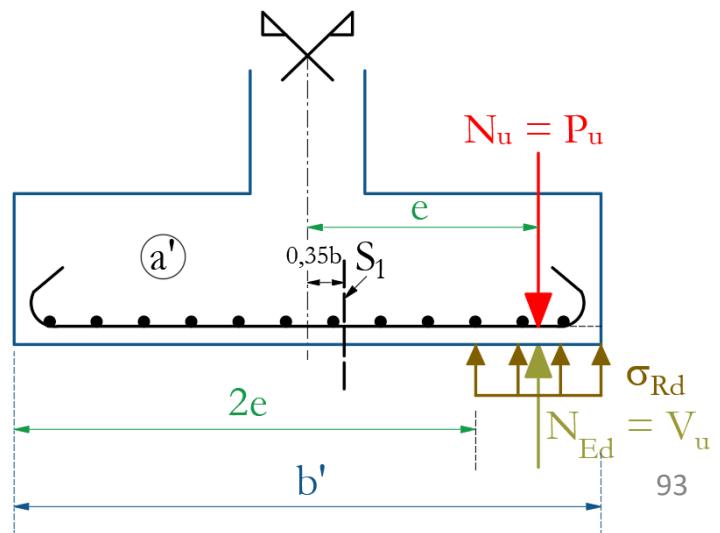
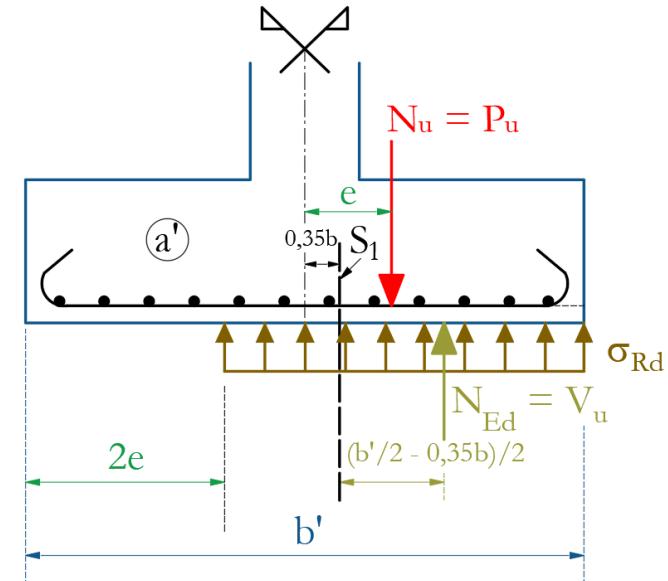
$$= V_u = N_u \frac{\frac{b'}{2} - 0,35b}{b' - 2e}$$

$$M_{u_1} = N_{Ed} \frac{\frac{b'}{2} - 0,35b}{2}$$

➤ 2^{ème} cas : $2e > \frac{b'}{2} + 0,35b$

$$V_u = N_u$$

$$M_{u_1} = N_{Ed}(e - 0,35b)$$



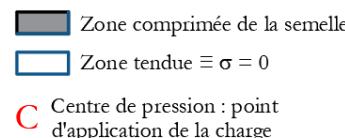
- ✓ On en déduit :

$$A_u = \frac{M_{u_1}}{z_b f_{yd}}$$

2.3. Armatures perpendiculaires au plan de flexion du poteau

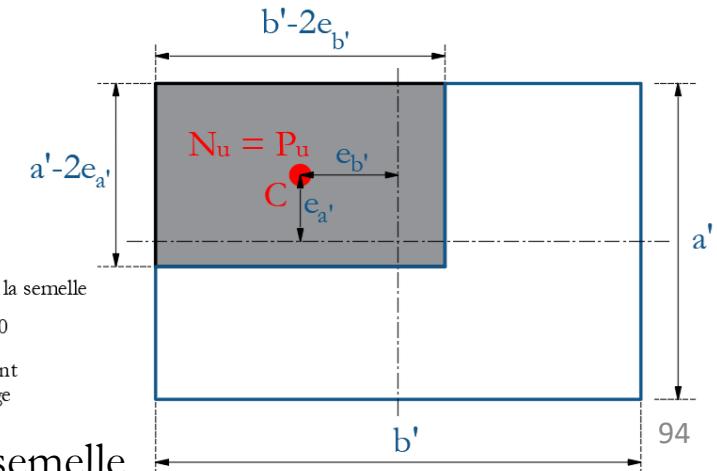
- ✓ L'effort P_u n'étant pas excentré selon la petite direction « a » → On applique, ainsi, les autres méthodes(telles que les méthodes des bielles, des moments...);
- ✓ N.B. Dans le cas où la charge est excentrée dans les deux sens (flexion déviée), il est loisible d'admettre que les contraintes normales sont uniformes sur une surface réduite. La contrainte sur le sol s'écrit :

$$q'_{ref} = \frac{N_u}{(b' - 2e_{b'})(a' - 2e_{a'})}$$



 Zone comprimée de la semelle
 Zone tendue $\equiv \sigma = 0$
 C Centre de pression : point d'application de la charge

