

CHAPITRE 2

LES PLANCHERS

TABLE DES MATIÈRES

	Pages
1. GÉNÉRALITÉS	2
1.1. OBJET	2
1.2. TYPES DE PLANCHERS	2
2. DALLES PLEINES	3
2.1. DALLES PLEINES SUR APPUIS CONTINUS	3
2.2. DALLES PLEINES SUR APPUIS PONCTUELS	20
3. PLANCHERS NERVURÉS	32
3.1. RÈGLES PARTICULIÈRES A DES PLANCHERS COMPOSITES	32
3.2. PLANCHERS A POUTRELLES	35
4. PLANCHERS SPÉCIAUX	36
4.1. DALLES FLOTTANTES	36
4.2. DALLES COULÉES SUR BACS ACIER	37
4.3. PLANCHERS A PRÉDALLES	38
ANNEXES	39
A2.1. FORMULAIRE DE LA FLEXION	39
A2.2. CALCUL DES PANNEAUX DE DALLE RECTANGULAIRES	43
A2.3. DIAGRAMME DES MOMENTS	46

1. GÉNÉRALITÉS

1.1. OBJET

Le présent chapitre indique les principales règles de calcul et d'utilisation du treillis soudé comme armatures dans les planchers.

1.2. TYPES DE PLANCHERS

Les planchers peuvent être répartis en trois groupes principaux :

Fig. 2.1a : Les planchers à dalle pleine



Fig. 2.1b : Les planchers nervurés



Fig. 2.1c : Les planchers spéciaux.

(Source photos : Arval by ArcelorMittal)

2. DALLES PLEINES

Une dalle est un élément structural dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale. La structure prend appui :

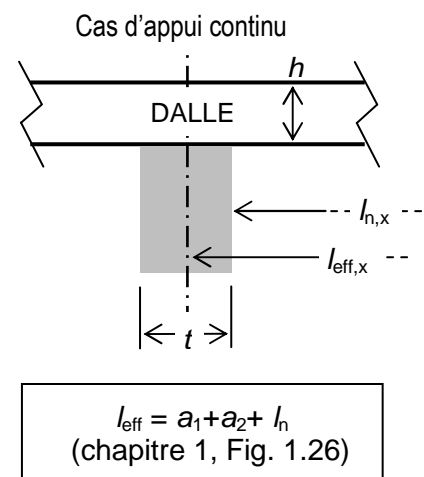
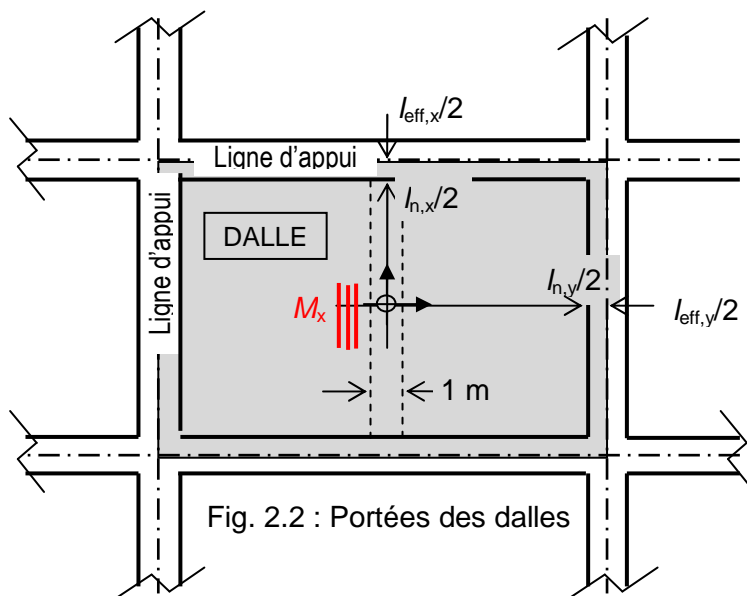
- soit le long de son contour généralement rectangulaire, de façon continue sur des poutres, voiles ou murs maçonnés ;
- soit ponctuellement sur poteaux.

Une dalle principalement soumise à des charges uniformément réparties peut être considérée comme porteuse dans une seule direction si l'une ou l'autre des conditions ci-après est remplie :

- elle présente deux bords libres (sans appuis) sensiblement parallèles,
- elle correspond à la partie centrale d'une dalle pratiquement rectangulaire appuyée sur quatre côtés et dont le rapport de la plus grande à la plus faible portée est supérieur à 2.

2.1. DALLES PLEINES SUR APPUIS CONTINUS

Les portées des dalles sont caractérisées par les portées utiles l_{eff} . Si les lignes d'appuis ont la même largeur et la dalle est d'épaisseur constante dans les différentes travées, l_{eff} est la distance entre axes des lignes d'appuis dans chaque sens.



Les dalles pleines, soumises à des charges uniformément réparties ou concentrées (Cf. NF EN 1991-1-1 ou DPM (Documents Particuliers du Marché)), sont généralement posées sur des appuis continus, perpendiculaires à son plan. Elles peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule.

2.1,1. Méthodes de calcul

La détermination des efforts internes dus aux actions appliquées (poids propres et actions d'exploitation) à la dalle, est effectuée pour les combinaisons d'actions les plus défavorables tant aux états limites ultimes (E.L.U) qu'aux états limites de service (E.L.S). L'EC 2-1-1 permet certaines simplifications dans de telle analyse (chapitre 1, § 3.5,3 à 3.5,6).

Selon le mode de chargement, les efforts internes dans la dalle correspondant respectivement aux sens x et y et évalués pour des bandes de 1 m de largeur (Fig. 2.2), peuvent être déterminés selon les indications du chapitre 1, § 3.5,3 à 3.5,6 :

- soit par une analyse élastique-linéaire, dans le cadre de cette hypothèse de comportement des matériaux l'analyse peut être menée à l'aide de formulaires¹,
- soit par une analyse élastique-linéaire avec redistribution des moments,
- ou encore une analyse plastique.

Dans le cas d'un chargement uniformément réparti vertical descendant, les moments critiques $M_{Ed,x}$ et $M_{Ed,y}$ nécessaires au calcul des treillis soudés sont calculés :

- au centre de la dalle pour les flexions positives (parement inférieur tendu),
- et le long des lignes d'appuis pour les flexions négatives (parement supérieur tendu).

Dans le cas de la dalle encastrée totalement ou partiellement sur leur contour, l'usage avéré consiste à déterminer ces moments à partir du cas de la dalle simplement appuyée sur son pourtour. Les moments maximaux (au centre) ainsi trouvés $M_{x,t,iso}$ et $M_{y,t,iso}$, servent à répartir les moments effectifs dans l'ouvrage en considérant un schéma de répartition en travée et sur appuis de manière à équilibrer tous les cas de combinaisons d'actions extérieures.

2.1,1.1. Épaisseur h des dalles

La valeur de h doit permettre de satisfaire aux conditions relatives à la résistance à l'effort tranchant (chapitre 1, § 3.6,2) et l'état-imite de déformation (chapitre 1, § 3.7,5), le cas échéant, à la résistance à l'incendie (chapitre 1, § 2.3,1.2) et à l'isolation phonique.

Dans la mesure où les poutres ou dalles en béton armé des bâtiments sont dimensionnées de manière à vérifier les conditions de limites portée/hauteur utile (l/d) fixées au tableau 2.1, il est admis que leur flèche ne dépasse pas les critères de flèche admissible (chapitre 1, § 3.7,5).

Tableau 2.1 (EC 2-1-1, Tab.7.4N/NA) : Valeurs de base du rapport l/d pour les éléments en béton armé, en l'absence d'effort normal de compression.

NOTE : Les valeurs de K données sont pour des cas courants (C30/37, $\sigma_s = 310$ MPa). Pour différents systèmes structuraux et les pourcentages d'armatures $\rho = 0,5\%$ ou $1,5\%$, il est possible d'interpoler entre ces deux pourcentages donnés.

Système structural	K	l/d	
		béton fortement sollicité $\rho \geq 1,5\%$	béton faiblement sollicité $\rho \leq 0,5\%$
Dalle sur appui simple portant dans une direction		25	30
Travée de rive d'une dalle continue portant dans une direction ou continue le long d'un grand côté et portant dans deux directions		30	35
Travée intermédiaire d'une dalle portant dans une ou deux directions		35	40
Dalle sans nervure sur poteaux (plancher-dalle) - pour la portée la plus longue	1,2	17	24
Dalle en console	0,4	10	12

NOTE 1 : Les valeurs indiquées sont choisies de manière à se placer généralement du côté de la sécurité et le calcul est susceptible de montrer souvent que des éléments de moindre hauteur peuvent convenir.

NOTE 2 : Les limites indiquées pour les planchers dalles correspondent à une limite moins sévère que le ratio portée $l/250$, pour la flèche à mi-portée. L'expérience a montré que cela était satisfaisant.

¹ Par exemple, la méthode donnée en annexe A 2.2. ci-jointe.

Ou Aide-mémoire *Résistance des matériaux*. Jean GOULET, Jean-Pierre BOUTIN. 8^e édition, Dunod.

2.1,1.2. Armatures de flexion

Les sections d'armature A_x et A_y de la section droite dans chacune des deux directions x et y , sont en général d'abord calculées pour équilibrer respectivement les moments fléchissants de calcul aux E.L.U $M_{Ed,x}$ et $M_{Ed,y}$ (chapitre 1, § 3.6,1).

La hauteur utile d à considérer dans ces calculs, change selon la direction. Soit d_x et d_y , les valeurs respectives pour les barres d'armature dirigées dans les sens des axes x et y (Fig. 2.4). La section A_x est prise comme celle dans la direction principale, c'est-à-dire du lit d'armature le plus proche de la face tendue :

$$d_y = d_x - (\phi_x + \phi_y)/2$$

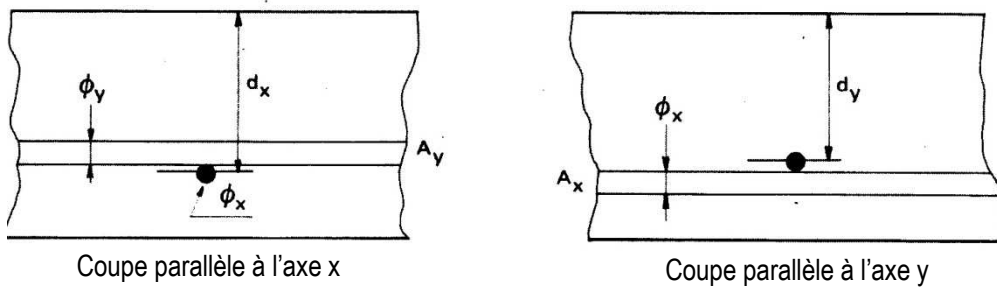


Fig. 2.4 : Hauteur utile des lits d'armature

Il convient de s'assurer ensuite que les aires A_x et A_y ainsi obtenues :

- sont d'une part bien supérieures à la valeur minimale $A_{s,min}$ requise par la norme et inférieures à un maximum $A_{s,max} = 0,04A_c$ (chapitre 1, § 3.8,2) ;
- et d'autre part, vérifient les limitations de contraintes aux ELS (chapitre 1, § 3.7,3).

Des charges localisées mobiles peuvent nécessiter de conserver les sections A_x et A_y dans leur totalité jusqu'aux appuis.

2.1,1.3. Épure d'arrêt des armatures longitudinales tendues

Le ferrailage longitudinal doit être suffisant dans toutes les sections pour résister à l'enveloppe de l'effort de traction agissant, incluant l'effet des fissures inclinées dans les âmes et les membrures. Le supplément de traction ΔF_{td} qui en résulte dans les armatures longitudinales, peut être aussi estimé en décalant la courbe des moments d'une distance $a_l = d$ dans les dalles sans armatures d'effort tranchant, sinon se reporter au chapitre 1, § 3.6,2.4.

2.1,1.4. Armatures d'effort tranchant (chapitre 1, § 3.6,2)

Les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires :

- dans des dalles d'épaisseur inférieure à 200 mm ;
- et si la condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ est vérifiée dans l'élément. La quantité $A_{sw,min}$ minimale peut être omise dans les dalles pleines, nervurées ou alvéolées, lorsqu'une redistribution transversale des charges est rendue possible (chapitre 1, § 3.6,2.2).

Les dispositions constructives, relatives aux armatures d'effort tranchant pour les dalles, indiquées au chapitre 1, § 3.6,2.5, s'appliquent avec les modifications suivantes :

- Lorsque $|V_{Ed}| \leq V_{Rd,max}/3$, les armatures d'effort tranchant peuvent consister entièrement en barres relevées ou en cadres, étriers ou épingles. $V_{Rd,max}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant que peut reprendre l'élément avant écrasement des bielles en compression.

- L'espacement longitudinal maximal des cadres, étriers ou épingles, est donné par :

$$s_{max} = 0,75d (1 + \cot\alpha) \quad (9.9)$$

α est l'inclinaison des armatures d'effort tranchant.

- L'espacement longitudinal maximal des barres relevées est donné par : $s_{max} = d$. (9.10)

- L'espacement transversal maximal des armatures d'effort tranchant est limité à $1,5d$.

2.1.2. Dispositions constructives

2.1.2.1. Espacement des barres parallèles

L'espacement des barres est limité à $s_{\max, \text{slabs}}$, où h étant l'épaisseur totale de la dalle.

Tableau 2.2 (EC 2-1-1, Annexe Nationale clause 9.3.1.1(3) Note) : Espacement admissible des barres des treillis soudés

Armatures	Principale	Secondaire
$s_{\max, \text{slabs}} \leq$	$\min\{3h; 400 \text{ mm}\}$	$\min\{3,5h; 450 \text{ mm}\}$
Zone de M_{\max} et sous charges concentrées : $s_{\max, \text{slabs}} \leq$	$\min\{2h; 250 \text{ mm}\}$	$\min\{3h; 400 \text{ mm}\}$

2.1.2.2. Dispositions des armatures de flexion au voisinage des appuis

Dans les dalles sur appuis simples, la moitié des armatures calculées en travée, est prolongée jusqu'à l'appui et y est totalement ancrée.

Lorsqu'un encastrement partiel se produit le long du bord d'une dalle, mais n'est pas pris en compte dans l'analyse, les armatures en chapeau doivent être capables de résister au moins à 25 % du moment maximal de la travée adjacente. Ces armatures sont à prolonger sur une longueur d'au moins 0,2 fois la longueur de la travée adjacente, mesurée à partir du nu de l'appui, et qu'elles soient :

- au droit des appuis intermédiaires continues,
- ancrées aux appuis d'extrémité.

A un appui d'extrémité, le moment à équilibrer peut être réduit jusqu'à 15 % du moment maximal de la travée adjacente.

2.1.2.3. Ancrage des armatures inférieures aux appuis d'extrémité

Au niveau des appuis qui sont considérés dans le calcul comme faiblement ou pas encastrés, l'aire des armatures inférieures doit être au moins β_2 fois l'aire présente des armatures en travée.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : La valeur à utiliser est $\beta_2 = 0$, sous réserve d'adopter une force à ancrer sur appui donnée par la formule suivante :

$$F_E = V_{Ed} \cdot a/z + N_{Ed} + M_{Ed}/z$$

N_{Ed} est l'effort normal agissant sur l'appui et M_{Ed} , le moment sollicitant concomitant.

La longueur d'ancrage de calcul l_{bd} est mesurée à partir de la ligne de contact entre la poutre ou dalle et l'appui. La pression transversale peut être prise en compte pour un appui direct.

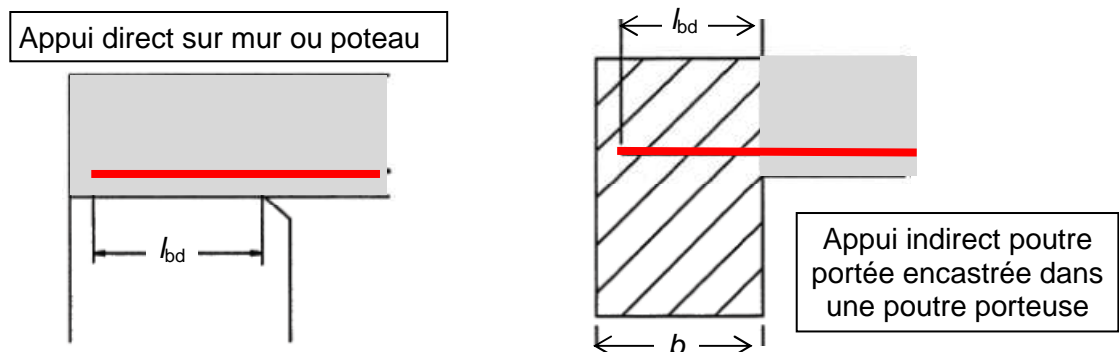


Fig. 2.5 (EC 2-1-1, Fig. 9.3) : Cas d'ancrage d'armatures inférieures aux appuis d'extrémité.

2.1,2.4. Ancrage des armatures inférieures aux appuis intermédiaires

Au niveau des appuis considérés dans le calcul comme faiblement ou pas encastrés, l'aire des armatures inférieures doit être au moins β_2 fois l'aire présente des armatures en travée.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : Même règle qu'au § 2.1,1.3.

La longueur d'ancrage l est supérieure :

- à 10ϕ dans le cas des barres droites,
- au diamètre du mandrin ϕ_m dans le cas des crochets et des coudes éventuels, avec des diamètres de barre au moins égaux à 16 mm, ou à deux fois le diamètre du mandrin dans les autres cas (Fig. 2.6).

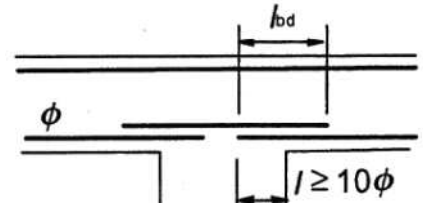


Fig. 2.6 (EC 2-1-1, Fig. 9.4b) : Ancrage au niveau des appuis intermédiaires

Les documents du contrat spécifient les armatures exigées pour résister à des moments positifs éventuels (par exemple : tassement de l'appui, explosion, etc.). Ces armatures sont continues, ce qui peut être réalisé au moyen de recouvrements.

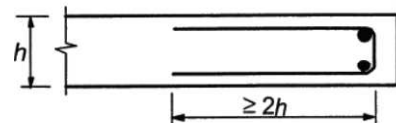
2.1,2.5. Dispositions des armatures d'angle

Lorsqu'il est prévu d'empêcher tout soulèvement de la dalle dans un angle, des armatures appropriées (tirants de lestage) doivent y être placées.

2.1,2.6. Armatures de bords libres

Le long du bord libre (non appuyé) d'une dalle, il convient de disposer des armatures longitudinales et transversales (Fig. 2.7). Celles couramment prévues dans une dalle peuvent tenir le rôle d'armatures de rive.

Fig. 2.7 (EC 2-1-1, Fig. 9.8) : Armatures de rive pour une dalle



2.1,3. Poutres-dalles

Ce sont des dalles présentant deux bords libres, sensiblement parallèles et distants d'au moins trois fois leur épaisseur. Les poutres-dalles continues sont calculées par application des règles pour les éléments poutres.

2.1,3.1. Justifications et vérifications

Dans les dalles en béton armé des bâtiments, dans la mesure où des dispositions relatives à la hauteur h (et donc la hauteur utile d) sont prises, en rapport avec la portée l , de manière à vérifier les limites sur le ratio portée/hauteur utile (l/d) indiquées au tableau 2.1, l'EC 2-1-1 admet ainsi que leur flèche ne dépasse pas les critères de flèches limites requises (chapitre 1, § 3.7,5).

