

CHAPITRE 3

LES FONDATIONS SUPERFICIELLES ET LES SEMELLES SUR PIEUX

TABLE DES MATIÈRES

1	. GÉNÉRALITÉS	3
1.1	. Norme NF EN 1997-1	3
1.2	. Définitions	5
2	. RECOMMANDATIONS DIVERSES	7
2.1	. PRÉAMBULE	7
2.2	. ENVIRONNEMENT DES FONDATIONS	8
2.3	. RECOMMANDATIONS ANNEXES	9
3	. BASE DES CALCULS	14
3.1	. ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE	14
3.2	. COMBINAISONS D'ACTIONS	16
3.3	. VÉRIFICATION DES ÉTATS-LIMITES	17
4	. REGLES SELON L'EC-1-1	21
4.1	. SEMELLES EN TETE DE PIEUX	21
4.2	. SEMELLES DE FONDATION DE POTEAUX OU DE VOILES	22
4.3	. LONGRINES DE REDRESSEMENT	24
4.4	. SEMELLES DE POTEAUX FONDEES AU ROCHER	24
4.5	. SEMELLES SUPERFICIELLES ISOLEES ET FILANTES NON ARMEES OU FAIBLEMENT ARMEES	25
4.6	. METHODE PAR FLEXION	25
4.7	. DIMENSIONNEMENT A L'AIDE DE MODELES BIELLES-TIRANTS	Erreur !
	Signet non défini.	
5	. GUIDE D'APPLICATION DE L'EUROCODE 2	33
5.1	. SEMELLES SUPERFICIELLES SUR SOL	33
5.2	. SEMELLES SUR PIEUX	37

6	. SEMELLES SUR SOL	41
6.1	. SEMELLES ISOLEES ET FILANTES SUPERFICIELLES NON ARMEES OU FAIBLEMENT ARMEES	41
6.2	. SEMELLES CONTINUES SOUS MURS SOUMIS À UNE CHARGE UNIFORME ET CENTRÉE	42
6.3	. SEMELLES CONTINUES SOUS MURS SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION	48
6.4	. SEMELLE RECTANGULAIRE SOUS POTEAU RECTANGULAIRE SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ	41
6.5	. SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAUX RECTANGULAIRES SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION	46
7	. SEMELLES SUR PIEUX	41
7.1	. SEMELLES SUR DEUX PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ	52
7.2	. SEMELLES SUR DEUX PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION	57
7.3	. SEMELLES CARRÉES SUR QUATRE PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ	58
7.4	. SEMELLES CARRÉES SUR QUATRE PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION	59
8	. RADIERS	61
8.1	. GENERALITES	61
8.2	. RADIER RÉPARTISSEUR DE CHARGES	61
8.3	. RADIER FORMANT CUVELAGE	64
9	. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PARASISMIQUES	65
9.1	. RESISTANCE DES FONDATIONS EN ZONE SISMIQUE	65
9.2	. DOMAINE D'APPLICATION	66
9.2	. CHAINAGES ET LONGRINES	67

1 . GÉNÉRALITÉS

Afin d'harmoniser les règles de conception et de calculs de ouvrages courants et de rendre plus comparables les conditions de concurrence dans les différents pays d'Europe, la Commission Européenne a élaboré un ensemble de textes normatifs, dont l'Eurocode 2¹ et l'Eurocode 7².

Les Eurocodes sont publiés en France et mis en application depuis 31 mars 2010, en remplacement des normes nationales existantes contradictoires. Pour l'Eurocode 7 afin de finaliser son application pratique, il est nécessaire d'établir des normes nationales citées dans son Annexe Nationale.

L'introduction de cette normalisation européenne, permet de mettre à jour les règles nationales actuelles, en apportant des compléments qui font actuellement défaut dans certains domaines de la conception d'ouvrages géotechniques.

Ce chapitre 3 ne traite que la partie structurale des divers types de fondations en béton désignés dans le titre. Certains points importants de la géotechnique, comme la détermination de la portance du sol (Cf. néanmoins l'Annexe 3.1 du chapitre), le tassement sous charges, ... ne sont que simplement cités ici car ne rentrent pas dans l'objectif particulier de ce fascicule.

Les indications techniques indiquées par la suite, sont issues des normes françaises suivantes.

- L'Eurocode 2, partie 1-1 et son Annexe Nationale (se reporter aussi au chapitre 1).
- Les parties 1 et 5 de l'Eurocode 7 et leur Annexe Nationale.
- Les normes d'application nationale de l'Eurocode 7 (NF P 94-261³ : *Fondations superficielles* et le cas échéant NF P 94-262⁴ : *Fondations profondes*).

1.1. NF EN 1997-1

La partie 1 de l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1) et son Annexe Nationale, est dédiée plus particulièrement aux calculs géotechniques.

La norme fournit des instructions et des conseils pour le calcul géotechnique des bâtiments et ouvrages de génie civil. Elle est destinée aux clients (maître d'ouvrage), concepteurs, entrepreneurs et autorités publiques et à être utilisée avec les autres normes Eurocodes 0 à 9.

L'Eurocode 7 - et donc ses normes d'application nationale - fournit des dispositions reposant sur certaines hypothèses, en particulier une bonne connaissance des conditions du terrain, le contrôle de la qualité de la réalisation des travaux et le choix d'un modèle plausible de comportement de la fondation dans les principales situations qu'il est possible de rencontrer.

¹ NF EN 1992 : *Calcul des structures en béton. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Désignée ci-après par EC 2-1-1.

² NF EN 1997-1 (Juin 2005)/A1 : *calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales*. Désigné ci-après par EC7-1.

NF EN 1997-2, vient en complément de NF EN 1997-1 en donnant des exigences relatives à l'exécution et à l'évaluation des résultats des essais en place et en laboratoire. Désigné ci-après par EC7-2.

³ NF P94-261 (Juin 2013) : *Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles*.

⁴ NF P94-262 (Juillet 2013) : *Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes*.

On doit ainsi retenir que :

- la connaissance du terrain dépend de l'importance et de la qualité des connaissances géotechniques. Il est plus important de chercher à satisfaire les exigences fondamentales que de vouloir chercher une grande précision des modèles de calcul et des facteurs partiels ;
- les mécanismes de ruine à considérer doivent être plausibles et identifiés en se basant sur des données de comportement réels d'ouvrages ou à défaut sur les résultats d'une modélisation appropriée ;
- la vérification d'un **état limite ultime ELU** suppose l'étude du mécanisme le plus défavorable vis-à-vis de celui avec un modèle de calcul fiable et correctement utilisé ;
- sans modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, il peut être préférable de procéder à l'analyse d'un autre état limite en utilisant des facteurs qui rendent improbable le dépassement de l'état limite considéré. A défaut, il est possible de justifier le dimensionnement soit par des mesures forfaitaires avec une expérience semblable, soit sur la base de résultats d'essais de chargement ou d'essais sur modèles, soit par la méthode observationnelle où la conception anticipe les adaptations potentielles en cours de construction.

L'Eurocode 7 traite des sujets suivants :

- Section 1 : Généralités
- Section 2 : Bases du calcul géotechnique
- Section 3 : Données géotechniques
- Section 4 : Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien
- Section 5 : Remblais, rabattement de nappe, amélioration et renforcement des terrains
- Section 6 : Fondations superficielles
- Section 7 : Fondations sur pieux
- Section 8 : Ancrages
- Section 9 : Ouvrages de soutènement
- Section 10 : Rupture d'origine hydraulique
- Section 11 : Stabilité d'ensemble
- Section 12 : Remblais

La norme comporte 8 annexes, une annexe normative (N) et 7 annexes informatives (I).

- Annexe A (N) : Facteurs partiels et de corrélation pour les états limites ultimes ELU et valeurs recommandées
- Annexe B (I) : Commentaires sur les facteurs partiels des approches de calcul 1, 2 et 3
- Annexe C (I) : Exemples de procédures pour déterminer les valeurs limites de la pression des terres sur les murs verticaux
- Annexe D (I) : Exemple de méthode analytique de calcul de la capacité portante
- Annexe E (I) : Exemple de méthode semi-empirique pour l'estimation de la capacité portante
- Annexe G (I) : Exemple de méthode de détermination de la pression de contact présumée des fondations superficielles sur rocher
- Annexe H (I) : Valeurs limites des déformations des structures et des mouvements des fondations
- Annexe J (I) : Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages.

1.2. DEFINITIONS

Une fondation est l'élément qui transmet au sol les charges d'une construction.

Son étude nécessite :

- d'une part, l'examen de la capacité portante des terrains servant d'assise ;
- et d'autre part, le dimensionnement de la structure fondation qui se décompose en la détermination de ses dimensions compte-tenu de la capacité du sol et de la capacité portante de la structure proprement dite.

Ce chapitre traite plus particulièrement du deuxième aspect.

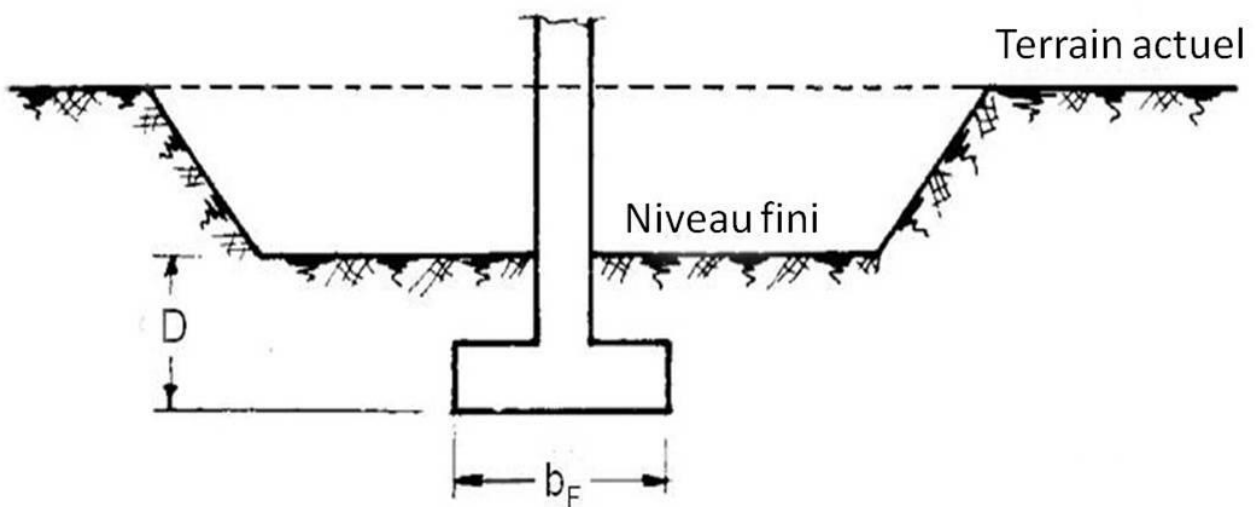


Fig. 3.1

Les différents types de fondation font l'objet des définitions suivantes dans les Normes d'Application Nationales de l'Eurocode 7.

Sont désignées comme :

- **fondations profondes**, les fondations sur pieux, micropieux, barrettes ou puits dont l'élanement est élevé (typiquement des fondations dont la longueur est supérieure à 5 fois le diamètre ou la largeur).
- **fondations superficielles**, les fondations dont l'élanement est faible (typiquement inférieur à 5,0). La distinction entre une fondation superficielle et une fondation semi-profonde est en général basée sur la valeur de l'encastrement équivalent D_e/b_F où b_F représente la largeur de la fondation (Fig. 3.1). Selon l'Annexe D de la norme NF P 94-262³, si la valeur de ce rapport est inférieure à 1,5, il s'agit de fondation superficielle. Si elle est comprise entre 1,5 et 5,0, il s'agit de fondations semi-profondes.

NOTE - Au sens du DTU⁵, une semelle est considérée comme fondation superficielle lorsque, si l'on désigne par D la profondeur d'assise comptée depuis le niveau du sol fini au voisinage de la fondation, on a, soit $D \leq 3$ m, soit, si $D > 3$ m : $b_F \geq D/6$.

L'objet de ce chapitre 3 est d'étudier les types de fondation usuellement rencontrés.

- Les fondations superficielles et les semelles semi-profondes, qui transmettent directement aux couches superficielles du sol les efforts apportés par la superstructure.
- Les semelles sur pieux, le rôle de ces derniers étant de descendre les charges de la structure jusqu'à la couche profonde du sol de fondation.

Ce présent examen se limite à la détermination des ouvrages de fondation en tant qu'éléments en béton armé.

Toutes les vérifications propres aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols et à l'étude des pieux pour les fondations profondes, ne sont pas traitées dans ce chapitre. Ces vérifications font l'objet de l'EC7-2¹.

⁵ NF P 11-212 (DTU 13.2) : *Règles pour le calcul des fondations superficielles* (complété par erratum de novembre 1988). Norme figurant encore dans le catalogue de l'AFNOR.

2 . RECOMMANDATIONS DIVERSES

2.1. PRÉAMBULE

L'objet du paragraphe n'est pas de rappeler les moyens dont disposent maintenant les spécialistes pour conduire une complète étude de sol, mais de sensibiliser le lecteur à certaines recommandations annexes ou à certains environnements des fondations parfois perdus de vue, mais primordiaux de prendre en considération au moment de l'étude et de la réalisation du projet.

Afin d'établir les exigences relatives au calcul géotechnique, trois **catégories géotechniques** (1, 2 et 3) sont adoptées. Ce chapitre aborde les ouvrages de la catégorie géotechnique 2 (fondations superficielles, sur radiers ou sur pieux) c'est-à-dire les types classiques d'ouvrages et de fondations qui ne présentent pas de risque exceptionnel ou des conditions de terrain ou de chargement difficiles.

Les calculs des ouvrages de la catégorie géotechnique 2 comportent la définition des données géotechniques quantitatives et des calculs pour assurer le respect des exigences fondamentales. Des procédures de routine pour les essais en place et/ou en laboratoire, et pour la conception et l'exécution des travaux, peuvent être utilisées pour les projets de ces ouvrages.

Pour l'établissement d'un projet de bâtiments ou d'ouvrage de génie civil, il doit être entrepris :

- d'une part, l'étude de son environnement, permettant de définir les caractéristiques des sols sur lesquels sera implanté le futur ouvrage,
- d'autre part, la mise au point des documents d'exécution (plans et notes de calcul).

Si dans un projet, la deuxième étude est presque toujours systématique, souvent il est fréquent que les reconnaissances du sol de fondation soient incomplètes ou proviennent parfois essentiellement d'extrapolation de reconnaissances avoisinantes.

En général, la pérennité d'un ouvrage dépend avant tout de la qualité de sa fondation. L'origine des sinistres rencontrés le plus souvent dans les ouvrages, provient d'une mauvaise conception ou d'une malfaçon au niveau de l'exécution de la fondation.

2.2. ENVIRONNEMENT DES FONDATIONS

L'étude de l'environnement des fondations, doit être menée en parallèle à celle de la reconnaissance des sols ou du projet proprement dit de l'ouvrage.

Elle a pour but de bien définir cet environnement car celui-ci peut avoir une influence non négligeable en ce qui concerne :

- la conception pérenne des fondations de l'ouvrage et de sa structure ;
- les conditions de réalisation des travaux ;
- l'organisation future du chantier.

a) Environnement chimique.

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 XA2 et 0,1 mm en 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 (chapitre 1, §3.7.4.4), il est loisible de majorer les sections d'armatures calculées à l'ELU de 10 % en classe d'exposition XA1, de 30 % en XA2 et 50 % en XA3.

b) Vis-à-vis des fondations, les éléments périphériques à étudier peuvent être listés d'une manière non exhaustive comme suit :

- 1 – accès au chantier ;
- 2 – conditions météorologiques : température (gel; dilatation) ;
- 3 – conditions hydrologiques et perturbation de la circulation des eaux pendant les travaux ;
- 4 – présence de fondations proches ;
- 5 – en site urbain :
 - i) circulation automobile,
 - ii) canalisations et autres réseaux enterrés,
 - iii) ouvrages souterrains divers.

La prise en compte de ces éléments environnementaux, qui peuvent sembler moins importants que l'étude de sol proprement dite, conduit parfois en ce qui concerne la conception des fondations et de la structure à des modifications importantes dans un projet telles que :

- la réalisation des fondations en plusieurs phases ;
- les fondations excentrées, avec longrines de redressement ;
- l'approfondissement des fondations ;
- la nécessité de joints de rupture, ...

⁶ NF EN 206-1/CN : Béton. Partie 1 : Spécification, performance, production et conformité. Complément national à la norme NF EN 206-1.

2.3 . RECOMMANDATIONS ANNEXES

Les dispositions constructives figurant ci-après sont celles qui ont une incidence sur la conception et le calcul ou celles qui figurent dans le dossier de plans d'exécution.

2.3.1. Dispositions à prendre lors de la conception

2.3.1.1 Joints de rupture

Des joints de rupture doivent être prévus entre deux ouvrages voisins, lorsqu'ils peuvent subir des différences importantes de charge ou des différences de tassements. C'est notamment le cas de bâtiments accolés n'ayant pas le même nombre d'étages ou de bâtiments accolés assis sur un remblai d'épaisseur variable.

Les joints de rupture, s'ils évitent la transmission des efforts et permettent un certain mouvement d'un bâtiment vis-à-vis de l'autre, ne suppriment toutefois pas les interférences dans le sol entre les fondations adjacentes. Il en est de même lorsque le sol présente un changement brusque de compressibilité sous un même ouvrage.

2.3.1.2 Joint de dilatation

Dans le cas d'un sol homogène et bien consolidé ou dans le cas de descentes de charges semblables de part et d'autre du joint, il n'est pas nécessaire de poursuivre les joints de dilatation de la structure jusqu'au niveau de la fondation (Fig. 3.2).

Ils sont alors arrêtés au-dessus de la semelle, en prévoyant un renfort d'armatures immédiatement sous ce joint (joint **diapason**, Fig. 3.3).

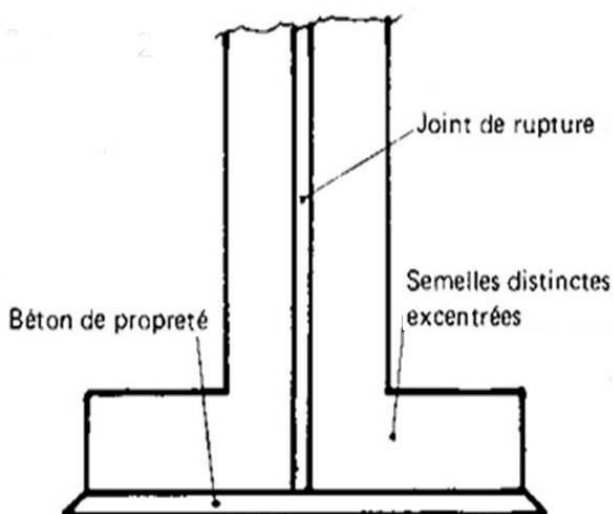


Fig. 3.2

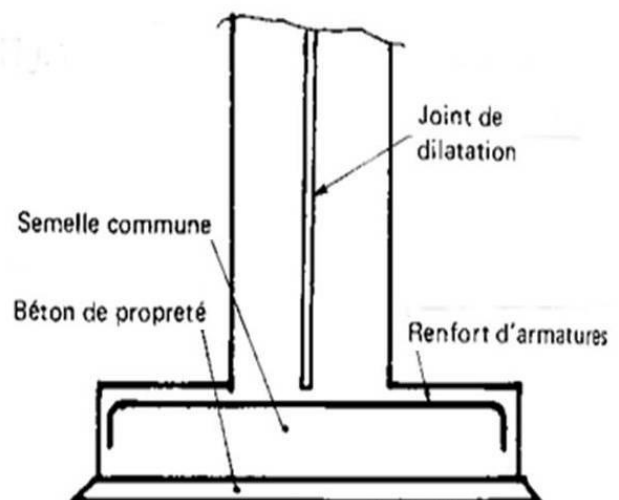


Fig. 3.3

2.3.1.3 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.

2.3.1.4 Mise hors gel

Pour mettre le sol de fondation à l'abri du gel, le niveau de la semelle est plus bas que la profondeur de gel (Fig. 3.4).

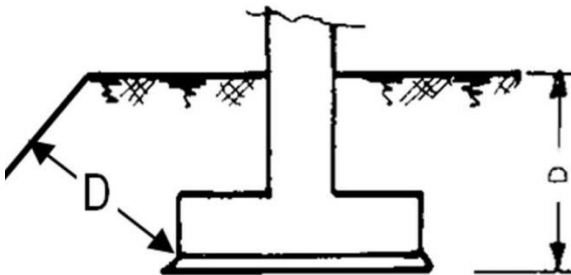


Fig. 3.4

Pour la France métropole :

- DTU :
 - $D \geq 0,50$ m en pays tempérés
 - $D \geq 1,00$ m en sites montagneux
- Ou Cf. Annexe O de la NF P 94-261

2.3.1.5 Fondations sur sol en pente

La stabilité générale des pentes qui comportent des structures existantes, affectées ou planifiées, doit être vérifiée aux états limites ultimes (ELU GEO et STR, Cf. § 3.2.1 du chapitre) en utilisant les valeurs de calcul des actions, des résistances et des propriétés de résistance des matériaux et les facteurs partiels définis dans l'EC7-1 (art. A.3.1(1)P, A.3.2(1)P et A.3.3.6(1)P).

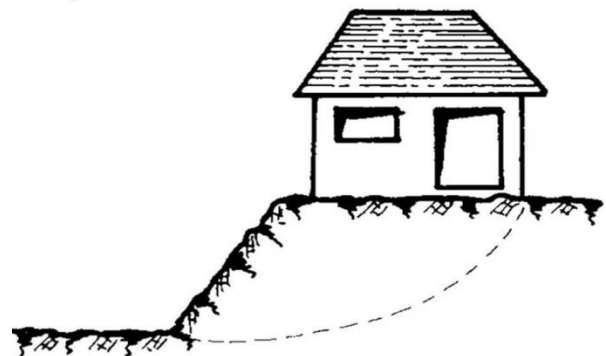
La poussée des terres doit être prise en compte dans le calcul des fondations. C'est notamment le cas des terrains en pente où, s'il n'est pas pris de précautions particulières, les semelles supérieures peuvent exercer une poussée sur les semelles inférieures ou risquent d'amorcer un glissement d'ensemble (Fig. 3.5 et Fig. 3.6).

Il est nécessaire tout d'abord de s'assurer de la capacité portante stabilité d'ensemble de l'ouvrage (Cf. § 3.3.1 à § 3.3.3 du chapitre), puis de vérifier le non-glissement de la fondation (Cf. §3.3.4 du chapitre).



OUVRAGE CONSTRUIT SUR UNE PENTE

Fig. 3.5



OUVRAGE CONSTRUIT EN TÊTE D'UN TALUS

Fig. 3.6

Lorsque le sol d'assise peut donner lieu à un glissement d'ensemble, il faut disposer les niveaux des fondations de telle sorte qu'une pente maximale de 2/3 relie les arêtes inférieures des semelles les plus voisines (Fig. 3.7).

Si cette condition ne peut être vérifiée, des dispositions spéciales doivent être prises pour éviter la décompression des terrains supérieurs, équilibrer les poussées (mur de soutènement, voiles en béton armé), et assurer l'évacuation des eaux (drainage, ...).

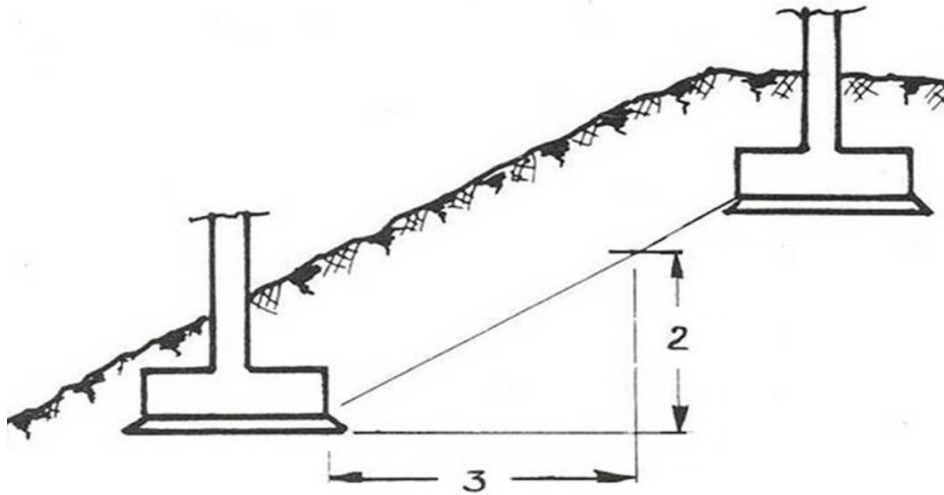


Fig. 3.7

2.3.1.6 Fondation superficielle à proximité de fondations sur pieux

La construction d'une fondation superficielle à proximité de fondations sur pieux ne peut être envisagée que sous réserve de vérifier :

- que l'augmentation des charges à proximité des fondations sur pieux n'engendre pas sur ceux-ci de poussées horizontales incompatibles avec leur nature (Fig. 3.8) ;
- que l'augmentation des charges et la possibilité de tassement des terrains superficiels n'engendrent pas de frottement négatif sur les pieux (Fig. 3.9).

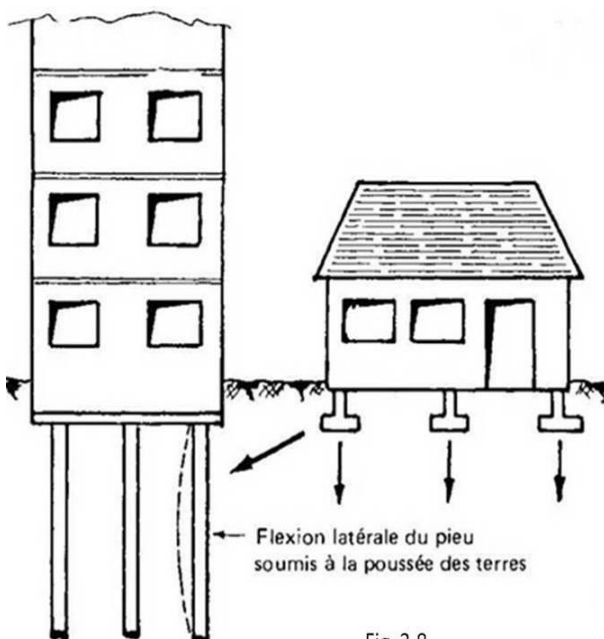


Fig. 3.8

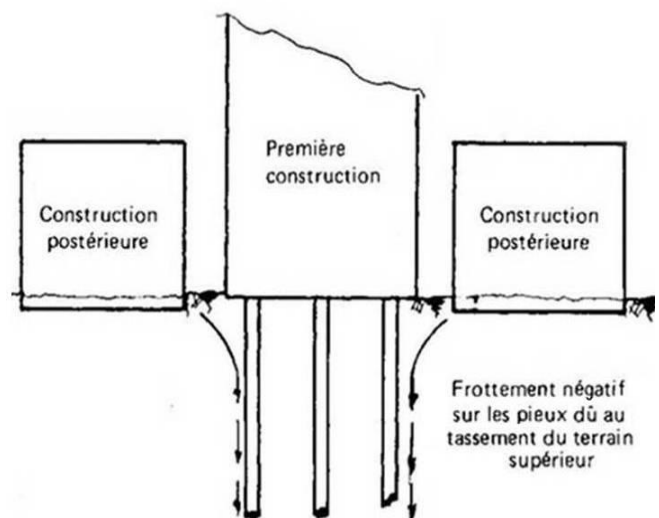


Fig. 3.9

2.3.1.7 Fondation sur sol argileux

Dans le cas de fondations superficielles sur sol argileux, il peut se produire, après terrassement de la fouille, un gonflement par déchargement du poids des terres excavées ou par augmentation de la teneur en eau du sol (Fig. 3.10). Il convient de tenir compte du tassement supplémentaire dû à ces gonflements, qui se résorbent souvent en partie à l'avancement de la construction.

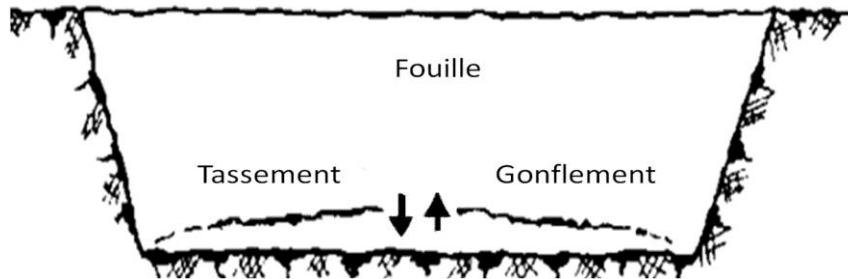


Fig. 3.10

2.3.1.8 Sous-pressions

Les fondations formant cuvelage ou les radiers sur sol argileux, doivent être calculées pour résister aux pressions hydrostatiques éventuelles ou aux pressions de gonflement. Pour équilibrer ces pressions, on peut envisager les moyens suivants :

- une mise en place d'un lest (surépaisseur de radier par exemple) ;
- l'ancrage du radier dans les couches profondes par tirants scellés.

L'étanchéité de l'ouvrage peut aussi être réalisée par des produits hydrofuges ou par un cuvelage à double paroi avec étanchéité intercalée (Cf. DTU 14.1⁷).

2.3.2. Dispositions à prendre lors de l'exécution

Lors de l'exécution des semelles superficielles de fondation, certaines précautions contre l'eau sont prises, essentiellement pour ne pas modifier les caractéristiques du sol d'assise. Il est impératif de protéger le terrain contre les accumulations d'eau lors de l'ouverture de la fouille, par épousinage direct avec rigoles latérales (Fig. 3.11) ou par rabattement de la nappe (Fig. 3.12).