Face inférieure de la semelle



2.4. Armatures supérieures

- ✓ Il est indispensable de munir la semelle par une nappe d'armature supérieure, si la charge est extrêmement excentrée. En effet, ces barres ont pour fonction d'équilibrer la traction qui prend naissance dans la partie supérieure de la semelle sous l'application de son poids propre et du remblai qui la surmonte;
- ✓ On rappelle que le 	.8.2.1 (3) indique des armatures supérieures se trouvent nécessaires si des efforts éventuels de traction occasionnés par des moments peuvent se développer sur l'extrados de la semelle. Les contraintes qui se développent sont elles aussi sujet à des vérifications;

IV. Ancrage des barres (&9.8.2.2) : « Calcul des aciers inférieurs »

- ✓ L'effort de traction dans les armatures est déterminé à partir des conditions d'équilibre, en regard de l'incidence des fissures inclinées (Figure 9.13). Il convient que l'effort de traction à ancrer F_s repéré à l'abscisse x soit ancré dans le béton avant cette même distance x prise à partir du bord de la semelle;
- ✓ Le &9.8.2.2 (3) permet de considérer des valeurs simplifiées pour le bras de levier des forces internes $z_i = 0,9d$ et pour le bras de levier des forces externes z_e qui est évalué par rapport à un plan situé à $e = 0,15b$ à l'intérieur du poteau, vis-à-vis des zones comprimés pour équilibrer respectivement F_c et N_{Ed} ;

✓ L'effort de traction à ancrer est tel que :