2.1,3.2. Dispositions constructives

a) Ferrailage transversal

Il convient de prévoir, dans les dalles unidirectionnelles, des armatures transversales secondaires représentant au moins 20 % des armatures principales.

Au voisinage des appuis, des armatures transversales aux barres principales supérieures ne sont pas nécessaires lorsqu'il n'existe aucun moment fléchissant transversal.

b) Armatures d'effort tranchant

Se reporter au § 2.1,1.4.

2.1,4. Disposition des treillis soudés

2.1,4.1. Longueur des panneaux

Les longueurs et les positions des différents panneaux doivent assurer la couverture des diagrammes des efforts internes, en particulier celui représentant la courbe-enveloppe des moments fléchissants.

a) Armatures en chapeau (Fig. 2.8)

On rappelle que lorsqu'un encastrement partiel se produit le long du bord d'une dalle mais n'est pas pris en compte dans l'analyse, les armatures supérieures doivent être capables de résister à 25 % au moins du moment maximal de la travée adjacente. Ces armatures sont à prolonger sur une longueur d'au moins 0,2 fois la longueur de la travée adjacente, mesurée à partir du nu de l'appui, qu'elles soient continues au droit des appuis intermédiaires et qu'elles soient ancrées aux appuis d'extrémité.

A un appui d'extrémité, le moment à équilibrer peut être réduit jusqu'à 15 % du moment maximal de la travée adjacente.

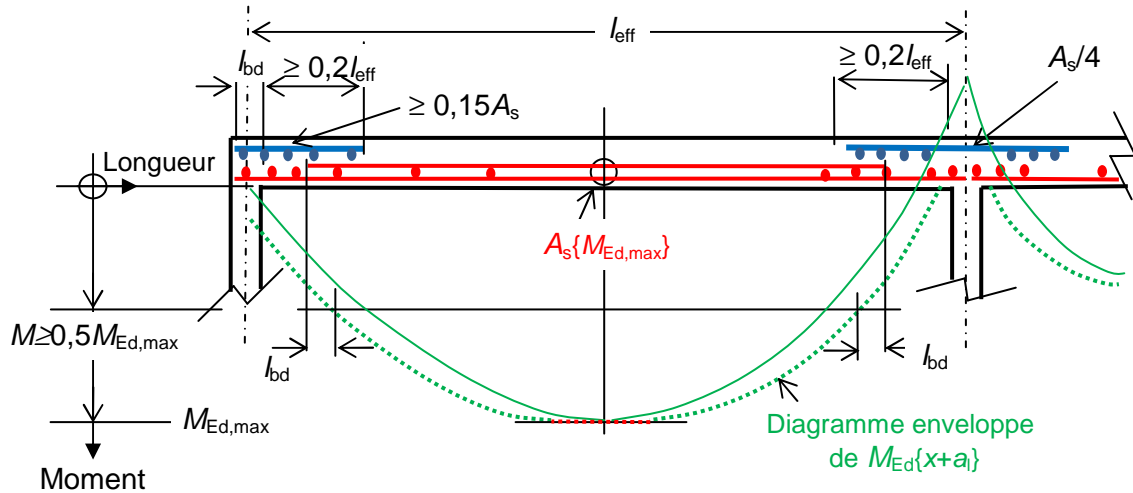
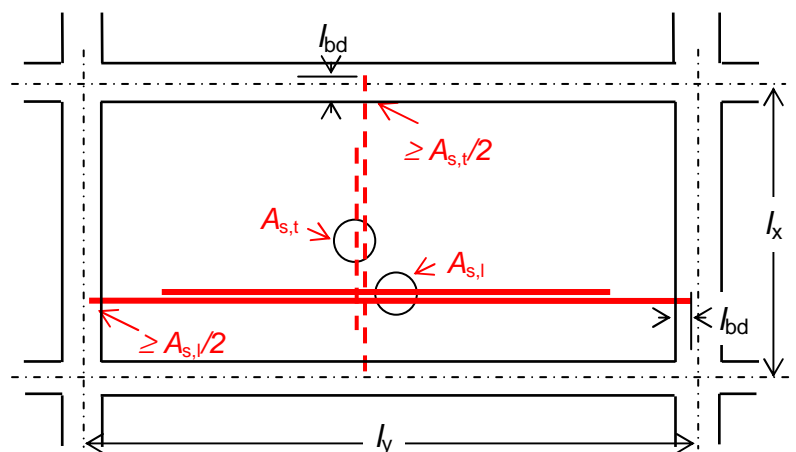


Fig. 2.8 : Disposition des armatures en panneaux de treillis soudés

b) Panneaux inférieurs

Dans les dalles sur appuis simples, la moitié des armatures calculées en travée est prolongée jusqu'à l'appui et y est ancrée totalement.

Fig. 2.9 : Dispositions des panneaux inférieurs



Pour la réalisation des armatures sur appui, on peut utiliser :

- soit des treillis soudés standard,
- soit des treillis soudés sur devis.

2.1.4.2. Exemples de dispositions pratiques dans les zones d'appui

a) Appuis de rive

Ces appuis ne peuvent en général équilibrer que de faibles moments d'encastrement (0 à $0,2M_{Ed, travée}$). A l'ancrage des armatures, lorsque la longueur est définie en tenant compte l'effet de barre transversale soudée, la disposition doit vérifier la condition de la Fig. 1.14e) du chapitre 1.

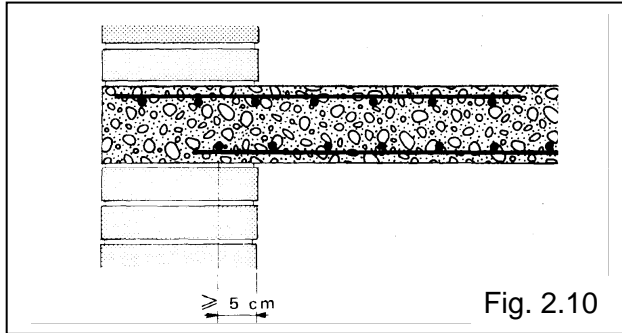


Fig. 2.10

1. L'appui est un mur en maçonnerie

La première soudure du treillis soudé inférieur doit se trouver au minimum à 5 cm en retrait par rapport au nu d'appui. Si un chaînage est prévu, il doit être placé entre les treillis soudés inférieurs et supérieurs.

2. L'appui est une poutre préfabriquée ou coulée en place

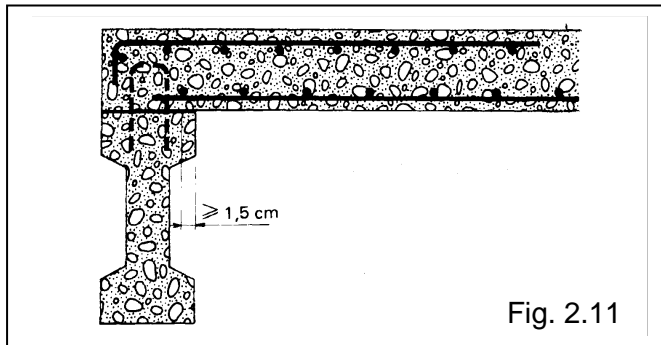


Fig. 2.11

La première soudure du treillis soudé inférieur doit se trouver au minimum à 1,5 cm en retrait par rapport au nu d'appui. Pour que la dalle puisse jouer le rôle de table de compression de la poutre, des armatures en attente formant couture doivent être prévues dans la poutre.

3. L'appui est une poutre en béton armé

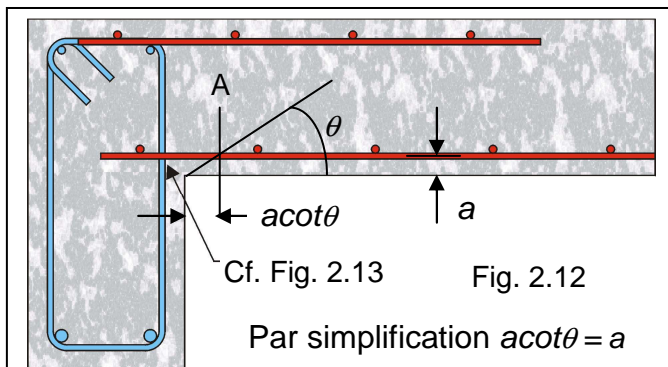


Fig. 2.12

Dans la plupart des cas, le ferrailage des poutres étant préfabriqué, s'il n'est pas possible de vérifier la condition d'une barre transversale distante au moins de 5ϕ du point A vers l'appui (condition de la figure 1.14e) du chapitre 1), il y a lieu alors, pour assurer l'ancrage, de couper le fil de répartition au droit de l'appui comme indiqué sur la figure 2.13, ce qui entraîne pratiquement d'avoir un espacement constant pour les cadres.

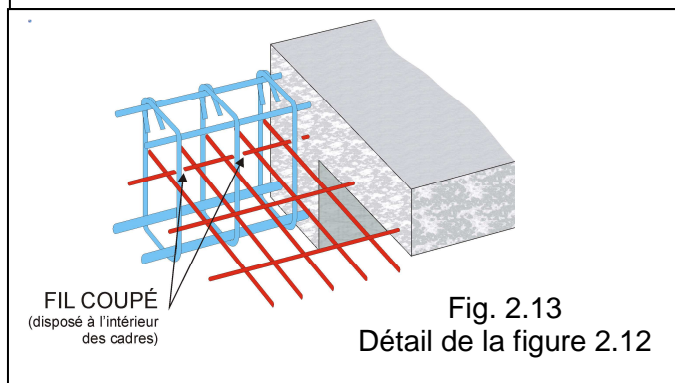
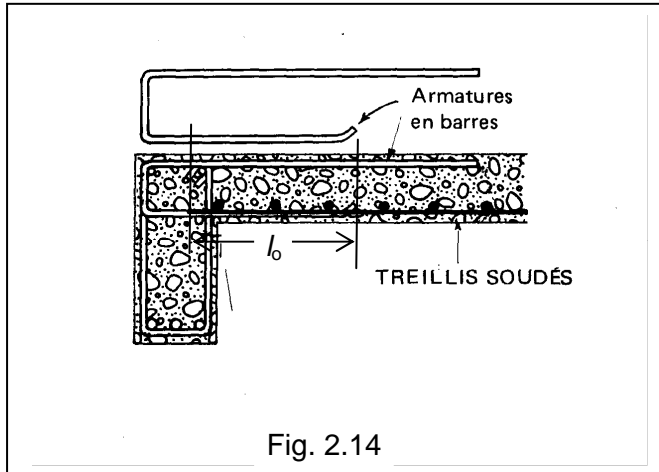
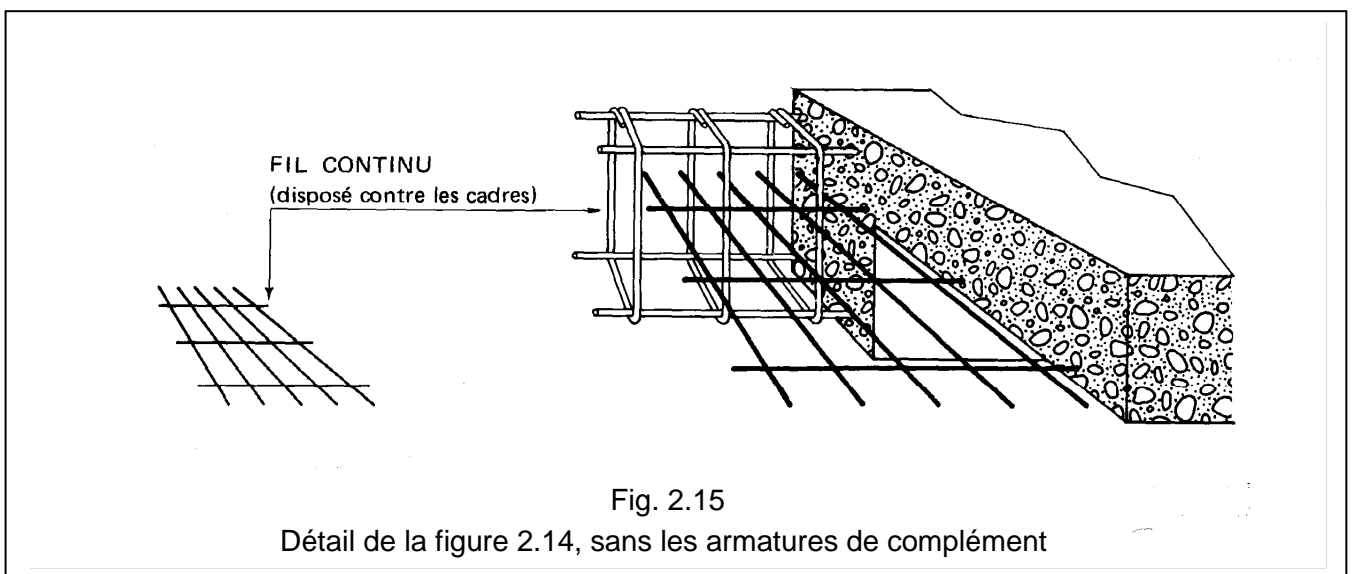


Fig. 2.13
Détail de la figure 2.12

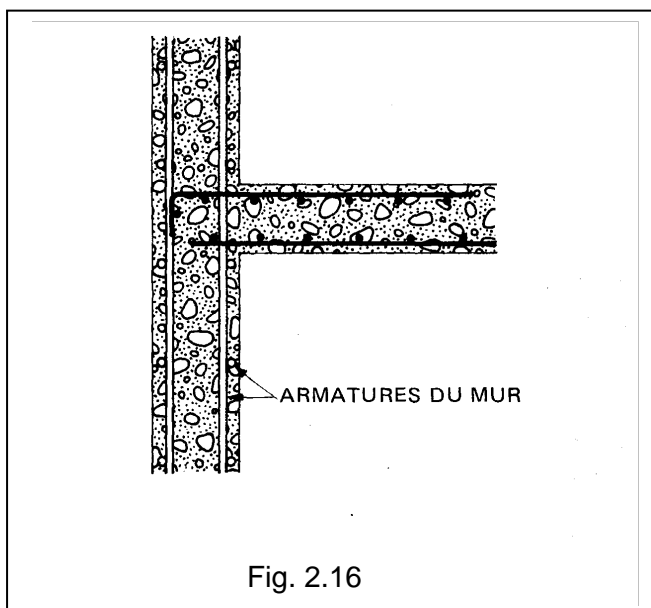
Il est préférable de choisir si possible une largeur de cadres permettant d'avoir le premier fil de répartition à l'extérieur des cadres.



La figure 2.14 présente une solution permettant d'éviter de couper la barre de répartition, au moyen d'armatures complémentaires.



4. L'appui est un mur en béton armé.



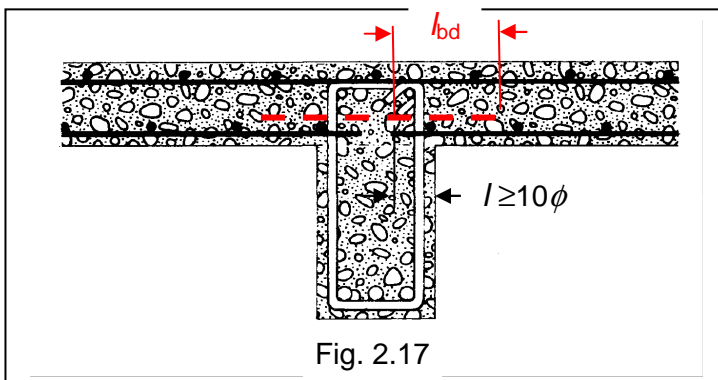
Dans le cas de murs armés de barres, les panneaux de treillis soudés qui arment la dalle peuvent sans difficulté être placés de manière qu'il y ait au moins un fil de répartition sur appui (Fig. 2.16).

Dans le cas de murs armés de panneaux de treillis soudés les dispositions prévues pour les poutres (Fig. 2.11 à 2.14) doivent être adoptées.

b) Appuis intermédiaires

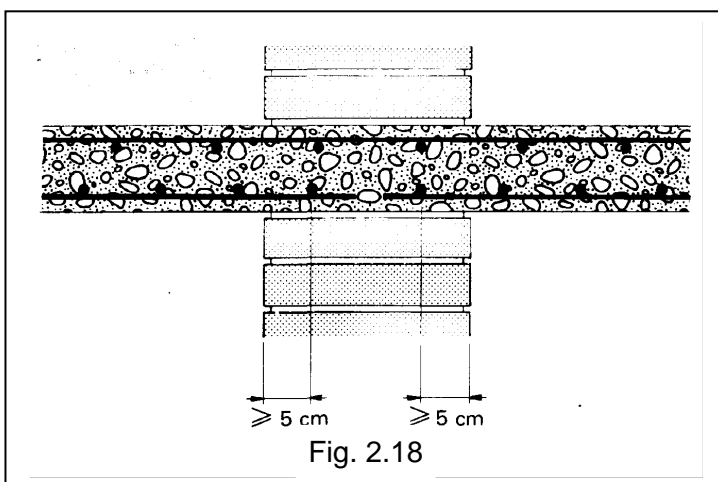
Dans le cas de charges uniformément réparties, lorsque la dalle est armée en chapeaux pour un moment d'appui $M_{Ed,appui}$ tel que $V_{Ed} + M_{Ed,appui}/0,9d$ soit négatif (V_{Ed} : effort tranchant dans la section du nu d'appui), le panneau inférieur de treillis soudé doit être disposé conformément aux dispositions suivantes.

1. L'appui est une poutre en béton armé



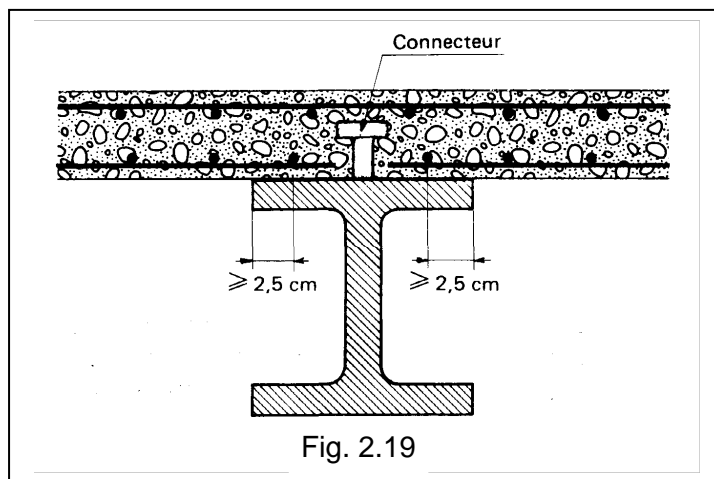
Il convient que la longueur l ne soit pas inférieure à 10ϕ . En cas contraire, ajouter une barre de continuité en recouvrement représentée sur la figure 2.17 en tirets (EC 2-1-1, Fig. 9.4).

2. L'appui est un mur en maçonnerie



Les dispositions à prévoir sont présentées à la figure 2.18.

3. L'appui est une poutre métallique



Pour que la dalle puisse jouer le rôle de table de compression de la poutre métallique, il est indispensable de réaliser une liaison au moyen de connecteurs qui doivent être calculés en fonction de l'effort de glissement s'exerçant à l'interface dalle-poutre métallique (se reporter à la littérature spécialisée).