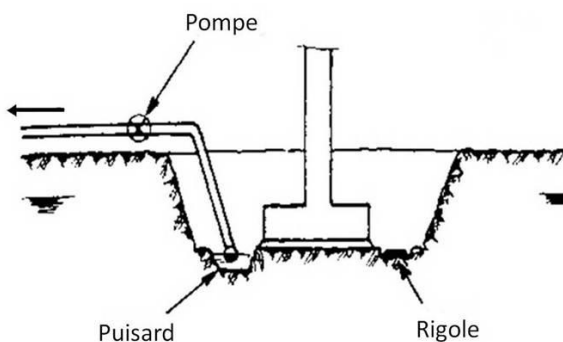


Fig. 3.11

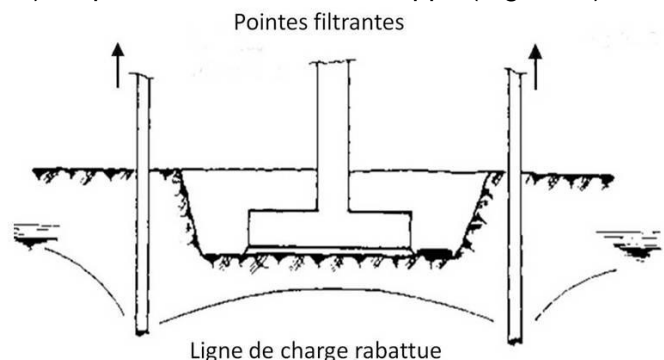


Fig. 3.12

⁷ DTU 14.1 - Travaux de bâtiment - Travaux de cuvelage - Partie 1 : cahier des clauses techniques - Partie 2 : cahier des clauses spéciales. En révision.

Il est nécessaire de prévoir entre la semelle de fondation et le terrain d'assise un béton de propreté (béton dosé à environ 150 kg/m^3 de ciment) de 5 à 10 cm d'épaisseur.

Ce béton permet, d'une part de régler définitivement la surface d'assise, et d'autre part de ménager une surface de travail propre pour le ferrillage et le coffrage de l'élément de fondation (Fig. 3.13).

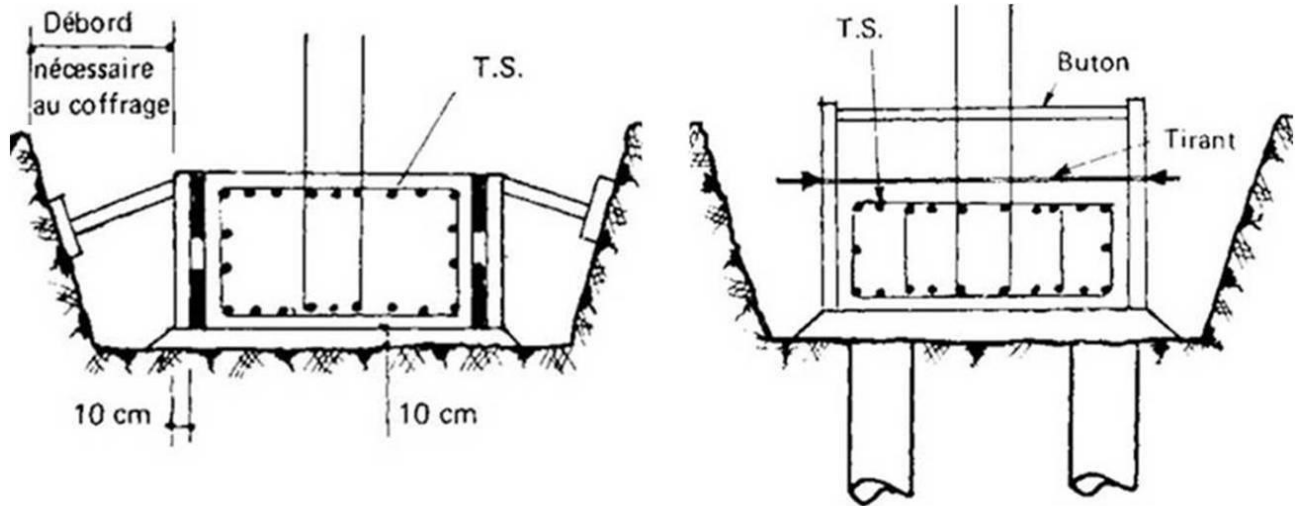


Fig. 3.13

3 . BASE DES CALCULS

3.1 . ACTIONS À PRENDRE EN COMPTE

3.1.1. Actions

Ce sont :

- les actions permanentes (G)
- les actions variables d'exploitation (Q)
- les actions accidentelles (A)

Pour les actions variables, sauf celles provenant des sols, la détermination de la valeur caractéristique (indice k) - valeur représentative principale - et des autres valeurs représentatives des actions est effectuée selon l'Eurocode 0⁸ et les diverses parties concernées de l'Eurocode 1⁹.

A propos de l'Eurocode 1, dans le cas des bâtiments courants, il s'agit en général des normes concernant les charges des bâtiments (NF EN 1991-1-1¹⁰ : notations (G) pour les charges permanentes et (Q) pour les charges d'exploitation), la neige (NF EN 1991-1-3¹¹, (S_n)), le vent (NF EN 1991-1-4¹², (W)) et le séisme (NF EN 1998¹³ (A_{Ed})).

Les autres valeurs représentatives des actions, se déduisent de la valeur caractéristique par la multiplication par le coefficient ψ_i correspondant de combinaison (ψ_1 , ψ_2 ou ψ_3) de l'Eurocode 0 (Annexe A1).

⁸ NF EN1990 (Eurocode 0), annexe A1 : *Bases de calcul des structures et son Annexe Nationale*. Désigné ci-après par l'EC0.

⁹ NF EN 1991 (Eurocode 1, série de 7 normes traitant chacune d'une action usuelle) : *Actions sur les structures*.

¹⁰ NF EN 1991-1-1 : *Actions sur les structures*. Partie 1 : *Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments*.

¹¹ NF EN 1991-1-3 : *Actions sur les structures – Actions de la neige*.

¹² NF EN 1991-1-4 : *Actions sur les structures – Actions du vent*.

¹³ NF EN 1998 : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour bâtiments*.

3.1.2. Propriétés des terrains

Les actions dues au sol peuvent être distinguées en des :

- actions d'origine pondérale (terrains en place ou matériaux rapportés) qui sont considérées comme permanentes dans les combinaisons et dont les valeurs sont définies par la NF P 94-261 (section 6 et annexe K) ;
- actions de poussée et de butée, qui sont considérées comme permanentes et dont les valeurs sont déterminées selon les dispositions de l'EC7-1 (section 9.5) et les normes NF P 94-281 et 282.
- Les pressions du sol agissant sur une semelle superficielle, sont traitées comme une action et évaluées selon des modèles de calcul appropriés ;
- les actions issues d'un déplacement d'ensemble du sol (tassement, gonflement ou retrait), les valeurs sont évaluées selon les dispositions de l'EC7-1 et la norme NF P 94-261 ;
- les actions transmises par le sol sont considérées comme permanentes ou variables selon leur durée d'occurrence par rapport à la situation de projet en cause ;
- les actions dues à l'eau du sol ;
- et les actions provenant des structures enterrées avoisinantes.

Les actions géotechniques peuvent changer pendant les calculs, considérer alors une première approximation pour commencer l'étude. Toute interaction entre la structure et le terrain doit être prise en compte.

La durée des actions est jugée par comparaison avec les effets du temps sur les propriétés mécaniques des sols, notamment les propriétés de drainage et de compressibilité des sols fins.

Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques, doit s'appuyer sur les valeurs mesurées et les valeurs dérivées des essais en place et/ou en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience.

La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique, doit être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite.

3.1.3. Données géométriques

Les facteurs partiels sur les actions et les propriétés des matériaux (γ_F et γ_M) tiennent compte des variations mineures des données géométriques.

La cote et la pente de la surface du terrain, les niveaux d'eau, les niveaux des interfaces entre les couches, les niveaux des excavations et les dimensions des structures géotechniques, doivent être traités comme des données géométriques.

3.2 . COMBINAISONS D'ACTIONS

3.2.1. États-limites ultimes ELU

Les combinaisons d'actions aux états limites sont expliquées au §3.5,2 du chapitre 1.

Pour les ELU, elles se présentent sous de la forme suivante dans le cas de la structure des fondations de bâtiments (chapitre 1, Tab. 1.31 et 1.32) :

	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 valeur de coefficients $\gamma_{Q,i} = 1,50$ si défavorable (0 si favorable), pour ψ_i on se reportera au tableau 3.4 du chapitre 1 ou à des parties appropriées des normes géotechniques.

Pour la vérification de l'état limite d'équilibre (EQU), les facteurs partiels γ_M à utiliser sont définis au tableau de l'annexe A de l'EC7-1, pour les paramètres de sols lorsque l'on inclut des résistances au cisaillement de faible importance.

3.2.2. États-limites de service ELS

Pour les structures des fondations dans les bâtiments, les combinaisons d'actions pour les ELS, prennent les formats des tableaux 1.31 et 1.32 du chapitre 1 :

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 valeur de coefficients ψ_i , est portée au tableau 3.4 du Chapitre 1.

3.3 .VÉRIFICATION DES ÉTATS-LIMITES

Le calcul de justification de la structure d'une semelle superficielle de fondation, comprend la vérification les différents états-limites suivants.

- La perte d'équilibre EQU 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.
- La 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 STR.

3.3.1. État limite ultime de résistance

Les valeurs de calcul des résistances des matériaux des structures (béton, acier) et les résistances de calcul des éléments de structure, doivent être calculées conformément aux clauses de la norme EC2-1-1¹.

Les propriétés des massifs de sols ou de roches, telles qu'elles sont quantifiées pour les calculs de conception par des paramètres géotechniques, doivent être déduites des résultats des essais, soit directement, soit par des corrélations, des théories ou des raisonnements empiriques, ainsi que des autres données pertinentes.

Les valeurs déduites des résultats d'essais et des autres données, doivent être interprétées de façon appropriée à l'état limite considéré.

Dans le cas de la reconnaissance du sol, elle est effectuée selon NF P 94-261³. L'annexe G de cette norme permet de déduire, dans les cas courants, les résultats de connaissance du sol en valeur de capacité portante sous la fondation $\sigma_{R;d}$, valeur à utiliser dans les vérifications de portance à l'ELU.

Les effets d'action de la superstructure, s'expriment par une résultante générale des forces prise au niveau de contact avec le sol qui permet de déduire la valeur représentative de la composante normale des contraintes associées $\sigma_{V;d}$.

Le respect de l'ELU vis-à-vis du sol est vérifié si $\sigma_{V;d} \leq \sigma_{R;d}$.

Dans le cas des combinaisons d'actions où le vent est l'action variable dominante, la justification devient $\sigma_{V;d} \leq 1,33 \sigma_{R;d}$.

3.3.2. État limite ultime d'équilibre statique EQU

Lorsque la structure qui surmonte les fondations, a été justifiée par l'ELU de stabilité de forme, les effets d'action à considérer pour la justification des fondations à l'ELU doivent prendre en compte les excentricités additionnelles provenant des effets du 2nd ordre.

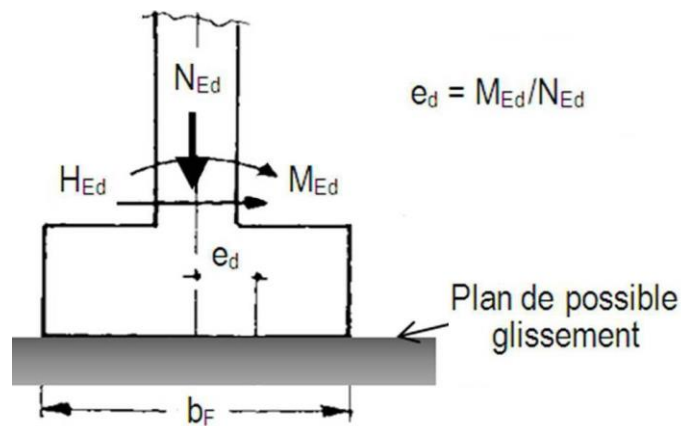


Fig. 3.14

Vis-à-vis de ces états limites, il y a lieu en général de prévoir les vérifications suivantes :

- le **non-glisement** de la fondation sur le sol (Fig. 3.14) : 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 ;
- la **stabilité d'ensemble** dans le cas de dénivellation ou de pente importante, prenant en compte la structure et le terrain avoisinant.

Dans le cas de difficulté pour assurer le non-glisement, 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 assuré directement par les pieux qui doivent faire alors l'objet de calculs qui dépassent le cadre du chapitre. C'est l'objet de la norme nationale NF P94-262³ de l'Eurocode 7.

Pour la détermination des dimensions de la semelle et s'assurer de la portance vis-à-vis de la capacité du sol, il est usuel d'employer une méthode dérivée de celle Meyerhof pour définir la compression exercée sur le sol $\sigma_{V,d}$ (Fig. 3.15(a)). $\sigma_{V,d}$ est considérée comme uniforme et s'exerçant 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.

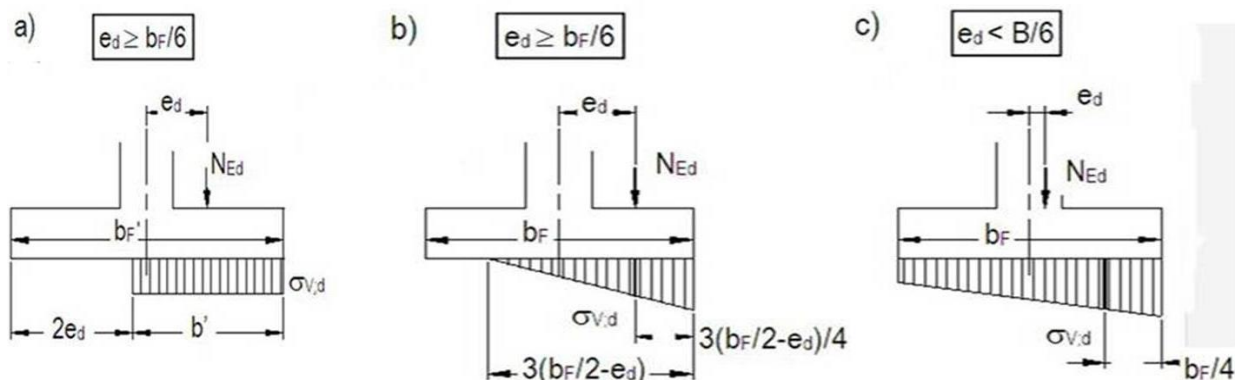


Fig. 3.15

Une variante usuelle consiste à supposer une variation transversale linéaire des pressions sur le sol, de telle sorte que leur résultante est alignée avec la ligne d'action résultante générale des forces extérieures.

Il en résulte soit à un diagramme triangulaire (Fig. 3.15b), soit à un diagramme trapézoïdal (Fig. 3.15c).

Semelle		Valeurs des contraintes	
a)	filante	$\sigma_{V;d} = \frac{N_{Ed}}{b'} = \frac{N_{Ed}}{b_F(1 - 2 e_d/b_F)} \leq \sigma_{R;d} = \frac{R_{V;d}}{b'} = \frac{R_{V;d}}{b_F(1 - 2 e_d/b_F)}$ (G. 2.1 & 2)	
	rectangulaire $a_F \times b_F$	$\sigma_{V;d} = \frac{N_{Ed}}{a'b'} = \frac{N_{Ed}}{b_F(1 - 2 e_{b,d}/b_F) \cdot a_F(1 - 2 e_{L,d}/a_F)} \leq \sigma_{R;d} = \frac{R_{V;d}}{a'b'}$ (G. 2.3 & 4)	
c)	$e_d \leq \frac{b_F}{6}$	$\sigma_{V;d} = \frac{N_{Ed}}{b_F} + \frac{3N_{Ed}}{b_F^2} e_d$ (G. 3.1)	$\sigma_{R;d} = \frac{R_{V;d}}{b'}$ $= \frac{R_{V;d}}{b_F(1 - 2 e_d/b_F)}$ (G. 3.3)
b)	$e_d > \frac{B}{6}$	$\sigma_{V;d} = \frac{N_{Ed}}{b'} = \frac{N_{Ed}}{b_F(1 - 2 e_d/b_F)}$ (G. 3.2)	

Dans les deux cas, en retenant conventionnellement comme valeur représentative la **contrainte de référence** $\sigma_{V;d}$, la contrainte normale qui s'exerce au quart de la zone comprimée (Fig. 3.15b et c). 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 $\sigma_{V;d}$ étant toutefois limité à + 4 % (valeur maximale obtenue pour $e_d = b_F/12$).

Les propriétés des massifs de sols ou de roches, telles qu'elles sont quantifiées pour les calculs de conception par des paramètres géotechniques, doivent être déduites des résultats des essais, soit directement soit par des corrélations, des théories ou des raisonnements empiriques, ainsi que des autres données pertinentes.

Les valeurs déduites des résultats d'essais et des autres données, doivent être interprétées de façon appropriée à l'état limite considéré.

3.3.3. ELU - État-limite de résistance interne de la semelle

Cet état-limite est déterminé par l'utilisation soit du modèle bielles-tirants décrit au §4.7 du chapitre ou la méthode dérivée dite des bielles (Cf. §5.1.2 du chapitre), soit de la méthode générale ou de flexion de l'EC2-1-1 (Cf. §4.2.2 du chapitre).

3.3.4. États limites de service

3.3.4.1 État limite d'ouverture des fissures

Les prescriptions relatives à la limitation de la fissuration du béton armé, sont données dans l'EC2-1-1 et retranscrites dans le chapitre 1 (§3.7,4).

Rappelons qu'en cas d'une classe d'exposition XA (Cf. DPM) du fait de l'agressivité du sol et de l'eau selon la norme NF EN 206-1/CN⁶, la prise en compte de tel environnement conduit à une limitation de l'ouverture calculée des fissures à 0,3 mm en classe d'exposition XA1, 0,2 mm en XA2 et 0,1 mm en XA3.

Lorsque la géométrie ou les effets d'actions ne permettent pas de déterminer la valeur des paramètres utiles au calcul selon le § 3.7,4.2 du chapitre 1, les sections d'armatures calculées par ailleurs à l'ELU sont à majorer de 10 % en classe d'exposition XA1, de 30 % en XA2 et 50 % en XA3.

3.3.4.2 État limite de tassement

Sous l'application des charges permanentes caractéristiques et des charges variables d'exploitation caractéristiques - affectées de leur éventuel coefficient de dégression verticale (Cf. Annexe A1 de l'Eurocode 0) - les tassements d'ensemble et les tassements différentiels provoqués aux fondations doivent être examinés. Les valeurs doivent être limitées à un niveau compatible avec les déformations acceptables pour la construction, en fonction de sa nature et sa destination (aptitude au service). La vérification porte tant sur les tassements immédiats (s_0), que sur les tassements différés causés par la consolidation (s_1) et le fluage (s_2) (Cf. EC7-1, annexe F).

Des méthodes utilisables pour le calcul des tassements sont données dans l'EC7-1 (Cf. art. 6.6.2). L'inclinaison d'une fondation soumise à une charge excentrée, peut être estimée en admettant une distribution linéaire des pressions de contact et en calculant le tassement aux points d'angle de la fondation, en utilisant la distribution des contraintes verticales dans le terrain sous chaque point d'angle.

Les variations linéaires en altitude dans les bâtiments, peuvent être omises si les dénivellations d'appuis attendues n'excèdent pas 1/500 de la portée entre éléments porteurs adjacents. Le Guide de documentation¹⁴ les limite à 1 cm ou 2 cm, pour le bon comportement des remplissages, selon qu'ils sont ou non constitués par des cloisonnements rigides et fragiles bloqués sur l'ossature. Si les effets de variations linéaires verticales dues à la température et ceux des tassements différentiels du sol et des fondations sont envisagés simultanément, la limite de 1/500 est portée à 1/300 et les limites absolues de 1 cm et 2 cm, sont maintenues.

¹⁴ Guide de documentation FD P18-717 : *Guide d'application de l'Eurocode 2*. AFNOR

4 . CALCUL SELON L'EC-1-1

L'EC 2-1-1 (art. 9.8) requiert les dispositions constructives suivantes.

4.1 . SEMELLES EN TETE PIEUX (art. 9.8.1)

1) La distance du bord externe du pieu au bord de la semelle est telle que les efforts de liaison dans la semelle puissent être correctement ancrés. Il convient de prendre en considération l'écart de position prévue des pieux sur le chantier.

2) Les armatures dans une semelle en tête de pieux sont calculées en employant la méthode adéquate, modèle bielles-tirants ou méthode par flexion.

3) Les armatures principales de traction résistant aux effets des actions, sont concentrées dans les zones tendues situées entre les pieux. Si l'aire de la section de ces armatures est au moins égale au ferrailage minimal requis, les barres réparties (transversales) uniformément le long de la surface inférieure de l'élément peuvent être omises. En outre, les côtés et la face supérieure de l'élément peuvent être non armés si aucun risque de développement de contraintes de traction n'existe dans ces parties de l'élément.

EC2-1-1, Annexe Nationale : le diamètre minimal des barres $\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$.

4) Pour l'ancrage des armatures tendues, des barres transversales soudées peuvent être employées. Dans ce cas, la barre transversale peut être considérée comme faisant partie des armatures transversales de la zone d'ancrage de la barre considérée.

5) On peut considérer que la compression provoquée par la réaction d'appui du pieu se diffuse avec un angle de 45° à partir du bord de celui-ci (Fig. 3.16). Cette compression peut être prise en compte dans le calcul de la longueur d'ancrage.

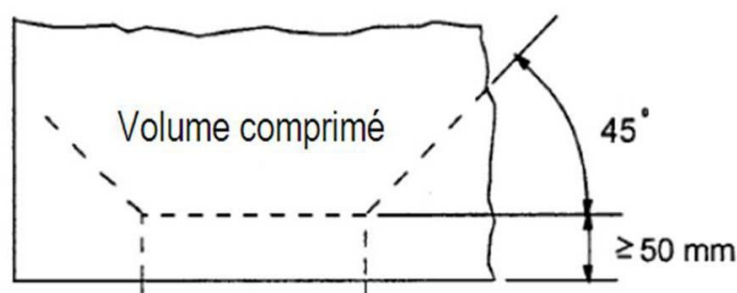


Fig. 3.16 (EC2-1-1, Fig. 9.11) : Aire comprimée augmentant la résistance à l'entraînement des armatures

4.2 . SEMELLES DE FONDATION DE POTEAUX OU DE VOILES (art. 9.8.2)

4.2.1. Généralités

1) Les armatures principales, de diamètre supérieur ou égal à ϕ_{\min} , sont totalement ancrées. Dans les semelles, on peut utiliser le modèle de conception décrit au §4.2.2 du chapitre.

EC2-1-1, Annexe Nationale : le diamètre minimal de barres $\phi_{\min} = 8$ mm. *Selon le Guide de Documentation, les armatures en treillis soudé certifiées ne sont pas concernées par cette limite.*

2) Dans les semelles circulaires, les armatures principales peuvent être disposées orthogonalement et concentrées au milieu de la semelle sur une largeur de $50 \% \pm 10 \%$ du diamètre de celle-ci (Fig. 3.17).

3) Lorsque les effets des actions induisent une traction sur l'extrados de la semelle, il convient de vérifier les contraintes de traction résultantes et de ferrailer en conséquence.

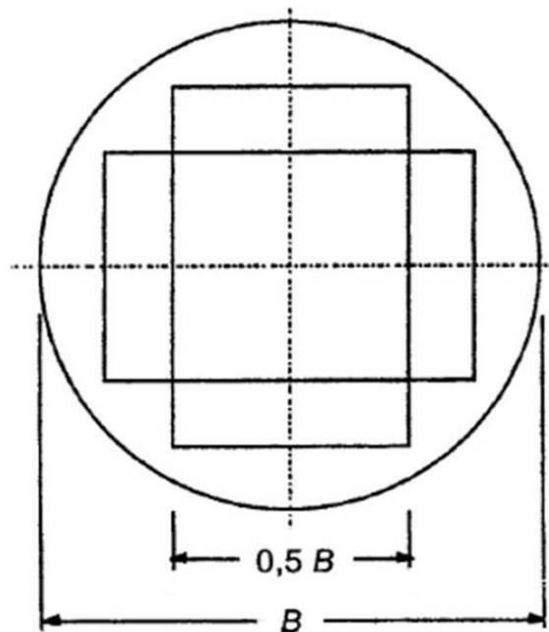


Fig. 3.17 (EC2-1-1, Fig. 9.12) : Armatures orthogonales dans une semelle circulaire.

4.2.2. Ancrage des barres (art. 9.8.2.2)

Le principe de vérification comprend les dispositions suivantes.

1) L'effort de traction dans les armatures est déterminé à partir des conditions d'équilibre, en tenant compte de l'effet des fissures inclinées (Fig. 3.18). Il convient que l'effort de traction F_s trouvé à l'abscisse x soit ancré dans le béton avant cette même distance x mesurée à partir du bord de la semelle.

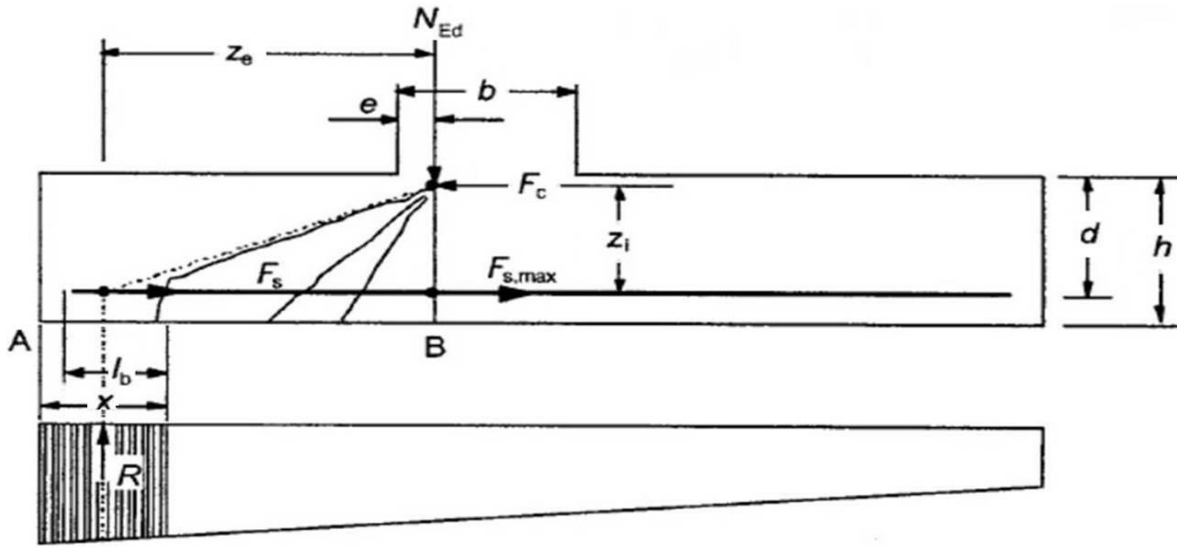


Fig. 3.18 (EC2-1-1, Fig. 9.13) : Modèle pour l'effort de traction vis-à-vis des fissures inclinées.

2) L'effort de traction à ancrer est donné par :

$$F_s = R(z_e/z_i) \quad (9.13)$$

R : la résultante de la pression du sol sur la distance x ;

z_e : le bras de levier des forces externes = la distance entre R et l'effort vertical N_{Ed} ;

N_{Ed} : l'effort vertical correspondant à la pression totale du sol entre les sections A et B ;

z_i : le bras de levier des forces internes = la distance entre les armatures et l'effort horizontal F_c ;

F_c : l'effort de compression correspondant à l'effort de traction maximal $F_{s,max}$.

3) Les valeurs des bras de levier z_e et z_i peuvent être déterminées par rapport à des zones comprimées nécessaires pour équilibrer, respectivement, N_{Ed} et F_c . Par simplification, z_e peut être déterminé en supposant que $e = 0,15b$ et z_i pris égal à $0,9d$ (Fig. 3.18).

4) La longueur d'ancrage disponible pour les barres droites est notée l_b sur la figure 3.18. Si cette longueur n'est pas suffisante pour ancrer F_s , les barres peuvent être soit pliées vers le haut pour augmenter la longueur disponible, soit équipées de dispositifs d'ancrage d'extrémité.

5) Pour les barres droites sans dispositif d'ancrage d'extrémité, la valeur minimale de x est déterminante. Par simplification, on peut adopter $x_{min} = h/2$. Pour d'autres types d'ancrage, des valeurs plus élevées de x peuvent être plus déterminantes.

4.3 . LONGRINES DE REDRESSEMENT (art. 9.8.3)

1) Des longrines de redressement peuvent être employées pour équilibrer l'excentricité du chargement des fondations. Ces poutres sont calculées pour résister aux moments de flexion et aux efforts tranchants résultants et munies d'armatures de flexion composées de barres de diamètre supérieur ou égal à ϕ_{\min} .

EC2-1-1, Annexe Nationale : le diamètre minimal de barres $\phi_{\min} = 8$ mm.

2) Les longrines de redressement sont calculées pour une charge minimale descendante q_1 si les engins de compactage peuvent les solliciter.

EC2-1-1, Annexe Nationale : $q_1 = 10$ kN/m.

4.4 . SEMELLES DE POTEAUX FONDEES AU ROCHER (art. 9.8.4)

1) Des armatures transversales adéquates sont prévues pour résister aux efforts d'éclatement dans la semelle lorsque la pression du sol aux ELU est supérieure à q_2 . Ces armatures peuvent être distribuées uniformément sur la hauteur h dans la direction de l'effort d'éclatement (Fig. 3.19) et respectent un diamètre minimal.