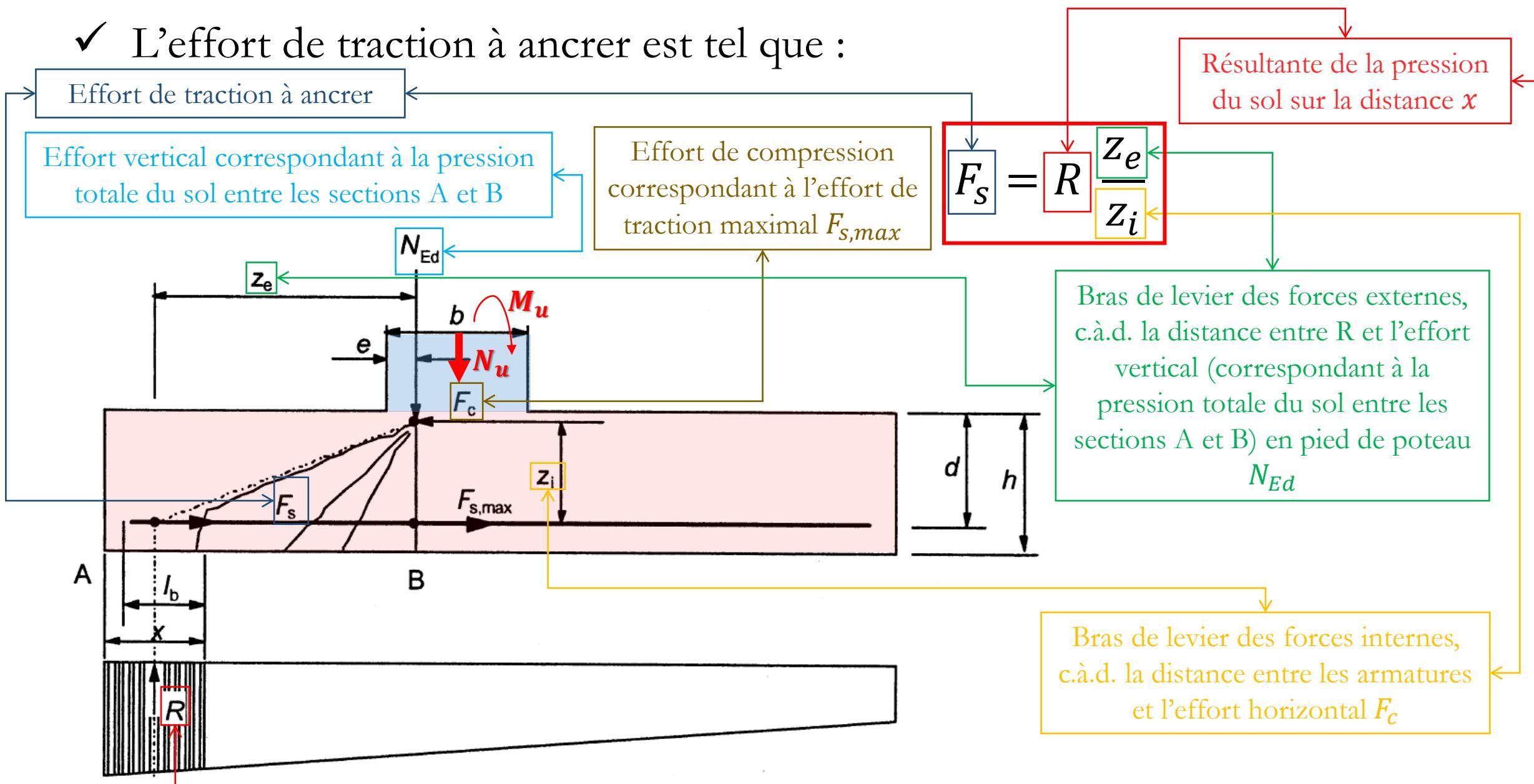


Figure 9.13 : Modèle pour l'effort de traction vis-à-vis des fissures inclinées

- ✓ L'idée adoptée par l'EC 2 est celle proposée par la Fédération Internationale de Béton (FIB) (auparavant appelée CEB) serait de considérer une section Σ , située entre les faces du poteau, et à une distance e du nu dudit poteau de largeur b , égale à $0,15b$. Dans cette section est calculé le moment de flexion M_{Ed} prenant en compte la totalité des réactions du sol agissant sur la partie de la semelle limitée par cette section Σ et non traversée par le plan médian du poteau;
- ✓ Ainsi, l'effort normal vertical excentré en pied de poteau N_u engendre un moment $M_{Ed,x}$ qui vaut :

$$M_{Edy} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{8b'}$$

✓ Les armatures sont ensuite calculées à partir du moment trouvé par :

✓ Méthode 1 :

$$\rightarrow A_{sy} = A_{s,b'} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{7,2d_y b' f_{yd}}$$

✓ Et :

$$\rightarrow A_{sx} = A_{s,a'} = \frac{N_u(a' - 0,7a)^2}{7,2d_x a' f_{yd}}$$

✓ Méthode 2 :

$$A_{sy} = \frac{M_{Edy}}{Z_i f_{yd}}$$

$= 0,5d(1 + \sqrt{1 - 2\mu})$

$\boxed{\mu}$

$\boxed{= \frac{M_{Edy}}{a' d_y^2 \eta f_{cd}}}$

- ✓ **Démonstration**
- ✓ Suite à une coupure à l'abscisse x à compter à partir du bord de la semelle, on écrit :

$$z_e = \frac{b' - b}{2} - \frac{x}{2} + \underbrace{\frac{e}{=0,15b}}_{=} = \frac{b' - 0,7b - x}{2}$$

- ✓ L'effort de traction F_s repris par les aciers inférieurs peut être écrit en fonction de l'abscisse x par :

$$F_s = R \frac{z_e}{z_i} = R \frac{b' - 0,7b - x}{2z_i}$$

- ✓ Sachant que la réaction d'appui $R = p_u a' x$, l'effort de traction sera :

$$F_s = p_u a' x \frac{b' - 0,7b - x}{2z_i}; \quad \text{avec } p_u = \begin{cases} \frac{N_u}{a'b'} & \text{Semelle isolée} \\ \frac{N_u}{b'} & \text{Semelle filante} \end{cases}$$

✓ $F_{s,max}$ vaut :

$$F_{s,max} = F_c = p_u a' x_{max} \frac{b' - 0,7b - x_{max}}{2z_i}$$

✓ Or la position qui correspond à l'effort maximum de traction repris par les aciers inférieurs $F_{s,max}$ est située à une distance $e = 0,15b$ par rapport au nu intérieur de l'appui. Elle vaut :

$$x_{max} = \frac{b' - b}{2} + e = \frac{b' - b}{2} + 0,15b = \frac{b' - 0,7b}{2} = 0,5b' - 0,35b$$

$$\rightarrow F_{s,max} = p_u a' (0,5b' - 0,35b) \frac{b' - 0,7b - 0,5b' + 0,35b}{2z_i}$$

$$= p_u a' (0,5b' - 0,35b) \frac{0,5b' - 0,35b}{2z_i} = p_u a' \frac{(b' - 0,7b)^2}{8z_i}$$

- ✓ Le moment créé par la réaction d'appui R est égal au moment engendré par l'effort de compression F_c :

$$M = Rz_e = F_c z_i = F_{s,max} z_i$$

- ✓ Le moment qui se développe s'exprime alors par :

$$M_{Edy} = \frac{N_u (b' - 0,7b)^2}{8b'}$$

✓ Les armatures sont ensuite calculées à partir du moment trouvé par :