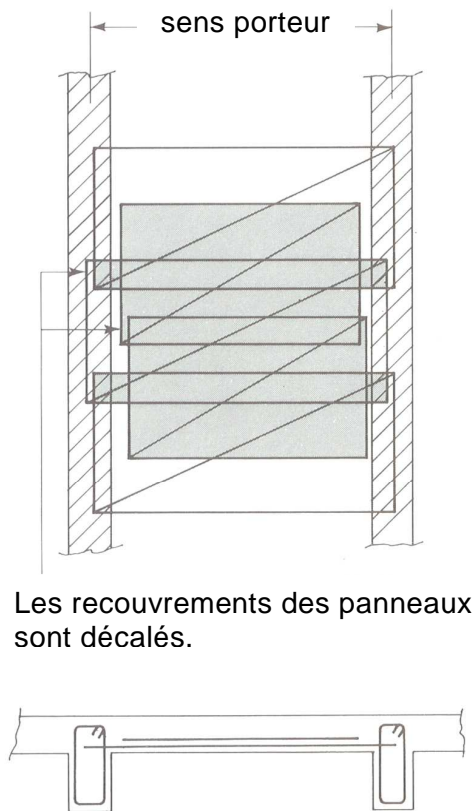
2.1,4.3. Exemples de dispositions de panneaux en travée

NOTE : Les dispositions présentées sur les figures 2.20 à 2.23 sont schématiques, en pratique les longueurs des panneaux doivent satisfaire aux règles d'ancrage du chapitre 1, § 2.3,3.

a) Dalles portant dans un seul sens

Lorsqu'un seul panneau n'est pas suffisant pour assurer la résistance dans le sens porteur, deux dispositions peuvent être adoptées, les recouvrements transversaux doivent satisfaire aux règles données dans le chapitre 1, § 2.3,6.

Disposition A
(deux types de panneaux de longueurs différentes).



Les recouvrements des panneaux sont décalés.

Fig. 2.20

Cette disposition est applicable quand les panneaux les plus longs couvrent la totalité de la portée en prenant appui à leurs extrémités sur une poutre ou sur un mur.

Lorsque l'on prévoit deux lits, les recouvrements transversaux doivent être décalés, dans le sens perpendiculaire au sens porteur, d'un lit à l'autre.

Disposition B
(un seul type de panneau)

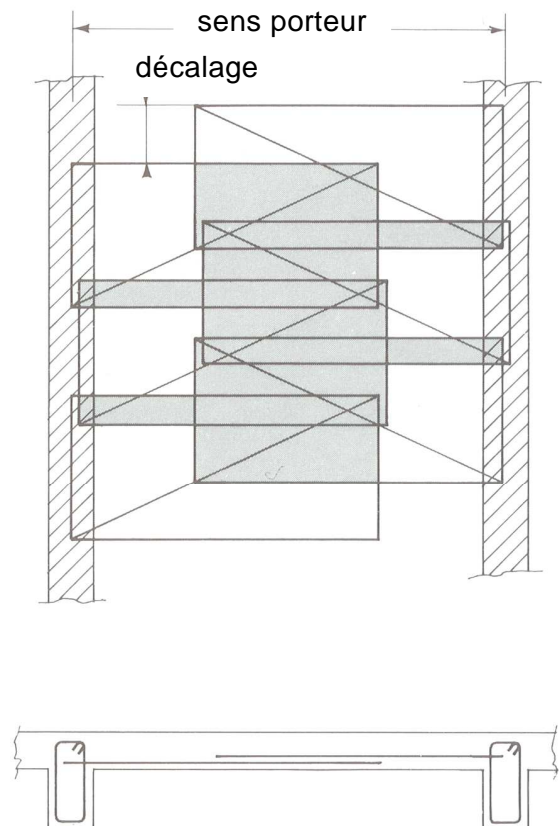


Fig. 2.21

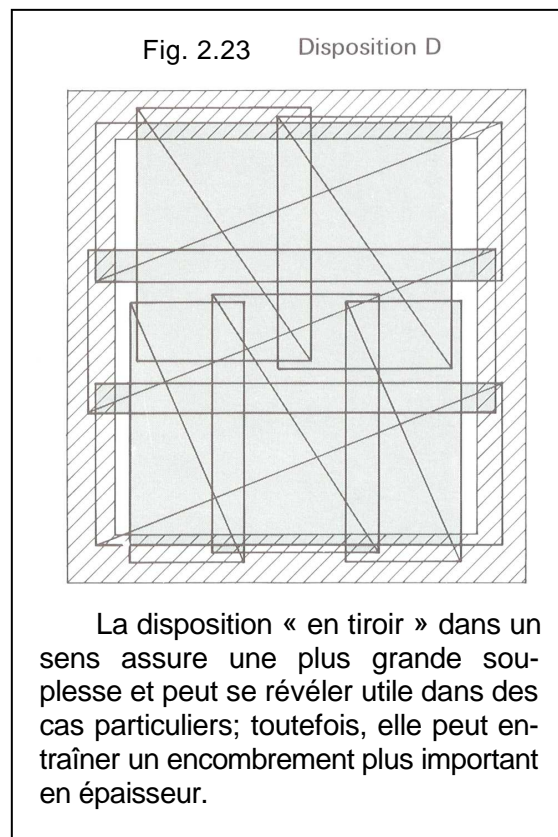
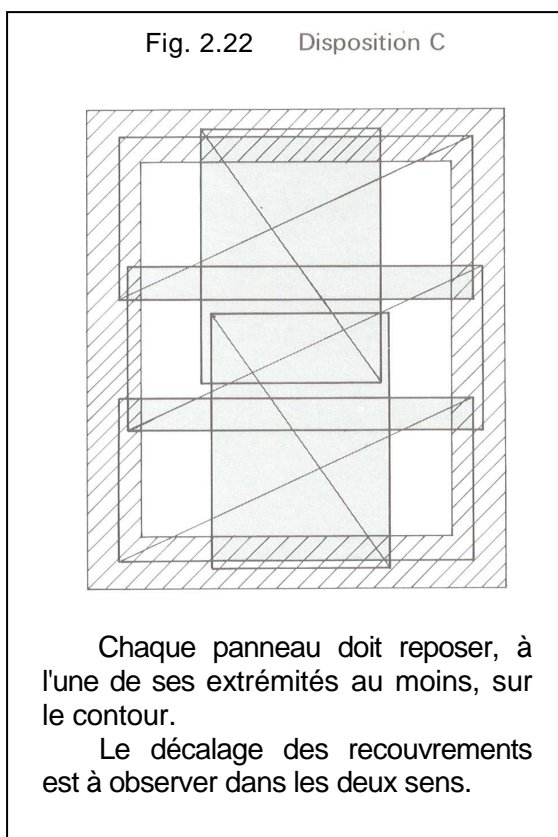
Cette disposition dite « en tiroir », plus souple que la disposition A, est utilisée dans le cas d'assez grandes portées.

Elle permet notamment de satisfaire à la disposition représentée à la figure 1.14e) du chapitre 1.

Le décalage en plan dans le sens perpendiculaire au sens porteur (en général, d'un demi-panneau) est nécessaire pour limiter l'encombrement dans le sens vertical aux panneaux.

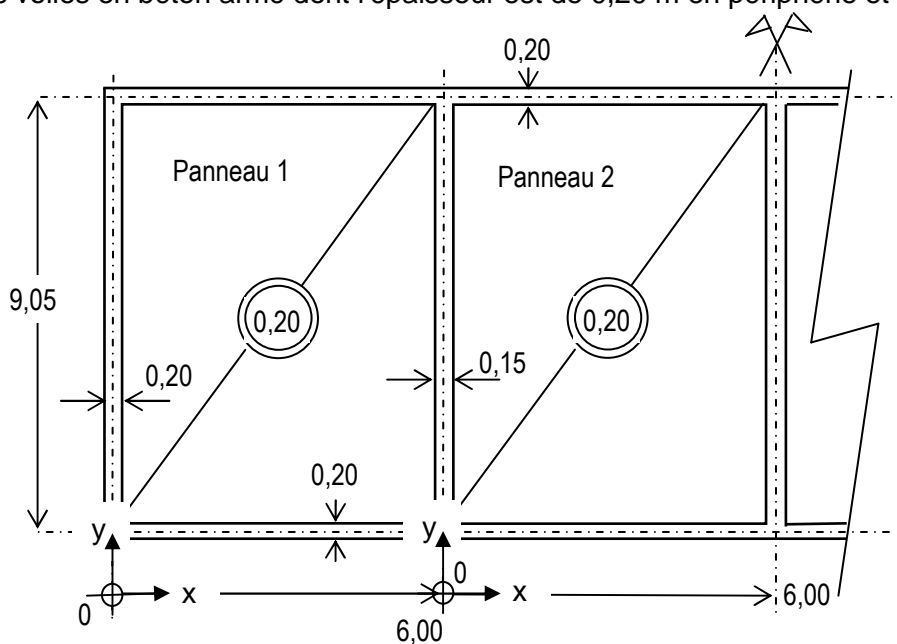
b) Dalles portant dans les deux sens

Les deux dispositions représentées dans les figures 2.22 et 2.23, peuvent être adoptées. Les recouvrements doivent respecter les règles données dans le chapitre 1, § 2.3.6.



2.1.5. Exemple de calcul

En exemple, étudions un plancher constitué d'une dalle continue, de 0,20 m d'épaisseur, appuyée sur des voiles en béton armé dont l'épaisseur est de 0,20 m en périphérie et de 0,15 m ailleurs.



2.1,5.1. Données

- La résistance du béton est $f_{ck} = 25$ MPa, classe d'exposition X0.
- Charges permanentes g_k (poids volumique du béton armé : 25 kN/m^3)

Dalle béton armé : $25 \times 0,20$	= 5,00
Revêtements (Sol + Plafond)	= 0,80
g_k	<u>= 5,80 kN/m²</u>
- Charges d'exploitation : plancher de bâtiment de catégorie C2 supportant des charges d'exploitation réparties q_k de valeur caractéristique 4 kN/m^2 (chapitre 1, Tab. 1.24 et 1.25).

2.1,5.2. Dimensionnement aux E.L.U

Faisons l'hypothèse a priori que la capacité portante du béton de la section droite est suffisante, quitte à le vérifier par la suite notamment par le calcul de la contrainte de compression du béton aux E.L.S comme pour par ailleurs la vérification de la fissuration et de la flèche.

$$\text{Densité de charge : } p_u = 5,80 \times 1,35 + 4,00 \times 1,5 = 13,83 \text{ kN/m}^2 = 0,01383 \text{ MN/m}^2$$

a) Moments de flexion de calcul (en MN.m/m, avec p_u en MN/m²)

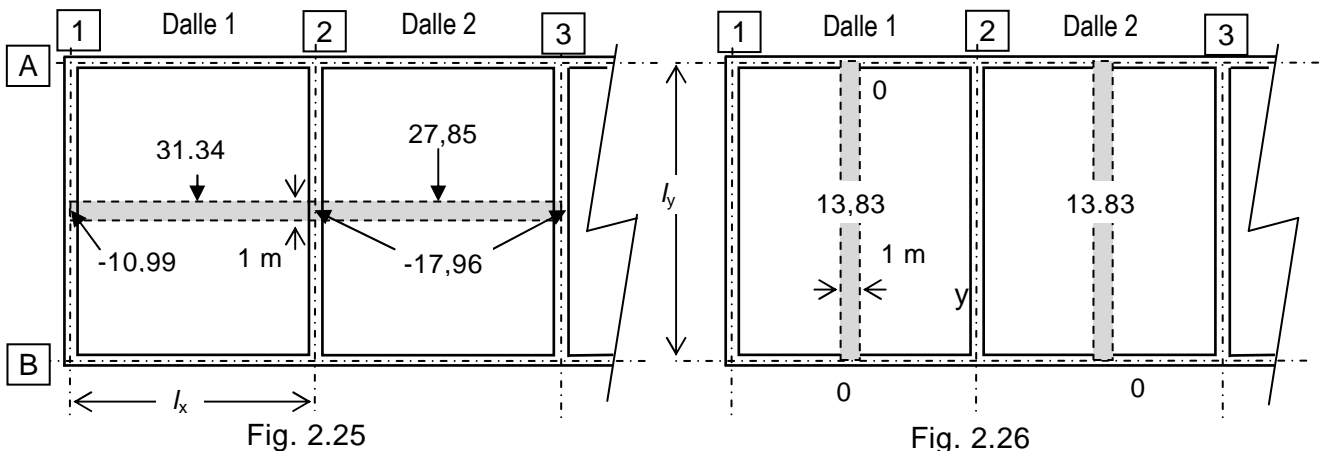
$$\text{Panneau de dalle de dimensions : } l_x = 6,00 \text{ m et } l_y = 9,05 \text{ m : } \alpha = 6,00/9,05 = 0,66$$

Nous utilisons le tableau A2.2,1 (valeurs de la colonne ELU), de l'annexe 2.2 ci-jointe.

$$\text{D'où : } \mu_x = 0,074 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,380$$

$$\text{et } M_{\text{Ed,t,x}} = 0,074 \times 6,00^2 p_u = 36,65 \text{ kN.m/m} \quad \text{et} \quad M_{\text{Ed,t,y}} = 0,380 \times 2,65 p_u = 13,83 \text{ kN.m/m}$$

Les valeurs retenues du moment fléchissant (kN.m/m) de calcul, à l'axe des appuis et à mi-travée, dans le sens l_x (la plus petite portée), sont indiquées sur la figure 2.25.



Dans le sens de l_y , en considérant qu'il n'y a pas de continuité aux appuis extérieurs (files A et B, les valeurs pour M_y sont donc conservées sans réduction en travée (Fig. 2.26).

Ces répartitions respectent l'usuelle règle de redistribution des moments, à savoir:

$$|M_{\text{axe,gauche}} + M_{\text{axe,droite}}|/2 + M_{\text{travée}} \geq 1,25 M_{\text{Ed,travée,x ou y}}$$

b) Détermination des treillis soudés

i) Armature dans le sens de l_x

En classe d'exposition X0, l'enrobage c_{nom} (ou souvent désigné par c) = $c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 10 + 10 = 20$ mm (chapitre 1, § 2.3,1.). La hauteur utile en travée est prise égale à $d = 0,169$ m (en prévoyant des fils de diamètre 7 mm au plus et 2 panneaux de treillis soudés superposés) et $d = 0,175$ m sur appuis (1 seul lit de treillis soudé).

La détermination du moment fléchissant à mi-travée et la section d'armature $A_{s,x}$ correspondante, conduit aux résultats suivants.

section	M_{Ed} (10^{-3} MN.m/m)	μ_u	k	$A_{s,x}$ (cm^2/m)
dalle 1	A mi-portée: 31,34; $M_{max}=31,40^*$ pour $x=3,03$ m	0,066	23,95	4,45
dalle 2	A mi-portée: 27,85	0,059	23,84	3,93

*) Valeur du moment maximal dans la travée, elle est déterminée avec l'équation du moment-enveloppe (Fig. 2.8) ou graphiquement par application de l'annexe 2.3.

Le calcul est détaillé, à titre d'explication, pour le panneau de la dalle 1 dans les sens l_x . Le moment ultime maximal y étant égal à : $M_{Ed,t1,x} = 31,40 \times 10^{-3}$ MN.m/m.

$$\mu_u = \frac{M_{Ed,t1,x}}{d^2 f_{cd}} = 0,066$$

La section de l'armature est obtenue à l'aide de l'abaque (Fig. A2.1,1) de l'annexe 2.1, qui donne un coefficient $k = 23,95$ pour cette valeur de μ_u .

$$A_{s,x} = k \frac{M_{Ed,t1,x}}{d} = 23,95 \frac{31,40 \cdot 10^{-3}}{0,169} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification de l'armature minimale (chapitre 1, § 3.8,2):

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d \right\} = 2,28 < 4,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ii) Sens l_y

Dans cette direction, la hauteur utile est $d = 0,165$ m en travée et sur appuis $0,175$ m.

Section	M_{Ed} (10^{-3} MN.m/m)	μ_u	k	A_s (cm^2/m)
mi-dalle 1 et 2	13,83	0,030	23,43	1,96 < 2,28

c) Choix des armatures de flexion

1) Dans la dalle 1 et dans le sens l_x , l'armature inférieure de flexion se compose de panneaux ST 25 ADETS en lit inférieur et de panneaux ST 20 ADETS disposés par-dessus de façon à fournir une aire cumulée de $4,46 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($2,57 + 1,89$), légèrement supérieure à la section requise $4,45 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour la direction considérée.

Dans le sens l_y , la section cumulée disponible est alors de $2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($1,28+1,28$) et est également supérieure au minimum requis de $2,28 \text{ cm}^2/\text{m}$.

La disposition d'ensemble est montrée à la figure 2.27 (disposition A indiquée au § 2.1,4.3.)

2) Une disposition semblable peut être adoptée dans la dalle 2. Les sections requises étant maintenant respectivement :

- dans le sens l_x de $3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ (aire disposée $4,46 \text{ cm}^2/\text{m}$) ;
- et dans le sens l_y , l'aire disposée de $1,28+1,28 = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m} >$ minimum requis ($2,28 \text{ cm}^2/\text{m}$).

3) Armature en chapeaux d'orientation l_x , le long de la file d'appui 1 de la dalle 1.

La section requise, au nu intérieur de l'appui (Fig. 2.8), est de $1,18 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($> 0,15 \times 4,45 = 0,67 \text{ cm}^2/\text{m}$). Elle peut être obtenue au moyen de panneaux ST 10 ($A_s = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$).

4) Armature en chapeaux d'orientation l_y , files A et B des dalles 1 et 2.

La section nécessaire doit être au moins de $0,15 \times 2,28 = 0,34 \text{ cm}^2/\text{m}$. Ce qui peut être aussi réalisée au moyen de panneaux ST 10 ($A_s = 1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$).

5) Armature en chapeaux d'orientation l_x , de long des files d'appui 2 et 3.

La section requise est de $1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($> 0,25 \times 4,45 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{m}$). Ce qui peut être réalisée au moyen de panneaux ST 25 ($A_s = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$).