EC2-1-1, Annexe Nationale : $q_2 = 5$ MPa et $\phi_{\min} = 8$ mm.

2) L'effort d'éclatement F_s peut être calculé par : $F_s = 0,25N_{Ed} (1 - b/h)$ (9.14)

$$h = \min \{b_F ; H\}.$$

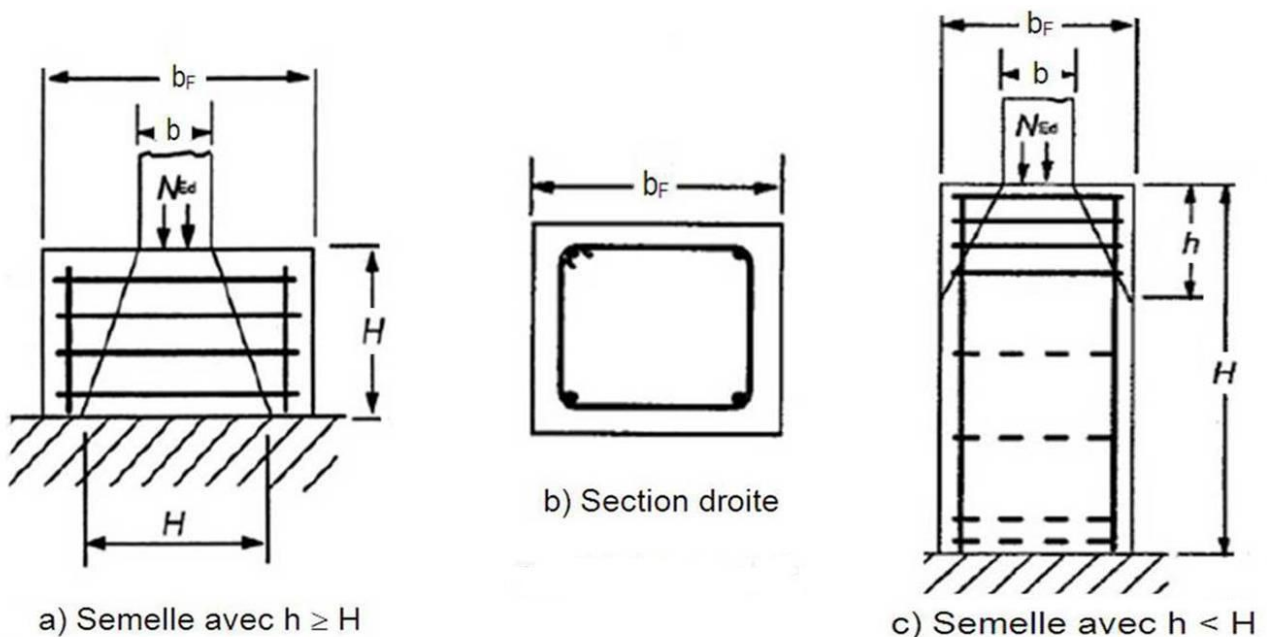


Fig. 3.19 (EC2-1-1, Fig. 9.14) : Armatures d'éclatement dans une semelle fondée au rocher

4.5 . SEMELLES SUPERFICIELLES ISOLEES ET FILANTES NON ARMEES OU FAIBLEMENT (art. 12.9.3)

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 :

$$\frac{0,85h}{b_o} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad (12.13)$$

h est la hauteur de la fondation,

a , le débord de la fondation par rapport au poteau (Fig. 3.20),

σ_{gd} , la valeur de calcul de la pression du sol,

$f_{ctd,pl}$, la valeur de calcul de la résistance en traction du béton.

$$f_{ctd,pl} = 0,85 \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} \quad (12.1)$$

La relation simplifiée $h/b_o \geq 2$ peut être utilisée.

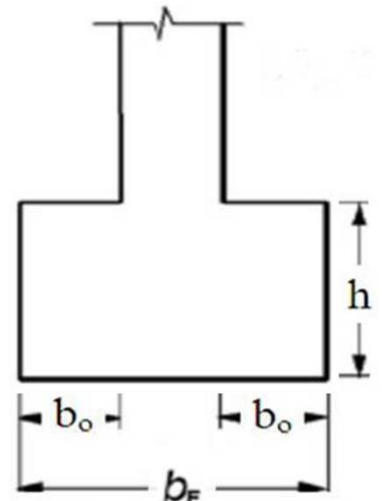


Fig. 3.20 (EC2-1-1, Fig. 12.2) : Semelles de fondation superficielle en béton armé. Notations.

4.6 . METHODE PAR FLEXION

La méthode a l'avantage d'être d'application plus générale à toutes les semelles quels que soient leur forme et les cas de charges envisagés.

La démarche consiste à justifier la structure à partir des effets d'actions (moments fléchissants et efforts tranchants) calculés dans certaines sections.

Les effets d'action 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.

Les deux domaines d'application courants sont :

- la semelle sur sol ;
- les semelles sur pieux.

4.7 . DIMENSIONNEMENT A L'AIDE DE MODELES BIELLES-TIRANTS (art. 6.5)

4.7.1. Généralités

Lorsqu'il existe une distribution non-linéaire des déformations relatives (appuis, voisinage de charges concentrées ou contraintes planes), il est possible d'utiliser des modèles bielles-tirants.

1) Une modélisation par bielles et tirants, peut être utilisée pour le dimensionnement à l'ELU des régions sans discontinuité (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. §4.7.2.1 du chapitre). En général, les régions de discontinuité s'étendent jusqu'à une distance h de la discontinuité (h hauteur de la section de l'élément).

Les modèles bielles-tirants peuvent également être utilisés pour les éléments pour lesquels on admet une distribution linéaire dans la section, les déformations planes, par exemple.

2) Les vérifications à l'ELS - par exemple la vérification des contraintes de l'acier et de la maîtrise de l'ouverture des fissures - peuvent également être effectuées en utilisant des modèles bielles-tirants à condition d'assurer les conditions de compatibilité pour le modèle. Il convient notamment de choisir la position et l'orientation des bielles principales conformément à la théorie de l'élasticité linéaire.

- 3) La modélisation par bielles et tirants, consiste à définir :
- des bielles qui représentent des zones où transitent les contraintes de compression,
 - des tirants, qui représentent les armatures,
 - et des nœuds, qui assurent leur liaison.

Les efforts dans ces éléments sont déterminés de telle sorte qu'à l'ELU, ils continuent à équilibrer les charges appliquées.

4) Il convient de faire coïncider la position et l'orientation des armatures avec celles des tirants du modèle.

5) Des modèles bielles-tirants adaptés peuvent être définis par exemple à partir des isostatiques de contrainte et des répartitions de contraintes obtenues en application de la théorie de l'élasticité linéaire, ou bien encore, ils peuvent être obtenus en appliquant la méthode basée sur le cheminement des charges. Tous les modèles bielles-tirants peuvent par ailleurs être optimisés en faisant appel à des critères d'énergie.

4.7.2 . Dimensionnement

4.7.2.1 Bielles

1) La résistance de calcul d'une bielle de béton dans une région où règnent ou non des contraintes de compression transversales (Fig. 3.21), peut être calculée à l'aide de l'équation (6.55). Dans des régions soumises à une étreinte, il peut être opportun d'adopter une résistance de calcul plus élevée.

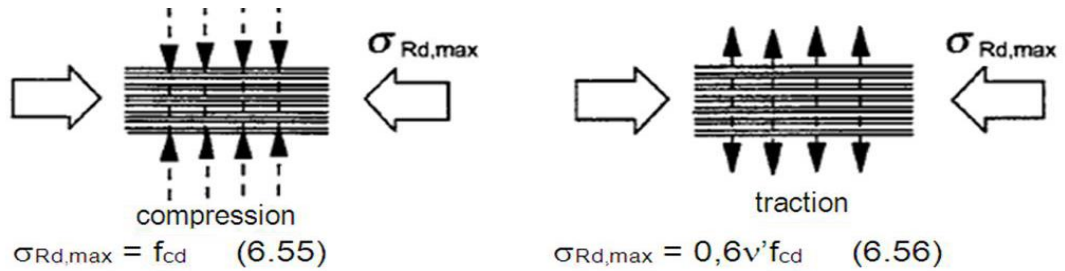


Fig. 3.21 (EC2-1-1, Fig. 6.23 & 4) : Résistance de calcul des bielles de béton

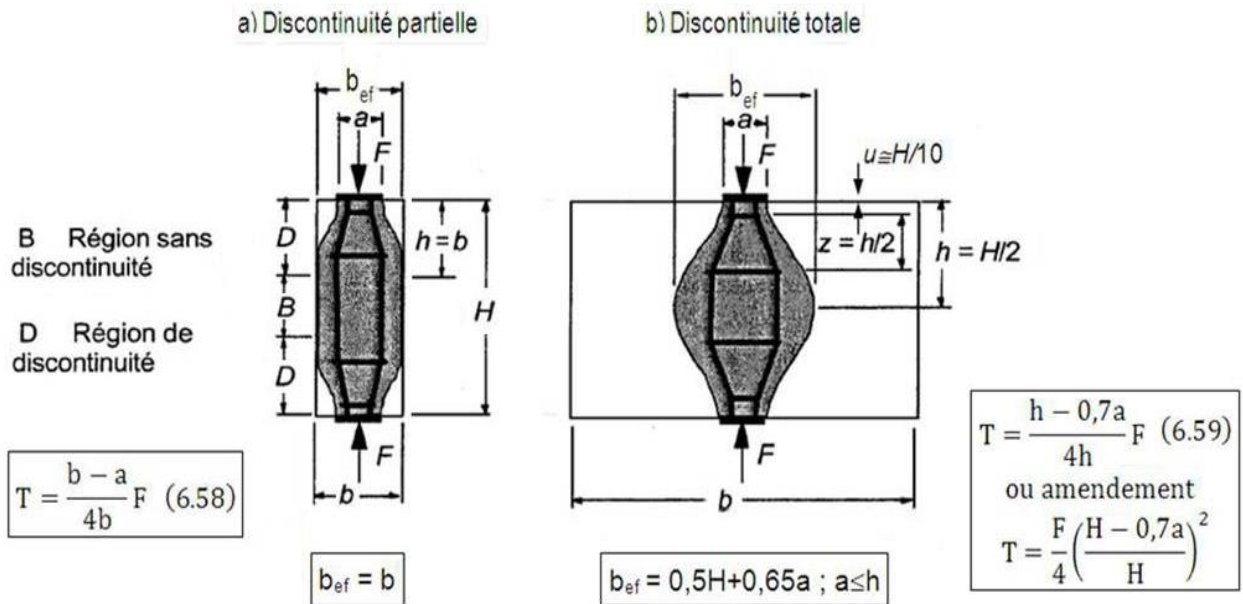


Fig. 3.22 (EC2-1-1, Fig. 6.25) : Efforts transversaux de traction dans un champ de contraintes de compression avec armatures réparties.

2) La résistance de calcul des bielles de béton dans les zones comprimées avec des fissures longitudinales est réduite, à moins d'utiliser une approche plus rigoureuse. Cette résistance peut être calculée avec l'expression (6.56).

EC2-1-1, Annexe Nationale : $v' = (1 - f_{ck} / 250)$ (6.56)

3) Dans le cas de bielles permettant une transmission directe des charges, comme dans les corbeaux ou poutres-cloisons de faible longueur, des méthodes de calcul alternatives sont données au chapitre 1 (§3.6.2.2 et §3.6.2.3).

4.7.2.2 Tirants

1) La résistance de calcul des tirants transversaux et celle des armatures comme indiqué en au chapitre 1 (§2.2).

2) Les armatures sont convenablement ancrées dans les nœuds.

3) Les armatures requises pour équilibrer les forces au nœud de concentration d'efforts peuvent être réparties sur une certaine longueur (Fig. 3.22). Lorsque les armatures dans la zone du nœud s'étendent sur une longueur importante d'un élément, il convient de répartir les armatures sur la zone où les isostatiques de compression sont courbes (tirants et bielles). L'effort de traction T peut être obtenu au moyen des équations (6.58) et (6.59) selon le degré de discontinuité.

4.7.2.3 Nœuds

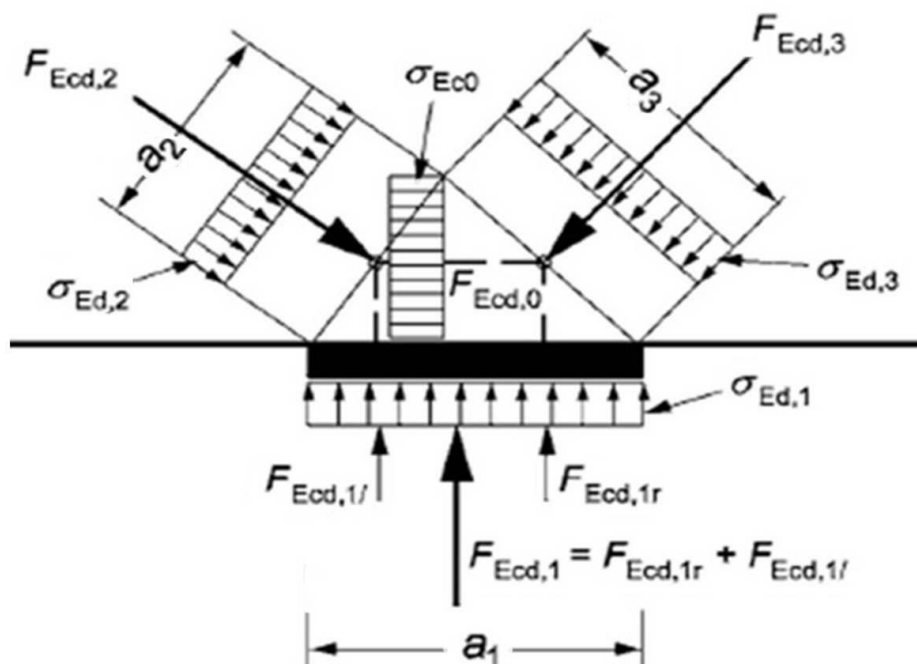
1) Les règles pour les nœuds s'appliquent également aux régions dans lesquelles des forces concentrées, sont transmises à un élément mais qui ne sont pas dimensionnées à l'aide de la méthode des bielles.

2) Les efforts agissant dans les nœuds doivent s'équilibrer. On doit notamment tenir compte des efforts transversaux de traction perpendiculaires au plan du nœud.

3) Le dimensionnement des nœuds de concentration d'effort et les dispositions constructives correspondantes, sont déterminants pour l'établissement de la capacité résistante.

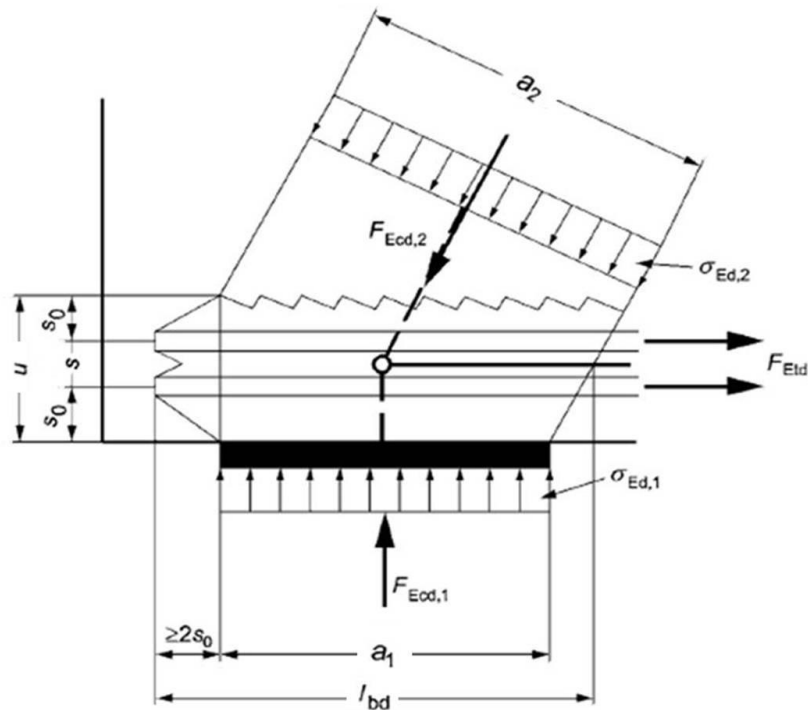
a) Nœud soumis à compression sans tirant

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} \geq \sigma_{Ed,i} \quad (6.60)$$



b) Nœud soumis à compression et à traction avec armatures dans une direction

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd} \geq \sigma_{Ed,i} \quad (6.61)$$



c) Nœud soumis à compression et à traction avec armatures dans deux directions

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' f_{cd} \geq \sigma_{Ed} \quad (6.62)$$

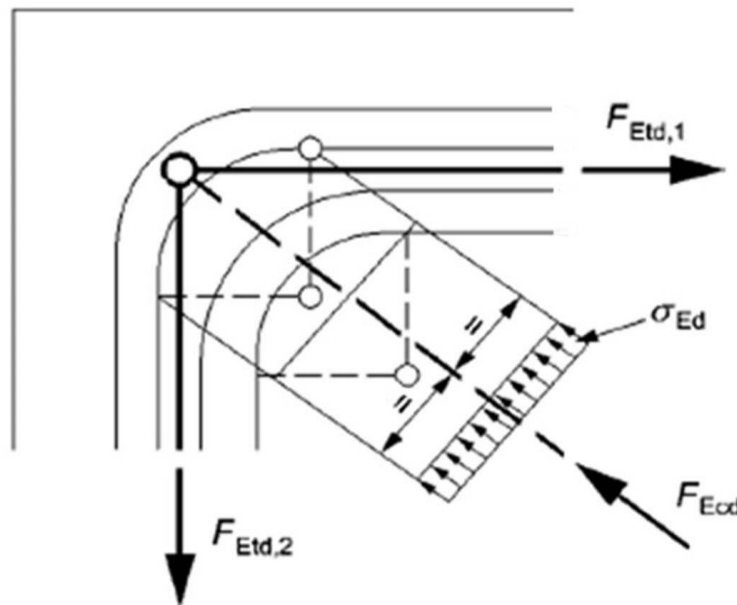


Fig. 3.23 (EC2-1-1, Fig. 6.26 à 6.28) : Divers types de nœuds.

EC2-1-1, Annexe Nationale : $k_1 = 1,00$; $k_2 = 0,85$ et $k_3 = 0,75$.

Les nœuds de concentration d'effort peuvent apparaître par exemple là où sont appliquées des charges ponctuelles, au droit des appuis, dans les zones d'ancrage (avec concentration d'armatures de béton armé ou d'armatures de précontrainte), dans les parties courbes des armatures et enfin dans les jonctions et angles des éléments.

4) Les valeurs de calcul des contraintes de compression à l'intérieur des nœuds peuvent être déterminées de la manière suivante, dans les nœuds soumis à :

- a) compression, lorsque aucun tirant n'est ancré dans le nœud (Fig. 3.23(a)) ;
- b) compression et traction, avec tirants ancrés dans une direction (Fig. 3.23(b)) ;

EC2-1-1, Annexe Nationale :

$k_1 = 1$, ou plus sur justifications spéciales mais limitée à $1/v'$.

$k_2 = 0,85$, ou plus sur justifications spéciales mais limitée à 1.

$k_3 = 0,755$, ou plus sur justifications spéciales mais limitée à 0,9.

(5) Les valeurs de calcul de la contrainte de compression données en §4.7.2.3(4) du chapitre peuvent être majorées, la majoration pouvant atteindre jusqu'à 10%, lorsqu'au moins l'une des conditions ci-après s'applique :

- une compression tri-axiale est assurée ;
- tous les angles entre bielles et tirants sont $\geq 55^\circ$;
- les contraintes au droit des appuis ou des charges ponctuelles sont uniformes, et le nœud est confiné par des armatures transversales ;
- les armatures sont disposées selon plusieurs cours ;
- le nœud est confiné de manière fiable par une disposition particulière d'appui ou par frottement.

6) Les nœuds soumis à une compression tri-axiale peuvent être vérifiés en considérant le comportement du béton confiné avec une limite supérieure $\sigma_{Ed,max} \leq k_4 v' f_{cd}$ si la distribution de la charge est connue pour les trois directions des bielles.

EC2-1-1, Annexe Nationale :

$k_4 = 3,0$, ou plus sur justifications spéciales mais limitée à $3,0 / v'$.

7) L'ancrage des armatures dans les nœuds soumis à compression et à traction commence à l'entrée du nœud (Fig. 3.23b)). Il convient que la longueur d'ancrage couvre toute la longueur du nœud. Dans certains cas, les armatures peuvent également être ancrées au-delà du nœud.

8) Les nœuds, comprimés à la jonction de trois bielles co-planaires, peuvent être vérifiés conformément à la figure 3.23a). Il convient de vérifier les valeurs maximales des contraintes principales moyennes dans le nœud (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) comme indiqué au §4.7.2.3(4) a) du chapitre.

Normalement, on peut admettre :

$$F_{cd,1} / a_1 = F_{cd,2} / a_2 = F_{cd,3} / a_3,$$

$$\text{ce qui entraîne } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

9) Les nœuds correspondant aux parties courbes des armatures peuvent être calculés conformément à la figure 3.23c). Il convient de vérifier les contraintes moyennes dans les bielles comme indiqué en 4.5.2.3(4) et le diamètre du mandrin supérieur à ϕ_{min} (chapitre 1, §2.3,2.1).

4.7.3 . Domaine d'application

4.7.3.1 Semelles sur sols (infinité de bielles)

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

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

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

Le respect de cette double condition permet, pour les sols courants, non rocheux de se dispenser des vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant et de la compression du béton des bielles.

b) *Semelles isolées carrées ou rectangulaires* (Fig. 3.24) : la condition énoncée pour les semelles filantes doit être vérifiée pour chacune des deux directions principales de la semelle.

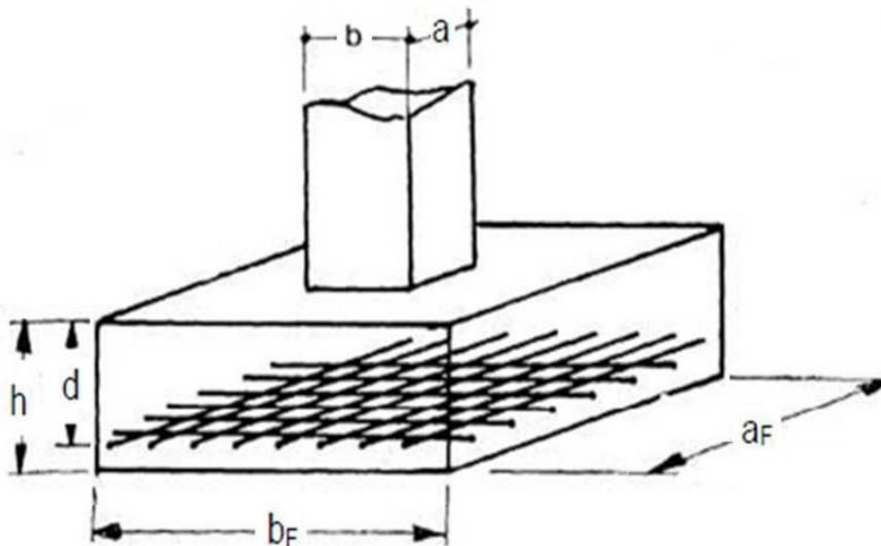


Fig. 3.24

$$\frac{b_F - b}{4} \leq d \leq b_F - b \quad \frac{a_F - a}{4} \leq d \leq a_F - a$$

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

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

4.7.3.2 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 des conditions pour la hauteur utile d .

a) Semelle sur deux pieux (Fig. 3.25)

$$\text{tg} \theta = \frac{d}{\frac{b_F}{2} - \frac{b}{4}}$$

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

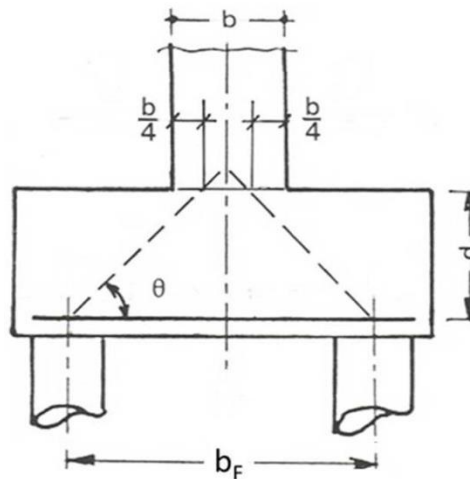


Fig. 3.25

b) Semelle carrée sur quatre pieux (une bielle par pieu, l'axe de chacune d'elles étant contenu dans un plan diagonal) chargée par un poteau de section également carrée (Fig. 3.26).

$$\text{tg} \theta = \frac{d}{\sqrt{2} \left(\frac{b_F}{2} - \frac{b}{4} \right)}$$

$$0,7 \left(b_F - \frac{b}{2} \right) \leq d \leq \left(b_F - \frac{b}{2} \right)$$

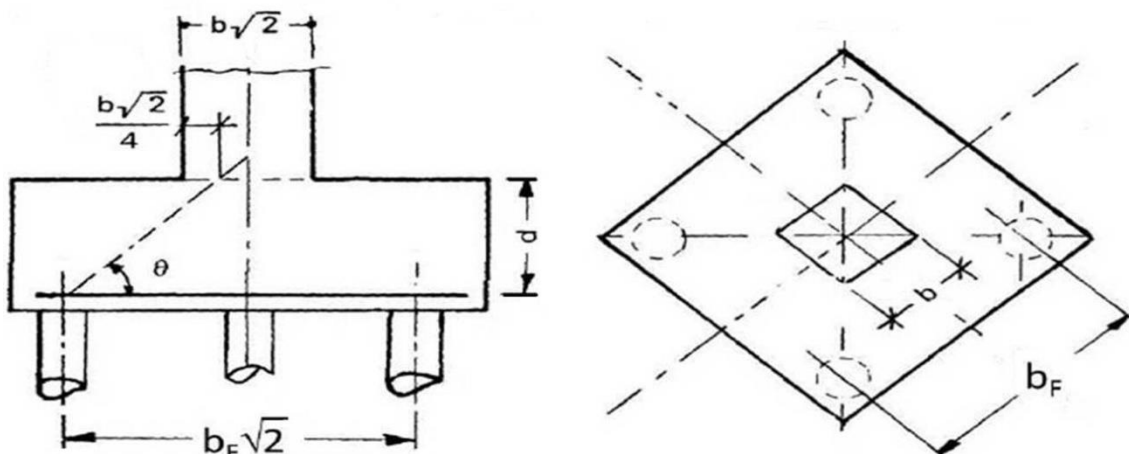


Fig. 3.26

5 . Guide d'application de l'Eurocode 2

Ce Guide¹⁵ comprend :

- d'une part, pour l'essentiel les interprétations et/ou explications considérées comme résultant des Principes et Règles d'applications figurant dans l'Eurocode 2 ;
- et d'autre part, les interprétations et/ou explications considérées comme des règles d'application possibles des Principes des Eurocodes 2. Les textes correspondants sont présentés avec une écriture en italique.

5.1 . SEMELLES SUPERFICIELLES SUR SOL

5.1.1 . Justification des coffrages et des armatures

5.1.1.1 Etat limite ultime de résistance

La reconnaissance du sol est effectuée selon la norme NF P 94-261.

Dans les cas courants, l'Annexe G de cette norme permet de transformer la connaissance du sol en réaction sous la fondation σ_{Rd} (ou désignée q dans le DTU) à utiliser dans les vérifications de portance à l'ELU.

Les effets d'actions provenant de la superstructure s'expriment par une résultante générale des forces prise au niveau de contact avec le sol et on en déduit σ_{Vd} la valeur représentative de la composante normale des contraintes associées.

La justification de l'ELU vis-à-vis du sol est satisfaite si : $\sigma_{Vd} \leq \sigma_{Rd}$.

Dans le cas des combinaisons d'actions où le vent est l'action variable dominante, la justification devient $\sigma_{Vd} \leq 1,33\sigma_{Rd}$.

¹⁵ **Erreur ! Source du renvoi introuvable. : Erreur ! Source du renvoi introuvable..** Fascicule de documentation publié par l'AFNOR.2014.

a) ELU de stabilité de forme

Lorsque la structure qui surmonte les fondations a été justifiée par cet état limite, les sollicitations à prendre en compte pour la justification des fondations à l'ELU doivent prendre en compte les excentricités additionnelles provenant des effets du 2nd ordre.

b) État limite d'équilibre statique EQU

Il n'y a pas de justification spéciale de l'EQU sauf en ce qui concerne les deux points suivants :

- condition de non-glissement de la fondation sur le sol, à partir d'un coefficient de frottement limité par la valeur résultant de l'angle de frottement interne du sol ;
- condition de stabilité d'ensemble dans le cas de dénivellations ou de pentes importantes prenant en compte la structure et le terrain avoisinant. On peut ainsi, par exemple, utiliser une méthode de cercles de glissement.

c) État limite de service vis-à-vis de la fissuration

Les DPM, donnent la classe d'exposition XA compte tenu de l'agressivité du sol et de l'eau selon la norme NF EN 206-1/CN⁶. La prise en compte de tel environnement, conduit à une limitation de l'ouverture calculée des fissures à 0,3 mm en classe d'exposition XA1 ; 0,2 mm en XA2 et 0,1 mm en XA3.