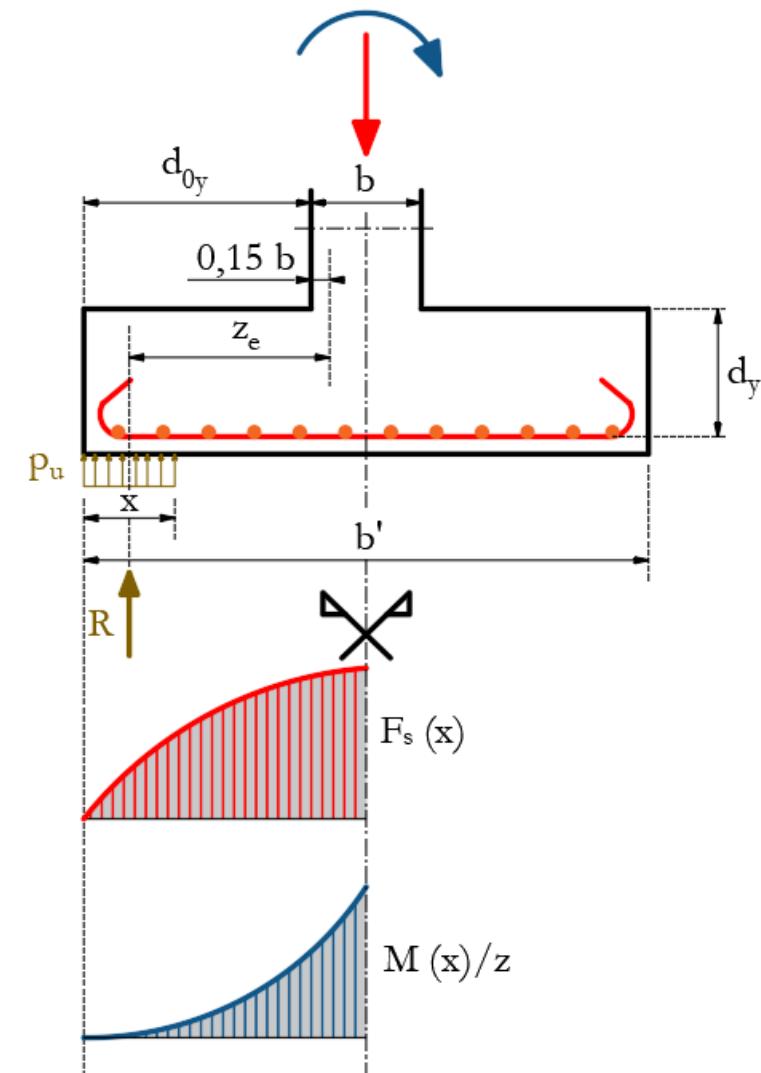
$$A_{sy} = \frac{F_{smax}}{f_{yd}} = \frac{M_{Edy}}{z_i f_{yd}}$$

$$\rightarrow A_{sy} = A_{s,b'} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{8z_i b' f_{yd}} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{8(0,9d_y)b' f_{yd}}$$

$$\rightarrow A_{sy} = A_{s,b'} = \frac{N_u(b' - 0,7b)^2}{7,2d_y b' f_{yd}}$$

✓ De même :

$$\rightarrow A_{sx} = A_{s,a'} = \frac{N_u(a' - 0,7a)^2}{7,2d_x a' f_{yd}}$$



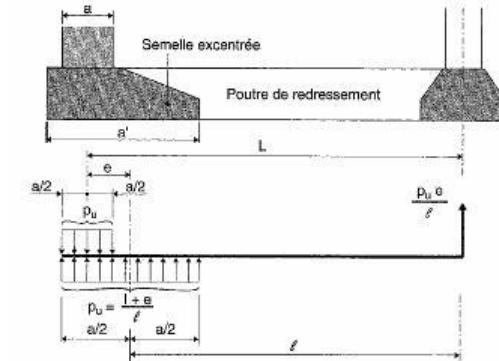
→ Il est possible d'envisager la méthode des moments écrêtés (&5.3.2.2); 103

Ancrage des barres et diamètre minimal

- ✓ La longueur d'ancrage disponible pour les barres droites est notée l_b (cf. chapitre 2 BA) sur la Figure 9.13. Si cette longueur n'est pas suffisante pour ancrer F_s , les barres peuvent être soit repliées vers le haut pour augmenter la longueur disponible, soit équipées de dispositifs d'ancrage d'extrémité;
- ✓ Pour les barres droites sans dispositif d'ancrage d'extrémité, la valeur minimale de x est déterminante. Il est permis d'adopter d'une façon simplifiée $x_{min} = h/2$. Pour d'autres types d'ancrage, des valeurs plus élevées de x peuvent être plus déterminantes;
- ✓ Hormis les treillis soudés, le diamètre minimal des barres $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$;

Cas où des longrines de redressement sont requise (&9.8.3)

- ✓ Des longrines de redressement peuvent être employées pour équilibrer l'excentricité du chargement des fondations. Il convient de calculer les poutres pour qu'elles résistent aux moments de flexion et efforts tranchants résultants. Il convient de prévoir un diamètre minimal de barres pour les armatures de flexion $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$ (valeur recommandée);