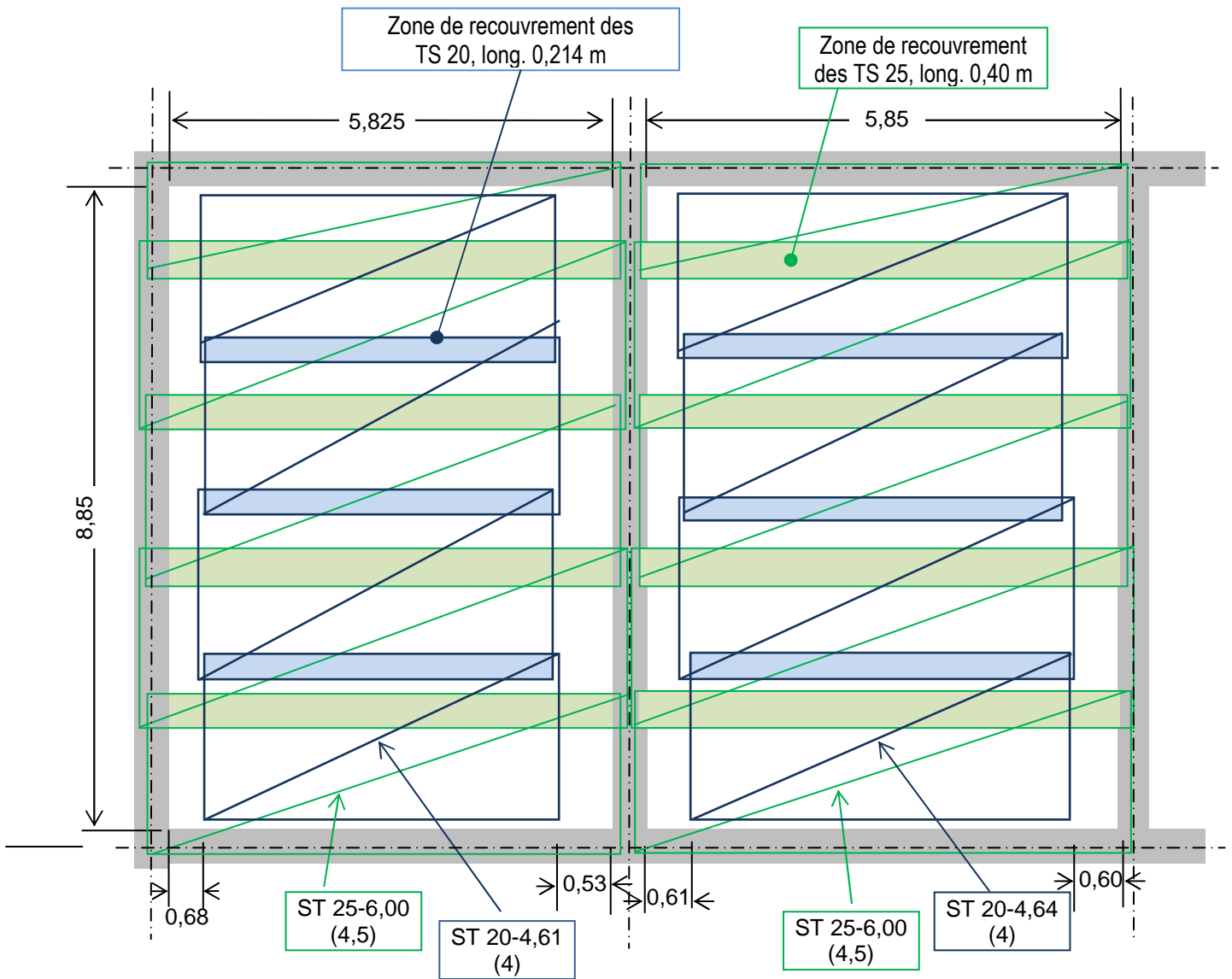


Fig. 2.27 : Armatures inférieures des dalles (NOTE : Epaisseur des murs non à l'échelle).

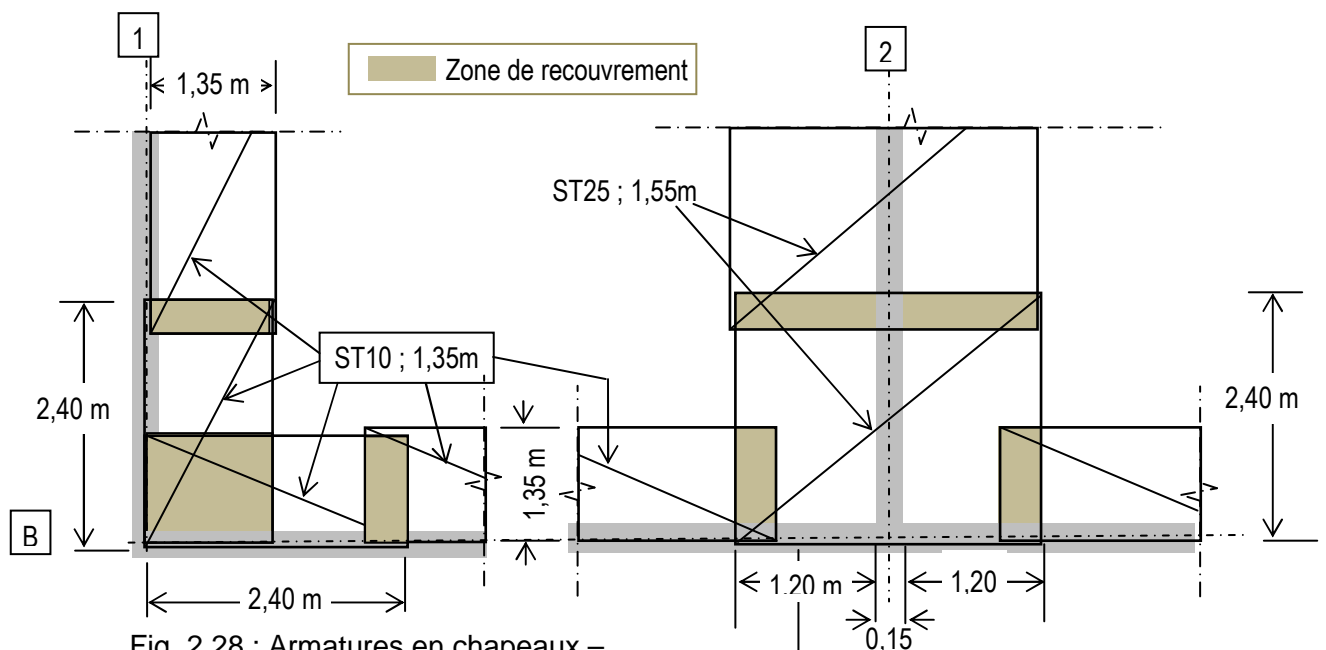


Fig. 2.28 : Armatures en chapeaux – Disposition.

2.1,5.3. Longueurs d'ancrage à l'appui sur la file 1 à titre d'exemple (se reporter aussi à la fiche technique N°17)

i) Armature inférieure. Le calcul de l'ancrage des fils $\phi 7$ mm du panneau ST 25 (sens de section $A_s = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$), est détaillé ici à titre d'exemple.

En cas d'ancrage à l'aide de barres transversales soudées de diamètre au plus égal à 12 mm, l'EC 2-1-1 permet une réduction de la traction dans les barres à ancrer dans les limites de :

$$\min\{F_{wd}; 16A_s \phi f_{cd}/\phi_l\}.$$

La norme NF A35-080-2 indique que la section A_s correspond à l'élément de plus gros diamètre de l'assemblage dans un treillis soudé à fils simples.

$$F_{wd} = 0,25A_s f_{yd} = 4,18 < 16A_s \frac{\phi_t}{\phi_l} f_{cd} = 10,26 \text{ kN}$$

$$\sigma'_{sd} = \sigma_{sd} - \frac{F_{wd}}{A_s} = 326 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma'_{sd}}{4 f_{bd}} = 211 \text{ mm}$$

avec $f_{bd} = 2,7 \text{ MPa}$ pour un béton de qualité C25/30 (Cf. chapitre 1, § 2.3,3.2).

Admettons qu'il existe sur la longueur l_{bd} au moins une barre transversale soudée, que l'ancrage peut être maintenu droit : $\alpha_1 = 1$ et que l'enrobage a pour valeur : $c = 20 \text{ mm}$. Pour le fil de diamètre 7 mm :

$$c_d = \min\left[\frac{(150 - 7)}{2}; 20 \text{ mm}\right] = 20 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \alpha_2 = 1 - 0,15 \frac{(c_d - \phi_l)}{\phi_l} = 0,72$$

En prenant également $\alpha_3 = \alpha_5 = 1$ et vérifions que : $\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 = 0,72 > 0,70$. La longueur d'ancrage de calcul est :

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 152 \text{ mm}$$

avec $\alpha_4 = 1$ suite au choix de réduire la force à ancrer comme effet de la barre transversale soudée. Mais afin de trouver une barre transversale, la longueur d'ancrage de calcul doit être portée à $150 + 5\phi = 185 \text{ mm}$ (Fig. 2.30). Ce qui vérifie également la condition, pour la barre tendue :

$$l_{bd} < l_{b,\min} = \max\{0,3l_{b,rqd} = 63; 10\phi = 70; 100 \text{ mm}\} = 100 \text{ mm} \quad (\text{chapitre 1, § 2.3,3.4})$$

ii) Autres armatures. Les calculs d'ancrage mènent pour les panneaux ST 20 à $l_{bd} = 169 \text{ mm}$ ($> l_{b,\min} = 100 \text{ mm}$) pour les fils $\phi 6$ (orientés dans le sens l_x) et pour l'autre direction $l_{bd} = 142 \text{ mm}$. Pour les panneaux ST10 : $l_{bd} = 128 \text{ mm}$ pour les fils $\phi 5,5 \text{ mm}$, dans les deux sens.

2.1,5.4. Disposition des ancrages des treillis soudés inférieurs des dalles

La disposition d'ancrage des fils $\phi 7$ mm (sens l_x) des panneaux inférieurs ST 25 à l'appui sur la file 2, est présentée sur la figure 2.29, et pour la file 1 sur la figure 2.30, avec $\cot\theta = 1$.

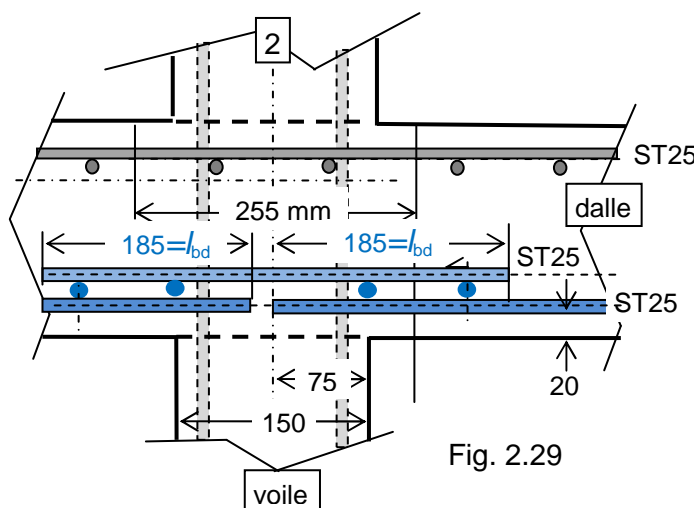


Fig. 2.29

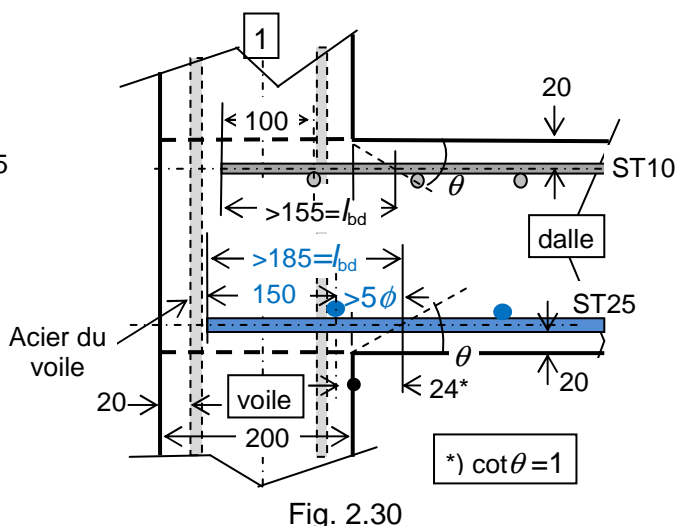


Fig. 2.30

2.1,5.5. Arrêt des armatures de flexion inférieures (Fig. 2.8 et annexe 2.3)

Dans les dalles, il est requis de conserver sur appuis au moins la moitié de la section d'armature trouvée en travée, c'est le rôle des panneaux inférieurs ST 25. Le positionnement des panneaux ST 20, en nappe supérieure, est déterminé comme c'est indiqué sur la figure 2.27.

- Dalle 1. A partir de l'axe de l'appui 1, le panneau ST 20 commence à une distance de 0,78 m et s'arrête à une distance de 5,39 m. Soit une longueur du panneau de 4,61 m.
- Dalle 2. A partir de l'axe de l'appui 2, le panneau ST 20 commence à une distance de 0,68 m et s'arrête à une distance de 5,32 m. Soit une longueur du panneau de 4,64 m.

La disposition d'ensemble est la disposition A de la figure 2.20.

2.1,5.6. Recouvrement des panneaux ST 25 inférieurs, sens l_y

Chaque dalle est munie de 4,5 panneaux de treillis soudés ST 25, disposés dans un même plan (chapitre 1, § 2.3,6.) se recouvrant donc en 4 zones. La longueur de recouvrement de calcul l_0 , est calculée par l'expression :

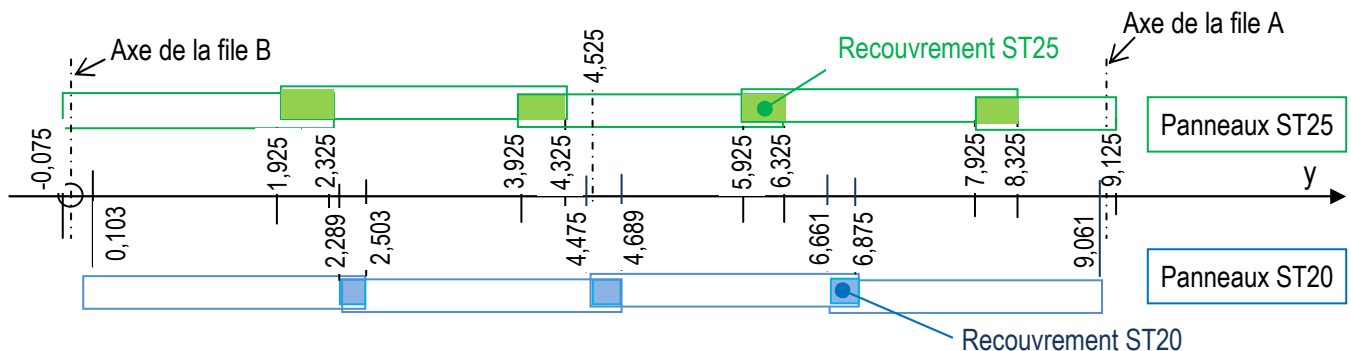
$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \quad (\text{Cf. la fiche technique N°17 pour les valeurs})$$

Le pourcentage des fils en recouvrement pour les treillis soudés, est généralement de 100% ($\alpha_6 = 1,5$), alors $l_0 = 214$ mm pour le panneau ST 25 dans le sens des fils de trame.

Avec les panneaux ST 25 (largeur standard : 2,40 m) et la disposition en laissant une distance de 25 mm du parement extérieur des fils A et B, la longueur disponible pour chaque recouvrement est :

$$\frac{4,5 \times 2,4 - (9,05 + 2(0,1 - 0,025))}{4} = 0,40 \text{ m} > l_0 = 0,214 \text{ m}$$

Dans le cas des 4 panneaux ST 20 en nappe supérieure, en adoptant une longueur de $l_0 = 214$ mm, la longueur couverte par ces panneaux, s'élève à : $4 \times 2,4 - 3 \times 0,214 = 8,958$ m donc arrive aux appuis A et B. Le choix des panneaux ST 25 étant fait, il s'agit ensuite de placer les panneaux ST 20 de manière à respecter la condition d'écart entre les zones de recouvrement : un écart supérieur à la limite requise : $1,3l_0 = 0,278$ m (chapitre 1, § 2.3,6). La disposition retenue est présentée sur le schéma ci-joint, en complément des indications de la figure 2.27.



2.1,5.7. Vérification aux E.L.S

A titre d'exemple, elle est effectuée pour la dalle 1. Le moment fléchissant y prend la plus élevée valeur à mi-travée dans le sens l_x .

a) Combinaison caractéristique, limitation de la traction dans l'armature

La densité de charge sous la combinaison caractéristique est : $p = 5,80 + 4,00 = 9,80$ kN/m²

$$M_{Ed,s} = M_{Ed,t1,x} \frac{p}{p_u} = 31,40 \cdot 10^{-3} \frac{9,8}{13,83} = 22,25 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m/m}$$

L'armature, composée de la superposition de panneaux ST 25 en nappe inférieure et de panneaux ST 20, fournit une section totale de $4,46$ cm²/m. La traction admissible de l'acier aux E.L.S est limitée à $\sigma_s = 0,8f_{yk} = 400$ MPa (limite d'élasticité : $f_{yk} = 500$ MPa). La figure

A2.1,2 de l'annexe 2.1, donne pour un rapport $A_s/d = 0,264$, une valeur du coefficient $k_s = 410$. La traction dans l'armature est :

$$\sigma_s = k_s \frac{M_{Ed,s}}{d^2} = 410 \frac{22,25 \cdot 10^{-3}}{0,169^2} = 319 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

b) Combinaison quasi-permanente, limitation de la compression du béton

Pour cette situation, la densité de charge s'élève à :

$$p = g + \psi_2 q = 5,80 + 0,3 \times 4,00 = 7,00 \text{ kN/m}^2.$$

$$M_{Ed,s} = M_{Ed,t1,x} \frac{p}{p_u} = 31,40 \cdot 10^{-3} \frac{7}{13,83} = 15,89 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m/m}$$

L'abaque de la figure A2,1,2 donne pour $A_s/d = 0,264$, un coefficient $k_b = 9,0$. D'où :

$$\max \sigma_c = 9,0 \frac{15,89 \cdot 10^{-3}}{0,169^2} = 5,0 \text{ MPa} < 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

c) Combinaison quasi-permanente, limitation de la fissuration

Selon les indications de la NOTE 2 du tableau 1.36 au chapitre 1 : *Sauf demande spécifique des documents particuliers du marché, la maîtrise de la fissuration est supposée assurée par les dispositions constructives minimales données ailleurs que dans la clause 7.3 de l'EC 2-1-1, le calcul de w_{max} (ouverture maximale de calcul des fissures) n'est alors pas requis.*

NOTE 3 : *Dans le cas des bâtiments des catégories d'usage A à D (EC 1-1-1), sauf demande spécifique des documents particuliers du marché, la maîtrise de la fissuration est supposée assurée par les dispositions constructives minimales données ailleurs que dans la clause 7.3 de l'EC 2-1-1, le calcul de w_{max} n'est alors pas requis.*

d) Limitation des flèches

En toute logique, le tableau 2.1 s'applique à la plus petite portée, auquel cas les paramètres ont pour valeur pour la situation la plus critique de la dalle 1 de rive :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4,46 \cdot 10^{-4}}{0,169} = 0,26\% < 0,5\% ; \quad \frac{l}{d} = \frac{6,00}{0,169} = 35,5 \cong 35$$

L'EC 2-1-1 admet que cette simple vérification permet de considérer que l'état limite de déflexion est assuré.

NOTE : Les limites du tableau 2.1 sont basées sur une traction des aciers de flexion égale à 310 MPa, il est aisé de vérifier que cette limite est respectée ici.

$$\alpha = l_x/l_y = 6,00/9,05 = 0,66$$

En considérant les valeurs de la colonne « Etat limite de déformation » du tableau A2.2,1, il vient la valeur des coefficients : $\mu_x = 0,079$ et $\mu_y = 0,538$

D'où, dans la situation quasi-permanente : $p = g + \psi_2 q = 7,00 \text{ kN/m}^2$,

$$M_{Ed,t,x} = 0,079 \times 6,00^2 p = 19,91 \text{ kN.m/m} \quad \text{et} \quad M_{Ed,t,y} = 0,538 \times 19,91 = 10,71 \text{ kN.m/m.}$$

Pour déterminer la contrainte de traction dans l'armature de flexion selon le sens l_x , utilisons l'abaque de la figure A2,1.2. Celle-ci indique, pour un rapport de $A_s/d = 0,264$, une valeur du coefficient : $k_s = 410$.

La traction dans l'armature s'élève ainsi à :

$$\sigma_s = k_s \frac{M_{Ed,s}}{d^2} = 410 \frac{19,91 \cdot 10^{-3}}{0,169^2} = 286 < 310 \text{ MPa}$$

2.2. DALLES PLEINES SUR APPUIS PONCTUELS

Lorsque les planchers sont constitués par des dalles continues sans nervures, ni poutres sauf éventuellement sur leurs rives, le long desquelles des appuis continus peuvent exister et que ces dalles sont directement supportées par des poteaux (appuis ponctuels), on a affaire à des planchers-dalles ou à des planchers-champignons (Fig. 2.31).