Lorsque la géométrie ou les sollicitations ne permettent pas de déterminer la valeur des paramètres permettant le calcul selon le §3.7.4 du chapitre 1, il convient de majorer les sections d'armatures calculées par ailleurs à l'ELU de 10 % en classe d'exposition XA1, de 30 % en XA2 et 50 % en XA3.

d) État limite de service vis-à-vis des déformations

Il n'y a pas à justifier de l'état limite de service vis-à-vis des déformations, en particulier du fait de la définition de σ_{Rd} , sauf dans les cas suivants :

- le premier cas concerne les structures hyperstatiques calculées en prenant en compte des hypothèses quant au tassement et rotation des fondations. Il y a alors lieu de s'assurer de la bonne concordance entre les déplacements et rotations des fondations qui découlent des sollicitations trouvées avec les hypothèses de départ ;
- le deuxième cas concerne les fondations lorsque l'on s'écarte des limites de tassements différentiels données en §3.3.4.2 du chapitre ;
- le troisième cas sur prescription des DPM.

5.1.2 . Règles de calcul

Les semelles de fondations superficielles peuvent être étudiées par application soit des règles de la **méthode par flexion** indiquées au §4.2.2 du chapitre, soit celles des poutres, soit celles du **modèle bielles-tirants** indiquées au §4.7 du chapitre.

Le calcul des semelles comme des poutres et des dalles, doit suivre les règles de la flexion, du cisaillement, de poinçonnement, des dispositions constructives et du pourcentage minimum de l'EC2-1-1.

Dans le cas des semelles filantes, la valeur de la contrainte de cisaillement v_{min} à utiliser pour la vérification au cisaillement est celle de l'EC2-1-1 (Cf. chapitre 1, §3.6,2.2) dans le cas avec redistribution transversale, dès lors qu'elle est sous un mur en béton dont la longueur est supérieure à 10 fois l'épaisseur de la semelle.

Les semelles filantes ou isolées, calculées avec le modèle bielles-tirants de l'EC2-1-1 (Cf. §4.7 du chapitre), n'ont pas à respecter sa condition de non-fragilité, de cisaillement (semelles filantes) ou de poinçonnement (semelles isolées). Mais les contraintes de compression des bielles sont à vérifier, par l'étude des nœuds donnée au §4.7.2.3 du chapitre (Fig. 3.25a).

NOTE - Les semelles peuvent également, dans le cas de poteaux en béton, être étudiées par la «**méthode des bielles**» basée sur les mêmes notions que celles des modèles bielles-tirants de l'EC2-1-1. Toutefois, cette méthode comporte des hypothèses complémentaires et les limites d'emploi parfois différentes, car résultant de plusieurs essais à rupture, essais effectués à l'initiative du Bureau Securitas¹⁶.

a) Cas de semelles filantes sous voiles (Fig. 3.27)

- On suppose que la charge N_{Ed} se répartit uniformément sous la semelle sous forme de contrainte normale, soit $\sigma = N_{Ed} / b_F$.
- On admet que cette répartition se fait par des bielles de béton rayonnantes. L'effort de compression dans ces bielles se décompose en réaction verticale dans le sol et en force de traction dans des armatures inférieures constituant le sous-tendeur.
- On trouve que la force de traction dans le sous-tendeur, soit $N(x)$, varie paraboliquement de 0 pour $x = b_F/2$ à $N = N_{Ed}(b_F - b)/8d$ pour $x = 0$.

L'application de la méthode implique la condition : $0,5b_o \leq d \leq 2b_o$. La condition $d \geq 0,5b_o$ permet de considérer qu'il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications concernant l'effort tranchant ou le poinçonnement et la compression des bielles. Il n'y a donc pas lieu, en particulier de prévoir des étriers ou des barres relevées.

L'épaisseur de la semelle est au moins égale à 6 cm plus 6 fois le diamètre des barres du sous-tendeur.

L'arrêt des barres du sous-tendeur peut se faire à partir de la courbe $N(x)$ de mise en traction. A défaut, les barres du sous-tendeur doivent se terminer par des crochets d'ancrage (Cf. §2.3.3 du chapitre 1).

Ceci conduit aux règles forfaitaires suivantes, l_{bd} étant la longueur d'ancrage de barres du sous-tendeur :

- si $l_{bd} > b_F/4$, il est nécessaire de prévoir des crochets d'ancrage pour la totalité des barres ;
- si $b_F/8 < l_{bd} \leq b_F/4$, on peut prévoir que toutes les barres sont droites, sans crochet d'ancrage ;
- si $l_{bd} \leq b_F/8$, on peut prévoir que la moitié des barres est sans crochet d'ancrage et couvre toute la largeur de la semelle (soit b_F) et que l'autre moitié des barres est sans crochet d'ancrage et couvre une longueur de $0,75b_F$ axée.

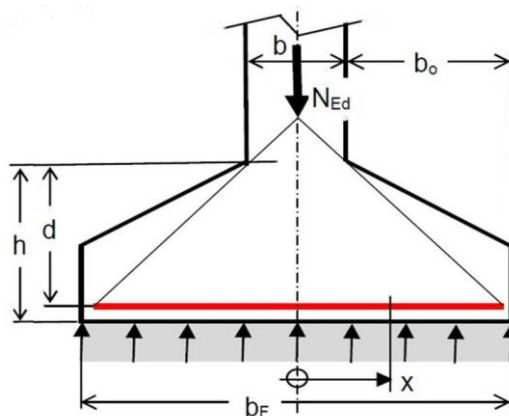


Fig. 3.27

¹⁶ P. Lebellet : Annales de l'ITBTP. Fascicule de décembre 1934.

b) Cas de semelle sous poteaux

La même méthode peut se démontrer pour une semelle rectangulaire, de dimension $a_F \times b_F$, sous un poteau rectangulaire, de dimension $a \times b$, pour autant que les deux rectangles soient homothétiques. Par une extension légitimée par l'expérience, il est admis qu'elle s'applique même lorsque la condition d'homothétie n'est pas strictement respectée.

On procède alors dans chaque direction comme indiqué pour une direction dans le cas de semelle sous voile. Il faut, en particulier, noter que la valeur de d est à estimer pour le lit d'armatures concerné du sous-tendeur.

Pour l'arrêt des barres du sous-tendeur, si la condition d'homothétie n'est pas respectée, il faut remplacer b_F par $0,8b_F$ dans les formules données pour les semelles filantes sous voiles.

Le calcul des semelles filantes ou isolées selon les règles de la méthode des bielles du Guide de documentation présentée au §5.1.2 du chapitre, vérifiant la condition de hauteur ($d > b_0/2$), n'ont pas à respecter les conditions de non-fragilité, de cisaillement pour les semelles filantes ou de poinçonnement pour les semelles isolées et de compression des bielles. Il peut arriver, dans le cas de fortes contraintes au contact du sol, que le risque de poinçonnement soit à examiner.

5.2 . SEMELLES SUR PIEUX

Ce sont des ouvrages servant de liaison ou de transition entre les fondations profondes et les ouvrages de Gros Œuvre qui les surmontent.

5.2.1 . Cas d'un pieu isolé

Un tel cas relève du §4.4 ou §4.5 du chapitre, selon que l'on considère que cette semelle doit être en béton armé ou ne pouvant pas l'être.

5.2.2 . Cas de 2, 3 et 4 pieux

Dans l'EC2-1-1 et son Annexe Nationale, l'étude de ces semelles peut être faite par application :

- des clauses relatives aux poutres (Cf. §3.6 et §3.7 du chapitre 1) ;
- ou plus habituellement du modèle bielles-tirants (Cf. §4.7 du chapitre) ou encore par la méthode des bielles dérivée, décrite dans le Guide de documentation de l'Eurocode 2 et présentée ci-dessous.

Les nœuds présentés sur les figures 3.25 du §4.7.2.3 du chapitre, supposent que les facettes sur lesquelles agissent les forces concourantes en ce nœud, sont perpendiculaires à ces dites forces. Il est également possible d'envisager d'autres configurations des nœuds ou facettes et d'en vérifier l'équilibre.

La figure 3.25a) n'est qu'un cas particulier (nœud dont les contraintes principales sont égales, par exemple en équilibre hydrostatique).

Sous réserve d'appliquer les conditions d'élançement des poutres : portée $\geq 3h$ (h étant sa hauteur), on peut calculer les semelles sur pieux par la méthode de flexion en tenant compte de toutes les conditions afférentes aux poutres.

Dans la grande majorité des cas de semelles dimensionnées par le modèle bielles-tirants de l'EC2-1-1 (Cf. 4.7 du chapitre), la majoration de 10 % pour béton confinement du béton peut être retenue pour le nœud supérieur correspondant à la figure 3.25a).

5.2.2.1 Cas de semelle sur 2 pieux

L'inclinaison θ sur l'horizontale des deux bielles, doit être comprise entre $[45^\circ ; 55^\circ]$. Elle est calculée en admettant un point de départ des bielles en tête à $b/4$.

La force de traction des armatures inférieures est donnée par la décomposition de la force N_{Ed} entre ses deux bielles, elles même redressées par les armatures formant tirant. Elle est donc donnée dans le cas général par la formule suivante, qui comprend un coefficient majorateur de 1,15 résultant des essais :

$$1,15 N_{Ed} \frac{l_t \left(1 - \frac{b_0}{2l_t}\right)}{4d}$$

La largeur (épaisseur) b_0 de la semelle doit être supérieure ou égale au diamètre du pieu plus deux fois la tolérance d'implantation.

La contrainte conventionnelle de cisaillement sous charges à l'ELU, doit vérifier la condition :

$$\frac{N_{Ed}}{1,75b_0d} \leq 1,75f_{ctm}$$

Dans le cas contraire, on peut compléter les armatures par des barres relevées calculées en conséquence.

La contrainte de compression des bielles sous charges à l'ELU, doit vérifier la condition :

$$\text{Max} \left[\frac{N_{Ed}}{B \sin^2 \theta}; \frac{N_{Ed}}{2B_1 \sin^2 \theta} \right] \leq 0,9f_{ck}$$

Il y a lieu de prévoir :

- des armatures supérieures dont la section est comprise entre 1/5 et 1/8 de la section des armatures inférieures ;
- des cadres dont la section correspondant à des HA 10 tous les 12 cm pour des pieux de charges à l'ELU inférieures ou égales à 1,10 MN par pieu. Cette section étant ensuite majorée au prorata de la charge des pieux en cas de charge supérieure.

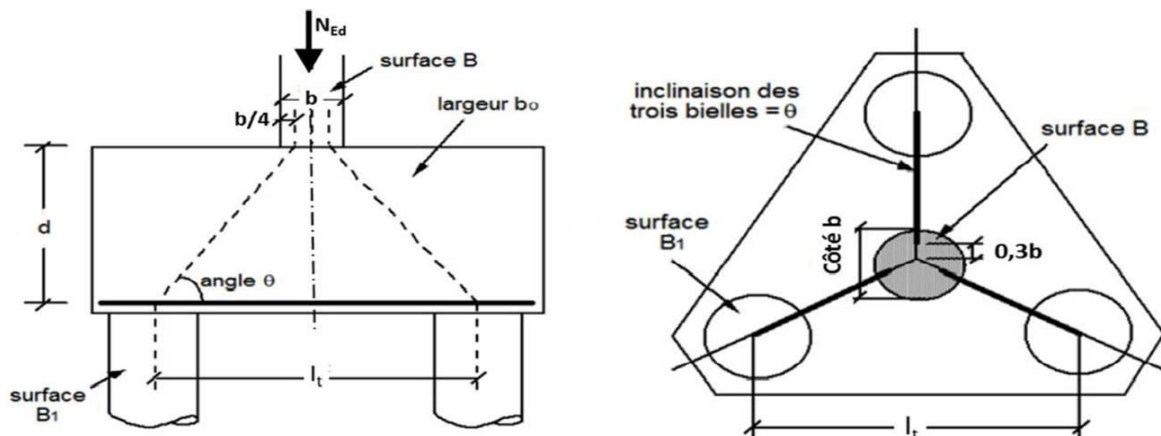


Fig. 3.28

5.2.2.2 Cas de semelle sur 3 pieux

L'inclinaison θ sur l'horizontale des 3 bielles, doit être comprise entre $[45^\circ ; 55^\circ]$. L'inclinaison est calculée en admettant un point de départ des bielles en tête à $0,3b$.

La force de traction des armatures inférieures est donnée par la décomposition de la force N_{Ed} entre ses trois bielles, elles même redressées par les armatures formant tirant.

Elle est donc donnée dans le cas général (inclinaison comprise entre 45° et 55°) par les formules suivantes :

$$\text{Force dans les armatures suivant les médianes : } N_{Ed} \frac{(l_t \sqrt{3} - 0,9b_0)}{9d} \cong N_{Ed} \frac{l_t \sqrt{3} \left(1 - \frac{b_0}{2l_t}\right)}{9d}$$

$$\text{Force dans les armatures suivant les côtés : } N_{Ed} \frac{l_t \sqrt{3} \left(1 - \frac{b_0}{2l_t}\right)}{9d}$$

Au moins 67 % des charges doivent être reprises par les côtés, le reste étant repris par les médianes. Cela signifie qu'on fait le calcul :

- pour les côtés : $k.N_{Ed}$
- pour les médianes : $(1 - k).N_{Ed}$

Avec $0,67 \leq k \leq 1$.

Les dimensions en plan doivent être telles qu'elles enveloppent le diamètre des pieux plus deux fois la tolérance d'implantation.

La contrainte de compression des bielles sous charges à l'ELU, doit vérifier la condition :

$$\text{Max} \left[\frac{N_{Ed}}{B \sin^2 \theta}; \frac{N_{Ed}}{3B_1 \sin^2 \theta} \right] \leq 1,15 f_{ck}$$

Le respect des conditions ci-avant, dispense de vérification au cisaillement.

L'attention est attirée sur la nécessité d'ancrer convenablement les barres principales des semelles sur pieux.

5.2.2.3 Cas de la semelle sur 4 pieux

L'inclinaison θ sur l'horizontale des 4 bielles, doit être comprise entre $[45^\circ ; 55^\circ]$. L'inclinaison est calculée en admettant un point de départ des bielles en tête à $0,35b$.

La force de traction des armatures inférieures est donnée par la décomposition de la force N_{Ed} entre ses 4 bielles, elles même redressées par les armatures formant tirant.

Elle est donc donnée dans le cas général (inclinaison comprise entre 45° et 55°) par les formules suivantes :

$$\text{Force dans les armatures suivant les médianes : } N_{Ed} \frac{l_t \sqrt{2} \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)}{8d}$$

$$\text{Force dans les armatures suivant les côtés : } N_{Ed} \frac{l_t \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)}{8d}$$

Entre 40 % et 60 % des charges sont reprises par les côtés et le reste par les diagonales.

Les dimensions en plan doivent être telles qu'elles enveloppent le diamètre des pieux plus deux fois la tolérance d'implantation.

5.2.2.4 Cas de la semelle sur plus 4 pieux

On peut se reporter à l'article de la référence 16.

6 . SEMELLES SUR SOL

6.1 . SEMELLES ISOLEES ET FILANTES SUPERFICIELLES NON ARMEES OU FAIBLEMENT ARMEES

Les règles afférentes de dimensionnement sont indiquées au §4.5 du chapitre. Même si certains interprètent la section 12 de l'EC2-1-1, comme une possibilité de ne placer aucune armature, il est cependant avisé pour une meilleure assurance de pérennité de la fondation de disposer à la partie inférieure un treillis soudé.

En cas d'emploi des treillis soudés ADETS, le diamètre des fils du treillis et leur espacement notamment ceux parallèles au mur peuvent être définis à partir d'une analyse des tableaux 1.36 à 1.38 du chapitre 1.

Exemple - Données :

Charge de calcul à la base du mur aux ELU : $N_{Ed} = 0,20$ MN/m.

Largeur du mur : $b = 0,20$ m.

Valeur de calcul de la pression du sol : $\sigma_{Rd} = 0,35$ MPa.

Le choix de la classe de résistance du béton d'au moins C30 ($f_{ck} = 30$ MPa), cela permet d'assurer a priori la durabilité de la fondation vis-à-vis d'éventuelles agressivités du sol de niveau moyen.

D'où $f_{ctk,0,05} = 2,0$ MPa (Cf. chapitre 1, Tab.1.7).

$$f_{ctd,pl} = 0,8 \frac{2,0}{1,5} = 1,07 \text{ MPa} \quad (12.1)$$

$$b_F = \frac{V_{Ed}}{\sigma_{gd}} = \frac{0,20}{0,35} = 0,57 \text{ arrondi à } 0,60 \text{ m et } b_o = \frac{b_F - b}{2} = 0,20 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{b_o}{0,85} \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} = \frac{0,2}{0,85} \sqrt{\frac{3 \times 0,35}{1,07}} = 0,233 \text{ arrondi à } 0,25 \text{ m} \quad (12.13)$$

Afin de contrôler toute fissuration éventuelle et de protéger la durabilité des armatures, outre un enrobage approprié pour ces dernières, il convient également de prévoir une solution peut être obtenue avec du treillis ADETS ST 40C ($D = d = 7$ mm et $E = e = 100$ mm). Avec l'espacement des fils de 100 mm et une section disponible (5 fils longitudinaux sur la largeur de 0,60 m), s'élevant à :

$$A_s = 5 \times 38,5 = 192 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 b_F d = 176 \text{ mm}^2 \quad (\text{Chapitre 1, §3.8.2})$$

donc supérieure au pourcentage minimal. Les exigences de durabilité requises sont vérifiées.

6.2 . SEMELLES CONTINUES SOUS MURS SOUMIS À UNE CHARGE UNIFORME ET CENTRÉE ARMEES

Ce cas peut être résolu soit par un modèle bielles-tirants ou la méthode de flexion dérivée de la méthode de vérification d'ancrage des armatures de l'EC2-1-1 (Fig. 3.18). Dans cette méthode il est supposé que, sous la combinaison d'actions la plus défavorable aux ELU, la réaction du sol :

- est uniforme et au plus égale à la valeur de résistance de calcul σ_{Rd} , donc une semelle rigide ;
- et s'exerce sur toute la surface inférieure de la semelle.

6.2.1 . Choix des dimensions

– **Hauteur** : Afin d'éviter le risque de poinçonner la semelle et pouvoir admettre une distribution uniforme de la réaction du sol, il est usuel de choisir la hauteur utile d de l'armature perpendiculaire au mur (Fig. 3.28) vérifiant à la double condition :

$$\frac{b_F - b}{4} = b_o \leq d \leq b_F - b$$

La hauteur totale de la semelle est aussi déterminée de manière à respecter l'enrobage minimal des armatures c (Cf. chapitre 1, §2.3,1). A défaut d'autres précisions, on adopte $c \geq 40$ mm. Pour un terrain de fondation rocheux, il y a lieu de vérifier systématiquement la condition de non-cisaillement explicitée ci-après.

$$b_F \geq \frac{N_{Ed} + 1,35G_0}{\sigma_{gd}}$$

N_{Ed} est la charge ultime à la base du mur par unité de longueur de semelle ;
 G_0 , le poids propre de la semelle et des terres qui la surmontent.

En cas de sol de forte résistance (sol rocheux), il convient de vérifier la condition de non-cisaillement :

$$h \geq \frac{N_{Ed}}{0,15f_{ck}} \left(1 - \frac{b + 2h}{b_F} \right) \gamma_C$$

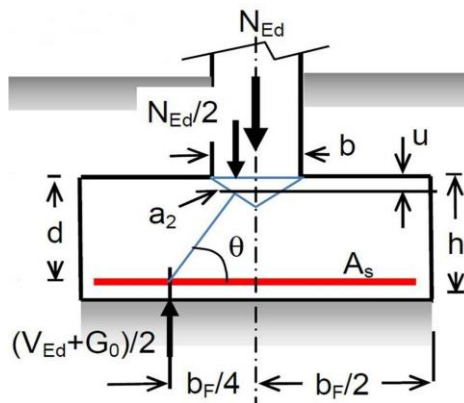


Fig. 3.29

6.2.2 . Armature sous-tendeur (perpendiculaire au mur)

6.2.2.1 Modèle bielles-tirants

L'application de cette méthode requiert la définition d'un modèle, celui défini pour le cas d'ouvrage considéré est montré à la figure 3.29.

La valeur de l'angle θ d'inclinaison entre l'axe de la bielle avec celui du tirant, est obtenue avec l'équation suivante issue de la condition de perpendicularité de la bielle à la face inclinée du nœud, à la jonction mur-semelle :

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{4(d - u)}{b_F - b} = \frac{b/2}{2u}$$

ce qui fournit une équation du 2^e degré pour la détermination du paramètre u (demi-hauteur de la membrure comprimée) :

$$16u^2 - 16du + b(b_F - b) = 0 \quad \text{formule (3.1)}$$

Il est également possible de choisir a priori une valeur de l'angle θ (de l'ordre de 50°). L'axe de la bielle ne sera plus normal à la facette inclinée, il convient alors pour vérifier la résistance du nœud d'utiliser une loi de comportement bi axial, plus complexe que le critère de compression simple.

L'effort de traction dans l'armature inférieure perpendiculaire au mur (principale) est :

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed} + 1,35G_0}{2\operatorname{tg}\theta}, \text{ et la section du tirant en acier vaut : } A_s \geq \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}.$$

f_{yd} est la traction ultime de calcul de l'acier des armatures.

Si l'on veut vérifier la compression sur les facettes du nœud situé juste en dessous du mur :

$$\text{Aire de la facette inclinée : } a_2 = \frac{b}{2\sin\theta} \text{ et } \sigma_{Ed,2} = \frac{N_{Ed}}{2\sin\theta a_2} = \frac{N_{Ed}}{b}$$

La compression sur la surface d'appui du mur :

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{N_{Ed}}{b}$$

Le nœud est soumis à un champ de compression hydrostatique plan.

6.2.2.2 Méthode de flexion

La valeur de la force maximale dans l'armature inférieure peut être calculée comme suit (Fig. 3.20) :

$$\text{Le moment maximal : } M_{\max} = \frac{N_{Ed}}{2b_F} \left(\frac{b_F - 0,7b}{2} \right)^2$$

$$\text{La force de traction maximale : } F_{s,\max} = \frac{N_{Ed}}{8b_F z_i} (b_F - 0,7b)^2 \quad \text{formule (3.2)}$$

$$\text{L'aire de l'armature : } A_s = \frac{N_{Ed}}{8b_F z_i f_{yd}} (b_F - 0,7b)^2$$

L'arrêt ou l'ancrage des fils est déterminé par la démarche expliquée au §4.2.2 du chapitre.

6.2.3 . Armature parallèle au voile

Si le sol est homogène, la section par mètre est égale à $A_s/5$. Le diamètre des fils et leur espacement peuvent être déterminés par une démarche semblable à l'exemple précédent.

Si le sol est hétérogène ou s'il existe des ouvertures à la base du mur, la semelle est à calculer comme une poutre encastree franchissant la zone de mauvais terrain ou s'appuyant sur les deux parties du mur encadrant l'ouverture, et chargée par les réactions du sol à l'aplomb de celle-ci.

6.2.4 . Exemple de calcul

Semelle sur sol homogène fondée à - 1 m, supportant un voile de largeur $b = 0,20$ m (Fig. 3.30).

Exemple - Données

Charge ultime à la base du voile : $N_{Ed} = 0,22$ MN/m

Valeur de calcul de la pression du sol : $\sigma_{Rd} = 0,175$ MPa.

Béton : $f_{ck} = 25$ MPa, d'où $f_{ctk,0,05} = 1,8$ MPa (chapitre 1, Tab. 1.7)

Poids volumique des terres : 18 kN/m³

Sol non particulièrement agressif.

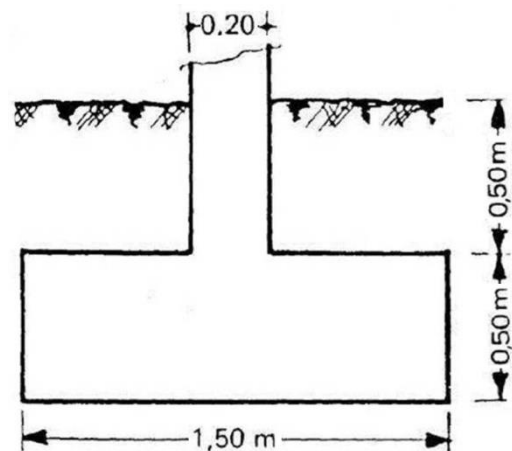


Fig. 3.30

6.2.4.1 Coffrage

$$\text{Largeur estimée : } b_F = \frac{N_{Ed}}{\sigma_{Rd}} = \frac{0,22}{0,175} = 1,25, \text{ soit } 1,5 \text{ m}$$

Les conditions sur la hauteur utile d :

$$\frac{b_F - b}{4} \leq d \leq b_F - b \text{ deviennent : } 0,33 \leq d \leq 1,30 \text{ m, soit une hauteur } h \text{ de l'ordre : } 0,5 \text{ m.}$$

6.2.4.2 Effets d'actions

G_o = poids propre de la semelle et poids propre des terres situées au-dessus de la semelle.
 $= 0,025 \times 1,5 \times 0,5 + 0,018 \times 1,3 \times 0,5 = 0,0305 \text{ MN/m}$

$$N_{Ed} + 1,35G_o = 0,261 \text{ MN/m}$$

$$\frac{N_{Ed} + 1,35G_o}{b_F} = \frac{0,261}{1,5} = 0,174 \text{ MPa} < \sigma_{Rd}$$

6.2.4.3 Modèle bielles-tirants

La valeur de l'angle θ d'inclinaison entre l'axe de la bielle avec celui du tirant :

$$16u^2 - 16ud + b(b_F - b) = 0 \quad \text{formule (3.1) (Cf. § 5.2.2(1) du chapitre)}$$

La solution dans ce cas est $u = 0,039 \text{ m}$;

$$\text{tg}\theta = \frac{b/2}{2u} = 1,30$$

Soit un angle $\theta = 52^\circ 22'$. L'effort de traction dans l'armature principale, inférieure et perpendiculaire au mur, est :

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed} + 1,35G_o}{2\text{tg}\theta} = \frac{0,261}{2 \times 1,30} = 0,101 \text{ MN}$$

$$\text{La section de l'armature (sous-tendeur) : } A_s \geq \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{F_{Ed}}{f_{yk}} \gamma_s = \frac{0,101}{500} 1,15 = 231 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Compte tenu du choix du rapport d/b_o , il n'est pas nécessaire de vérifier le taux de compression des facettes du nœud. Cette vérification est effectuée ici à titre d'illustration pour le nœud situé juste en dessous du voile, la valeur de la compression hydrostatique s'élève à :

$$\sigma_{Ed,2} = \sigma_{Ed,1} = \frac{N_{Ed}}{b} = \frac{0,22}{0,2} = 1,1 \text{ MPa}$$

C'est bien inférieur à la limite :

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} = (1 - f_{ck} / 250) f_{ck} / \gamma_c = 0,9 \times 25 / 1,5 = 15 \text{ MPa.}$$

6.2.4.4 Méthode de flexion

La force de traction maxi. : $F_{s,max} = \frac{N_{Ed}}{8b_F z_i} (b_F - 0,7b)^2$ formule (3.2) (Cf. §5.2.2.2 du chapitre)

$$F_{s,max} = \frac{0,261}{8 \times 1,5 \times 0,9 \times 0,46} (1,5 - 0,7 \times 0,2)^2 = 0,097 \text{ MN/m, avec } z_i = 0,9d$$

L'aire de l'armature (sous-tendeur) : $A_s = \frac{N_{Ed}}{8b_F z_i f_{yd}} (b_F - 0,7b)^2 = 223 \text{ mm}^2$.

6.2.4.5 Ferrailage

Une nappe de treillis ST 25 avec les fils chaînes formant l'armature principale, la section S est égal $257 \text{ mm}^2/\text{m} > 231 \text{ mm}^2/\text{m}$. dans l'autre sens, les fils trames parallèles au mur ont une section $s = 129 \text{ mm}^2/\text{m}$, c'est bien supérieur à $0,2A_s$.

Il paraît plus judicieux de retenir plutôt en pratique, du point de découpage des panneaux standards et de recouvrement des panneaux unitaires, la disposition suivante du ferrailage (Fig. 3.31).

Les sections ainsi disposées sont dans l'orientation :

- principale : $A_s = 2S = 284 > 231 \text{ mm}^2/\text{m}$;
- secondaire : $A_s = s = 142 > 231/5 = 46 \text{ mm}^2/\text{m}$

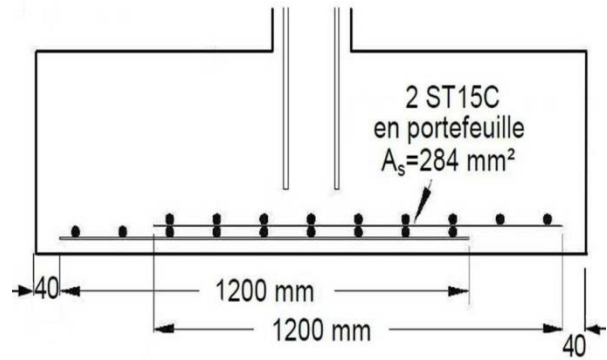


Fig. 3.31

6.2.4.6 Arrêt ou ancrage droit de l'armature sous-tendeur (Cf. §4.2.2 du chapitre)

Admettons que l'effort de traction F_s trouvé à l'abscisse x à partir du bord de la semelle est égal à $A_s f_{yd}$ (avec $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$).

La longueur d'ancrage dans le béton de calcul est $l_{bd} = 130 \text{ mm}$ pour le fil $\phi 6$ (Cf. fiche ADETS). La résultante de réaction du sol sur la longueur :

$x = l_{bd} + c = 170 \text{ mm}$, est :

$$R = \frac{N_{Ed} + 1,35G_0}{b_F} x$$

La force de traction induite dans l'armature principale est :

$$F_s = R \frac{z_e}{z_i} = x \frac{(N_{Ed} + 1,35G_0) z_e}{b_F z_i} \quad (9.13)$$

avec le bras de levier $z_e = \frac{b_F}{2} - \frac{b}{2} + 0,15b - \frac{x}{2} = 0,5 \times 1,5 - 0,35 \times 0,2 - 0,5 \times 0,17 = 0,60 \text{ m}$

$$F_s = R \frac{z_e}{z_i} = 0,17 \frac{0,261}{1,5} \frac{0,60}{0,9 \times 0,46} = 0,0425 \text{ MN/m} \quad (9.13)$$

La traction à la distance x à partir du bord de la semelle n'est en fait que de :

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} = \frac{0,0425}{142 \cdot 10^{-6}} = 299 \text{ MPa} < f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Cette traction est inférieure avec celle de 435 MPa de l'hypothèse initiale de vérification, l'ancrage des fils peut être rectiligne.