- ✓ Il convient également de calculer les longrines de redressement pour une charge minimale descendante $q_1 = 10 \text{ kN/m}$ (valeur recommandée) si les engins de compactage peuvent solliciter les longrines;

Exemple 5

- Semelle isolée en BA supporte un poteau $(a \times b) = (0,3 \times 0,3 \text{ m}^2)$. Elle repose sur un sol de contrainte admissible : $q_u = 1 \text{ MPa}$;
- $e_i + \Delta e_0 = 5 \text{ cm}$;
- Semelle reçoit une charge verticale totale centrée provenant du poteau :
 - $N_G = 80 \text{ t}$; $N_Q = 20 \text{ t}$;
 - $M_G = 2 \text{ tm}$; $M_Q = 1 \text{ tm}$;
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$; Acier B 500 A HA; XA 1;

Q1 : Dimensionner la semelle isolée en BA (a', b', h) ;

Q2 : Calculer les armatures et faire un schéma représentatif des résultats; 106

Exemple 6

- Semelle isolée en BA supporte un poteau ($a \times b = (0,3 \times 0,3 \text{ m}^2)$). Elle repose sur un sol de contrainte admissible : $q_u = 2,5 \text{ bars}$;
- $e_i + \Delta e_0 = 5 \text{ cm}$;
- Semelle reçoit une charge verticale totale centrée provenant du poteau :
 - $N_G = 1600 \text{ kN}; \quad N_Q = 800 \text{ kN};$
 - $M_G = 80 \text{ kNm}; \quad M_Q = 40 \text{ kNm};$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa} ; \quad \text{Acier B 500 B}; \quad \text{XA 2};$

Q1 : Dimensionner la semelle isolée en BA (a', b', h);

Q2 : Calculer les armatures et dresser un schéma de ferraillage;

XI. Étude du poinçonnement (&6.4)

- ✓ Le poinçonnement est un phénomène qui est susceptible de se produire au voisinage des zones d'application des charges concentrées engendrées par les points d'appui isolés sur les semelles de fondation;
- ✓ L'étude du poinçonnement est assez large. L'EC 2 couvre plusieurs situations plus ou moins complexes. Dans ce chapitre, étant donné qu'on traite des semelles courantes / classiques, on se limite à la vérification de la résistance au poinçonnement des semelles de poteaux sans armatures d'effort (&6.4.4);
- ✓ Le poinçonnement engendre des contraintes de cisaillement. En phase de rupture, un cône de béton (solidaire à l'appui et contournant la zone

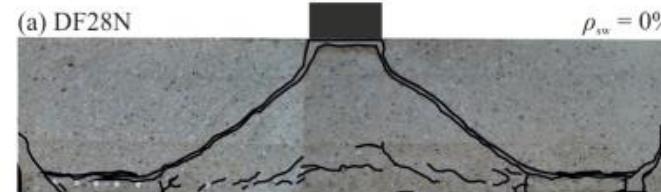
de chargement) tend à se détacher du reste de l'élément. Ce risque est d'autant plus important que l'intensité de la charge concentrée soit trop élevée et/ou que l'aire d'application de cette charge soit trop petite;



Piper's Row Car Park, Wolverhampton, UK, 1997 (built in 1965).