Les planchers-champignons correspondant au cas où les poteaux sont munis en tête de chapiteaux.

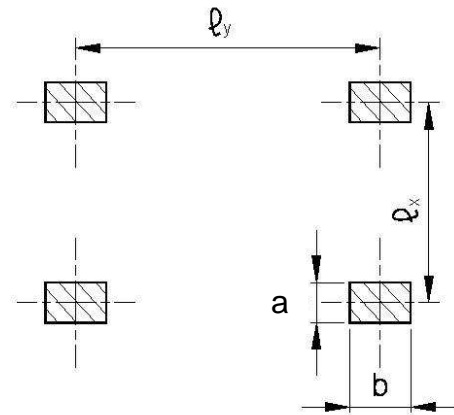


Fig. 2.31

Ces types de planchers portent toujours dans deux directions. L'EC 2-1-1 indique des méthodes :

- de calcul au poinçonnement (EC 2-1-1, clause 6.4), ainsi que des dispositions constructives concernant le ferrailage (EC 2-1-1, clause 9.4,3) ;
- et d'analyse dans son annexe I (I.1), conservant le statut informatif selon l'Annexe Nationale.

2.2,1. Poinçonnement

Les présentes règles de la section complètent celles relatives à l'effort tranchant données dans le chapitre 1, § 3.6,2 à 4. Ces règles couvrent spécifiquement le phénomène de poinçonnement des dalles pleines, des dalles à caissons présentant une section pleine au droit des poteaux et des fondations.

Le poinçonnement peut résulter d'une charge concentrée ou d'une réaction appliquée à une aire relativement petite, dite aire chargée, A_{load} , d'une dalle ou d'une fondation.

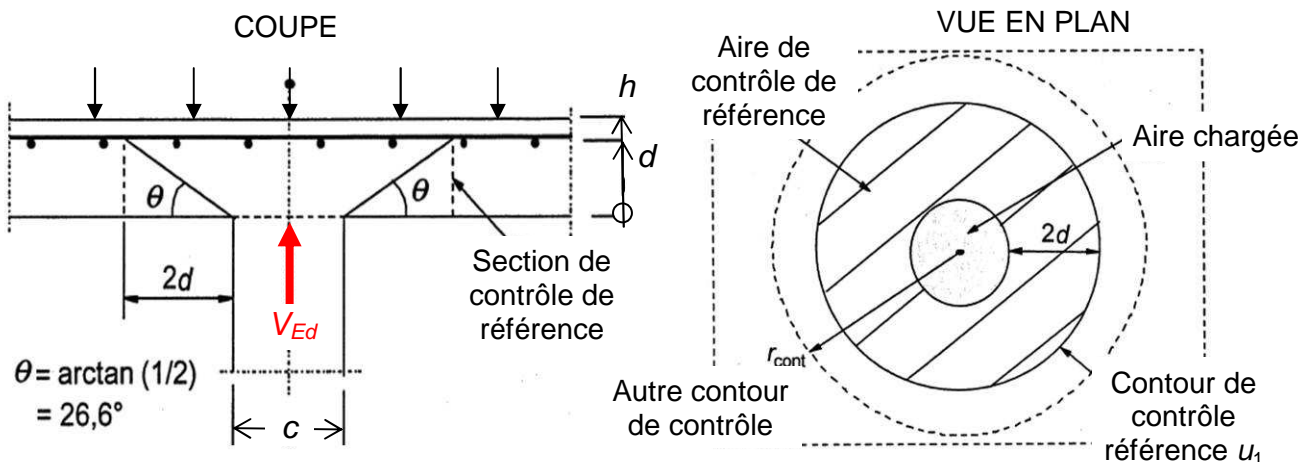


Fig. 2.32 (EC 2-1-1, Fig. 6.12) : Modèle pour la vérification au poinçonnement

Dans le cas d'une armature à treillis à fils perpendiculaires, la hauteur utile d de la dalle à épaisseur considérée comme constante, peut être prise égale à :

$$d_{\text{eff}} = (d_y + d_z)/2$$

où d_y et d_z , sont les hauteurs utiles des armatures dans deux directions orthogonales.

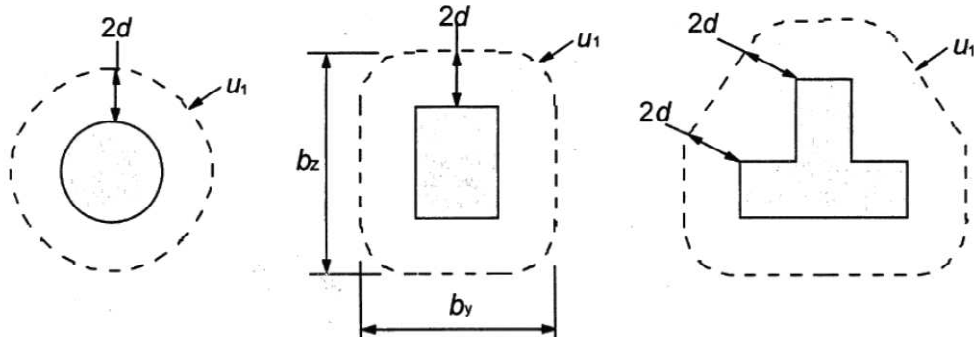


Fig. 2.33 (EC 2-1-1, Fig. 6.13) : Contours de contrôle de référence types autour d'aires chargées

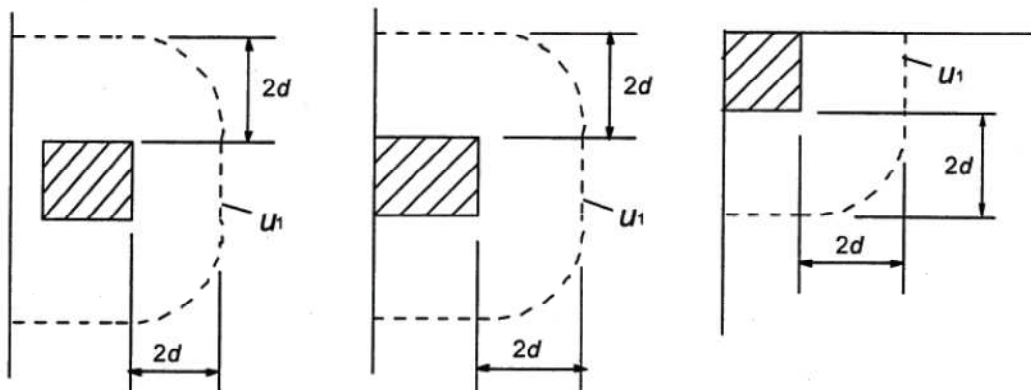


Fig. 2.34 (EC 2-1-1, Fig. 6.15) : Contours de contrôle de référence pour des aires chargées au voisinage d'un bord ou d'un angle.

2.2.1.1. Calcul de la résistance au poinçonnement

La méthode de calcul est fondée sur des vérifications effectuées au nu du poteau et sur le contour de contrôle de référence u_1 . Si des armatures de poinçonnement sont nécessaires, il convient de trouver un autre contour $u_{\text{out,ref}}$ à partir duquel plus aucune armature de poinçonnement n'est nécessaire.

$V_{Rd,c}$ est la valeur de calcul de la contrainte (MPa) de résistance au poinçonnement d'une dalle sans armatures de poinçonnement le long de la section de contrôle considérée.

$V_{Rd,cs}$: valeur de calcul de la contrainte (MPa) de résistance au poinçonnement d'une dalle avec armatures de poinçonnement le long de la section de contrôle considérée.

$V_{Rd,max}$: valeur maximale de la contrainte (MPa) de calcul de la résistance au poinçonnement le long de la section de contrôle considérée.

a) Procédure de vérification:

- Le long du contour du poteau ou autour de l'aire chargée, la résistance est vérifiée par la condition : $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$
- Aucune armature de poinçonnement est nécessaire si : $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

- Lorsque $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ pour la section de contrôle considérée, des armatures de poinçonnement sont nécessaires.

b) Réaction d'appui excentrée par rapport au contour de contrôle

La contrainte maximale de poinçonnement est donnée par l'expression :

$$v_{Ed} = V_{Ed} \frac{\beta}{u_1 d} \quad (6.38)$$

d est la hauteur utile moyenne de la dalle, prise égale à $(d_x + d_y)/2$ avec d_x et d_y sont les hauteurs utiles dans les directions x et y de la section de contrôle ;

u_i : périmètre du contour de contrôle considéré ;

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

u_1 : périmètre du contour de contrôle de référence ;

k : coefficient dépendant du rapport des dimensions c_1 et c_2 du poteau. Sa valeur est fonction de la proportion du moment non équilibré transmis par cisaillement non uniforme et par flexion et torsion.

Tableau 2.3 (EC 2-1-1, Tab. 6.1) : Valeur de k pour les aires chargées rectangulaires

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

W_1 correspond à une répartition des contraintes de cisaillement montrée sur la figure 2.34. C'est fonction du périmètre du contour de contrôle de référence u_1 :

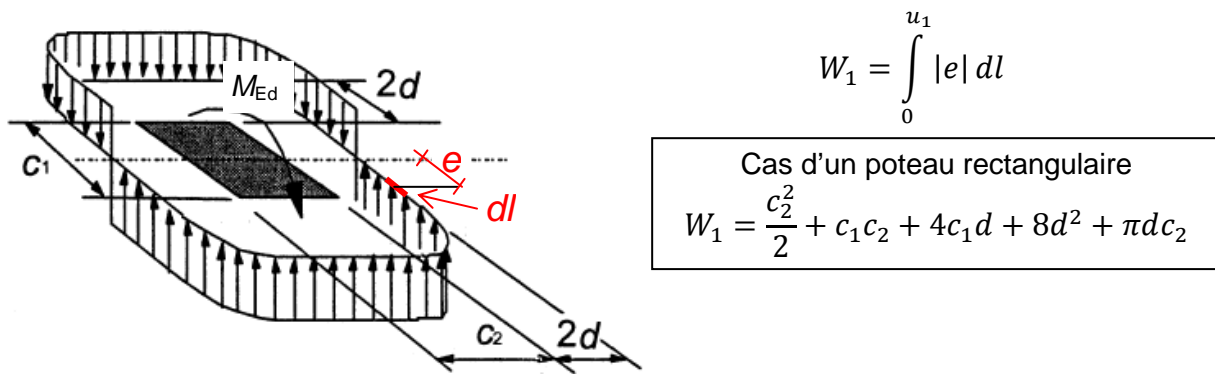
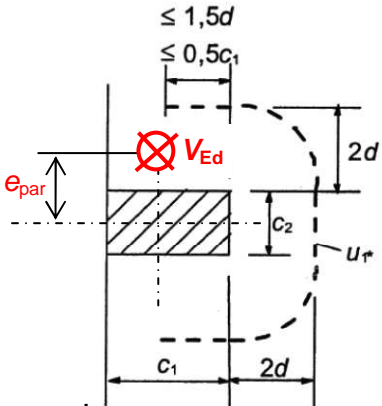
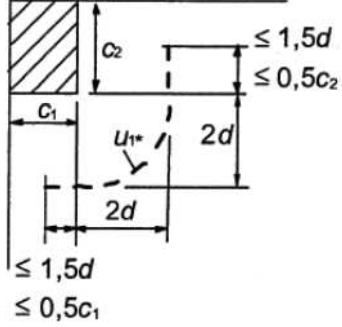


Fig. 2.34 (EC 2-1-1, Fig. 6.19) : Répartition des contraintes de cisaillement dues à un moment non équilibré à la jonction entre une dalle et un poteau intérieur

i) Poteau intérieur chargés de façon excentrée dans les 2 directions (**Tableau 2.4**)

circulaire	rectangulaire
$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (6.42)$ <p>e : excentricité D : diamètre du poteau</p>	$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_z}\right)^2} \quad (6.43)$ <p>e_y et e_z sont les excentricités M_{Ed}/V_{Ed}, suivant y et z respectivement</p>

ii) poteaux rectangulaires (**Tableau 2.5**)

de rive	d'angle
<p>Si l'excentricité perpendiculairement au bord de la dalle est dirigée vers l'intérieur, l'effort de poinçonnement peut être considéré comme uniformément réparti le long du contour u_{1*} (Fig.2.35)</p> <p>Fig. 2.35 (EC 2-1-1, Fig. 6.20a)</p>  $\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (6.44)$ $W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (6.45)$ <p>k : tableau 2.3 en remplaçant c_1/c_2 par $c_1/2c_2$</p>	<p>Si l'excentricité perpendiculairement est dirigée vers l'intérieur, l'effort de poinçonnement peut être considéré comme uniformément réparti le long du contour u_{1*} (Fig.2.36)</p> <p>Fig. 2.36 (EC 2-1-1, Fig. 6.20b)</p>  $\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (6.46)$
<p>Si l'excentricité est dirigée vers l'extérieur, l'expression (6.39) s'applique.</p>	

iii) Pour les structures pour lesquelles la stabilité latérale ne dépend pas du fonctionnement en portique des dalles et des poteaux et où les longueurs de travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 25 %, on peut utiliser des valeurs approchées de β de la figure 2.37.

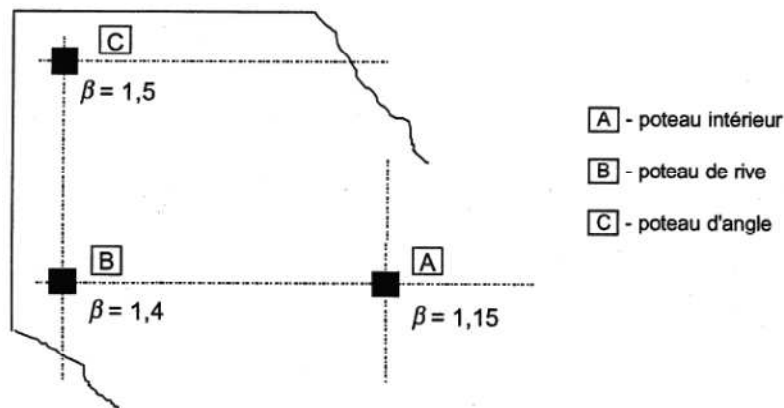


Fig. 2.37 (EC 2-1-1, Fig. 6.21N/NA) : Valeurs approchées de β

c) Résistance au poinçonnement des dalles et des semelles de poteaux sans armatures d'effort tranchant

Aucune armature de poinçonnement n'est requise si : $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

$$\text{avec } v_{Rd,c} = \max\left[C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}}; v_{min} + k_1 \sigma_{cp}\right] \quad (6.47)$$

f_{ck} est en MPa.

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$ avec d en mm.

$\rho = (\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2} \leq 0,02$.

ρ_x et ρ_y , sont des pourcentages géométriques relatifs aux armatures tendues adhérentes dans les directions x et y respectivement. Ils sont calculés comme des valeurs moyennes sur une largeur de dalle égale à la largeur du poteau plus $3d$ de part et d'autre.

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cx} + \sigma_{cy})/2$, σ_{cx} et σ_{cy} sont des contraintes normales dans le béton dans la section critique dans les directions x et y (en MPa, la compression est comptée positivement) :

$$\sigma_{cx} = N_{Edx}/A_{cx} \text{ et } \sigma_{cy} = N_{Edy}/A_{cy}$$

N_{Edx} et N_{Edy} : efforts normaux agissant sur les largeurs de dalle participante associées aux poteaux, induits par une charge extérieure ou de la précontrainte.

A_c : aire de la section de béton qui correspond à l'effort N_{Ed} pris en compte.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12$; $v_{min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck}}$ et $k_1 = 0,1$ (6.3N/NA)

d) Armature de poinçonnement

i) Lorsque $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ pour la section de contrôle considérée, des armatures de poinçonnement sont nécessaires pour assurer la résistance au poinçonnement. Ces armatures sont définies par l'expression suivante :

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \quad (6.52)$$

A_{sw} est l'aire d'un cours d'armatures de poinçonnement sur un périmètre autour du poteau (mm²).

s_r : espacement radial des cours d'armatures de poinçonnement (mm).

$f_{ywd,ef}$: limite d'élasticité de calcul efficace des armatures de poinçonnement, avec :

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd} \text{ (MPa)}$$

d : moyenne des hauteurs utiles dans les directions orthogonales (mm).

α : angle des armatures de poinçonnement avec le plan de la dalle.

Si une seule file de barres pliées est prévue vers le bas, alors le rapport d/s_r peut prendre la valeur 0,67 dans l'expression (6.52).

ii) Au voisinage du poteau, la résistance au poinçonnement est vérifiée par la condition.

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (6.53)$$

avec pour un poteau	intérieur	de rive	d'angle
$u_0 =$	périmètre du poteau	$c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$	$3d \leq c_1 + c_2$

c_1 et c_2 sont les dimensions du poteau comme indiqué sur les figures 2.34 à 2.36 .

La valeur de $v_{Rd,max}$ est calculée avec :

$$v_{Rd,max} = 0,4 v f_{cd} \text{ (EC 2 - 1 - 1, Annexe Nationale, art. 6.4.5 NOTE)}$$

$$\text{avec } v = 0,6(1 - f_{ck}/250) \text{ (6.6N/NA)}$$

Il convient de déterminer le contour de contrôle u_{out} (ou $u_{out,ef}$, Fig. 2.38) pour lequel aucune armature de poinçonnement n'est requise au moyen de l'expression :

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (v_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

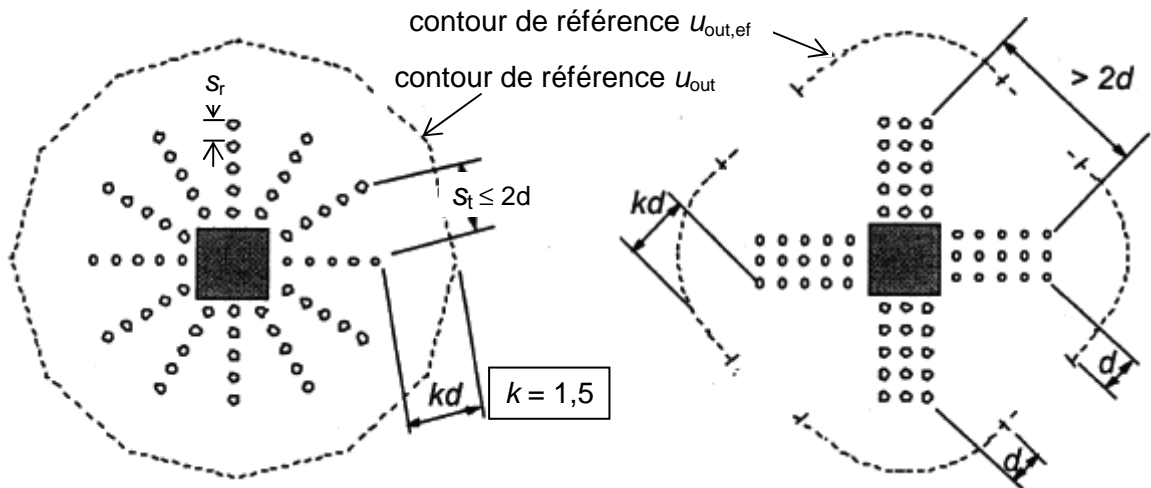


Fig. 2.38 (EC 2-1-1, Fig. 6.22) : Contours de contrôle pour les poteaux intérieurs.

e) Exemple de vérification de la résistance au poinçonnement d'un plancher-dalle

Reprenons l'exemple précédent du plancher étudié en flexion au § 2.1.5. La charge Q_k concentrée d'exploitation dans les bâtiments de catégorie C2 a pour valeur 4 kN (chapitre 1, Tab. 1.25). Cette charge est appliquée sur une aire carrée de 50 mm de côté.