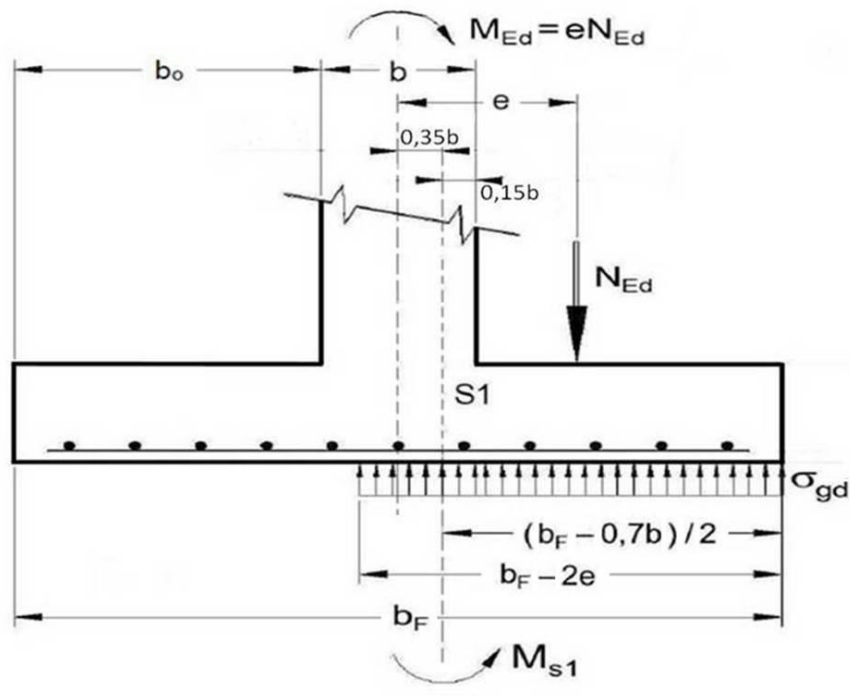


Fig. 3.32

L'application des règles forfaitaires du Guide de documentation de l'Eurocode 2 :

$$b_F / 8 = 1,5 / 8 = 0,187 \text{ m} > l_{bd} = 0,130 \text{ m}$$

Dans ce cas, il est possible de ferrailer en disposant la moitié des barres du sous-tendeur filante sur toute la largeur b_F de la semelle et l'autre moitié ancrée sans crochet s'étendant sur une longueur de $0,75b_F$ symétriquement.

6.3 . SEMELLES CONTINUES SOUS MURS SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION

Sous un tel chargement, la méthode générale est la plus simple et la plus pratique, il est alors admis que, sous la combinaison d'actions la plus défavorable aux ELU, la pression sur le sol :

- est uniforme et au plus égale à la contrainte limite σ_{Rd} ;
- ne s'exerce que 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.

6.3.1 . Choix des dimensions

- Hauteur h : $b_o / 2 \leq h \leq 2b_o$
- Largeur b_F : $b_F \geq 2e + (N_{Ed} + 1,35G_o) / \sigma_{Rd}$

G_o est le poids propre, par unité de longueur, de la semelle et des terres qui la surmontent ;
 N_{Ed} , la résultante des forces verticales par unité de longueur à la base du mur, aux ELU ;
 e , l'excentricité de N_{Ed} , y compris la part additionnelle et les effets du 2nd ordre (Fig. 3.32) ;
 σ_{gd} , la valeur de calcul de la pression du sol dû au chargement ;
 b_o , le débord de la fondation par rapport au poteau.

6.3.2 . Moment fléchissant dans la section S1

L'armature principale de la semelle, inférieure et perpendiculaire au plan du mur, est déterminée par les effets d'actions agissant dans la section S1. Celle-ci est définie conventionnellement comme le plan normal à la surface d'appui situant à une distance égale à $0,35b$ du plan axial du mur, du côté où s'exerce N_{Ed} . b désigne l'épaisseur du mur.

Remarque : On ne considère pas la section au nu du mur, car la valeur du moment croît entre ce nu et le plan axial du mur. Le décalage de $0,15b$ en retrait par rapport au nu du mur, permet de tenir compte de ce fait.

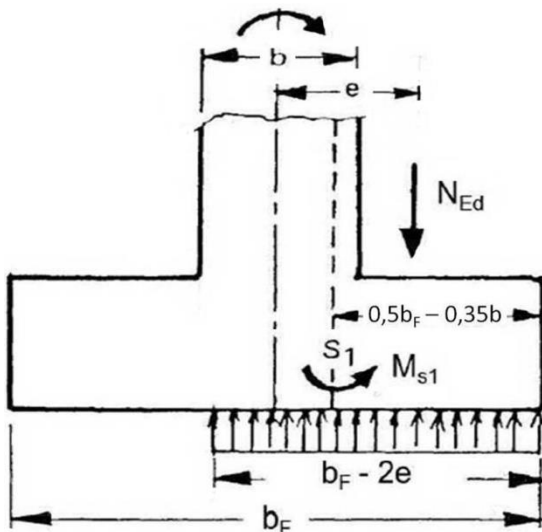


Fig. 3.33

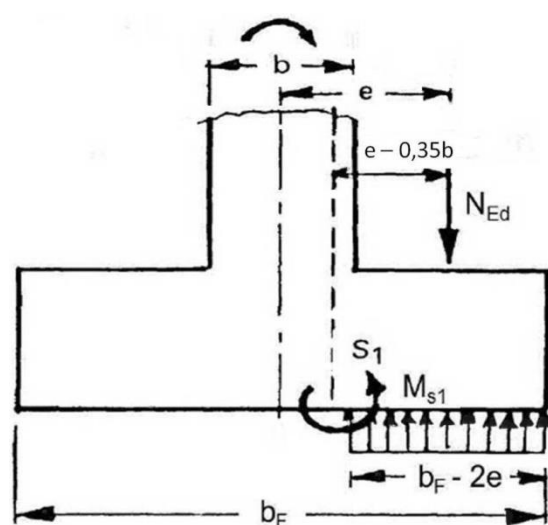


Fig. 3.34

Deux cas peuvent se présenter :

a) Si $e < 0,25 (b_F + 0,7b)$: la section S1 coupe le diagramme des réactions du sol (Fig. 3.33). Dans ce cas :

$$M_{s1} = \frac{N_{Ed}(b_F - 0,7b)^2}{4(b_F - 2e)} \quad (\text{MNm/m ; MN ; m}) \quad \text{formule(3.3)}$$

b) Si $e \geq 0,25 (b_F + 0,7b)$: le diagramme des réactions du sol est tout entier au-delà de la section S1 (Fig. 3.34), alors :

$$M_{s1} = N_{Ed}(e - 0,35b) \quad (\text{MNm/m ; MN/m ; m}) \quad \text{formule(3.4)}$$

La section des treillis soudés est déterminée à l'ELU à partir de la valeur du moment M_{s1} .

6.3.3 . Arrêt des fils du treillis soudé

Les bandes de treillis soudé doivent couvrir la totalité de la largeur de la semelle (une disposition *en portefeuille*, par exemple, comme sur la figure 3.31, n'est plus admise).

a) Si $b_o \leq h$: les fils du treillis soudé doivent être munis de crochets normaux ou d'ancrages courbes équivalents, et s'étendre jusqu'au voisinage immédiat du bord extérieur de la semelle. Dans ce cas, il n'y a pas lieu de vérifier la condition d'adhérence des fils s'il a été prévu au moins quatre fils par mètre de largeur de semelle.

b) si $b_o > h$: dans ce cas, l'ancrage total des fils du treillis soudé doit être assuré au-delà de la section située à la distance h du nu du mur (Fig. 3.35 et 3.36).

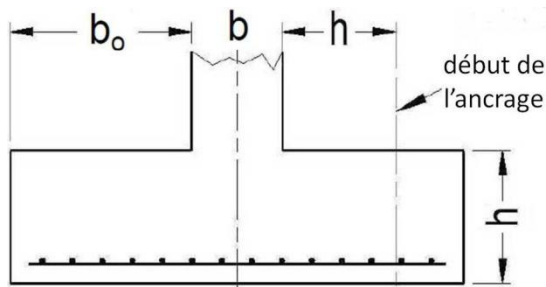


Fig. 3.35

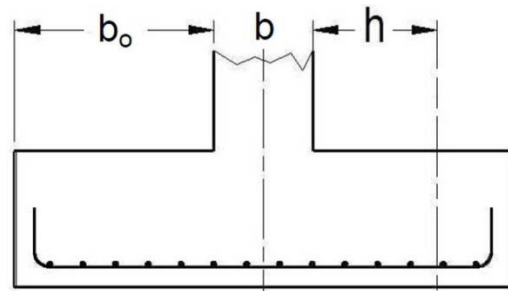


Fig. 3.36

On doit de plus vérifier la condition d'adhérence du chapitre 1 (Cf. §2.3.3.2 du chapitre).

L'effort tranchant $V_{Ed,1}$ dans la section S1 étant égal à :

$$\begin{aligned} e < \frac{b_F + 0,7b}{4} & \quad V_{Ed,1} = \frac{N_{Ed}(b_F - 0,7b)}{2(b_F - 2e)} \\ e \geq \frac{b_F + 0,7b}{4} & \quad V_{Ed,1} = N_{Ed} \end{aligned}$$

6.3.4 . Fils parallèles au mur

La section en mm^2/m des fils longitudinaux (parallèles au mur) doit être au moins égale au $A_s/5$ (mm^2/m) des fils du sous-tendeur (section A_s) dans le sens perpendiculaire. Des vérifications complémentaires peuvent être nécessaires dans le cas d'un sol de mauvaise qualité ou d'ouvertures à la base du mur (§5.2.3 du chapitre).

6.3.5 . Armatures supérieures

Dans le cas où la résultante des actions extérieures est très excentrée, il y a lieu de déterminer les tractions qui s'exercent à la partie supérieure de la semelle sous l'effet de son poids propre et de celui des terres qui la surmontent, puis de les équilibrer par des armatures placées à la partie supérieure, perpendiculairement au mur (calcul en console, Fig. 3.37).

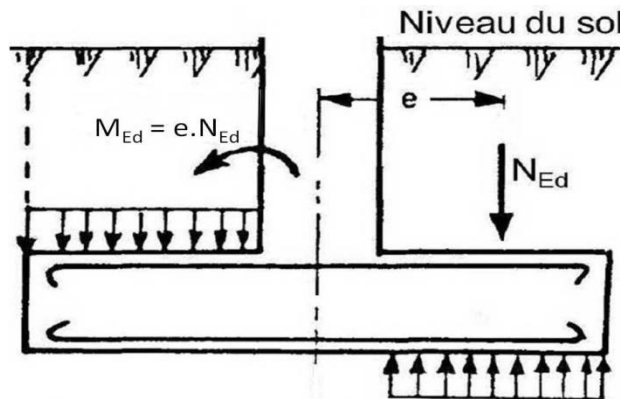


Fig. 3.37

6.3.6 . Effort tranchant

Si besoin l'effort tranchant, par une longueur unitaire de la semelle, est évalué par une valeur de référence V_{u2} . C'est la résultante des composantes normales à la surface d'appui des forces appliquées à la semelle d'un même côté de la section de référence S_2 définie ci-après.

a) Section de référence S_2 .

Cette section perpendiculaire à la surface d'appui de la semelle, est située à une distance $d/2$ du nu du mur. Sa largeur est prise égale à l'unité de longueur de la semelle (Fig. 3.38).

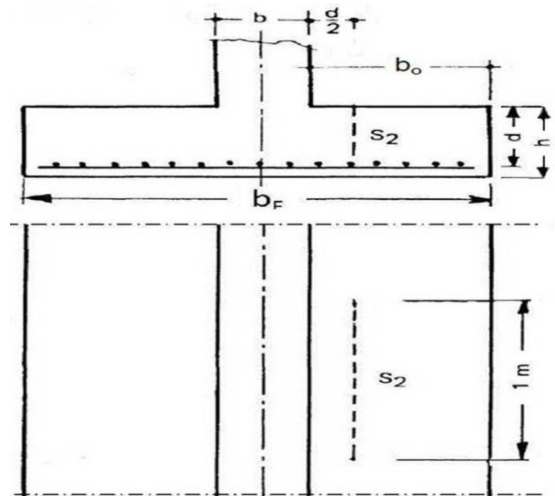


Fig. 3.38

b) Effort tranchant ultime de référence $V_{Ed,2}$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\begin{aligned} e &\geq \frac{(b_F + b + d)}{4} & V_{Ed,2} &= N_{Ed} \\ e &< \frac{(b_F + b + d)}{4} & V_{Ed,2} &= \frac{N_{Ed}(b_F - b - d)}{2(b_F - 2e)} \end{aligned}$$

Une armature d'effort tranchant n'est pas nécessaire si :

$$V_{Ed,2} \leq V_{Rd,c} \quad \text{chapitre 1 (§3.6.2.2)}$$

6.3.7 . Exemple de calcul

Exemple – Données :

Béton : $f_{ck} = 25$ MPa, d'où $f_{ctk,0,05} = 1,8$ MPa (chapitre 1, Tab. 1.7).

Valeur de calcul de la résistance du sol : $\sigma_{Rd} = 0,135$ MPa.

Résultante des forces verticales aux ELU (durée d'application supérieure à 24 h) : $N_{Ed} = 200$ kN/m.

Moment de flexion sollicitant la base du mur aux ELU : $M_{Ed} = 50$ kNm/m.

Largeur du mur : $b = 0,20$ m.

Compte tenu de l'agressivité du sol et de l'eau, les DPM spécifient une classe d'exposition XA1 selon la norme NF EN 206-1/CN.

6.3.7.1 Dimensionnement de la semelle

– Excentricité : $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 50/200 = 0,25$ m.

– Valeur approchée de la largeur de la semelle :

$$b_F \geq 2e + \frac{N_{Ed} + 1,35G_0}{\sigma_{Rd}} = 2 \times 0,25 + \frac{0,2 + 1,35G_0}{0,135} = 2,48 \text{ m}$$

(en estimant a priori $G_0 = 0,05$ MN/m)

Choix final :

- Largeur de la semelle : $b_F = 2,50$ m.
- Débord : $b_o = (b_F - b) / 2 = 1,15$ m.
- Hauteur : $h \geq b_o / 2 = 0,575$ m, soit $h = 0,60$ m.

6.3.7.2 Vérification de la portance du sol

Poids propre de la semelle compte tenu de ses dimensions :

$G_0 = 0,25 \times 0,6 \times 2,5 = 37,5$ kN/m = $0,0375$ MN/m ($< 0,050$ MN/m estimés a priori pour la détermination de la largeur b_F)

Contrainte du sol :

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed} + 1,35G_0}{b_F - 2e} = \frac{0,2 + 1,35 \times 0,0375}{2,5 - 2 \times 0,25} = 0,125 \text{ MPa} < \sigma_{Rd} = 0,135 \text{ MPa}$$

6.3.7.3 Détermination de l'armature inférieure (sous-tendeur)

$$e = 0,25 \text{ m} < \frac{(b_F + 0,7b)}{4} = \frac{(2,5 + 0,7 \times 0,2)}{4} = 0,66 \text{ m}$$

$$M_{s1} = \frac{N_{Ed}(b_F - 0,7b)^2}{8(b_F - 2e)} = \frac{0,2(2,5 - 0,7 \times 0,2)^2}{8(2,5 - 2 \times 0,25)} = 0,0696 \text{ MNm/m} \quad \text{formule (3.3)}$$

$$f_{bu} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$$

$$d = h - c = 0,60 - 0,04 = 0,56 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{s1}}{d^2 f_{bu}} = \frac{0,0696}{0,56^2 \times 16,7} = 0,0133$$

L'abaque de l'annexe A du chapitre 2 fournit une valeur correspondante $k = 23,2$.

$$\text{D'où } A_s = k \frac{M_{s1}}{d} = 23,2 \frac{0,0696}{0,56} = 2,9 \text{ cm}^2$$

Compte tenu que l'environnement chimique du sol est qualifié de la classe XA1, en majorant la section de 10% cela permet de s'abstenir la vérification par le calcul de la largeur w_k des fissures (Cf. §3.7.4 du chapitre 1). En définitive la section de l'armature sous-tendeur est :

$$A_s = 2,9 \times 1,10 = 3,19 \text{ cm}^2/\text{m} = 319 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pour réaliser cette section, on peut prendre le treillis soudé standard ADETS ST 35 :

$$S = 385 \text{ mm}^2/\text{m} (\varnothing 7 ; E = 100 \text{ mm}) > A_s = 319 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s = 128 \text{ mm}^2/\text{m} (\varnothing 7 ; e = 300 \text{ mm})$$

Comme $b_o = (b_F - b)/2 = 1,15 \text{ m} > h (= 0,60 \text{ m})$, l'armature principale doit être totalement ancrée à partir de la section située à $h = 0,60 \text{ m}$ du nu du mur. Or pour des fils trame ($\varnothing 7 \text{ mm}$) des panneaux ST 35, la longueur d'ancrage des fils principaux est : $l_{bd} = 185 \text{ mm}$ (Cf. FT ADETS).

La longueur minimale du panneau à prévoir doit être de : $2(0,60 + 0,185) + 0,20 = 1,77 \text{ m} < b_F$. Il est donc possible de prévoir des ancrages rectilignes, en pratique toute la largeur de la semelle est couverte en disposant des panneaux de 2,40 m de longueur (Fig. 3.39).

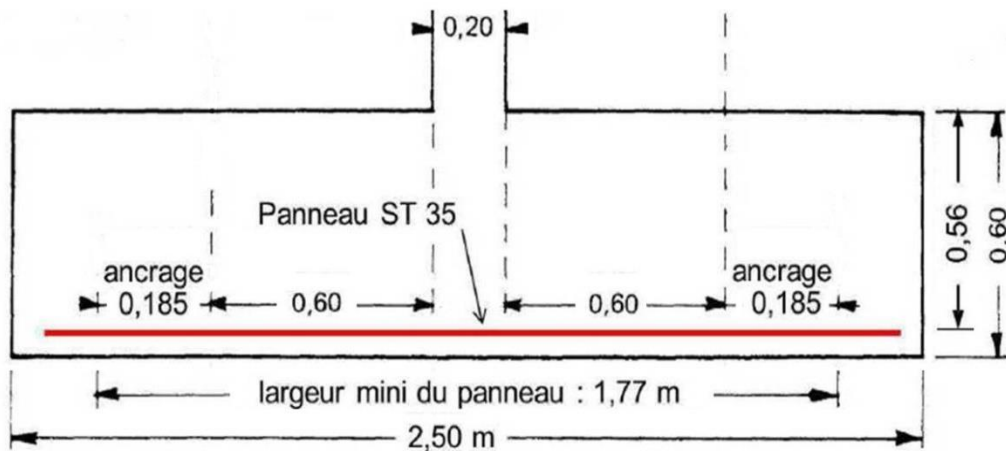


Fig. 3.39

Il reste à vérifier les conditions relatives à l'adhérence et à l'effort tranchant :

6.3.7.4 Vérification de la condition d'adhérence

Comme $e = 0,25 \text{ m} < (b_F + b + d) / 4 = 0,815 \text{ m}$, l'effort tranchant sollicitant est :

$$V_{Ed,1} = \frac{N_{Ed} b_F - 0,7b}{2 b_F - 0,2e} = \frac{0,2 \cdot 2,5 - 0,7 \cdot 0,2}{2 \cdot 2,5 - 0,5} = 0,118 \text{ MN/m}$$

La contrainte d'adhérence ultime :

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

$$f_{bd} = 2,25 \frac{1,8}{1,5} = 2,7 \text{ MPa} \quad (8.2).$$

Sur 1 m de longueur, il y a 10 fils $\phi 7 \text{ mm}$.

La force résistance vaut donc :

$$V_{Rd,1} = 10 \pi \phi f_{bd}$$

$$V_{Rd,1} = 10 \pi \times 7 \cdot 10^{-3} \times 2,7 = 0,593 \text{ MN/m}$$

L'adhérence est donc assurée (Fig. 3.40).

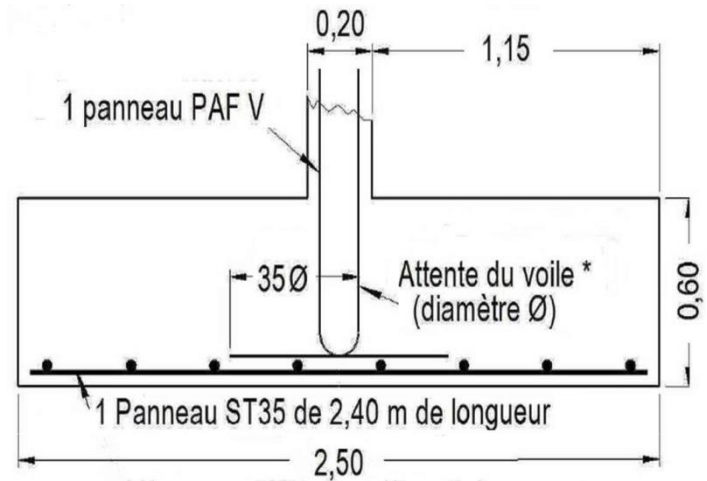


Fig. 3.40

NOTE - Le retour d'équerre forfaitaire de longueur 35ϕ pour les aciers pour les attentes verticales du mur est indispensable, étant donné le moment fléchissant à la base du mur. On peut toutefois s'en passer en donnant à ces attentes une forme d'épingles à cheveux descendant jusqu'au niveau des armatures de la semelle.

6.3.7.5 Vérification de l'effort tranchant dans la section S2

Comme $e = 0,25 \text{ m} < (b_F + b + d) / 4 = 0,815 \text{ m}$, l'effort sollicitant est :

$$V_{Ed,2} = \frac{N_{Ed} b_F - b - d}{2 b_F - 0,2e} = \frac{0,2 \cdot 2,5 - 0,2 - 0,56}{2 \cdot 2,5 - 0,5} = 0,087 \text{ MN/m}$$

La capacité de résistance du béton seul :

$$V_{Rd,2} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_o d \geq v_{\min} b_o d \quad (6.2a \& b)$$

$$V_{Rd,2} = \frac{0,18}{1,5} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{560}} \right) \left(100 \frac{3,85 \cdot 10^{-4}}{0,56} 25 \right)^{1/3} 0,56 = 0,129 > 0,087 \text{ MN/m}$$

La résistance à l'effort tranchant peut être assurée, sans besoin d'armature d'effort tranchant.

6.4 . SEMELLE RECTANGULAIRE SOUS POTEAU RECTANGULAIRE SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ

Les méthodes les plus simples et les plus rapides pour traiter ce cas sont basées sur le concept des bielles.

En toute rigueur, la méthode n'est applicable qu'au cas où la section de base de la semelle et celle du poteau sont homothétiques. Cependant il est admis que la méthode reste lorsque cette condition n'est pas remplie, sous réserve que les débords soient sensiblement égaux ($a_o \approx b_o$).

6.4.1 . Choix des dimensions

Les dimensions doivent être telles que la réaction du sol sous la semelle, puisse être considérée comme uniforme et qu'elle soit admissible vis-à-vis des tassements.

6.4.1.1 Surface

Les dimensions a_F et b_F en plan de la semelle (Fig. 3.41), doivent être telles que :

$$a_F \cdot b_F \geq \frac{N_{Ed} + 1,35G_o}{\sigma_{Rd}}$$

N_{Ed} désigne la résultante des forces verticales à l'ELU à la base du poteau ;
 G_o , le poids propre de la semelle.

6.4.1.2 Hauteur

Soit b_o le plus grand débord ($> a_o$). La hauteur h doit être telle que les hauteurs utiles des lits d'armatures parallèles à chaque côté vérifient la condition :

$$b_o / 2 \leq (d_1 \text{ et } d_2) \leq 2a_o \quad \text{formule (3.4 bis)}$$

En outre dans le cas où les pressions sur le sol sont très élevées, à moins que $d_1 \geq b_o$, il y a lieu de procéder à la vérification de non-poinçonnement :

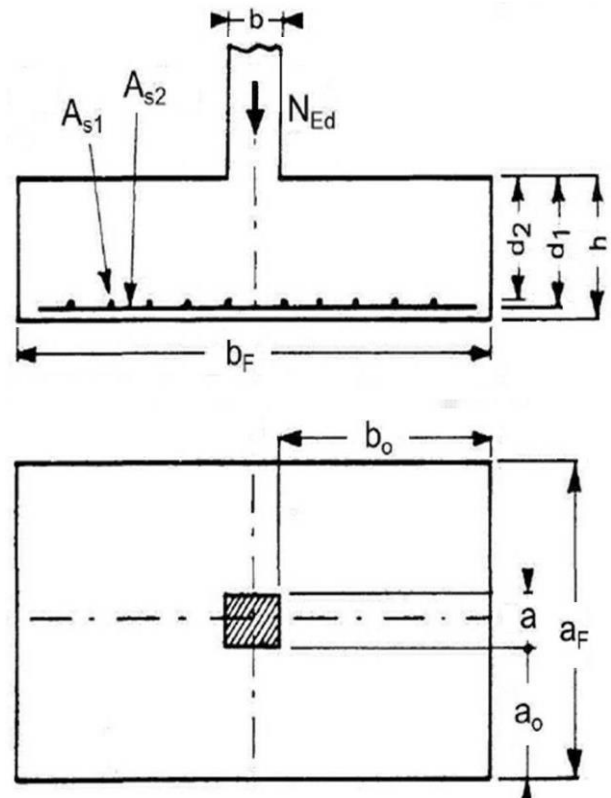


Fig. 3.41

$$V_{Ed} = (N_{Ed} + 1,35G_o) \left[1 - \frac{(a + 2h)(b + 2h)}{a_F \cdot b_F} \right] \leq V_{Rd} \quad (\text{Cf. §2.2,1.1(c), Chapitre 2})$$

6.4.2 . Armature en treillis soudé (sous-tendeur)

Le treillis soudé doit être disposé en sorte que les fils les plus bas, soient placés dans le sens du grand débord b_o .

6.4.2.1 Modèle bielles-tirants

On peut envisager une méthode approchée aux ELU par le modèle bielle-tirants. Cela consiste à mener un calcul analogue à celui du §6.2.4.3 du chapitre dans chaque direction principale de la semelle. Les résultats ainsi obtenus, peuvent être ensuite pondérés par les rapports $b_o / (a_o + b_o)$ et $a_o / (a_o + b_o)$ respectivement pour l'armature parallèle au grand côté b et au petit côté a , afin de tenir compte de la contribution des deux directions à la résistance.

Cette démarche permet, associée au choix approprié des dimensions de la semelle selon le Fascicule de documentation, de s'affranchir de la vérification des conditions de non fragilité, de cisaillement (semelles filantes) ou de poinçonnement (semelles isolées) et de compression des bielles.

6.4.2.2 Méthode de flexion

Cette méthode aux ELU, est détaillée au §4.2.2 du chapitre, son application nécessite la vérification des arrêts des fils.

6.4.2.3 Rappel de la méthode de l'ancien fascicule ADETS

Des formules de calcul des ferrailages dans chacune des deux directions principales de la semelle, dans le cas où elle se trouve dans une ambiance non agressive.

La section des fils à disposer par mètre est obtenue avec les expressions suivantes :

parallèlement au grand côté b du poteau	formule (3.5)	$A_{s1} = 5,75 \frac{N_{Ed} b_o}{a_F d_1}$	(cm ² /m ; m ; MN)
parallèlement au petit côté a du poteau		$A_{s2} = 5,75 \frac{N_{Ed} a_o}{b_F d_2}$	

6.4.2.4 Influence du degré d'agressivité du sol

Tous ces calculs ne prennent pas en compte des caractères chimiques du sol. En cas d'agressivité avérée (Cf. DPM), il convient de majorer les sections d'acier trouvées comme suit :

- 10% dans le cas où la classe d'exposition XA1 ;
- 30% dans le cas où la classe d'exposition XA2 ;
- 50% dans le cas où la classe d'exposition XA3.

6.4.3 . Exemple de calcul soudé

Exemple – Données

- Contrainte limite du sol : $\sigma_{Rd} = 0,4 \text{ MPa}$.
- Résultante des forces verticales à l'ELU : $N_{Ed} = 0,7 \text{ MN}$.
- Dimensions du poteau : $a = 0,25 \text{ m}$ et $b = 0,40 \text{ m}$.
- Le sol est classé comme milieu agressif de classe d'exposition XA3.
- Résistance caractéristique spécifiée du béton : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

6.4.3.1 Dimensionnement de la semelle

- Réaction du sol : $\sigma_{Rd} = 0,2 \text{ MPa}$
 - Surface de la semelle : $a_F \cdot b_F \geq \frac{N_{Ed} + 1,35G_o}{\sigma_{Rd}}$
- $$a_F \cdot b_F \geq \frac{0,7 + 1,35 \times 0,05}{0,2} = 3,84 \text{ m}^2$$

(en estimant a priori G_o à $50 \text{ kN} = 0,05 \text{ MN}$).