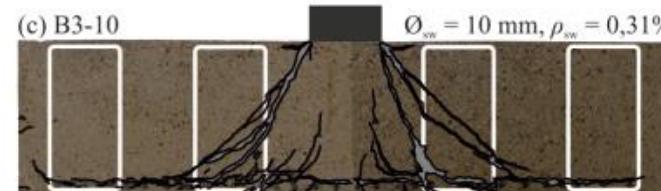


<http://Scientific & Academic Publishing.com>



(a) DF28N

$\rho_{sw} = 0\%$

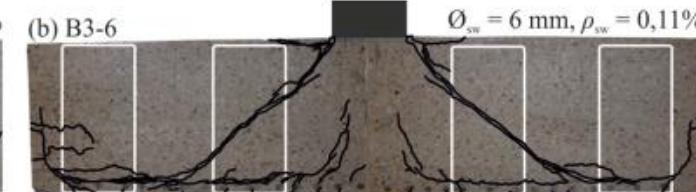


(c) B3-10

$\text{Ø}_{sw} = 10 \text{ mm}, \rho_{sw} = 0,31\%$

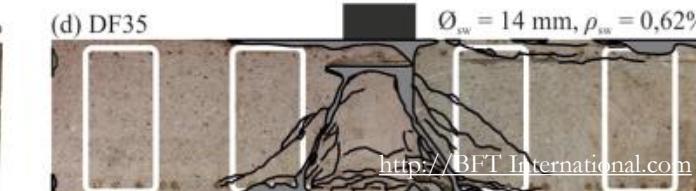


<http://incon.ca.com>



(b) B3-6

$\text{Ø}_{sw} = 6 \text{ mm}, \rho_{sw} = 0,11\%$

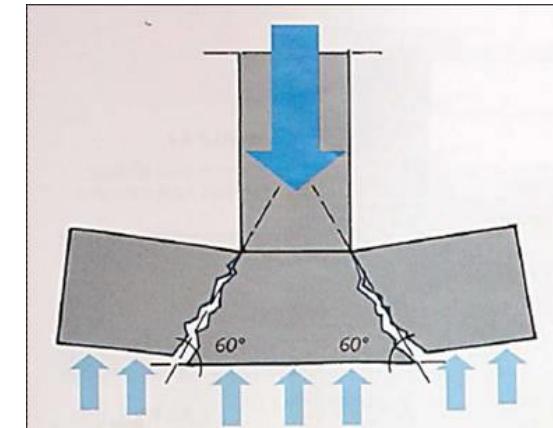
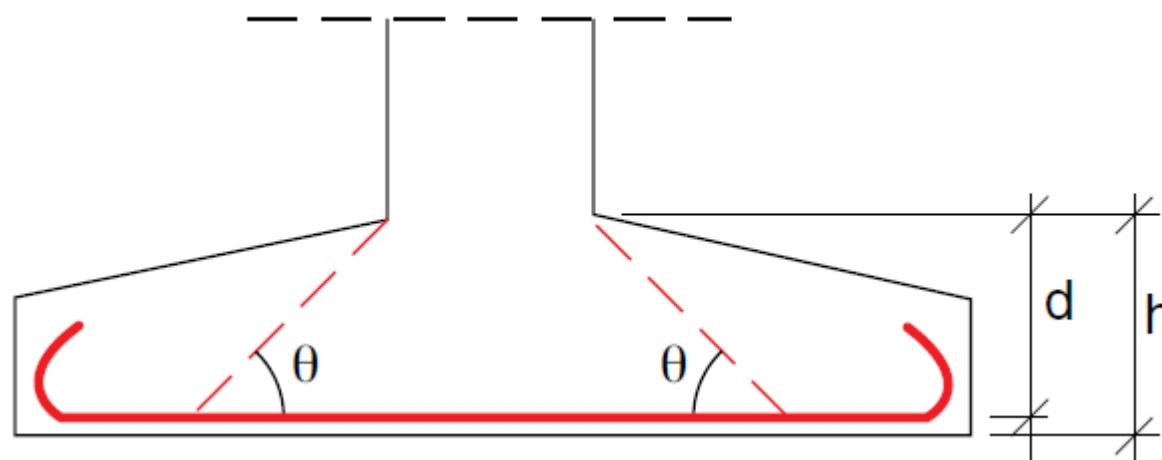


(d) DF35

$\text{Ø}_{sw} = 14 \text{ mm}, \rho_{sw} = 0,62\%$

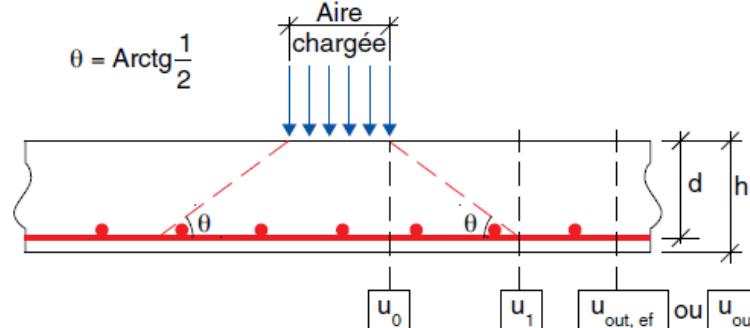
<http://BFT International.com>

- ✓ Comme pour le cas de cisaillement, le calcul et vérifications vis-à-vis le poinçonnement se font exclusivement à l'ELU;
- ✓ La transmission de la charge concentrée à la semelle s'effectue par le biais de bielles de béton comprimées :
 - partant du contour de l'aire chargée;
 - formant un angle θ avec le feuillet moyen de l'élément;



❖ Contour de contrôle (de référence) :

- ✓ C'est le contour qui représente la base d'un cône de béton assujetti au poinçonnement. Le repérage se fait par rapport aux deux contours de contrôle suivants :
 - u_0 : Périmètre du contour situé à l'aplomb du périmètre d'impact (au niveau du poteau \equiv confondu avec la limite de l'aire chargée). Il permet de s'assurer du non-écrasement du béton à proximité de la force poinçonnante (non dépassement de la contrainte admissible en compression du béton);



- u_1 : Périmètre du contour de contrôle (de référence) tracé à une distance égale à $2d$ des bords de l'impact (nu du poteau). C'est en fait ce périmètre qui est considéré pour savoir la nécessité ou la dispense d'acières transversaux;