Les zones critiques vis-à-vis du risque de poinçonnement sont vers les files d'appui A et B dans le sens de l_y , le ferrailage longitudinal disposé y est le moins élevé (2,57 et 1,28 cm²/m).

i) *Le long du contour de la charge*, la valeur de la résistance au poinçonnement :

$$v_{Ed} < v_{Rd,max} = 0,4v f_{cd} \quad \text{avec } v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$$

$$v_{Rd,max} = 3,6 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 1,35(g_k \times 0,05^2) + 1,5Q_k = 6,02 \text{ kN, avec } g_k = 5,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{avec } d = 0,175 \text{ m: } v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = \frac{6,02 \cdot 10^{-3}}{(4 \times 0,05) 0,175} = 0,17 \text{ MPa} < v_{Rd,max}$$

ii) *Le cisaillement sur le contour de référence* (Fig. 2.33) :

$$\text{Sa longueur : } u_1 = 4 \times 0,05 + 4\pi d = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{L'aire : } a^2 + 8da + 4\pi d^2 = 0,457 \text{ m}^2$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_{Ed} = 1,35(g_k \times 0,457) + 1,5Q_k = 9,578 \text{ KN}$$

$$\text{d'où une contrainte de cisaillement : } v_{Ed} = \frac{9,578 \times 10^{-3}}{2,40 \times 0,175} = 0,023 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement résistante vaut :

$$v_{Rd,c} = \max[C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100\rho_l f_{ck}}; v_{min} + k_1 \sigma_{cp}] \quad (6.47)$$

En l'absence de compression dans le plan de la dalle : $\sigma_{cp} = 0$, la résistance au poinçonnement vaut :

$$v_{Rd,c} = \max[C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100\rho_l f_{ck}}; v_{min} = 0,035 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}}] \quad (6.47)$$

$$\text{avec } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} = 2,07, \text{ valeur limitée à } 2,00$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} = \sqrt{\frac{A_{1x}}{bd_x} \cdot \frac{A_{1y}}{bd_y}} = \sqrt{\frac{2,57 \cdot 10^{-4}}{0,177} \cdot \frac{1,28 \cdot 10^{-4}}{0,170}} = 0,105\%$$

$$C_{Rd,c} k \cdot \sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}} = 0,12 \times 2,00 \sqrt[3]{0,105 \times 25} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = \max[0,33 ; 0,49] = 0,49 \text{ MPa} > v_{Ed}$$

On vérifie que le béton seul est suffisant pour résister au poinçonnement, car l'impact de la charge concentrée peut tomber entre les fils.

2.2,1.2. Dispositions constructives (EC 2-1-1, clause 9.4)

a) Dalle au droit des poteaux intérieurs

Au droit des poteaux intérieurs, il convient de :

- à moins que des calculs rigoureux en service soient effectués, disposer les armatures supérieures d'aire $0,5A_t$ sur une largeur égale à la somme de 0,125 fois la largeur de panneau de dalle de part et d'autre du poteau. A_t est l'aire de la section des armatures exigées pour reprendre le moment négatif total agissant sur la largeur des deux demi-panneaux adjacents au poteau ;
- prévoir des armatures inférieures (au moins 2 barres) dans les deux directions principales perpendiculaires qui traversent le poteau.

b) Dalle au droit de poteaux de rive ou d'angle

Des armatures sont requises pour transmettre les moments de flexion de la dalle à un poteau de rive ou d'angle. Elles sont disposées perpendiculairement à un bord libre sur la largeur participante b_e définie à la figure 2.39.

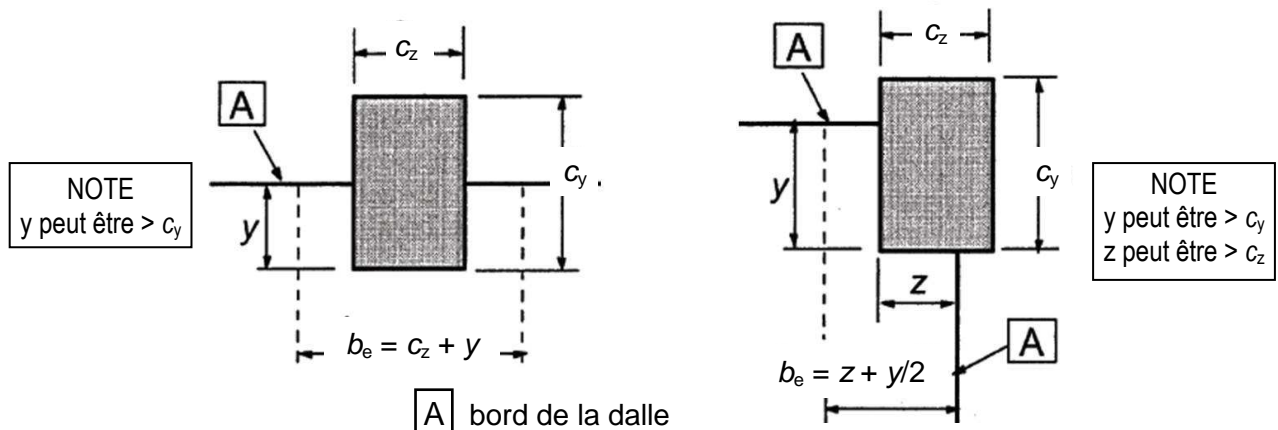


Fig. 2.39 (EC 2-1-1, Fig. 9.9) : Largeur participante b_e en bords d'un plancher-dalle.

c) Armatures de poinçonnement

- Lorsque des armatures de poinçonnement sont nécessaires, elles sont disposées (Fig. 2.40) :
- à l'intérieur du contour B au-delà duquel aucune armature de poinçonnement n'est plus requise,
 - entre l'aire chargée ou le poteau support, jusqu'à la distance kd ($k=1,5$) à l'intérieur du contour B, au minimum deux cours périphériques de cadres ou étriers, et espacés $s_r \leq 0,75d$.

L'espacement des cadres ou étriers le long d'un contour n'est pas supérieur à $1,5d$, quand celui-ci est à l'intérieur du contour de contrôle de référence (situés à moins de $2d$ de l'aire chargée). À l'extérieur du premier contour où les cadres ou étriers sont nécessaires à la résistance l'effort tranchant, leur espacement le long de tout contour objet de la vérification n'est pas supérieur à $2d$ (Fig. 2.38).

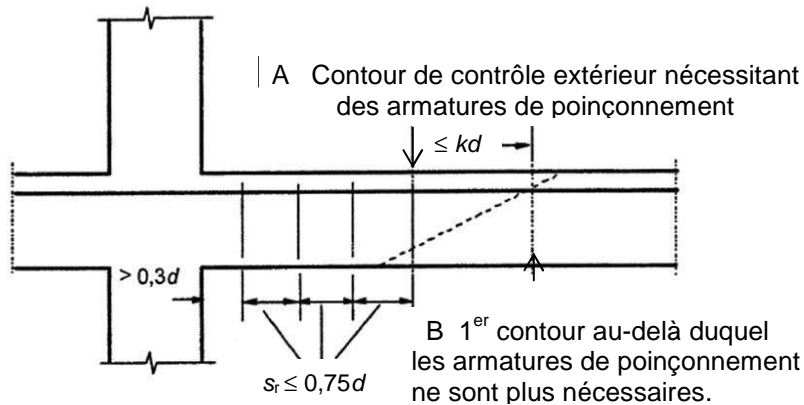


Fig. 2.40 (EC 2-1-1, Fig. 9.10a) : Armatures de poinçonnement, espacement des cadres.

Lorsque des armatures de poinçonnement sont exigées, l'aire d'un étrier (ou de l'équivalent) $A_{sw,min}$ est donnée par l'expression :

$$\frac{A_{sw,min}(1,5\sin\alpha + \cos\alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.11)$$

α est l'angle entre les armatures de poinçonnement et les armatures principales (pour des cadres verticaux, $\alpha = 90^\circ$ et $\sin \alpha = 1$) ;

s_r et s_t , sont respectivement l'espacement des cadres ou étriers de poinçonnement dans la direction radiale et dans la direction tangentielle.

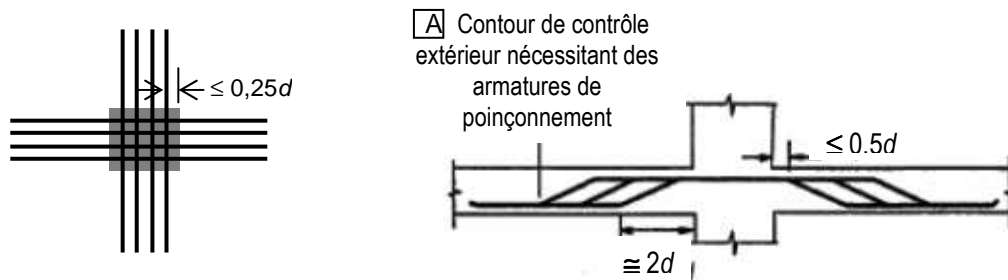


Fig. 2.41 (EC 2-1-1, Fig. 9.10b) : Espacement de armatures de poinçonnement en barres relevées.

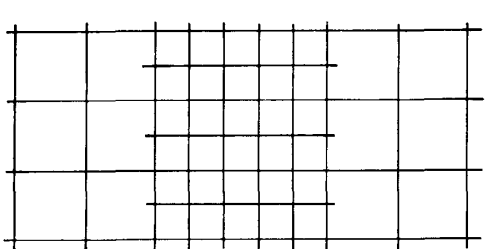
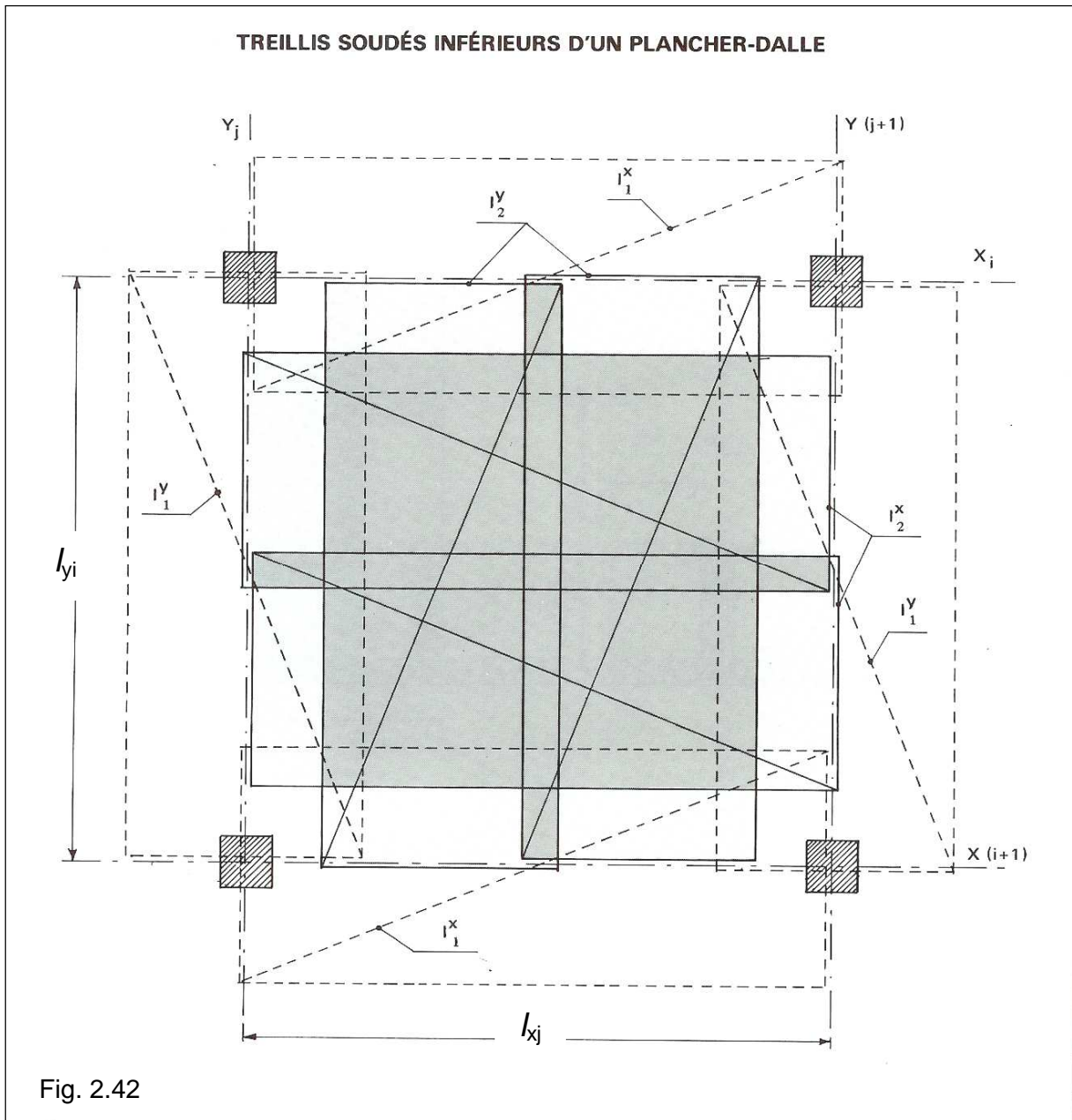
Les barres relevées traversant l'aire chargée ou se trouvant à une distance de cette aire inférieure à $0,25d$, peuvent être utilisées comme armatures de poinçonnement (Fig. 2.41).

La distance entre le nu d'un appui, ou la circonférence d'une aire chargée, et les armatures de poinçonnement les plus proches prises en compte dans le calcul, est limitée à $d/2$. Cette distance est mesurée au niveau des armatures tendues. Lorsqu'une seule file de barres relevées est prévue, leur angle de pliage peut être réduit à 30° .

2.2.1.3. Dispositions constructives avec des treillis soudés

Les figures 2.42 et 2.43, montrent des solutions possibles pour la disposition des panneaux de treillis soudés utilisés pour constituer les armatures inférieures et supérieures de tels planchers.

Les panneaux l_1 sont posés les premiers, ensuite les panneaux l_2 et pour ces derniers, les plus longs sont posés d'abord.



En général, la section de chaque panneau de treillis soudé est plus importante dans sa zone centrale que sur les bords. Pour obtenir ce résultat les panneaux treillis soudés doivent comporter des fils de longueurs différentes dans le sens de leur grande dimension, et dans le sens perpendiculaire des fils plus serrés au centre que près des extrémités. De tels panneaux sont donc nécessairement spéciaux (chapitre 1, § 1.4).

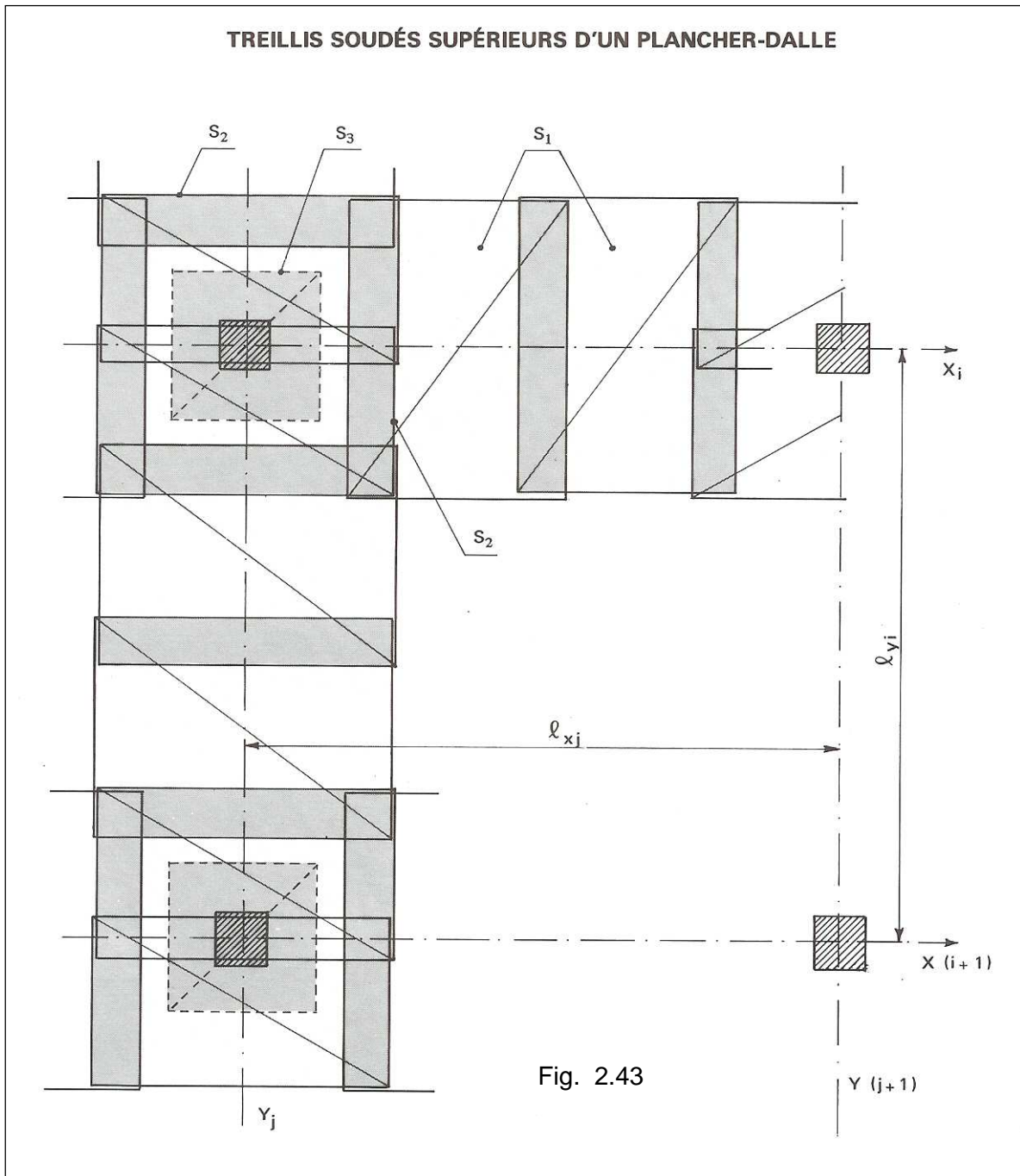
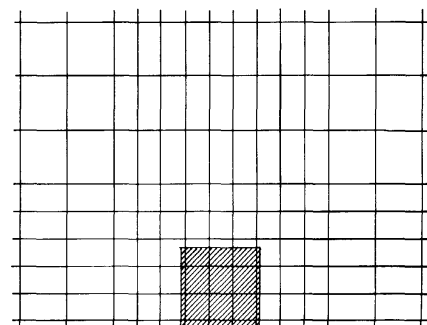


Fig. 2.44 : Exemple de disposition des fils d'un panneau S_3

Pour les armatures au droit des poteaux le panneau S_3 est posé avant les panneaux S_2 .

La section des fils dans les panneaux S_3 est en général plus importante dans la zone du poteau.

De tels panneaux sont donc nécessairement spéciaux (chapitre 1, § 1.4).



2.2.2. Analyse des planchers-dalles

Pour l'analyse des planchers-dalles, les diverses méthodes éprouvées sont la méthode du réseau de poutres (dans laquelle la dalle est modélisée comme un ensemble interconnecté de composants discrets), la méthode des éléments finis, la méthode des lignes de rupture ou la méthode des portiques équivalents.