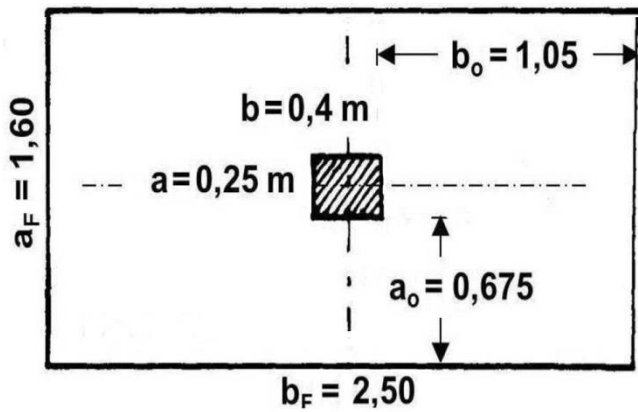


Fig. 3.42

Le choix final des dimensions en plan de la semelle :

$a_F = 1,60 \text{ m}$ et $b_F = 2,50 \text{ m}$ (Fig. 3.42),
ce qui correspond à $a_F \cdot b_F = 4,0 > 3,84 \text{ m}^2$ et $b_F / a_F = 1,56 \cong b / a = 1,60$.

Les débords valent :

$$b_o = (b_F - b) / 2 = (2,5 - 0,4) / 2 = 1,05 \text{ m} ;$$

$$a_o = (a_F - a) / 2 = (1,6 - 0,25) / 2 = 0,675 \text{ m}.$$

En adoptant $h = 0,65 \text{ m}$, cela donne : $d_2 = 0,60 \text{ m}$ et $d_1 = 0,61 \text{ m}$, valeurs qui satisfont à la double condition de la formule (3.4bis) : $b_o / 2 \leq (d_1 \text{ et } d_2) \leq 2a_o$

$$\frac{1,05}{2} = 0,525 \text{ m} \leq d_1 \text{ et } d_2 \leq 2 \times 0,675 = 1,35 \text{ m}$$

La valeur de h choisie conduit à $G_o = 65 \text{ kN}$ supérieur à 50 kN estimé a priori.

Pour cette nouvelle valeur de G_o , la semelle doit avoir une surface au moins égale à $3,94 \text{ m}^2$, ce qui est le cas puisque la surface retenue est de $4,00 \text{ m}^2$. La solution reste acceptable.

6.4.3.2 Détermination du ferrailage de la semelle

a) Modèle bielle-tirants. Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant.

Fils parallèles au côté	b (grand)	a (petit)
Hauteur utile (m)	$d_1=0,61$	$d_2=0,60$
Distance de la résultante dans la membrure comprimée au parement supérieur u(m)	0,104	0,038
tgθ	0,964	1,667
θ (°)	44	59
Effort de traction dans l'armature (sous-tendeur) (MN/m)	0,221	0,082
Débord/Somme de 2 débords	0,609	0,391
Armature (mm ² /m), cas de sol non agressif	508	189
Armature (mm ² /m), cas d'un sol de classe d'agressivité XA3	762	283

b) La méthode de flexion de l'EC2-1-1 (Cf. §4.2.2 du chapitre). La démarche est résumée au tableau ci-joint.

Fils parallèles au côté	b (grand)	a (petit)
Hauteur utile (m)	$d_1 = 0,61$	$d_2 = 0,60$
Bras de levier z_i (m)	0,55	0,54
Effort de traction dans l'armature (sous-tendeur) (MN/m)	0,341	0,206
Débord/Somme de 2 débords	0,609	0,391
Armature (mm ² /m), cas de sol non agressif	440	185
Armature (mm ² /m), cas d'un sol de classe d'agressivité XA3	659	277

c) Les formules (3.5) conduit à des sections d'armature suivantes :

$$\text{fils parallèles au grand côté } b \text{ de la semelle : } A_{s1} \geq 5,75 \frac{0,7}{1,6} \frac{1,05}{0,61} = 4,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{fils parallèles au petit côté } a \text{ de la semelle } A_{s2} \geq 5,75 \frac{0,7}{2,5} \frac{0,675}{0,6} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Comme l'environnement du sol est qualifié de la classe XA3, avec la majoration de 50%, soit :

$$A_1 \geq 1,50 \times 433 = 650 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ pour les fils parallèles au grand côté } b ;$$

$$A_2 \geq 1,50 \times 181 = 272 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ pour les fils parallèles au petit côté } a.$$

d) Le modèle bielles-tirants conduit à des sections d'acier légèrement plus élevées que les deux autres méthodes, qui elles fournissent des solutions assez semblables. C'est la solution de la méthode de flexion b) qui est retenue pour la suite.

Le ferrailage proposé correspond à un treillis soudé ADETS ST 50 plus un treillis ST 20, superposés parallèlement, le panneau ST 50 est placé en lit le plus bas.

La section de fils parallèles au grand côté b, s'élève alors à : $503 + 189 = 692 > 659 \text{ mm}^2/\text{m}$, et celle des fils parallèles au petit côté a : $168 + 128 = 296 > 277 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Le ferrailage retenu est montré sur la figure 3.43.

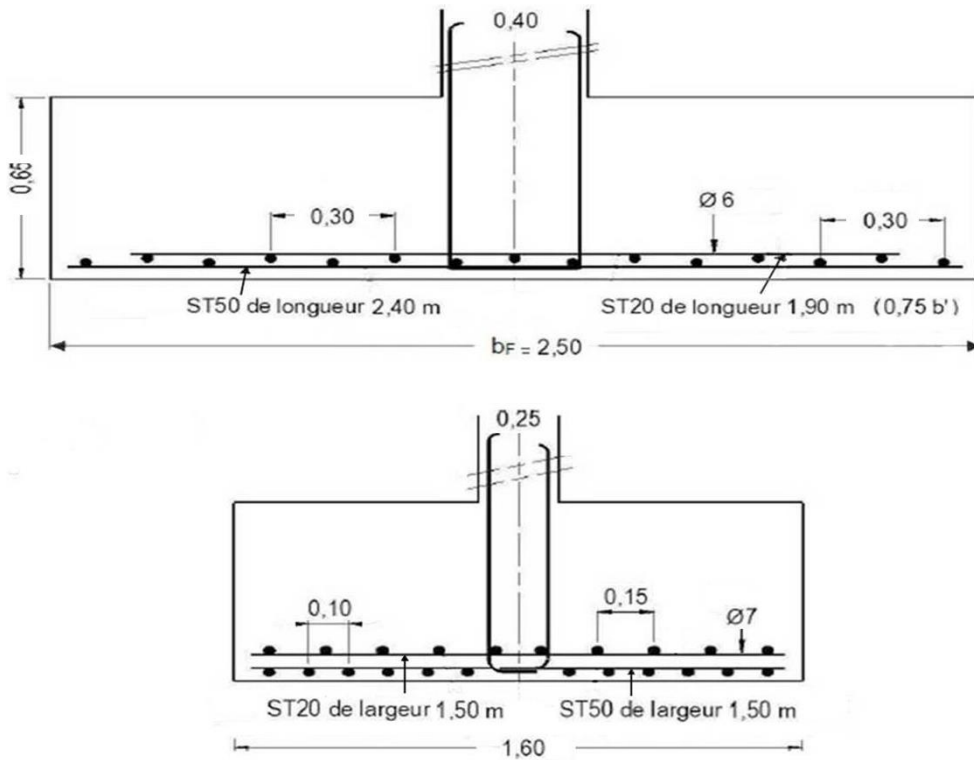


Fig. 3.43

6.4.3.3 Vérification des arrêts des fils

La vérification est faite dans les deux directions du ferrailage sous-tendeur. La démarche des calculs est la même que ce qui est effectué au §6.2.4.6 du chapitre, et résumée au tableau ci-joint.

	Fils parallèles au côté	b (grand)	a (petit)
Longueur d'ancrage des fils l_{bd} (m)		0,195	0,175*
x (m)		0,230	0,215
R (MN/m)		0,064	0,094
z_e (m)		0,995	0,605
Armature (mm^2/m) à ancrer		503	296
Contrainte dans l'armature (MPa)		232 < 435	356 < 435

* La valeur de longueur d'ancrage l_{bd} des fils $\phi 8$ du treillis ST50 est aussi retenue pour les fils $\phi 7$ du panneau ST 20 superposé.

L'application des règles d'arrêt des barres du Guide de Documentation, montre également que les ancrages des fils peuvent être maintenus rectilignes puisque :

Fils parallèles au côté	b	a
Comparaison de l_{bd} des fils à la longueur des côtés de la semelle (Cf. § 5.1.2(a) du chapitre)	$0,195 < b_F / 8 = 0,312 \text{ m}$	$0,175^* < a_F / 8 = 0,20 \text{ m}$

6.5 . SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAUX RECTANGULAIRES SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION

La semelle est soumise à une force N_{Ed} verticale descendante excentrée de e parallèlement au grand côté b (Fig. 3.44) de l'axe du poteau. L'analyse la plus pratique est celle de flexion.

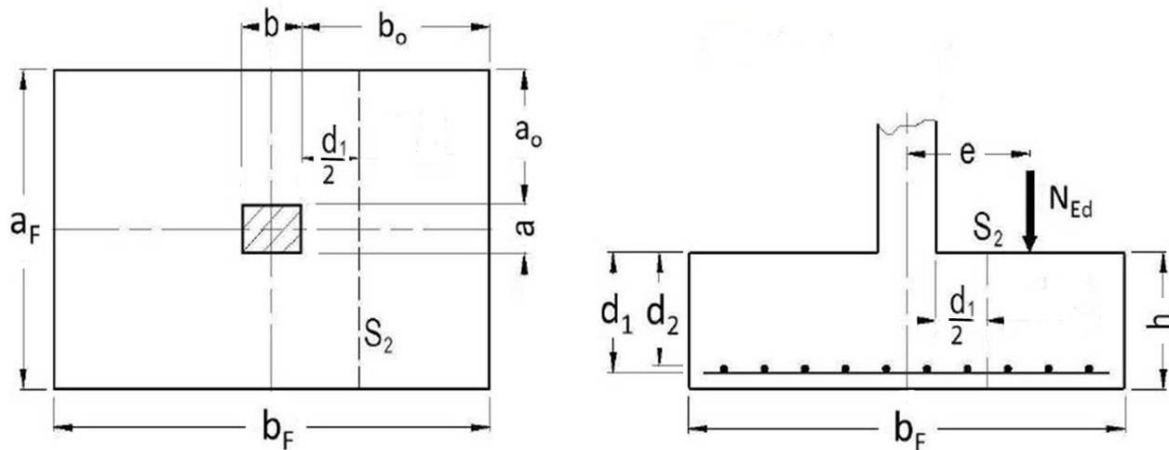


Fig. 3.44

6.5.1 . Choix des dimensions

6.5.1.1 Surface

L'aire de la semelle doit être telle que :

$$a_F(b_F - 2e) \geq (N_{Ed} + 1,35G_o) / \sigma_{Rd}$$

G_o désigne le poids propre de la semelle et des terres qui la surmontent (en MN);
 N_{Ed} , la résultante des forces verticales à l'ELU, dans la section de base du poteau (en MN);
 e , l'excentricité de N_{Ed} , y compris les effets du 2nd ordre et l'excentricité additionnelle (en m).

6.5.1.2 Hauteur h

Elle doit être telle que :

$$b_o / 2 \leq h \leq 2b_o$$

b_o représente le plus grand débord (Fig. 3.44).

6.5.2 . Moment fléchissant dans la section S1

La démarche est semblable à celle du §6.3,2 du chapitre (Fig. 3.33 et 3.34), avec N_{Ed} est exprimé maintenant en MN (et non plus en MN/m).

Deux cas peuvent se présenter :

a) Si $e < 0,25(b_F + 0,7b)$: la section S1 coupe le diagramme des réactions du sol (Fig. 3.33), alors :

$$M_{s1} = \frac{N_{Ed}(b_F - 0,7b)^2}{4(b_F - 2e)} \quad (\text{MNm; MN ; m}) \quad \text{formule(3.6)}$$

b) Si $e \geq 0,25(b_F + 0,7b)$: le diagramme des réactions du sol est tout entier au-delà de la section S1 (Fig. 3.34). Dans ce cas :

$$M_{s1} = N_{Ed}(e - 0,35b) \quad (\text{MNm; MN ; m}) \quad \text{formule(3.7)}$$

La section totale A_s , puis la densité linéaire $A_{s,b}$, de l'armature sous-tendeur parallèle au grand côté b , est déterminée à l'ELU à partir de ces moments M_{s1} , lorsque le sol ne présente aucune agressivité. En présence d'une agressivité avérée du terrain (Cf. DPM), la prise en compte des conséquences est indiquée au §6.4.2.4 du chapitre.

Dans l'autre sens du petit côté a , la section des fils peut être calculée par les méthodes du §6.4 du chapitre ou encore par emploi de la formule (3.6) adaptée, pour $e = 0$ et considérant les dimensions de la semelle dans ce sens :

$$M_{s1} = \frac{N_{Ed}(a_F - 0,7a)^2}{4a_F} \quad (\text{MNm; MN ; m}) \quad \text{formule(3.8)}$$

La densité linéaire $A_{s,a}$ (en mm^2/m) à disposer doit être supérieure à $0,2A_{s,b}$.

6.5.3 . Arrêt des fils du treillis soudé

En exemple, les vérifications sont faites ici pour le cas des fils parallèles au grand côté b .

- Si $b_o \leq h$, les fils doivent être étendus jusqu'aux bords de la semelle et doivent y être totalement ancrés.
- Si $b_o > h$, l'ancrage total n'est exigé qu'au-delà de la section située à la distance h du nu du poteau.

Dans ce cas, la vérification de la condition d'adhérence s'effectue comme suit.

a) Pour la section S1 perpendiculaire au côté b (S1b), la valeur de $V_{Ed,1}$ est ainsi déterminée :

$$\begin{aligned} \text{Si } e < \frac{b_F + 0,7b}{4} \quad V_{Ed,1} &= \frac{N_{Ed}(b_F - 0,7b)}{2(b_F - 2e)} \\ \text{Si } e \geq \frac{b_F + 0,7b}{4} \quad V_{Ed,1} &= N_{Ed} \end{aligned}$$

La condition de résistance est : $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,1}$ (Cf. chapitre 1, §2.3.3.2).

b) Pour la section S1 perpendiculaire au côté a (S1a), la valeur de $V_{Ed,1}$ est :

$$V_{Ed,1} = N_{Ed} \frac{a_F - 0,7a}{2a_F} \leq V_{Rd,1}$$

6.5.4 . Armatures supérieures

Se reporter au §6.3,5 du présent chapitre.

6.5.5 . Effort tranchant dans la section S2

En exemple, il est présenté ici le cas de la section de référence S2 perpendiculaire au côté b (sens de l'excentricité e) et située à une distance $d_1 / 2$ du nu du poteau (Fig. 3.44).

L'effort tranchant de référence $V_{Ed,2}$ est ainsi défini :

$$\begin{aligned} \text{Si } e < \frac{b_F + b + d_1}{4} \quad V_{Ed,2} &= \frac{N_{Ed}(b_F - b - d_1)}{2(b_F - 2e)} \\ \text{Si } e \geq \frac{b_F + b + d_1}{4} \quad V_{Ed,2} &= N_{Ed} \end{aligned}$$

Dans l'un ou l'autre cas, il faut vérifier que : $V_{Ed,2} \leq V_{Rd,2}$ (Cf. Chapitre 1, §3.6,2.2).

6.5.6 . Exemple de calcul

Exemple - Données

- Résistance de calcul du sol : $\sigma_{Rd} = 0,25$ MPa.
- Résultante des forces verticales à l'ELU : $N_{Ed} = 0,500$ MN.
- Moment de flexion sollicitant la base du poteau à l'ELU y compris les effets du 2nd ordre : $M_{Ed} = 0,150$ MNm.
- Dimensions du poteau : $a = 0,4$ m et $b = 0,5$ m.
- Résistance caractéristique spécifiée du béton : $f_{ck} = 25$ MPa.

6.5.6.1 Dimensionnement de la semelle

– Excentricité du chargement : $e = M_{Ed} / N_{Ed} = 0,150 / 0,500 = 0,30$ m.

– Surface de la semelle : en estimant a priori le poids propre de la semelle à 0,04 MN, il faut avoir :

$$a_F (b_F - 2e) \geq (N_{Ed} + 1,35G_o) / \sigma_{Rd} = (0,5 + 1,35 \times 0,04) / 0,25 = 2,216 \text{ m}^2$$

On choisit : $a_F = 1,64$ m et $b_F = 2,00$ m.

– Hauteur h de la semelle. Elle est choisie en fonction de la double condition :

$$b_o / 2 \leq h \leq 2b_o, \text{ avec } b_o = (b_F - b) / 2 = (2,0 - 0,5) / 2 = 0,75 \text{ m.}$$

D'où : $0,375 \text{ m} \leq h \leq 1,50 \text{ m}$

Prenons $h = 0,45$ m. Avec ces dimensions, le poids propre exact de la semelle vaut 0,037 MN (< 0,04 MN).

6.5.6.2 Vérification de la portance

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed} + 1,35G_o}{a_F (b_F - 2e)} = \frac{0,5 + 1,35 \times 0,037}{1,64 (2,0 - 2 \times 0,3)} = 0,240 \text{ MPa} < \sigma_{Rd} = 0,25 \text{ MPa}$$

Le choix des dimensions : $a_F = 1,64$ m et $b_F = 2,00$ m, convient donc.

6.5.6.3 Détermination du ferrailage sous-tendeur

1 – Fils parallèles au plan de flexion du poteau (sens b).

$$\text{Comme } e = 0,3 \text{ m} < \frac{b_F + 0,7b}{4} = \frac{2,0 + 0,7 \times 0,5}{4} = 0,59 \text{ m}$$

Le moment de flexion dans la section S1 est :

$$M_{s1} = \frac{N_{Ed}(b_F - 0,7b)^2}{4(b_F - 2e)} = \frac{0,5(2,00 - 0,7 \times 0,5)^2}{4(2,00 - 2 \times 0,3)} = 0,121 \text{ MNm} \quad \text{formule(3.6)}$$

$$f_{bu} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$$

$$d = h - c = 0,45 - 0,04 = 0,41 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{s1}}{d^2 f_{bu}} = \frac{0,121}{0,41^2 \times 16,7 \times 1,6} = 0,027$$

L'abaque de l'annexe A du chapitre 2, fournit une valeur correspondante de $k = 23,4$.

$$D'où A_s = k \frac{M_{s1}}{d} = 23,4 \frac{0,121}{0,41} = 6,90 \text{ cm}^2$$

soit en densité linéaire : $A_{s,b} = A_s / a = 690 / 1,64 = 421 \text{ mm}^2/\text{m}$.

2 – Fils perpendiculaires au plan de flexion du poteau (sens a).

Dans ce sens, en appliquant la formule (3.8), on trouve :

$$M_{s1} = \frac{N_{Ed}(a_F - 0,7a)^2}{8a_F} = \frac{0,5(1,64 - 0,7 \times 0,4)^2}{8 \times 1,64} = 0,071 \text{ MNm}$$

Avec $f_{bu} = 16,7 \text{ MPa}$, $d_2 = 0,4 \text{ m}$ et $b_F = 2,00 \text{ m}$:

$$\mu_u = \frac{M_{s1}}{d^2 f_{bu}} = \frac{0,071}{0,40^2 \times 16,7 \times 2,00} = 0,013$$

L'abaque de l'annexe A du chapitre 2, fournit une valeur correspondante de $k = 23,2$.

$$D'où A_s = k \frac{M_{s1}}{d} = 23,2 \frac{0,068}{0,40} = 3,94 \text{ cm}^2$$

soit en densité linéaire : $A_{s,a} = A_s / b = 394 / 2,00 = 197 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Cette section d'armature est supérieure à $0,2A_{s,b}$:

$$197 > 421 / 5 = 84 \text{ mm}^2/\text{m}$$

3 – Choix des panneaux de treillis soudés.

En final, il faut :

- parallèlement au côté de longueur b : $A_{s,b} \geq 421 \text{ mm}^2/\text{m}$,
- parallèlement au côté de longueur a : $A_{s,a} \geq 197 \text{ mm}^2/\text{m}$,

Soit un treillis ADETS ST 25 plus un treillis ST 20 superposés parallèlement, ce qui fournit une section d'armature en place : $A_{s,b} = 2,57 + 1,89 = 446 > 421 \text{ mm}^2/\text{m}$

$$\text{et } A_{s,a} = 2 \times 128 = 256 > 197 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

6.5.6.4 Vérification de l'adhérence

Puisque $b_o (= 0,75 \text{ m}) > h (= 0,45 \text{ m})$, les fils se poursuivent jusqu'à la distance h du nu du poteau et être totalement ancrés au-delà.

a) Dans la section droite S1 perpendiculaire au côté b, car :

$$e = 0,30 \text{ m} < \frac{b_F + 0,7b}{4} = 0,59 \text{ m} \quad (\text{Cf. } \S 6.5.3(a) \text{ du chapitre})$$

l'effort tranchant s'élève à :

$$V_{Ed,1} = \frac{N_{Ed}(b_F - 0,7b)}{2(b_F - 2e)} = \frac{0,5(2,0 - 0,7 \times 0,5)}{2(2,0 - 2 \times 0,3)} = 0,295 \text{ MN}$$

La contrainte d'adhérence ultime :

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} = 1 \times 1 \times 2,25 \frac{1,8}{1,5} = 2,7 \text{ MPa} \quad (8.2)$$

Avec le ferrailage envisagé, il existe 5 fils $\phi 7$ et 5 fils $\phi 6$ sur la largeur de la semelle de 1,60 m. La force résistante vaut :

$$V_{Rd,1} = 5\pi f_{bd}(7 + 6)10^{-3} = 5\pi(7 + 6)2,7 \cdot 10^{-3} = 0,551 > 0,295 \text{ MN}$$

L'adhérence est donc assurée.

b) – Dans la section S1 perpendiculaire au côté a, puisque : $a_o = 0,62 \text{ m} > h = 0,45 \text{ m}$, les fils se poursuivent jusqu'à la distance h du nu du poteau et être totalement ancrés au-delà.

$$V_{Ed,1} = N_{Ed} \left(\frac{a_F - 0,7a}{2a_F} \right) = 0,5 \frac{1,64 - 0,7 \times 0,4}{2 \times 1,64} = 0,207 \text{ MN} \quad (\text{Cf. §6.5.3b du chapitre})$$

Avec le ferrailage envisagé, il existe 13 fils $\phi 7$ sur la longueur de la semelle de 2,00 m. La force résistante vaut :

$$V_{Rd,1} = 13\pi f_{bd}(7)10^{-3} = 13\pi(7)2,7 \cdot 10^{-3} = 0,772 > 0,207 \text{ MN}$$

L'adhérence est donc assurée

6.5.6.5 Arrêt des armatures

Vérifions la possibilité d'avoir des ancrages droits des fils.

a) Dans la direction du grand côté b de la semelle, il reste comme longueur disponible jusqu'à l'extrémité de la semelle en adoptant un enrobage horizontal de $c = 20 \text{ mm}$ aux extrémités :

$$\frac{b_F - b}{2} - 0,02 - h = 750 - 20 - 450 = 280 \text{ mm.}$$

Les longueurs d'ancrage droit l_{bd} sont pour les fils chaînes, respectivement :

- pour le ST 25, avec $\phi = 7 \text{ mm}$: $l_{bd} = 185 \text{ mm}$ (Cf. FT ADETS) < 280 mm ;
- pour le ST 20, avec $\phi = 6 \text{ mm}$: $l_{bd} = 169 \text{ mm}$ (Cf. FT ADETS) < 280 mm ;

Il est possible de cette direction d'assurer l'ancrage avec des fils droits et de prendre des panneaux ST 25 une dimension qui s'étend pratiquement sur toute sa longueur b :

$$b_F - 2c = 2,00 - 2 \times 0,02 = 1,96 \text{ m.}$$

Les panneaux ST 20 peuvent avoir comme dimension dans cette direction :

$$2(b/2 + h + 2l_{bd}) = 2(0,5/2 + 0,45 + 0,169) = 1,74 \text{ m}$$

b) Dans l'autre direction parallèle au côté a de la semelle, la longueur disponible jusqu'à l'extrémité de la semelle, en adoptant également un enrobage de $c = 20 \text{ mm}$ aux extrémités :

$$\frac{a_F - a}{2} - 0,02 = 620 - 20 - 450 = 150 \text{ mm.}$$

Les fils trames $\phi 7$ des treillis ST 25 et ST 20, ont la même longueur d'ancrage droit $l_{bd} = 142 \text{ mm}$ (Cf. FT ADETS).

Il est possible de cette direction d'assurer également l'ancrage avec des fils droits et de prendre des panneaux de dimension qui s'étend pratiquement sur toute sa longueur a :

$$a_F - 2c = 1,64 - 2 \times 0,02 = 1,60 \text{ m.}$$

6.5.6.6 Disposition du ferrillage (Fig. 3.45)

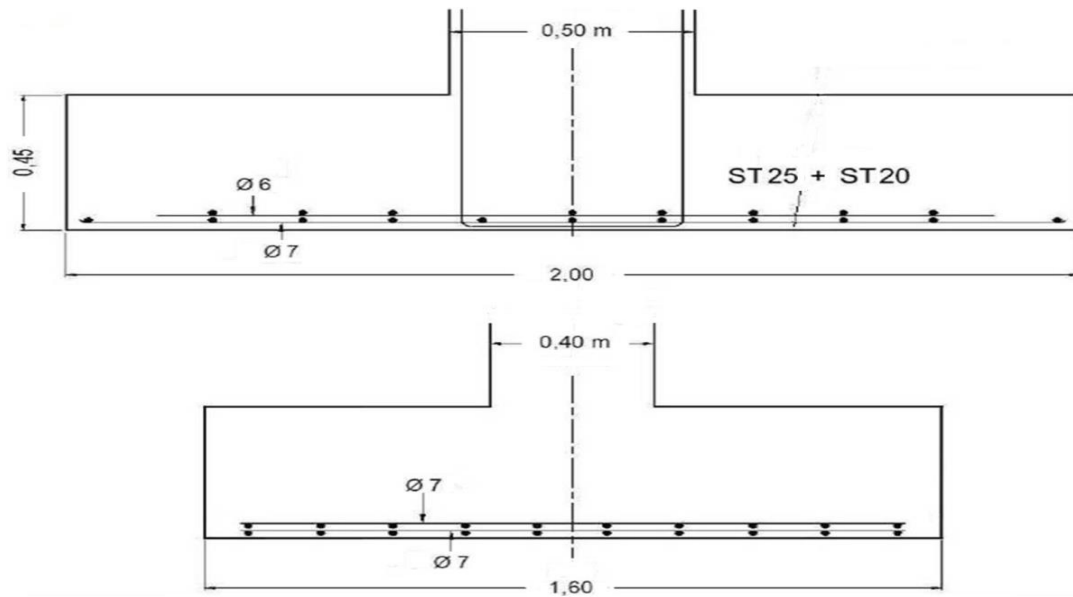


Fig. 3.45

6.5.7 . Note sur la disposition des panneaux de treillis soudés

Dans les exemples qui précèdent, la solution choisie a été de disposer en partie inférieure des semelles soit un seul panneau, soit deux panneaux identiques ou différents superposés, couvrant l'un et l'autre la totalité de la surface.

Dans certains cas, il est possible, pour utiliser les chutes, d'adopter une des deux dispositions représentées ci-dessous, sous réserve que les conditions relatives aux sections nécessaires, à l'adhérence et à l'effort tranchant soient, bien entendu, vérifiées dans chaque sens.

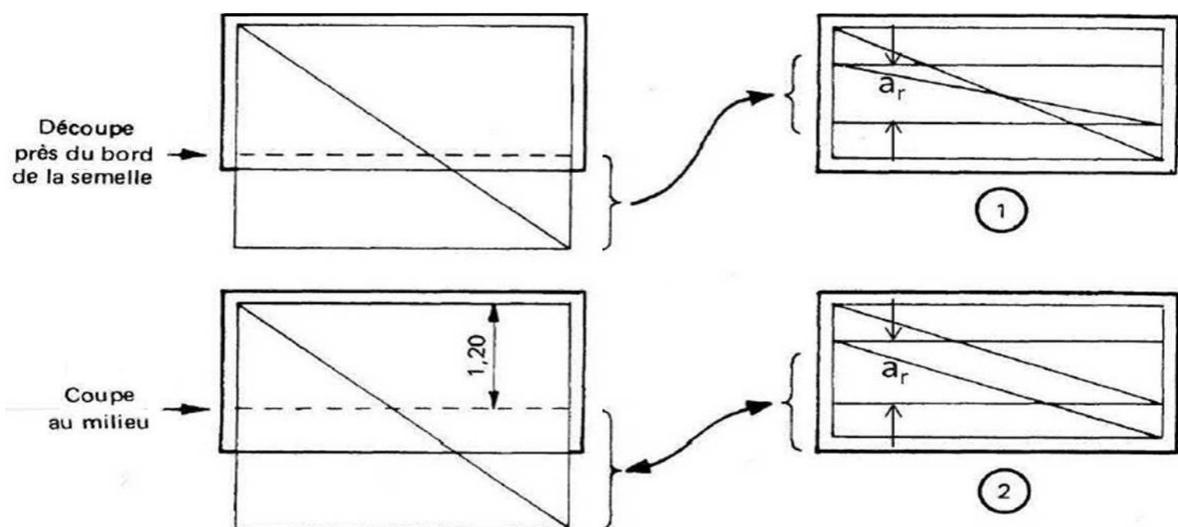


Fig. 3.46

Dans la disposition 1, $a_F < 2,40$ m et que l'on utilise la chute correspondant à la différence : $(2,4 - a_F)$ pour constituer la bande centrale de deuxième lit (Fig. 3.46-1).

Dans la disposition 2, le panneau est coupé en deux et les demi-panneaux obtenus sont disposés «en portefeuille» (Fig. 3.46-2).