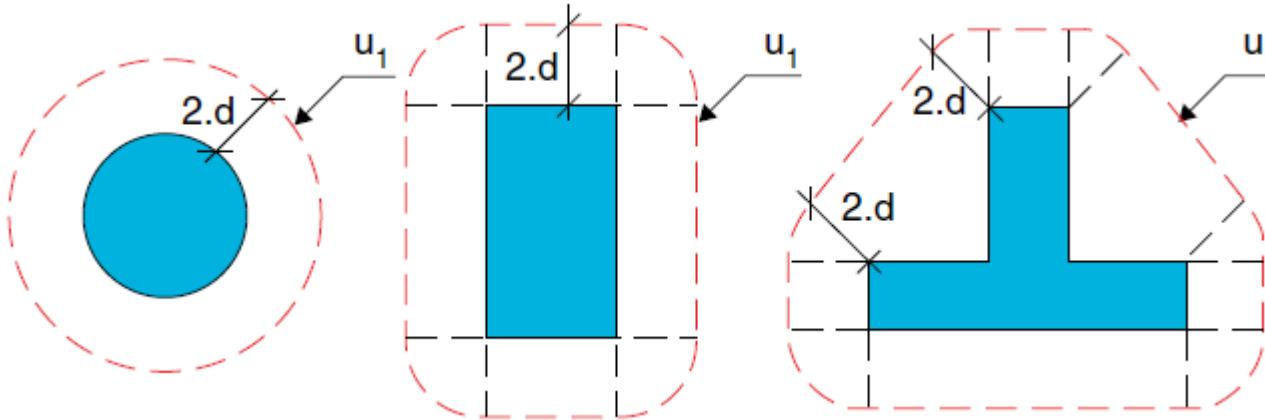
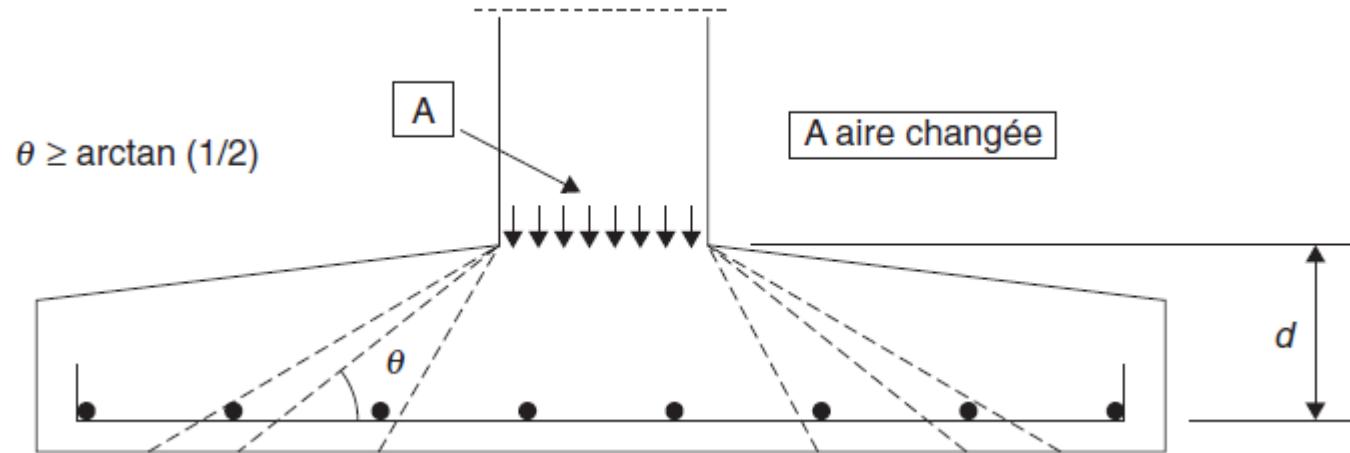


Figure 6.13 : Contours de contrôle de référence types autour d'aires chargées

- ✓ Il convient de donner aux autres contours u_i , à l'intérieur ou à l'extérieur de la surface de contrôle, la même forme que celle du contour de la surface de contrôle de référence;

- ✓ Pour des semelles d'épaisseur variable, la hauteur utile peut être prise égale à l'épaisseur le long du contour de l'aire chargée, comme indiqué sur cette figure :



- ✓ Il convient de vérifier la résistance au poinçonnement des semelles de poteaux le long de contours de contrôle situés au plus à $2d$ du nu du poteau;

1.1 Cas une charge centrée

- ✓ Dans le cas d'une charge centrée, la valeur nette de l'effort agissant vaut :

Effort tranchant appliqué induit par l'effort transmis du poteau (n'inclus pas le poids de la fondation)