L'analyse de l'EC 2-1-1 en annexe I (I.1), peut prendre en compte les planchers-dalles d'épaisseur uniforme ou présenter des chapiteaux (surépaisseur au droit des poteaux).

2.2.2.1. Analyse par portiques équivalents

Le principe consiste à diviser la structure longitudinalement et transversalement en portiques consistant en poteaux et en sections de dalles comprises entre axes de panneaux adjacents (surface limitée par 4 poteaux adjacents). La rigidité des éléments peut être calculée à partir de leur section transversale brute.

Pour des charges verticales, la rigidité peut être basée sur la largeur totale des panneaux. Pour des charges horizontales, il convient d'utiliser 40 % de cette valeur pour prendre en compte la plus grande souplesse des jonctions poteaux-dalles pour les structures de plancher-dalle, par rapport à celle des jonctions poteaux-poutres.

Il convient de :

- d'utiliser la charge totale sur les panneaux pour l'analyse dans chaque direction ;
- de répartir le total des moments fléchissants obtenus par l'analyse sur toute la largeur de la dalle. Dans l'analyse élastique, les moments négatifs tendent à se concentrer au voisinage des axes des poteaux ;
- de considérer que les panneaux sont divisés en bandes sur appuis et bandes centrales selon la figure 2.45 et de répartir les moments fléchissants suivant le tableau 2.6.

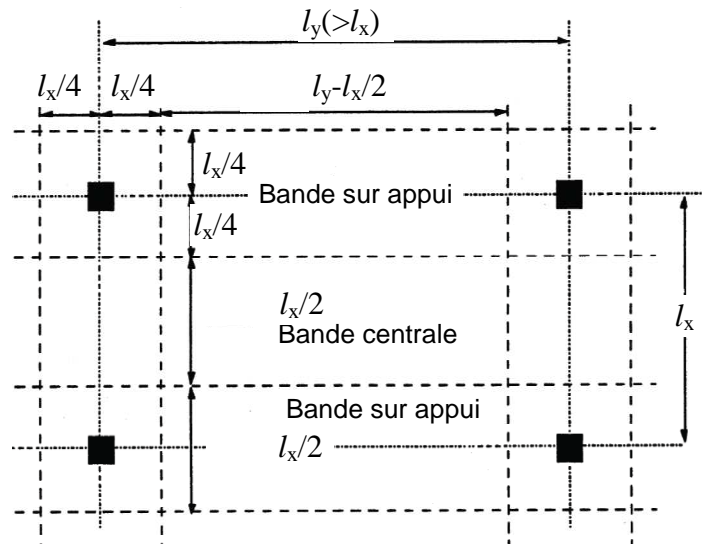


Fig. 2.45 (EC2-1-1, Fig. I.1) : Division des panneaux de planchers-dalles.

NOTE : Quand des chapiteaux de largeur supérieure à $l_x/3$ sont utilisés, la largeur des bandes sur appui peut être prise égale à la largeur des chapiteaux, la largeur des bandes centrales est alors ajustée en conséquence.

Tableau 2.6 (EC 2-1-1, Tab. I.1) : Répartition simplifiée des moments fléchissants dans le cas d'un plancher-dalle

	Moments négatifs	Moments positifs
Bande sur appui	60 – 80 %	50 – 70%
Bande centrale	40 – 20 %	50 – 30 %

NOTE Le total des moments négatifs et positifs auxquels doivent résister les bandes sur appuis plus les bandes centrales doit être égal à 100 %.

Là où la largeur de la bande sur appui est égale à celle du chapiteau et diffère de $0,5l_y$, la largeur de la bande centrale est ajustée en conséquence.

Sauf en présence de poutres périphériques conçues pour résister à la torsion, les moments transmis aux poteaux de rives ou aux poteaux d'angles sont limités au moment résistant d'une section rectangulaire égale à $0,17b_e d^2 f_{ck}$ (la définition de b_e est donnée à la Fig.2.39). Le moment positif de la travée de rive est calculé en conséquence.

2.2.2.2. Cas de disposition irrégulière des poteaux

Dans le cas où, en raison d'une répartition irrégulière des poteaux, un plancher-dalle ne peut pas être analysé de façon raisonnable en utilisant la méthode des portiques équivalents, un réseau de poutres ou une autre méthode élastique peuvent être utilisés. Dans ce cas, l'approche simplifiée ci-dessous sera normalement suffisante.

- i) Analyser la dalle avec la charge totale $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ sur toutes les travées.
- ii) Il convient alors d'augmenter les moments en travée et les moments sur poteaux pour tenir compte des effets du chargement induit par l'arrangement des poteaux. Pour ce faire, on peut charger une (ou des) travée(s) critique(s) avec $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ et le reste du plancher-dalle avec $\gamma_G G_k$. S'il y a une variation significative de la charge permanente entre les travées, prendre alors γ_G égal à 1 pour les travées non chargées.
- iii) Les effets de ce chargement particulier peuvent alors être appliqués de façon similaire à d'autres travées et poteaux critiques.

Les restrictions concernant le transfert des moments sur les poteaux de rive indiquées ci-dessus, s'appliquent.

3. PLANCHERS NERVURÉS

Les dalles nervurées et à caissons peuvent ne pas être décomposées en éléments discrets pour les besoins de l'analyse, sous réserve que leur table de compression ou hourdis de compression rapporté, de même que leurs nervures transversales, présentent une rigidité en torsion suffisante. On peut admettre que ceci est vérifié si :

- la distance entre nervures n'excède pas 1 500 mm ;
- la hauteur de la nervure sous la table de compression n'excède pas 4 fois sa largeur ;
- l'épaisseur de la table de compression est supérieure ou égale à 1/10 de la distance libre entre nervures ou à 50 mm si cette valeur est supérieure ;
- la distance libre entre nervures transversales n'excède pas 10 fois l'épaisseur totale de la dalle.

L'épaisseur minimale de la table de compression peut être ramenée de 50 mm à 40 mm lorsque des entrevous permanents sont disposés entre les nervures.

3.1. RÈGLES PARTICULIÈRES DES PLANCHERS COMPOSITES

Pour ces structures utilisant des éléments préfabriqués en béton réalisés partiellement ou entièrement, l'EC 2-1-1 fournit dans sa section 10, des règles de conception applicables aux bâtiments en complément des règles des autres sections ainsi que certaines règles générales de dispositions constructives. Mais ces dernières seront normalement détaillées par les Normes de Produit spécifiques de même que des autres sujets liés à la production et à l'assemblage.

3.1,1. Bases du calcul, exigences fondamentales

Les éléments à prendre en compte dans l'EC 2-1-1 de manière spécifique pour le dimensionnement et la définition des dispositions constructives dans le cas d'éléments et de structures préfabriqués en béton, sont :

- situations transitoires : dans le domaine de la construction préfabriquée en béton, les situations transitoires incluent le démoulage, le transport jusqu'à l'aire de stockage, le stockage (conditions d'appui et de chargement), le transport jusqu'au site, le montage (levage) et la construction (assemblage) ;
- appareils d'appui ; provisoires et permanents ;
- assemblages et joints entre éléments.

Les effets dynamiques sont pris en compte dans les situations transitoires. A défaut d'analyse précise, les effets statiques peuvent être alors multipliés par un coefficient approprié (consulter également les Normes de Produit pour certains types particuliers de produits préfabriqués).

Lorsque les organes mécaniques sont utilisés, leurs dispositions constructives doit permettre un assemblage, une inspection et un remplacement aisés.

3.1,2. Analyse structurale

L'analyse doit prendre en considération les éléments suivants.

- Le comportement des éléments structuraux à tous les stades de la construction (en utilisant les caractéristiques géométriques et les propriétés valables au stade considéré) et l'interaction avec les autres éléments (action avec le béton coulé en place ou avec les autres éléments préfabriqués).
- Le comportement du système structural sous l'influence du comportement des assemblages entre éléments, notamment les déformations et la résistance réelle des assemblages.

- Les incertitudes influant sur les déformations gênées et la transmission des efforts entre éléments, dues aux imperfections géométriques et aux tolérances de positionnement des éléments et des appareils d'appui.

Les effets bénéfiques des bridages horizontaux dus au frottement engendré par le poids des éléments supportés ne peuvent être pris en compte que dans les zones non sismiques en appliquant $\gamma_{G,inf}$ et lorsque :

- la stabilité d'ensemble de la structure ne repose pas uniquement sur le frottement ;
- les dispositions de l'appui excluent la possibilité d'une accumulation de glissements irréversibles des éléments tels que ceux causés par un comportement asymétrique sous actions alternées (effets thermiques cycliques sur les abouts en contact dans le cas des éléments sur appuis simples) ;
- l'éventualité de charges d'impact importantes est éliminée.

Pour le dimensionnement, on considérera les effets des mouvements horizontaux du point de vue de la résistance de la structure et de l'intégrité des assemblages.

3.1,3. Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières (EC 2-1-1, clause 10.9)

3.1,2.1. Moments d'encastrement dans les dalles

Les moments d'encastrement sont repris par les armatures supérieures disposées dans la dalle rapportée ou dans les alvéoles des dalles alvéolées. Dans le premier cas, il est nécessaire d'effectuer une vérification au cisaillement horizontal dans l'assemblage, comme c'est indiqué au chapitre 1, § 3.6,3. Dans le second, il convient alors d'effectuer une vérification de la transmission des efforts comme précédemment entre le béton coulé en place dans l'alvéole et la dalle alvéolée. Les armatures supérieures ont une longueur suffisante pour résister à l'enveloppe de l'effort de traction.

Au droit des appuis dans le cas de dalles sur appuis simples, on prévoit des armatures et/ou des dispositions constructives particulières afin de tenir compte des effets de déformations gênées parasites.

3.1,2.2. Systèmes de planchers

Les dispositions constructives relatives aux systèmes de planchers doivent être compatibles avec les hypothèses de l'analyse et du dimensionnement en tenant en considération les Normes de Produit concernées.

Des joints de cisaillement appropriés sont à prévoir lorsque la redistribution transversale des charges entre éléments adjacents a été prise en compte.

Les effets des déformations gênées éventuelles doivent être pris en compte, y compris lorsque, pour le calcul, on a admis l'existence d'appuis simples.

La transmission des efforts tranchants dans les joints peut être réalisée de différentes manières (Fig. 2.46).

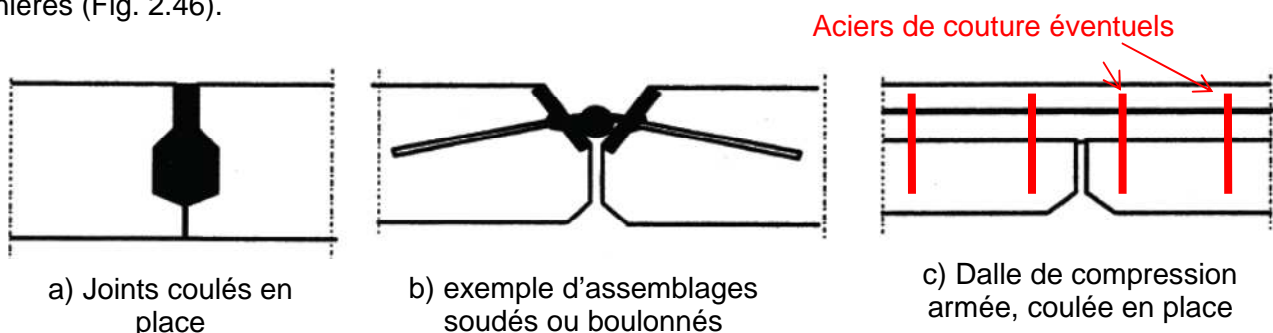


Fig. 2.46 (EC 2-1-1, Fig. 10.2) : Exemples de joints assurant la transmission des efforts tranchants.

La distribution transversale des charges est à établir par l'analyse ou en se fondant sur des essais, en tenant compte des variations possibles de la charge entre éléments préfabriqués. Pour le dimensionnement des assemblages et des parties adjacentes (nervures ou âmes extérieures par exemple), l'effort de cisaillement résultant entre éléments de plancher est à prendre en compte.

Dans le cas des planchers supportant une charge uniformément répartie, et à défaut d'analyse plus précise, cet effort de cisaillement par unité de longueur peut être pris égal à :

$$v_{Ed} = q_{Ed} \frac{b_e}{3} \quad (10.4)$$

q_{Ed} est la valeur de calcul de la charge d'exploitation (kN/m²) et b_e : largeur de l'élément.

Lorsque les planchers préfabriqués ont un rôle de diaphragme pour transmettre les charges horizontales aux éléments de contreventement, il convient que :

- le diaphragme fasse partie d'un modèle structural réaliste, tenant compte de la compatibilité des déformations du diaphragme, avec celles des éléments de contreventement ;
- de tenir compte des effets des déformations horizontales pour toutes les parties de la structure impliquées dans la transmission des charges horizontales ;
- de prévoir, dans le diaphragme, un ferrailage qui permette la reprise des efforts de traction prévus par le modèle structural ;
- pour la définition des dispositions constructives du ferrailage, de tenir compte des concentrations de contraintes au niveau des trémies et des joints.

Les armatures transversales pour la transmission des efforts de cisaillement au droit des joints dans le diaphragme, peuvent être concentrées le long des appuis, formant des chaînages cohérents avec le modèle structural. Ces armatures peuvent être placées dans la dalle rapportée lorsqu'elle existe.

Les éléments préfabriqués comportant une dalle rapportée d'au moins 40 mm d'épaisseur, peuvent être dimensionnés comme des éléments composites si le cisaillement à l'interface est vérifié selon les indications indiquées au chapitre 1, § 3.6.2. La vérification de l'élément préfabriqué est à effectuer à tous les stades de la construction, avant et après que l'interaction devienne effective.

Les armatures transversales prévues pour les sollicitations de flexion ou autres effets d'actions, peuvent être situées en totalité dans la dalle rapportée. Il convient d'adopter des dispositions constructives cohérentes avec le modèle structural, par exemple si l'on admet que l'élément porte dans les deux directions.

Il convient de prévoir des armatures d'effort tranchant dans les âmes ou les nervures des éléments de plancher isolés (c'est-à-dire des éléments qui ne sont pas liaisonnés pour transmettre les efforts tranchants), de même façon que pour les poutres.

Les planchers à poutrelles et entrevous porteurs sans dalle rapportée, peuvent être analysés comme des dalles pleines si les nervures transversales coulées en place comportent des armatures continues traversant les poutrelles longitudinales préfabriquées et qu'elles sont espacées de s_T comme indiqué dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7 (EC 2-1-1, Tab. 10.1) : Espacement maximal s_T des nervures transversales permettant d'assimiler les planchers à poutrelles et entrevous à des dalles pleines pour l'analyse.
 s_L : espacement des nervures longitudinales, l_L : longueur (portée) des nervures longitudinales,
 h : épaisseur du plancher

Type de charges variables	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Habitation, neige	non nécessaire	$s_T \leq 12 h$
Autres	$s_T \leq 10 h$	$s_T \leq 8 h$

Pour la fonction diaphragme entre éléments de plancher préfabriqués avec joints coulés en place, il convient de limiter la contrainte de cisaillement longitudinale moyenne v_{Rdi} à 0,1 MPa pour les surfaces très lisses, et à 0,15 MPa pour les types de surface, lisse ou rugueuse. La définition de la qualité des surfaces est donnée au chapitre 1, § 3.6.4.

3.2. PLANCHERS A POUTRELLES

Par définition et par opposition aux planchers à dalle pleine, les planchers sont dits nervurés lorsqu'en coupe transversale (perpendiculaire au sens de la portée), la section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de sections en « T » dont le hourdis constituant la partie supérieure assure la cohésion transversale.

Les différents cas suivants peuvent se présenter :

- hourdis coulé en place sur des entrevous en terre cuite ou en béton,
- hourdis coulé en place sur un coffrage qui peut être perdu (entrevous légers, isolants),
- hourdis préfabriqué sur toute son épaisseur, avec clavetage coulé en place au droit des nervures.

L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis (Fig.2.47).

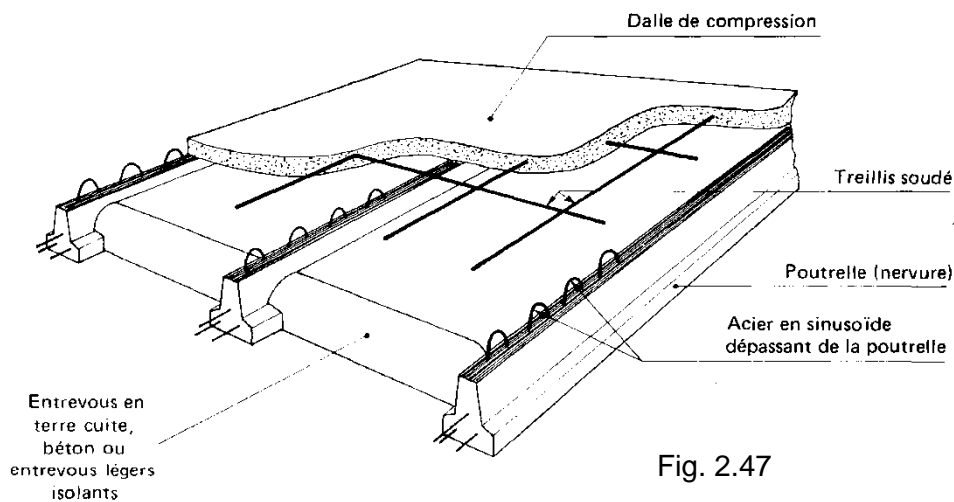


Fig. 2.47

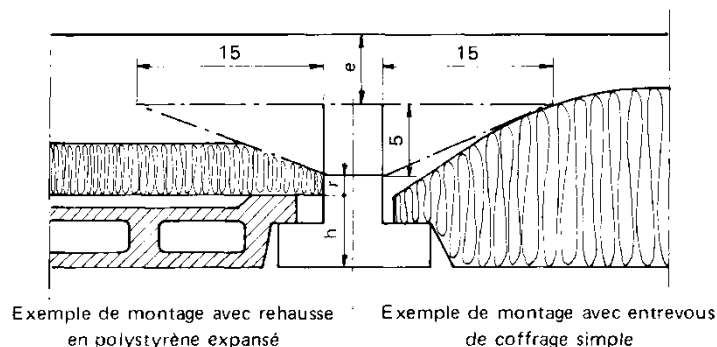
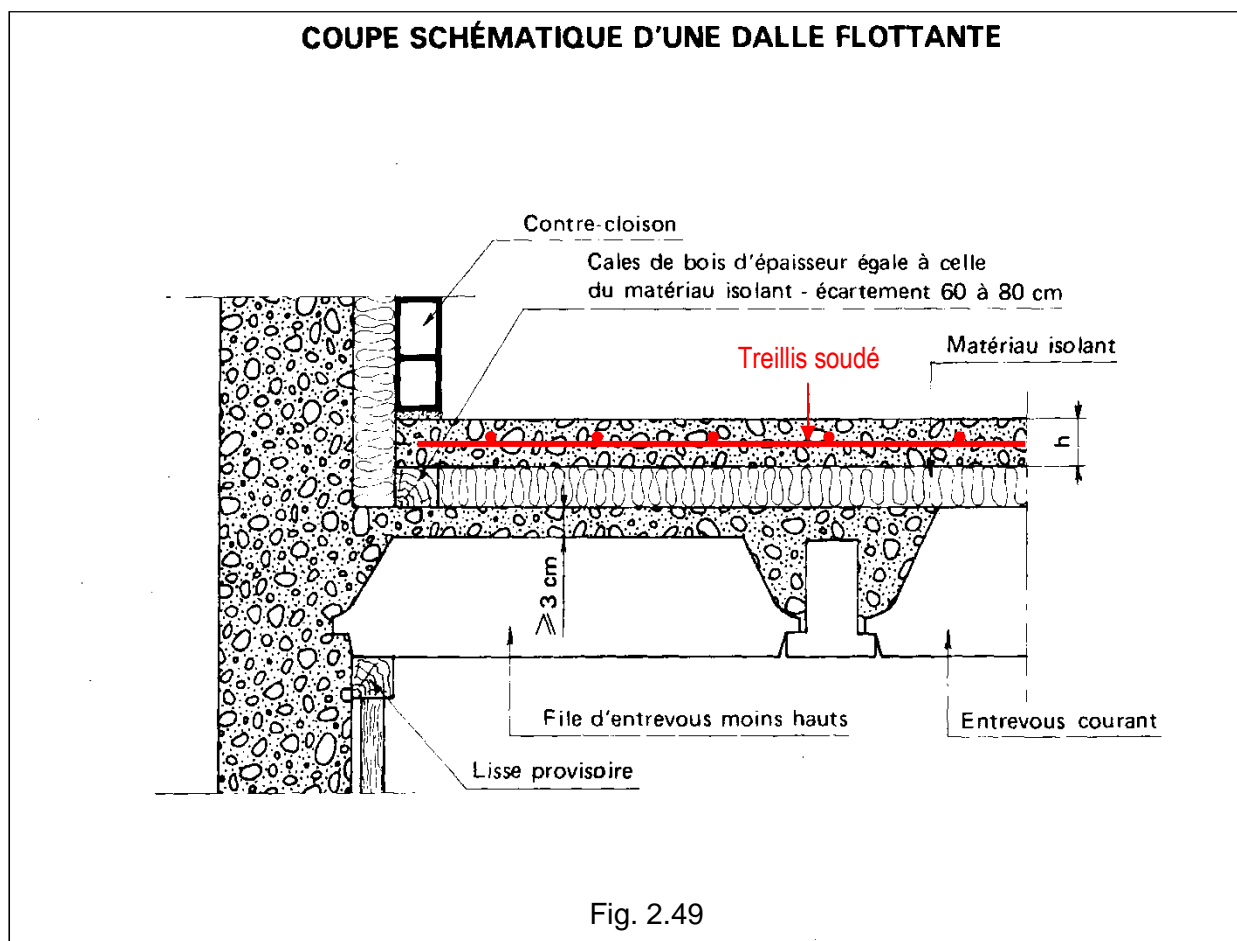


Fig. 2.48

4. PLANCHERS SPÉCIAUX

4.1. DALLES INDÉPENDANTES (DALLES FLOTTANTES)

Ce sont des dalles en béton armé, entièrement coulées en œuvre sur une couche d'un matériau généralement isolant.