Dans les deux cas, il faut avoir : $a_r \geq M_a(0,5a_F ; 2l_a + 0,7a)$ formule [3.9]

$l_{s,a}$ désigne la longueur d'ancrage des fils parallèles au côté a :

$$l_{s,a} = l_s(A_{cal}/A_{prévu}) \quad (\text{Cf. chapitre 1, §2.3,3}) ;$$

a , la largeur du poteau dans le sens parallèle au côté a_F de la semelle.

7 . SEMELLES SUR PIEUX

Le présent paragraphe ne concerne que la détermination des dimensions des semelles et de leur armature en treillis soudés.

L'étude des pieux proprement dite, effectuée auparavant séparément avec l'Eurocode 7 et la norme NF P94-262, n'est pas abordée ici.

7.1 . SEMELLES SUR DEUX PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ

Dans ce cas, la méthode pratique à utiliser est le modèle bielles-tirants. L'application de la méthode requiert la définition d'un modèle, celui défini pour le cas d'ouvrage considéré est montré à la figure 3.47. Il y a une bielle par pieu, et donc deux bielles symétriques, leur axe présente une inclinaison d'angle θ sur l'horizontale.

7.1.1 . Choix des dimensions de la semelle

- Distance entre axes des pieux : $l_t \geq 2,5\phi$ à 3ϕ (ϕ diamètre d'un pieu). La semelle doit déborder largement du nu extérieur des pieux.
- Hauteur : $0,5(l_t - 0,5b) \leq d \leq 0,7(l_t - 0,5b)$.
- Largeur : $a_F \geq N_{Ed} / 3df_{ck}$

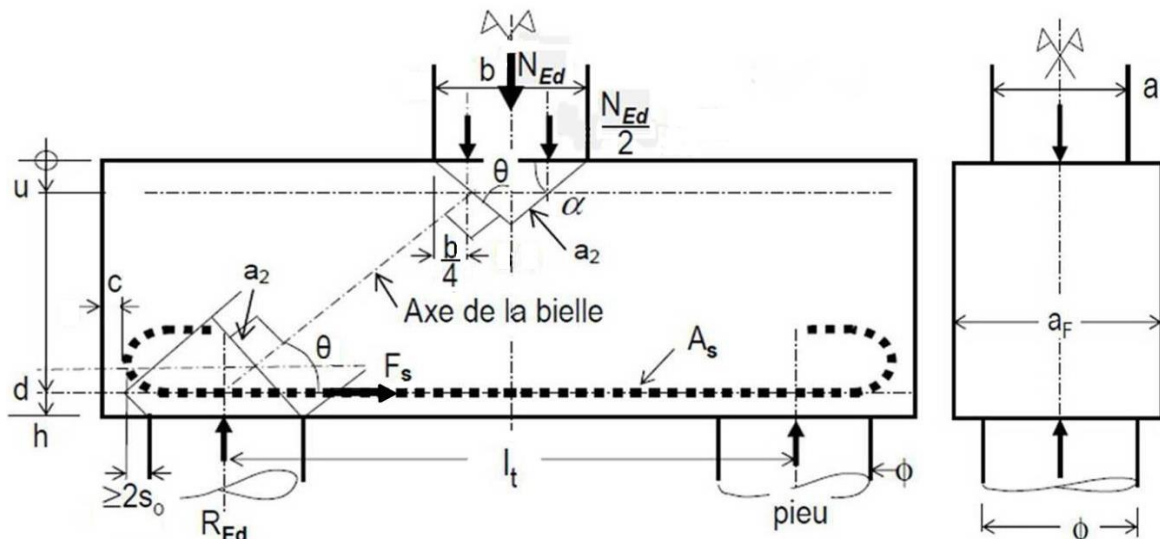


Fig. 3.47

7.1.2 . Armature sous-tendeur

L'inclinaison d'angle θ des bielles sur le tirant (sous-tendeur horizontal) est déterminée par la condition que l'axe de la bielle est perpendiculaire aux facettes des nœuds.

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{d-u}{\frac{l_t}{2} - \frac{b}{4}} = \cot\alpha = \frac{b}{4u}$$

$$16u^2 - 16du - b(2l_t - b) = 0 \quad \text{formule (3.10)}$$

Il est également possible de choisir a priori une valeur de l'angle θ (de l'ordre de 50°). L'axe de la bielle ne sera plus normal à la facette inclinée, il convient alors pour vérifier la résistance du nœud d'utiliser une loi de comportement bi axial, plus complexe que le critère de compression simple.

L'effort de traction dans l'armature inférieure (principale) perpendiculaire au mur est :

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed} + 1,35G_0}{2\operatorname{tg}\theta}, \text{ et la section du sous-tendeur (tirant) en acier vaut : } A_s \geq \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}$$

7.1.3 . Compression des bielles

7.1.3.1 Nœud inférieur de jonction semelle-pieu

La contrainte de compression sur les facettes 1 et 2 (Fig. 3.48) :

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{4R_{Ed}}{\pi\phi^2} \quad \text{formule [3.11]}$$

La largeur a_2 de la bielle inclinée :

$$a_2 = (\phi + 2s_0/\operatorname{tg}\theta)\sin\theta$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{R_{Ed}}{a_2 \cdot e \cdot \sin\theta} \quad \text{formule [3.12]}$$

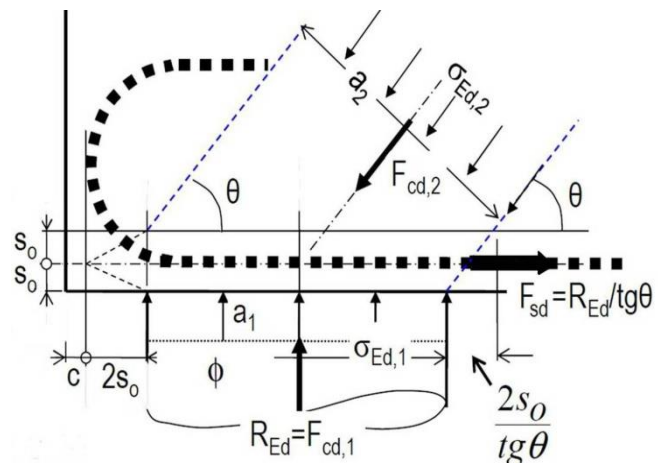


Fig. 3.48

e désignant la dimension perpendiculaire au plan de la semelle, on peut prendre l'équivalence en surface rectangulaire de l'aire circulaire du pieu de diamètre ϕ .

$$\text{Condition de résistance : } \operatorname{Max} [\sigma_{Ed,1} ; \sigma_{Ed,2}] \leq \sigma_{Rd,max} = 0,85(1 - f_{ck}/250)f_{ck}/\gamma_C \quad (6.61)$$

7.1.3.2 Nœud supérieur à la base du poteau

La contrainte de compression des facettes 1 à 3 :

- Compression verticale sous le poteau (Fig. 3.49).

$$\sigma_{Ecd,1} = \frac{F_{Ecd,1}}{a_1^2 (= a^2)} \quad \text{formule [3.13]}$$

- Compression des facettes inclinées :

$$\text{Aire des facettes inclinées : } a_2 = a_3 = \frac{b}{2\sin\theta}$$

$$\sigma_{Ecd,2} = \frac{F_{Ecd,2}}{a_2 \cdot a} = \frac{N_{Ed}}{2\sin\theta} \frac{2\sin\theta}{ab} = \frac{N_{Ed}}{ab} \quad \text{formule [3.14]}$$

Le champ des contraintes dans ce nœud symétrique est un état hydrostatatique.

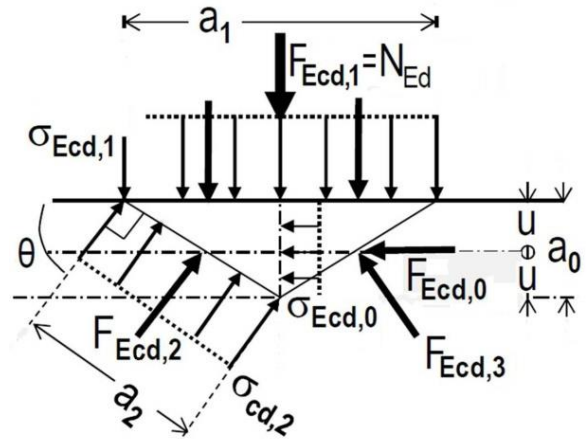


Fig. 3.49

$$\text{Condition de résistance : } \text{Max} [\sigma_{Ed,1} ; \sigma_{Ed,2} ; \sigma_{Ed,3}] \leq \sigma_{Rd,max} = (1 - f_{ck}/250)f_{ck} / \gamma_C \quad (6.60)$$

7.1.3.3 Influence du degré d'agressivité du sol

Ces calculs ne prennent pas en compte les caractères chimiques du sol.

En cas d'agressivité avérée (Cf. Documents particuliers du Marché), il convient de majorer les sections d'acier trouvées comme suit :

- 10% dans le cas où la classe d'exposition XA1 ;
- 30% dans le cas où la classe d'exposition XA2 ;
- 50% dans le cas où la classe d'exposition XA3.

7.1.4 . Exemple de calcul

Exemple – Données

- Résultante des forces verticales à l'ELU : $N_{Ed} = 0,75 \text{ MN}$
- Dimensions du poteau : $a = b = 0,40 \text{ m}$
- Résistance caractéristique spécifiée du béton : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, soit $f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}$
(Tab. 1.7, chapitre 1)
- Diamètre des pieux : $\phi = 0,40 \text{ m}$.
- Le sol ne présente pas une particulière agressivité chimique.

7.1.4.1 Dimensionnement de la semelle

- Distance entre axes des pieux : $l_t \geq 3\phi = 1,20 \text{ m}$, prenons $l_t = 1,30 \text{ m}$.

- Hauteur h de la semelle. Elle est choisie en fonction de la double condition :

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

Soit $0,65 \text{ m} \leq d \leq 0,91 \text{ m}$. En prenant $d = 0,65 \text{ m}$, d'où $h = 0,70 \text{ m}$.

- Largeur de la semelle a_F :

$$a_F \geq \text{Max} \left[\frac{N_{Ed}}{3df_{ctk,0,05}}; \phi + 2s_o + c \right]$$

$$a_F \geq \text{Max} \left[\frac{0,75}{3 \times 0,65 \times 1,8} = 0,214 \text{ m}; 0,4 + 2(0,05 + 0,04) = 0,58 \text{ m} \right]$$

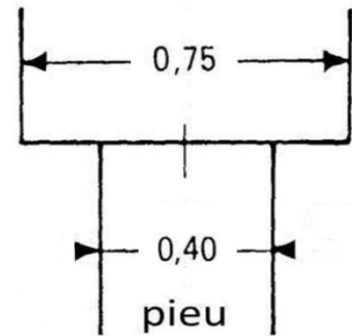


Fig. 3.50

Prenons pour valeur de $a_F = 0,75 \text{ m}$ (Fig. 3.50).

Compte tenu de ces dimensions, le poids propre exact de la semelle vaut $0,025 \text{ MN}$. Nous admettons négligeables les effets éventuels des terres situées au-dessus de la semelle.

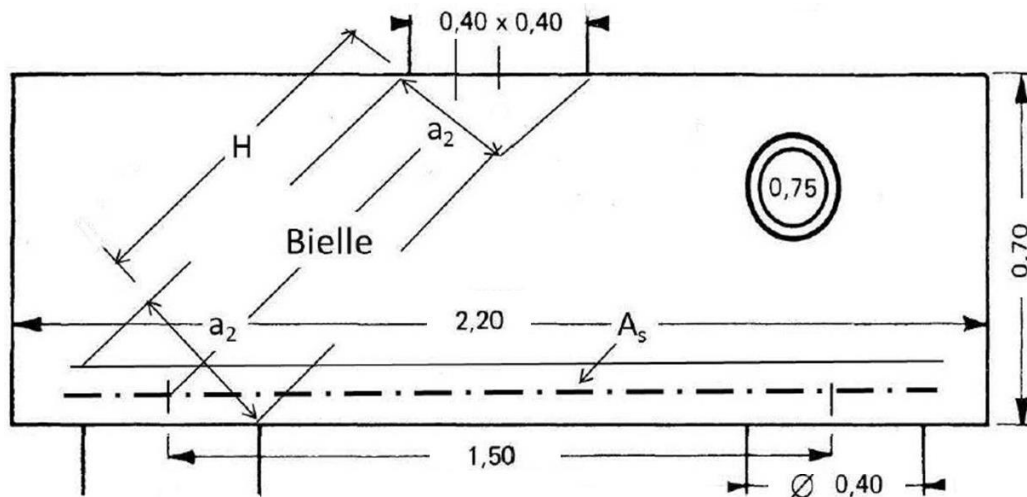


Fig. 3.51

7.1.4.2 Modèle bielles-tirants (EC2-1-1)

a) Armature sous-tendeur.

L'inclinaison d'angle θ des bielles sur le tirant (sous-tendeur horizontal) est déterminée par la condition que l'axe de la bielle est perpendiculaire aux facettes des nœuds.

$$16u^2 - 16du - b(2l_t - b) = 0 \quad \text{formule (3.10)}$$

$$16u^2 - 16 \times 0,65u - 0,4(2 \times 1,3 - 0,4) = 0$$

La solution de l'équation du 2^e degré est $u = 100$ mm, puis $\text{tg}\theta = 0,785$ et $\theta = 45^\circ$. La force de traction dans l'armature inférieure (sous-tendeur) :

$$F_{s,Ed} = \frac{N_{Ed} + 1,35G_0}{2\text{tg}\theta} = 0,392 \text{ MN} \quad \text{et} \quad A_s \geq \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,392}{435} 10^6 = 900 \text{ mm}^2.$$

b) Compressions de la bielle

i) Nœud inférieur.

La contrainte de compression sur les facettes 1 et 2 (Fig. 3.48) :

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{4(N_{Ed} + 1,35G_0)}{\pi\phi^2} \quad \text{formule [3.11]}$$

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{4(0,75 + 1,35 \times 0,025)}{\pi 0,4^2} = 6,23 \text{ MPa}$$

La largeur a_2 de la bielle inclinée (Fig. 3.47):

$$a_2 = (\phi + 2s_o/\text{tg}\theta)\sin\theta = 0,354 \text{ m}$$

On considère que la diffusion des forces du pieu à la semelle a pour largeur :

$$e = \left(\frac{\pi\phi^2}{4}\right) \frac{1}{\phi} = 0,314 \text{ m}$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{F_{Ecd,2}}{a_2 \cdot e} = \frac{R_{Ed}}{a_2 \cdot e \cdot \sin\theta} \quad \text{formule [3.12]}$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{4(0,75 + 1,35 \times 0,025)}{0,354 \times 0,314 \times \sin\theta} = 4,98 \text{ MPa.}$$

La compression ultime de calcul : $\sigma_{Rd,max} = 0,85(1 - f_{ck}/250)f_{ck}/\gamma_C$ (6.61)

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \left(1 - \frac{25}{250}\right) \frac{25}{1,5} = 12,75 \text{ MPa}$$

La résistance est bien vérifiée car $\text{Max} [\sigma_{Ed,1}; \sigma_{Ed,2}] \leq \sigma_{Rd,max}$

ii) Nœud supérieur.

- Compression verticale sous le poteau (Fig. 3.48).

$$\sigma_{Ecd,1} = \frac{F_{Ecd,1}}{a_1^2} = \frac{N_{Ed}}{a^2} = \frac{0,75}{0,4^2} = 4,69 \text{ MPa} \quad \text{formule [3.13]}$$

- Compression des facettes inclinées : aire des facettes : $a_2 = a_3 = (b/2)\sin\theta = 0,283 \text{ m}$.

$$\sigma_{Ed,2} = \sigma_{Ed,3} = \frac{F_{Ecd,2}}{a_2 \cdot a} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot a} = \frac{0,75}{0,4^2} = 4,69 \text{ MPa} \quad \text{formule [3.14]}$$

La compression ultime de calcul : $\sigma_{Rd,max} = (1 - f_{ck}/250)f_{ck}/\gamma_C$ (6.61)

$$\sigma_{Rd,max} = \left(1 - \frac{25}{250}\right) \frac{25}{1,5} = 15,0 \text{ MPa}$$

La condition de résistance est bien satisfaite puisque $\text{Max} [\sigma_{Ed,1}; \sigma_{Ed,2}; \sigma_{Ed,3}] \leq \sigma_{Rd,max}$

c) Autres armatures.

La longueur de la bielle H (Fig. 3.51) a pour valeur :

$$H = \frac{(d - u)}{\sin\theta} = \frac{(0,65 - 0,10)}{0,707} = 0,778 \text{ m}$$

Compte-tenu des dimensions, la semelle ne que présente des régions de discontinuité totale (Fig. 3.22b)) :

$$a_{\text{bielle}} \leq H/2 \text{ et } b_{\text{eff}} = H/2 + 0,65a_{\text{bielle}}$$

avec a_{bielle} = moyenne de a_2 (nœud supérieur) et de a_2 (nœud inférieur) = $(0,283 + 0,354)/2 = 0,318 \text{ m}$.

Alors l'effort traction appliquée sur une longueur de $0,4H$ sur une moitié de la bielle :

$$T = \frac{F_{\text{Ecd},2}}{4} \left(1 - \frac{1,4a_{\text{bielle}}}{H}\right) = \frac{N_{\text{Ed}}}{8\sin\theta} \left(1 - 1,4 \frac{a_{\text{bielle}}}{H}\right) \quad (6.59a)$$

$$T = \frac{0,75}{8 \times 0,707} \left(1 - 1,4 \frac{0,318}{0,778}\right) = 0,04 \text{ MN}$$

Armature verticale secondaire, densité linéaire :

$$A_{s,v} = \frac{T \sin\theta}{0,4H \cos\theta} \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \frac{0,057}{0,4 \times 0,778 \times 435} 10^6 = 421 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (6.59a)$$

C'est la même densité linéaire $A_{s,h} = A_{s,v}$ pour le ferrailage horizontal compte tenu que $\theta = 45^\circ$.

7.1.4.3 Guide d'application de l'EC2 (méthodes des bielles)

a) Armature sous-tendeur

$$F_{s,Ed} = 1,15(N_{\text{Ed}} + 1,35G_0)l_t \left(1 - \frac{b}{2l_t}\right) = 0,161 \text{ MN}$$

$$\text{et } A_s \geq \frac{F_{\text{Ed}}}{f_{yd}} = \frac{0,161}{435} 10^6 = 370 \text{ mm}^2.$$

b) Compressions de la bielle.

$$\text{i) Nœud inférieur : } \sigma_{c,\text{inf}} = \frac{4(N_{\text{Ed}} + 1,35G_0)}{2(\pi\phi^2)\sin^2\theta} = 12,5 \text{ MPa} < 0,9f_{ck} = 22,5 \text{ MPa}$$

$$\text{ii) Nœud supérieur : } \sigma_{c,\text{sup}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{a\text{bsin}^2\theta} = 9,4 \text{ MPa} < 0,9f_{ck} = 22,5 \text{ MPa}$$

c) Contrainte de cisaillement : $N_{\text{Ed}} / (1,75a_F \cdot d) = 0,92 \text{ MPa} < 1,75f_{ctm} = 4,48 \text{ MPa}$.

d) Autres armatures. Les charges des pieux $R_{\text{Ed}} = 0,783 \text{ MN}$ étant inférieures à $1,10 \text{ MN}$, donc des HA 10 espacés de 120 mm verticalement et horizontalement. Soit une densité ($78,5/0,12 = 654 \text{ mm}^2/\text{m}$).

La section des armatures supérieures est comprise entre $0,125 (45 \text{ mm}^2)$ et $0,2A_s (74 \text{ mm}^2)$.

7.1.4.4 Ferrailage au moyen de treillis soudés ADETS

Prenons un panneau ST 25C plié dans le sens de sa longueur, de manière à constituer des cadres fermés (Fig. 3.52) représentant une section $S = 257 \times 2 = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, donc supérieure à $A_v = 421 \text{ mm}^2/\text{m}$, reliés par des fils horizontaux de section $s = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$, donc supérieure à $A_h = 421 \text{ mm}^2/\text{m}$.

La disposition choisie montre qu'en partie supérieure, on a au moins 5 fils $\phi 7$ représentant une section de 5 fois $38,5 = 193 \text{ mm}^2$. Les dispositions constructives requièrent une section $A'_{s,b}$ d'au moins $A_s/8 = 113 \text{ mm}^2$, ce qui est vérifié ici.

En partie inférieure, compte tenu que la longueur de recouvrement $l_o = 262 \text{ mm}$, il y a 6 fils $\phi 7$ représentant 269 mm^2 une part de $A_s = 900 \text{ mm}^2$, il reste à pourvoir en barres HA :

$$900 - 269 = 631 \text{ mm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}20 + \text{HA}10 \text{ (} A_s = 707 \text{ mm}^2 \text{)}.$$

$$\text{Finalement : } 707 + 269 = 976 \text{ mm}^2.$$

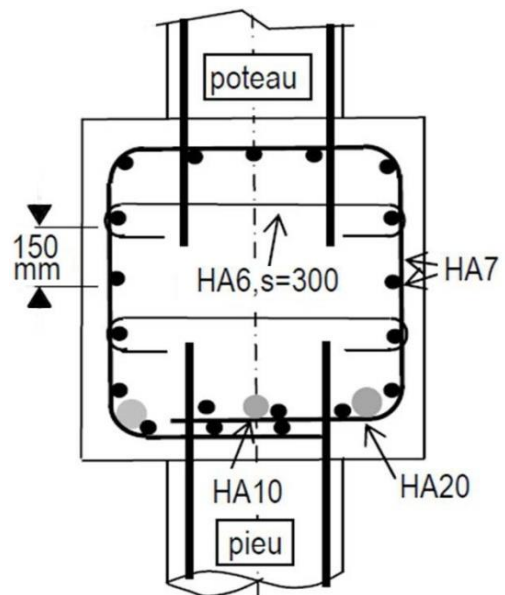


Fig. 3.52

7.2 . SEMELLES SUR DEUX PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS A UN MOMENT DE FLEXION

Dans ce cas, la méthode la plus pratique à appliquer est la méthode générale.

Comme pour les semelles sur sol, le treillis soudé constituant l'armature inférieure de la semelle est déterminé par les effets d'actions agissant dans la section S1.

La vérification à l'effort tranchant se fait dans la section S2. Les réactions des pieux valent (Fig. 3.53).

$$R_{ed,1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed,s1}}{l_t} \quad R_{ed,2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed,s1}}{l_t}$$

7.2.1 Choix des dimensions

Distance l_t entre les axes des pieux de diamètre ϕ : $l_t \geq 2,5\phi$ à 3ϕ .

Hauteur h : $b_o \leq h \leq 2b_o$, avec b_o la distance de l'axe d'un pieu au nu du poteau.

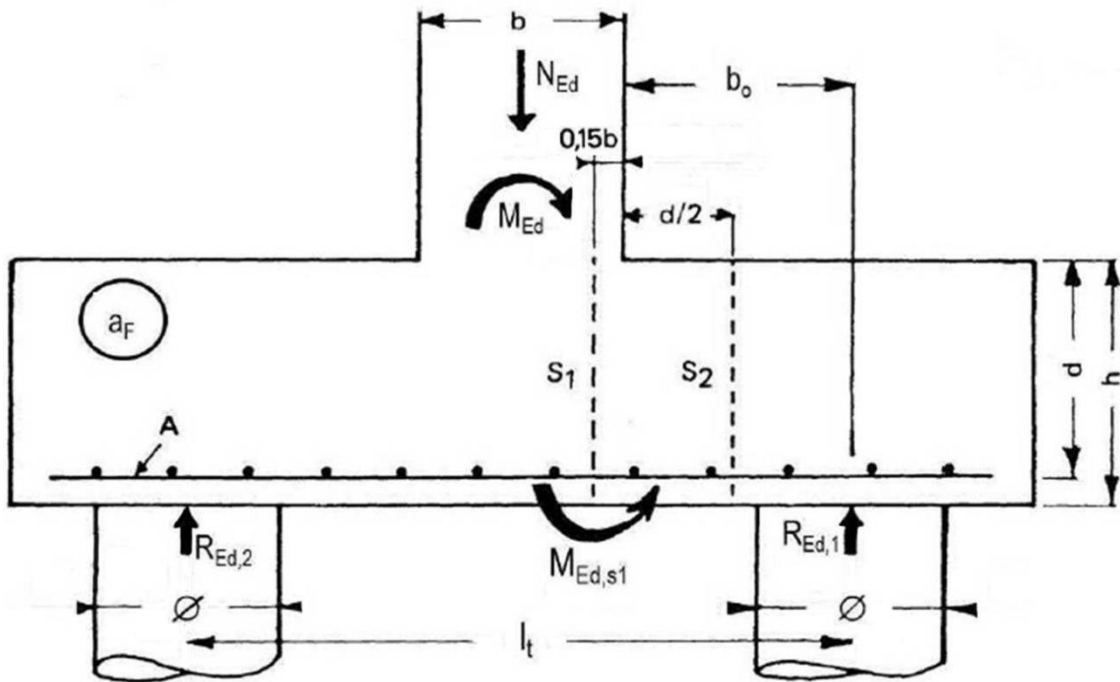


Fig. 3.53

7.2.2 . Armatures

Les armatures horizontale et verticales sont être déterminées comme indiqué au §7.1.4.2 du chapitre.

La section A_s de l'armature horizontale inférieure est calculée en fonction du moment M_{s1} tel que :

$$M_{Ed,s1} = \left(\frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_t} \right) \left(\frac{l_t}{2} - 0,35b \right)$$

La section A_s trouvée est majorée de :

- 10% dans le cas où la classe d'exposition XA1 ;
- 30% dans le cas où la classe d'exposition XA2 ;
- 50% dans le cas où la classe d'exposition XA3.

Cette armature (fils du treillis ou barres) est disposée sans réduction d'aire sur toute la distance entre axes des pieux.

Elle est prolongée au-delà de l'axe de chacun des pieux, puis totalement ancrée.

7.2.3 . Vérification à l'effort tranchant

L'effort tranchant dans la section S2 vaut :

$$V_{Ed,2} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_t}$$

Les vérifications à effectuer et la détermination des armatures d'âme, sont effectuées comme pour une poutre (Cf. chapitre 1, §3.6.2).

7.3 . SEMELLES CARRÉES SUR QUATRE PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN EFFORT CENTRÉ

Dans ce cas, la méthode à utiliser est la méthode des bielles. Il y a quatre bielles, dont l'angle d'inclinaison θ sur l'horizontale est défini par la figure 3.54.

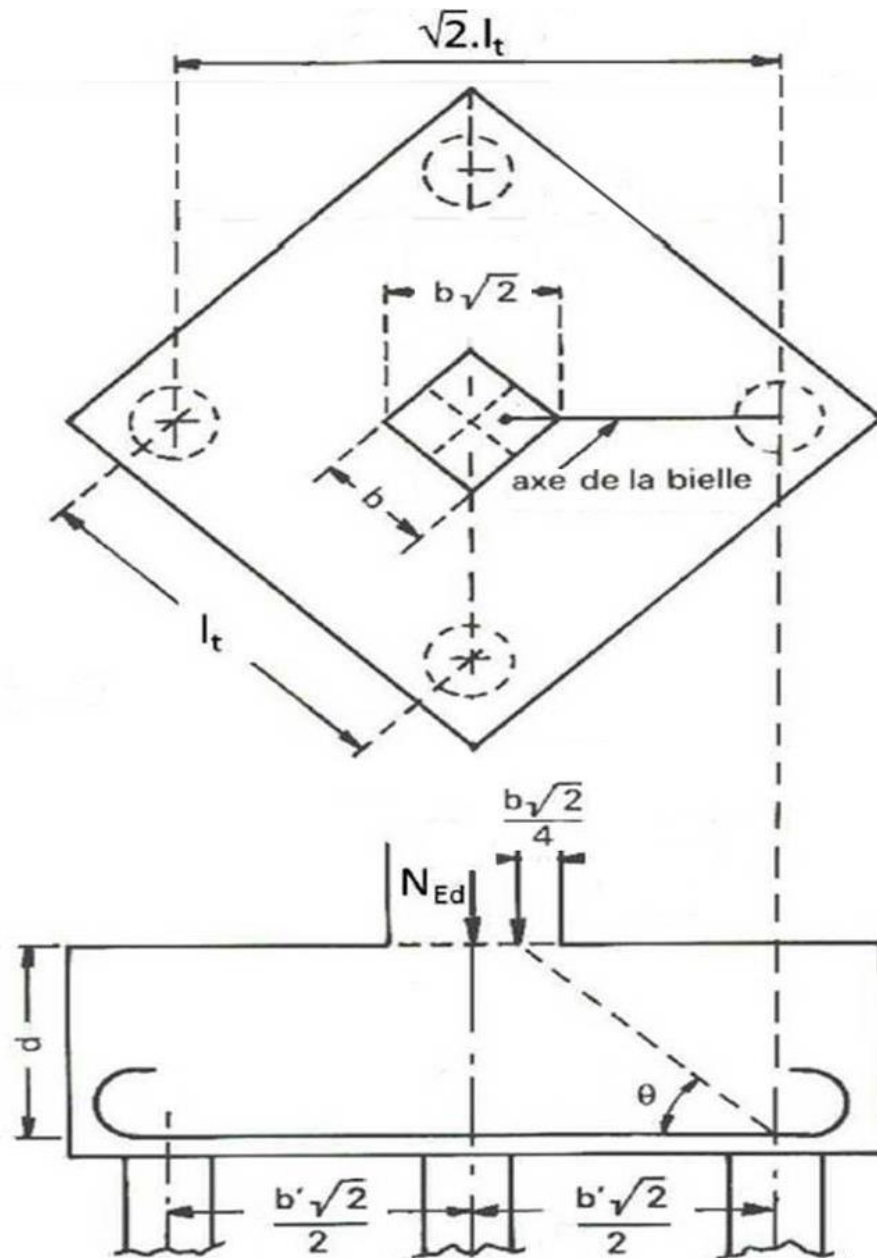


Fig. 3.54

7.3.1 . Choix des dimensions

La hauteur utile d doit vérifier la double condition :

$$0,7 \left(l_t - \frac{b}{2} \right) \leq d \leq \left(\frac{l_t}{2} - \frac{b}{2} \right)$$

7.3.2 Compression des bielles

L'inclinaison θ de la bielle par rapport au plan horizontal :

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{2d\sqrt{2}}{2l_t - b}$$

Les conditions à vérifier sont au nœud inférieur :

- à l'interface semelle-pieu (cas de pieux généralement circulaires et de diamètre ϕ) :

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{4(N_{Ed} + 1,35G_0)}{\pi\phi^2} \leq 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.61)$$

- au niveau de la section à la base du poteau :

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{N_{Ed}}{b^2} \leq \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.60)$$

7.3.3 Armatures inférieures (sous-tendeur)

La force de traction des armatures inférieures est donnée par la décomposition de la force N_{Ed} entre ses quatre bielles, redressées par des armatures formant des tirants inférieurs.