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

Valeur nette de la force de réaction verticale à l'intérieur du contour de contrôle considéré, c.à.d. la réaction du sol moins le poids propre de la fondation

- ✓ La contrainte de cisaillement due à la charge concentrée provenant du poteau ν_{Ed} doit rester inférieure à la valeur maximale de calcul de la résistance au poinçonnement $\nu_{Rd,max}$:

$$\nu_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u d} \leq \nu_{Rd,max} = 0,5 \sqrt{f_{cd}}$$

Périmètre du contour de contrôle

Valeur recommandée par l'EC 2/NA

$$= 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

Hauteur utile moyenne de la semelle

$$= \frac{d_y + d_x}{2}$$

- ✓ Aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire si pour les contours de contrôle situés au plus à $2.d$ du nu du poteau :

Valeur recommandée par l'EC 2 et l'EC 2/NA
 $= \frac{0,18}{\gamma_c}$

$$= \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; \text{ } d \text{ en mm} \right\}$$

Distance du nu du poteau au contour de contrôle considéré

$$\nu_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \leq \nu_{Rd} = \max \left\{ \nu_{Rd,1} = C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho f_{ck}} \times \frac{2d}{a}, \nu_{Rd,2} = \nu_{min} \times \frac{2d}{a} \right\}$$

$= 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}}$ Valeur recommandée par l'EC 2 et l'EC 2/NA

pourcentage moyen d'acier en fonction du ferrailage
 $= \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02$

Pourcentages relatifs aux armatures tendues adhérentes dans les directions y et x respectivement. Il convient de les calculer comme des valeurs moyennes sur une largeur de semelle égale à la largeur du poteau plus $3d$ de part et d'autre

1.2 Cas d'un chargement excentré (présence d'un moment)

- ✓ Dans ce cas, la contrainte de cisaillement doit être majorée. Son expression prend la forme suivante :

Coefficient pour les aires chargées rectangulaires, déterminé à partir du Tableau 6.1

Tableau 6.1 : Valeur de k pour les aires chargées rectangulaires

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Distance de dl à l'axe autour duquel le moment M_{Ed} agit

$$\nu_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u d} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right]^\beta$$

Coefficient W_1 suivant la position du poteau considéré (courant, de rive ou d'angle) calculé sur le périmètre du contour de contrôle u

Correspond à une répartition des contraintes de cisaillement telle que représentée sur la Figure 6.19 ; est fonction du périmètre du contour de contrôle de référence u_1 (Voir la suite pour des cas particuliers)

$$= \int_0^{u_i} |e| dl$$

Longueur élémentaire du contour

✓ Cas d'un poteau rectangulaire :

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

Dimension du poteau parallèlement à l'excentricité de la charge
(souvent = b)

Dimension du poteau perpendiculairement à
l'excentricité de la charge (souvent = a)

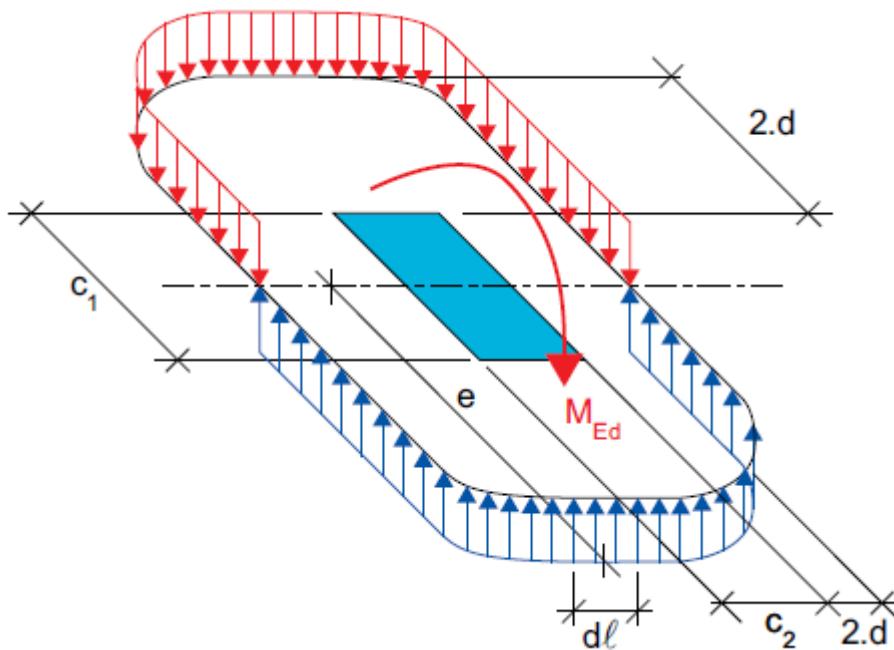


Figure 6.19 : Répartition des contraintes de cisaillement dues à un moment non équilibré à la jonction entre une dalle et un poteau intérieur