Dans le cas général (inclinaison comprise entre 45° et 55°), la force dans ceux-ci est donnée par :

- cas des armatures disposées selon les diagonales :

$$T_{Ed,diag} = \frac{\sqrt{2}N_{Ed}l_t \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)}{8d} \text{ et la section d'acier: } A_{s,diag} = \frac{T_{Ed,diag}}{f_{yk}/\gamma_s}$$

- cas des armatures le long des côtés :

$$T_{Ed,côtés} = \frac{N_{Ed}l_t \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)}{8d} \text{ et la section d'acier: } A_{s,côtés} = \frac{T_{Ed,côtés}}{f_{yk}/\gamma_s}$$

Les sections A_s trouvées sont majorées de :

- 10% dans le cas où la classe d'exposition XA1 ;
- 30% dans le cas où la classe d'exposition XA2 ;
- 50% dans le cas où la classe d'exposition XA3.

Cette armature (fils du treillis ou barres) est disposée sans réduction d'aire sur toute la distance entre axes des pieux.

Elle est prolongée au-delà de l'axe de chacun des pieux puis totalement ancrée.

L'emploi de treillis soudés se révèle pratique à l'exécution, mais du fait que les fils sont uniformément répartis sur la surface de la semelle, l'effort de traction dans les deux directions parallèles aux côtés, est égal à :

$$T_{Ed,ts} = 1,15 \frac{N_{Ed}l_t \left(1 - \frac{a}{2l_t}\right)}{8d} \text{ et la section d'acier : } A_{s,côtés} = \frac{T_{Ed,ts}}{f_{yk}/\gamma_s}$$

7.3.4 Armatures horizontales intermédiaires

Pour les semelles relativement hautes, il convient de disposer un treillis soudé intermédiaire présentant dans chaque sens une section totale $A_h \geq 0,1A_s$.

7.4 . SEMELLES SUR QUATRE PIEUX SOUS POTEAUX SOUMIS À UN MOMENT DE FLEXION

Le moment extérieur est d'axe perpendiculaire au côté b de la semelle qui n'est pas nécessairement carrée, on suppose que :

$$b_F \geq a_F, a/b = a_F/b_F. \text{ (Fig. 3.55).}$$

La hauteur h doit être telle que : $0,5(b_F - b) \leq h \leq (b_F - b)$.

Les réactions des pieux valent :

- pour les pieux les plus chargés :

$$R_{Ed,1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_{tb}}$$

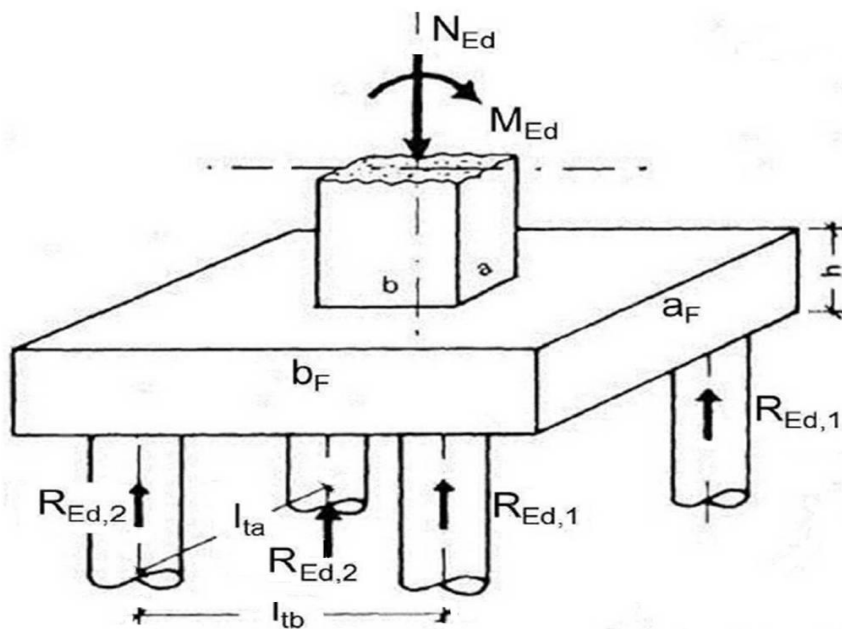


Fig. 3.55

- pour les pieux les moins chargés :

$$R_{Ed,2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{l_{tb}}$$

Le moment dans la section S1 est :

- dans le sens du côté b_F (section S1 à 0,35b de l'axe du poteau) :

$$M_{Ed,s1,b} = 2R_{Ed,1} \left(\frac{l_{tb}}{2} - 0,35b \right) = \left(\frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_{tb}} \right) \left(\frac{l_{tb}}{2} - 0,35b \right)$$

- dans le sens du côté a_F (section S1 à 0,35a de l'axe du poteau) :

$$M_{Ed,s1,a} = (R_{Ed,1} + R_{Ed,2}) \left(\frac{l_{ta}}{2} - 0,35a \right) = \frac{N_{Ed}}{2} \left(\frac{l_{ta}}{2} - 0,35a \right)$$

Le ferrailage se composera de barres ou de fils de treillis soudés disposés parallèlement aux deux côtés de la semelle. La section dans une direction est calculée selon la démarche donnée dans le chapitre 2 (annexe 2.1), avec le moment correspondant :

- pour les fils parallèles au sens b_F , le moment réduit est ainsi déterminé :

$$\mu_{u,b} = \frac{M_{Ed,s1,b}}{a_F d_1^2 f_{cd}}, \quad \text{avec les hauteurs utiles } d_1 > d_2$$

- pour les fils parallèles au sens a_F , le moment réduit est alors :

$$\mu_{u,a} = \frac{M_{Ed,s1,a}}{b_F d_a^2 f_{cd}}$$

Les conditions relatives à l'effort tranchant consistent à vérifier les conditions suivantes.

- Dans la section S2 de largeur $a + b$, de hauteur utile d , située à $d/2$ du nu du poteau, du côté des pieux les plus chargés :

$$V_{Ed} = 2R_{Ed,1} \leq \frac{a + d}{9} df_{ck}$$

- Dans la section S3 de la semelle, de largeur $\phi + h$, de hauteur h , située à $h/2$ du nu d'un pieu, perpendiculairement au plan vertical défini par l'axe du poteau et l'axe d'un des pieux les plus chargés :

$$R_{Ed,1} \leq \frac{\phi + h}{18} hf_{ck}$$

8 . RADIERS

8.1 . GENERALITES

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour répartir les charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions⁷.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, le concepteur doit vérifier que le point de passage de la résultante générale coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier. Lorsque la compressibilité du sol varie de manière importante ou lorsque la structure présente des différences marquées de rigidité, il y a lieu de prévoir des joints de rupture.

8.2 . RADIER RÉPARTISSEUR DE CHARGES

D'une manière générale, il est impossible de connaître la répartition exacte des réactions s'exerçant sous un radier. En effet, celles-ci dépendent de la nature du sol et des coefficients d'élasticité respectifs sol-radier et radier-structure.

Le calcul d'un radier nécessite donc le choix d'hypothèses simplificatrices sur les diagrammes de réaction du sol. Toutefois, il est impératif que soit vérifiée la condition d'équilibre statique global entre les réactions du sol et l'ensemble des charges appliquées par la superstructure.

Le radier, par simplification, est toujours considéré comme infiniment raide par rapport à sa superstructure. En d'autres termes, les poteaux et les voiles s'appuyant sur le radier sont considérés comme articulés à leur base. En revanche, le radier est plus ou moins déformable par rapport au sol de fondation.

8.2.1 . Radiers rigides

Si le radier peut être considéré comme rigide, le calcul est mené en considérant une répartition linéaire des réactions du sol.

Le dimensionnement du radier doit être tel que le cheminement des efforts de la superstructure soit assuré, les efforts internes du radier étant déterminés par l'équilibre des forces de gauche (ou de droite) d'une section quelconque.

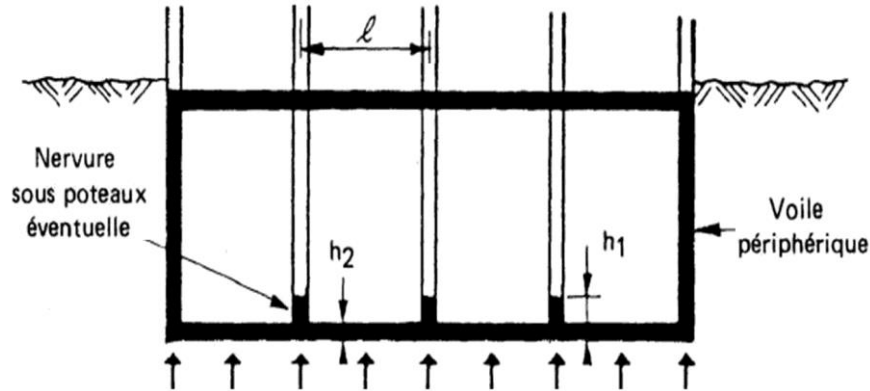


Fig. 3.56

Le calcul en plancher renversé n'est valable que sous réserve de vérifier sensiblement l'équilibre entre la descente des charges apportées par la superstructure et les réactions du sol sous chaque poteau.

En première approximation l'épaisseur des éléments constitutifs du radier est déterminée par les relations :

- nervures : $h_1 \geq l/10$, avec l : la distance entre les axes des poteaux parallèlement aux nervures ;
- dalle : $h_2 \geq l/20$, avec l : la distance entre les axes des poteaux perpendiculairement aux nervures (Fig. 3.56).

De plus l'épaisseur de la dalle doit être telle que la vérification à l'effort tranchant soit assurée sans qu'on ait besoin d'armatures d'effort tranchant.

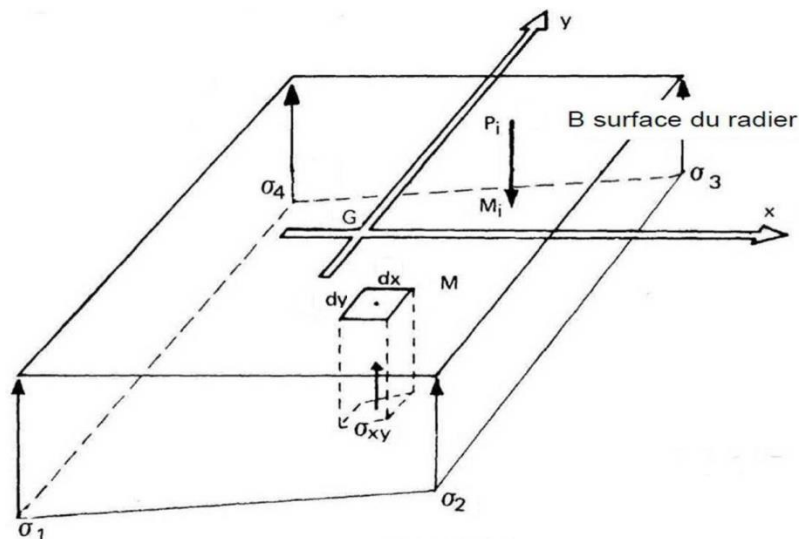


Fig. 3.57

Soit $\sigma\{x,y\}$: réaction du sol au point de coordonnées x,y (Fig. 3.57)

On peut toujours déterminer un diagramme plan de réactions du sol vérifiant l'équilibre statique :

$$\iint_B \sigma\{x,y\}dx dy = \sum_{i=1}^n P_i ; \iint_B \sigma\{x,y\}x dx dy = \sum_{i=1}^n x_i P_i ; \iint_B \sigma\{x,y\}y dx dy = \sum_{i=1}^n y_i P_i$$

Dans les cas usuels, la recherche de la solution de ces équations est difficile manuellement.

Elle ne peut se traiter que par l'outil informatique. Ce diagramme étant déterminé dans toute coupe parallèle à G_x ou G_y et en prenant à chaque fois toutes les charges (sans aucune réduction) situées d'un même côté de cette coupe, on peut déterminer un moment que l'on répartit a priori transversalement proportionnellement aux contraintes.

8.2.2 . Radiers souples

Cette méthode ne tient pas compte de la continuité. Elle consiste à vérifier les conditions de l'équilibre statique et de non-poinçonnement du sol sous la surface correspondant à chaque poteau ou voile pris isolément. Ces surfaces peuvent être discontinues si la résistance du sol le permet. La forme du diagramme choisi peut être soit rectangulaire soit triangulaire (terrain pulvérulent).

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : les réactions du sol sont centrées sous chaque poteau (Fig. 3.58)

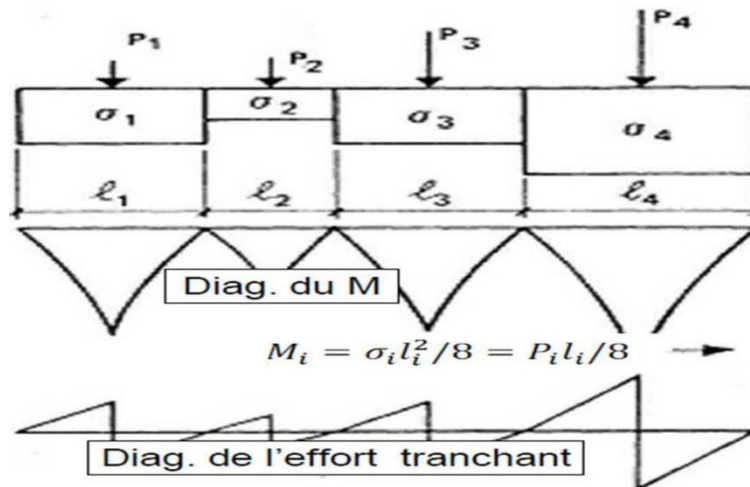


Fig. 3.58

2^e cas : les réactions du sol ne peuvent être centrées sous chaque poteau (Fig. 3.59)

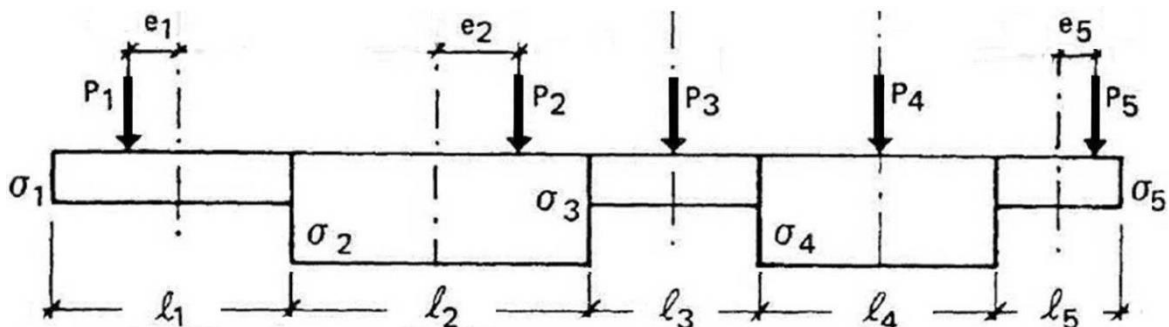


Fig. 3.59

Il faut alors vérifier l'équilibre de la statique sur deux blocs adjacents. Dans le cas de l'exemple ci-dessus, il faut isoler trois blocs (1/2) - 3 - (4/5).

On a, les forces P_i étant rapportées à l'unité de largeur :

– **Bloc 1/2 :**

$$P_1 + P_2 = \sigma_1 l_1 + \sigma_2 l_2$$

$$P_2 \left(e_1 + \frac{l_1 + l_2}{2} + e_2 \right) = \sigma_1 l_1 e_1 + \sigma_2 l_2 \left(e_1 + \frac{l_1 + l_2}{2} \right)$$

Ce qui fournit les contraintes σ_1 et σ_2 .

– **Bloc 3 :** $P_3 = \sigma_3 l_3$ d'où σ_3 .

– **Bloc 4/5 :**

$$P_4 + P_5 = \sigma_4 l_4 + \sigma_5 l_5$$

$$P_5 \left(\frac{l_4 + l_5}{2} + e_5 \right) = \sigma_4 l_4 \left(\frac{l_4 + l_5}{2} \right) + \sigma_5 l_5 e_5$$

Ce qui détermine σ_4 et σ_5 .

La connaissance des contraintes permet alors de tracer la courbe représentative des moments de flexion et celle de l'effort tranchant, d'où l'on peut déduire les sections des armatures longitudinales et transversales à prévoir.

8.2.3 . Méthode de la poutre sur appui continu élastique

Se reporter à la littérature spécialisée de la Résistance des Matériaux.

8.3 . RADIER FORMANT CUVELAGE

Ce type de radier se calcule de la même façon qu'un radier répartisseur de charges (Cf. §8.2 du chapitre).

Néanmoins, il doit pouvoir en outre résister aux sous-pressions de l'eau de la nappe (Fig. 3.60).

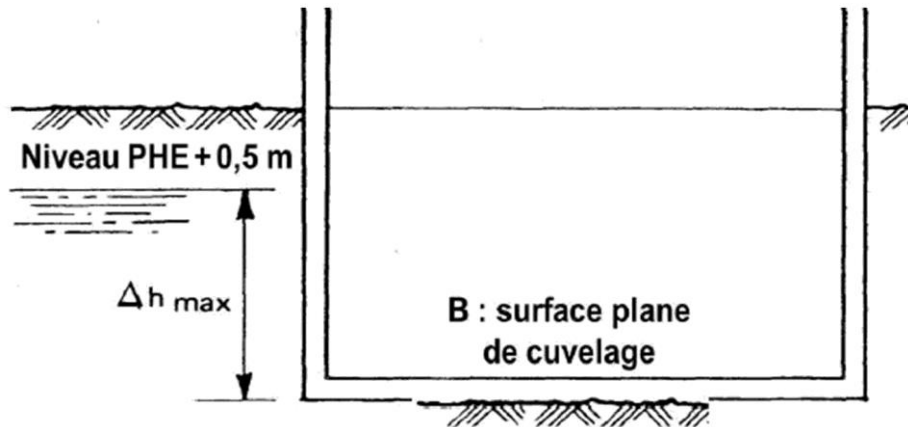


Fig. 3.60

Si aucun ancrage (tirants) dans le sol n'est prévu, la stabilité générale de l'ensemble de la structure vis-à-vis de la sous-pression doit être assurée par son poids propre :

$$G_{\min} \geq 1,1\gamma B\Delta h_{\max}$$

γ : poids volumique de l'eau (10 kN/m³) ;

G_{\min} : poids propre minimal de l'ouvrage à vide ;

Δh_{\max} : différence de niveau maximale entre le niveau des plus hautes eaux prévisibles, augmentée de 0,50 m, et la face inférieure du radier.

Cette vérification est également à faire pour chaque point d'appui avec G_{\min} charge minimale apportée par le point d'appui, B surface de radier affectée à ce point d'appui, la sous-pression de l'eau étant supposé uniforme.

Le radier est calculé comme un plancher renversé (plancher nervuré ou plancher-dalle).

9 . DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PARASISMIQUES

Sur le sujet, il ne s'agit pas d'aborder dans ce chapitre de la conception et du dimensionnement des éléments de fondation en béton, c'est l'objet des articles appropriés dans l'Eurocode 8 (parties 1¹³ et 5¹⁷).

Les présents propos consistent seulement à souligner les quelques points requis aux armatures des semelles superficielles en béton armé.

Dans le chapitre 1 (§ 3.9.5.3 à 5) sont indiquées les exigences générales pour les matériaux, notamment pour l'acier d'armature, les classes appropriées (Cf. Tab. 2.2.2 du chapitre 1) selon la classe de dimensionnement : I (ductilité limitée) ; DCM (ductilité moyenne) et DCH (haute ductilité), se reporter au §3.9,5.2 du chapitre 1.

9.1 . RESISTANCE DES FONDATIONS EN ZONE SISMIQUE (EC8-1, art. 4.4.2.6)

1) Les effets de l'action sur les éléments des fondations sont déduits de considérations de dimensionnement en capacité en tenant compte d'éventuelles sur-résistances. Il n'est pas nécessaire que ces effets soient supérieurs à ceux correspondant à la réponse de la structure dans la situation sismique de calcul, obtenus dans l'hypothèse du comportement élastique de la structure ($q = 1,0$).

2) Si les effets de l'action sur les fondations ont été déterminés en utilisant la valeur du coefficient de comportement q applicable aux structures faiblement dissipatives (Cf. §3.9,5.2(iii)), chapitre 1), aucun dimensionnement en capacité selon l'alinéa (1) n'est exigé.

¹⁷ NF EN 1998-5 et Annexe nationale (Eurocode 8) : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.*

3) Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (murs ou poteaux), l'alinéa (1) est considéré comme vérifié si les valeurs de calcul des effets de l'action E_{Fd} sur les fondations sont calculés par l'expression :

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{R,d} \Omega E_{F,E} \quad (4.30) \text{ de l'EC8 - 1}$$

$\gamma_{R,d}$ est le coefficient de sur-résistance, pris égal à 1,0 pour $q \leq 3$, ou à 1,2 dans les autres cas ;
 $E_{F,G}$, l'effet dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul (Cf. l'Eurocode 0, art. 6.4.3.4) ;
 $E_{F,E}$, l'effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul ;
 Ω , la valeur de $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ de la zone dissipative ou de l'élément i de la structure qui a la plus grande influence sur les effets E_F considérés et R_{di} , la résistance de calcul de la zone ou de l'élément i ;
 E_{di} , la valeur de calcul de l'effet de l'action sur la zone ou l'élément i pour la situation sismique de calcul.

4) Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, ...), l'alinéa 1) est considéré comme satisfait si la valeur de Ω utilisée dans l'expression (4.30) est déduite de l'élément vertical ayant l'effort tranchant horizontal le plus important dans la situation sismique de calcul, ou, en variante, si une valeur de Ω égale à 1 est utilisée dans l'expression (4.30) avec la valeur du coefficient de sur-résistance $\gamma_{R,d}$ majorée à 1,4.

9.2 . DOMAINE D'APPLICATION (EC8-1, art. 5.8.1)

1) Si les effets de l'action sismique de calcul pour la conception et le dimensionnement des éléments de fondation des structures dissipatives sont déduits de considérations de dimensionnement en capacité selon § 9.1(2) du chapitre, il n'est pas prévu de dissipation d'énergie dans ces éléments dans la situation sismique de calcul. Leur conception et leur dimensionnement suivent l'exigence d'emploi de l'acier pour béton armé de la classe B (Cf. Tab. 1.13 du chapitre 1).

2) Si les effets de l'action de calcul pour les éléments de fondation des structures dissipatives sont déduits de l'analyse dans la situation sismique de calcul sans prendre en compte de considération de dimensionnement en capacité selon le §9.1(2) du chapitre, la conception de ces éléments doit respecter les règles correspondant aux éléments de superstructure pour la classe de ductilité retenue. Pour les chaînages et les longrines, les efforts tranchants de calcul sont déterminés sur la base de considérations de dimensionnement en capacité, conformément à des règles pour poutres dans les bâtiments de DCM ou de DCH.

3) Si les effets de l'action de calcul pour les éléments de fondation ont été déterminés en utilisant une valeur du coefficient de comportement q plus petite ou égale à la valeur limite supérieure de q pour le comportement faiblement dissipatif (1,5 pour les bâtiments en béton), la conception de ces éléments suit l'exigence concernant l'acier pour béton armé, l'emploi de classes B ou C (Cf. Tab. 1.13 du chapitre 1).

9.3 . CHAINAGES ET LONGRINES (EC8-1, art. 5.8.2)

1) Doivent être évités, des poteaux de liaison entre la face supérieure d'une semelle ou d'une semelle sur pieu et le parement inférieur de chaînages ou de longrines. La face inférieure des chaînages ou des longrines doit être ainsi placée en dessous de la face supérieure de la semelle ou de la semelle sur pieu.

2) Dans une vérification, il convient de prendre en compte les efforts normaux dans les longrines ou les zones de dallage jouant le rôle de chaînage, conformément aux art. 5.4.1.2(6) et (7) de NF EN 1998-5, considérant comme agissant en même temps que les effets de l'action déterminés selon § 9.1 (1) ou (2) du chapitre, pour la situation sismique de calcul, en prenant en compte les effets du 2nd ordre.

3) Il convient que les chaînages et longrines aient une section transversale de largeur au moins égale à $b_{w,min}$ et de hauteur au moins égale à $h_{w,min}$.

EC8-1, Annexe Nationale. Les valeurs minimales retenues sont :

- dans le cas d'au plus 3 étages au-dessus de la fondation soit $b_{w,min} = 0,15$ m et $h_{w,min} = 0,20$ m, soit $b_{w,min} = 0,20$ m et $h_{w,min} = 0,15$ m ;
- dans le cas de plus 3 étages : $b_{w,min} = 0,30$ m et $h_{w,min} = 0,30$ m.

4) Il convient que les dallages conçus suivant l'EC8-5 (art. 5.4.1.2(2)) pour relier les semelles isolées ou les têtes de pieux vis-à-vis des forces horizontales, aient une épaisseur d'au moins t_{min} et un pourcentage minimal d'armatures $\rho_{s,min}$ sur les faces inférieure et supérieure.

EC8-1, Annexe Nationale. Les valeurs minimales retenues sont : $t_{min} = 0,12$ m et $\rho_{s,min} = 0,4$ % s'appliquant sur une largeur du dallage, constituant longrine d'au moins 0,30 m de large dans le cas d'au plus 3 étages, et d'au moins 40 cm dans le cas de plus de 3 étages.

Il y a lieu en outre de respecter pour chacune de ces longrines, un minimum d'armatures de 3 cm².

5) Il convient que les chaînages et les longrines présentent sur toute leur longueur un pourcentage d'armatures longitudinales au moins égal à $\rho_{b,min}$ sur leurs faces supérieure et inférieure.

EC8-1, Annexe Nationale. La valeur minimale $\rho_{b,min}$ ne concerne que les longrines de liaison et la valeur retenue est $\rho_{b,min} = 0,2$ % par face, soit 0,4 % au total. Il y a lieu, en outre, de respecter un minimum d'armatures de 3 cm².

9.4 . LIAISONS ENTRE ELEMENTS VERTICAUX ET POUTRES OU MURS DE FONDATION (EC8-1, art. 5.8.3)

1) La zone commune (nœud) d'un élément vertical avec une longrine ou un mur de fondation, doit respecter les règles des nœuds poteau-poutre (Cf. EC8-1, art. 5.4.3.3 ou 5.5.3.3).

2) Dans les structures de classe DCM, la liaison des longrines ou des murs de fondation avec des éléments verticaux, peut suivre les règles des nœuds poteau-poutre (Cf. EC8-1, art. 5.5.3.3).

3) Il convient d'orienter les extrémités inférieures coudées des barres longitudinales des éléments verticaux de manière à ce qu'elles induisent une compression dans la zone de liaison.

9.5 . PIEUX ET SEMELLES SUR PIEUX COULES EN PLACE (EC8-1, § 5.8.4)

1) Le sommet du pieu, sur une distance, à partir de la face inférieure de la semelle sur pieu, correspondant à deux fois la dimension de la section transversale du pieu ϕ ainsi que les zones se situant, sur une distance 2ϕ de part et d'autre d'une interface entre deux couches de sol présentant des rigidités au cisaillement sensiblement différentes (rapport de modules de cisaillement dépassant 6), doivent être munies des dispositions constructives des zones de rotule plastique potentielle. Dans ce but, elles doivent être munies d'armatures transversales et de confinement suivant les règles sur les zones critiques des poteaux pour la classe de ductilité correspondante ou au minimum pour la classe DCM.

2) Lorsque l'exigence du §9.2 (3) du chapitre, est appliquée pour la conception de pieux de structures dissipatives, les pieux doivent être dimensionnés et conçus en détail en tenant compte de la formation de rotules plastiques à leur sommet. Dans ce but, la longueur sur laquelle il est nécessaire d'augmenter les armatures transversales et de confinement au sommet du pieu conformément à l'alinéa précédent, est majorée de 50 %.

3) Il convient que les pieux prévus pour résister à des efforts de traction ou supposés fixes en termes de rotation à leur sommet, présentent un ancrage suffisant dans la semelle sur pieux pour mobiliser la résistance de calcul au soulèvement du pieu ou la résistance de calcul à la traction des armatures du pieu, en prenant la plus petite valeur. Si la partie de ces pieux encastree dans la semelle est coulée avant la semelle sur pieu, il convient de prévoir des goujons à l'interface où a lieu la liaison.

Annexe 3.1

Le tableau ci-après donne, à titre indicatif, les fourchettes dans lesquelles se situent les contraintes limites σ_{Rd} généralement admises, en l'absence de tout problème particulier.

Nature du sol	σ_{Rd} (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