Pour ces dalles, il est usuel de prévoir une section minimale d'armature dans chaque direction: $A_s \geq 6h$ (A_s en cm^2/m et épaisseur de la dalle h en mètre), par exemple avec des panneaux de treillis soudés ADETS ST 20, ST 30, ST 35 ou ST 50.

4.2. DALLES COULÉES SUR BACS ACIER

4.2,1. Normalisation

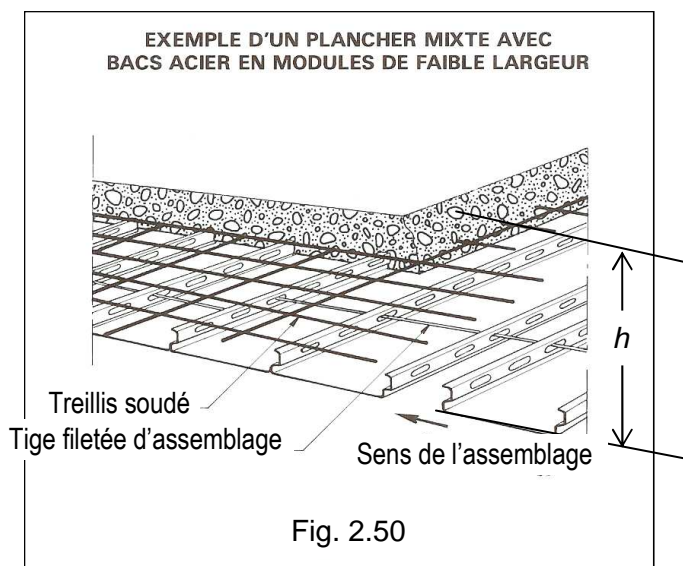
Ce type de structure relève des règles de l'Eurocode 4², notamment dans l'EC 4-1-1, à la section 9 : *Dalles mixtes avec bacs nervurés en acier pour bâtiments*.

4.2,1. Dispositions constructives

Si aucune liaison n'est réalisée entre l'acier et le béton, le hourdis en béton ne sert que d'élément répartiteur pour éviter le poinçonnement selon les règles de l'EC 2-1-1, clause 2.2,1. Il est beaucoup plus économique de le faire participer à la résistance du plancher et réaliser ainsi un plancher mixte, dans lequel le hourdis en béton joue le rôle de table de compression pour la résistance à la flexion, aux cisaillements et au poinçonnement (Fig. 2.50). Une armature transversale et longitudinale, doit être ainsi mise en place dans l'épaisseur h_c du hourdis en béton.

Il convient que (chapitre 1, § 3.8,2.) :

- l'armature, dans chacune des deux directions doit être au moins celle requise par l'EC 2-1-1 ;
- l'espacement des barres doit être inférieur à $s_{\max, \text{slabs}}$ défini au tableau 2.2 .



² Eurocode 4 - *Calcul des structures mixtes acier-béton* - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

4.3. PLANCHERS A PRÉDALLES

Les planchers à dalle pleine sont couramment réalisés à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre.

L'étude et la mise en œuvre des planchers à prédalles, sont actuellement couvertes par les documents suivants :

- Norme de produit : NF EN 13747 : *Produits préfabriqués en béton – Prédalles pour systèmes de planchers* (Indice de classement : P19-809).

- Normes de mise en œuvre en préparation :

NF DTU 23.4 P1-1 : *Travaux de bâtiment – Planchers à prédalles industrialisées en béton Cahier des clauses techniques types.*

NF DTU 23.4 P1-2 : *Travaux de bâtiment – Planchers à prédalles industrialisées en béton Partie 1-2 : Critères généraux de choix des matériaux.*

NF DTU 23.4 P3 : *Travaux de bâtiment – Planchers à prédalles industrialisées en béton Règles de calcul.*

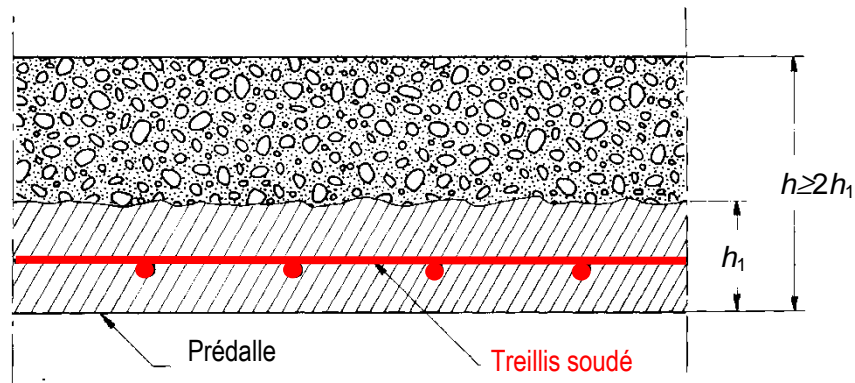


Fig. 2.51

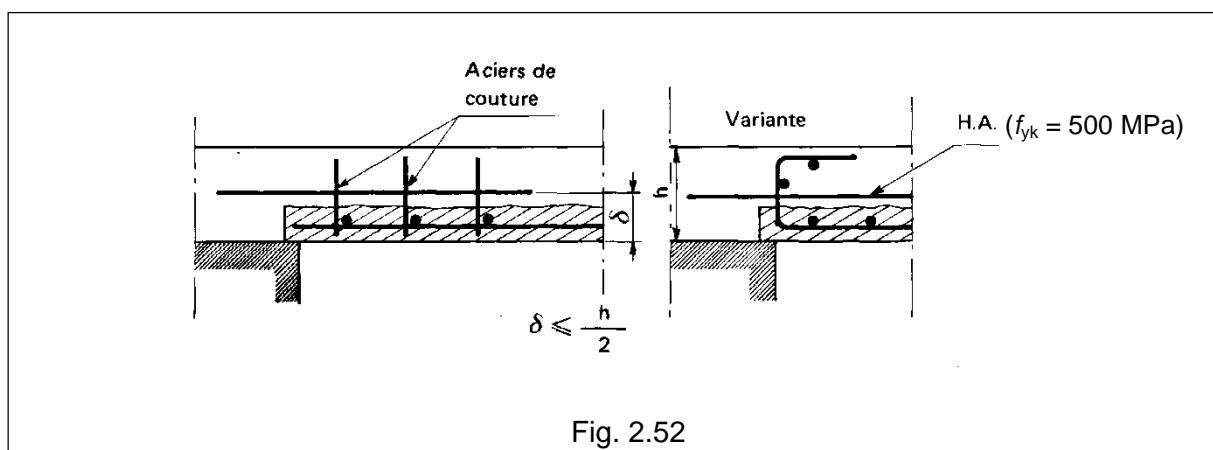


Fig. 2.52

ANNEXES

Annexe 2.1. FORMULAIRE DE LA FLEXION

A 2.1,1. Calcul des sections rectangulaires aux E.L.U

- La valeur du moment de flexion de calcul par mètre de largeur de dalle aux E.L.U, désignée par M_{Ed} , est calculée par l'expression de combinaison (chapitre 1, Tab.1.31) :

$$M_{Ed} = 1,35M_G + 1,5M_Q$$

- On détermine le moment réduit (chapitre 1, § 3.6,1) :

$$\mu_u = \frac{M_{Ed}}{d^2 f_{cd}} \quad \text{avec} \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

d est la hauteur utile des fils de treillis dans le sens de la flexion considérée (Fig. 2.4).

- Dans l'hypothèse du cas courant d'un mécanisme ultime se produisant avec plastification de l'armature, c'est à dire un diagramme de déformation ultime se trouvant au-dessus de la ligne BD de la figure 1.27 du chapitre 1) et que l'acier utilisé pour l'armature suit une loi élastique-plastique parfaite (courbe 1 de la figure 1.10 du chapitre 1), l'abaque de la figure A2.1,1 donne la valeur du coefficient k en fonction du paramètre μ_u dont la signification est :

$$k = \frac{1,15}{\beta f_{yk}} \cdot 10^4, \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{z}{d}$$

L'aire de l'acier est donnée par l'expression: $A_s = k \frac{M_{Ed}}{d}$ (unité cm^2/m ; $\text{MN.m}/\text{m}$; m)

Exemple numérique. Soit une dalle de bâtiment de catégorie C, dont le moment de flexion de calcul, au centre dans la direction principale, aux E.L.U, s'élève à :

$$M_{Ed} = 28,96 \text{ kN.m/m}$$

Pour un béton de résistance $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, la compression de calcul est : $f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$. La hauteur utile d est prise égale à $0,165 \text{ m}$.

$$\mu_u = \frac{28,96 \cdot 10^{-3}}{0,165^2 \times 16,7} = 0,0637$$

D'où avec le diagramme de la figure A2.1,1 : $k = 23,8$

$$A_s = 23,8 \frac{28,96 \cdot 10^{-3}}{0,165} = 4,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A 2.1,2. Calcul des sections rectangulaires aux E.L.S

A 2.1,2.1. Compression maximale du béton en situation des classes d'exposition XD, XF et XS (chapitre 1, § 3.7,3.).

L'EC 2-1-1 limite la compression du béton à $0,6f_{ck}$, sous l'application de la combinaison caractéristique de calcul :

$$M_{Ed} = M_G + M_Q$$

On peut pour ce calcul de la compression du béton utiliser l'abaque de la figure A2.1,2.

Exemple numérique. Dans cet exemple, la valeur du moment fléchissant pour la combinaison caractéristique des actions aux E.L.S, s'élève à :

$$M_{Ed,s} = M_G + M_Q = 22 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m/m.}$$

L'armature disposée est : $A_s = 3,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$\frac{A_s}{d} = \frac{3,8}{16,5} = 0,229, \quad \text{valeur pour laquelle l'abaque donne } k_b = 9,4$$

$$\text{d'où } \max \sigma_c = 9,4 \frac{22 \cdot 10^{-3}}{0,165^2} = 7,6 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

A 2.1.2.2. Vérification de la limite du fluage linéaire

Si sous des charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à $k_2 f_{ck}$, il peut être admis que le fluage reste linéaire (chapitre 1, § 3.7.3.).

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $k_2 = 0,45$.

La combinaison quasi-permanente des actions de calcul s'écrit :

$$M_{Ed,s} = M_G + \psi_2 M_Q, \quad \text{avec } \psi_2 = 0,6 \text{ (chapitre 1, Tab. 1.34)}$$

Exemple numérique. Dans cet exemple, la valeur du moment fléchissant pour la combinaison caractéristique des actions aux E.L.S., s'élève à $M_{Ed,s} = 17 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m/m}$.

L'armature disposée est : $A_s = 3,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$\frac{A_s}{d} = \frac{3,8}{16,5} = 0,229$$

valeur pour laquelle l'abaque de la figure A2.1,2 donne $k_b = 9,4$:

$$\text{d'où } \max \sigma_c = 9,4 \frac{17,0 \cdot 10^{-3}}{0,165^2} = 5,9 < 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ MPa}$$

A2.1,2.3. Traction maximale du treillis soudé

Vis-à-vis de l'aspect, l'EC 2-1-1 considère qu'une fissuration ou une déformation inacceptable est évitée si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas $k_3 f_{yk}$, ou $k_4 f_{yk}$ lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée.

EC 2-1-1, Annexe Nationale : $k_3 = 0,8$ et $k_4 = 1$.

On peut pour cette vérification utiliser l'abaque de la figure A2.1,2.

Exemple numérique.

Reprenons l'exemple précédent en supposant que le chargement ne résulte pas des déformations imposées, mais est dû à des forces issues de l'exploitation du bâtiment. La combinaison caractéristique trouvée s'élève à $M_{Ed,s} = 22 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m/m}$.

La section de l'armature disposée est $A_s = 3,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ façonnée à partir d'un acier de caractéristique élastique $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, soit une limite admissible $\sigma_s = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.

L'abaque de la figure A2.1,2 donne, pour la valeur du rapport :

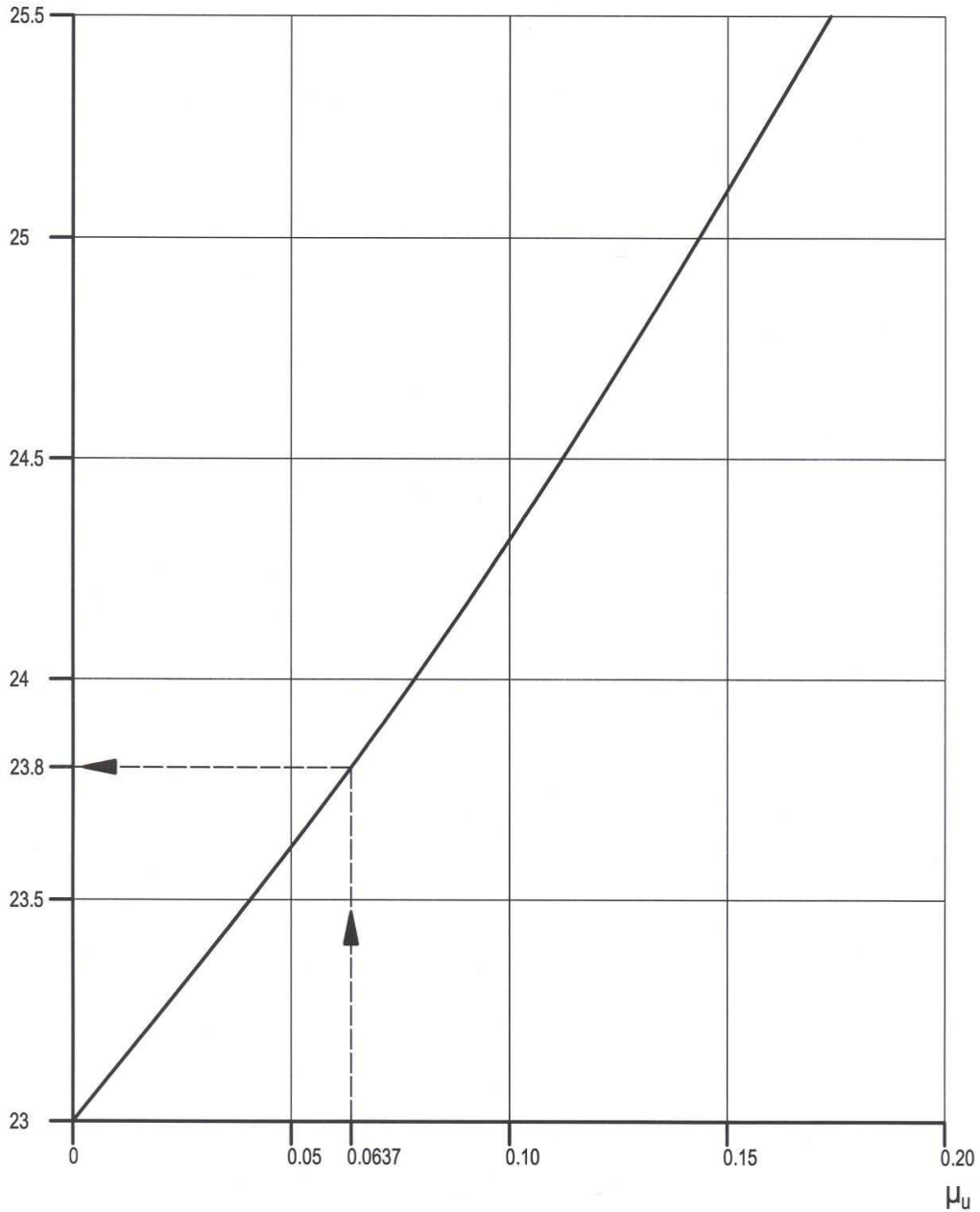
$$\frac{A_s}{d} = \frac{3,8}{16,5} = 0,229$$

un coefficient $k_s = 460$.

$$\text{D'où la traction dans l'armature: } \sigma_s = k_s \frac{M_{Ed,s}}{d^2} = 460 \frac{22 \cdot 10^{-3}}{0,165^2} = 371 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa.}$$

Abaque pour le calcul des
sections de treillis soudés
à l'état-limite ultime

$$k \text{ (en MPa}^{-1}\text{)} \quad \mu_u = \frac{M_{Ed,u}}{d^2 f_{cd}} \quad ; \quad A_s = k \frac{M_{Ed,u}}{d}$$



Pour $\mu_u \leq 0,17$, on peut prendre $k = \frac{23}{1-0,6\mu_u}$ (valeur approchée par léger excès)

Fig. A2.1,1

ELS - VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DU
BETON ET DE L'ACIER

$$\sigma_c = k_b \frac{M_{Ed,s}}{d^2}; \quad \sigma_s = k_s \frac{M_{Ed,s}}{d^2}; \quad \text{unités MPa, MN.m/m, m}^2$$

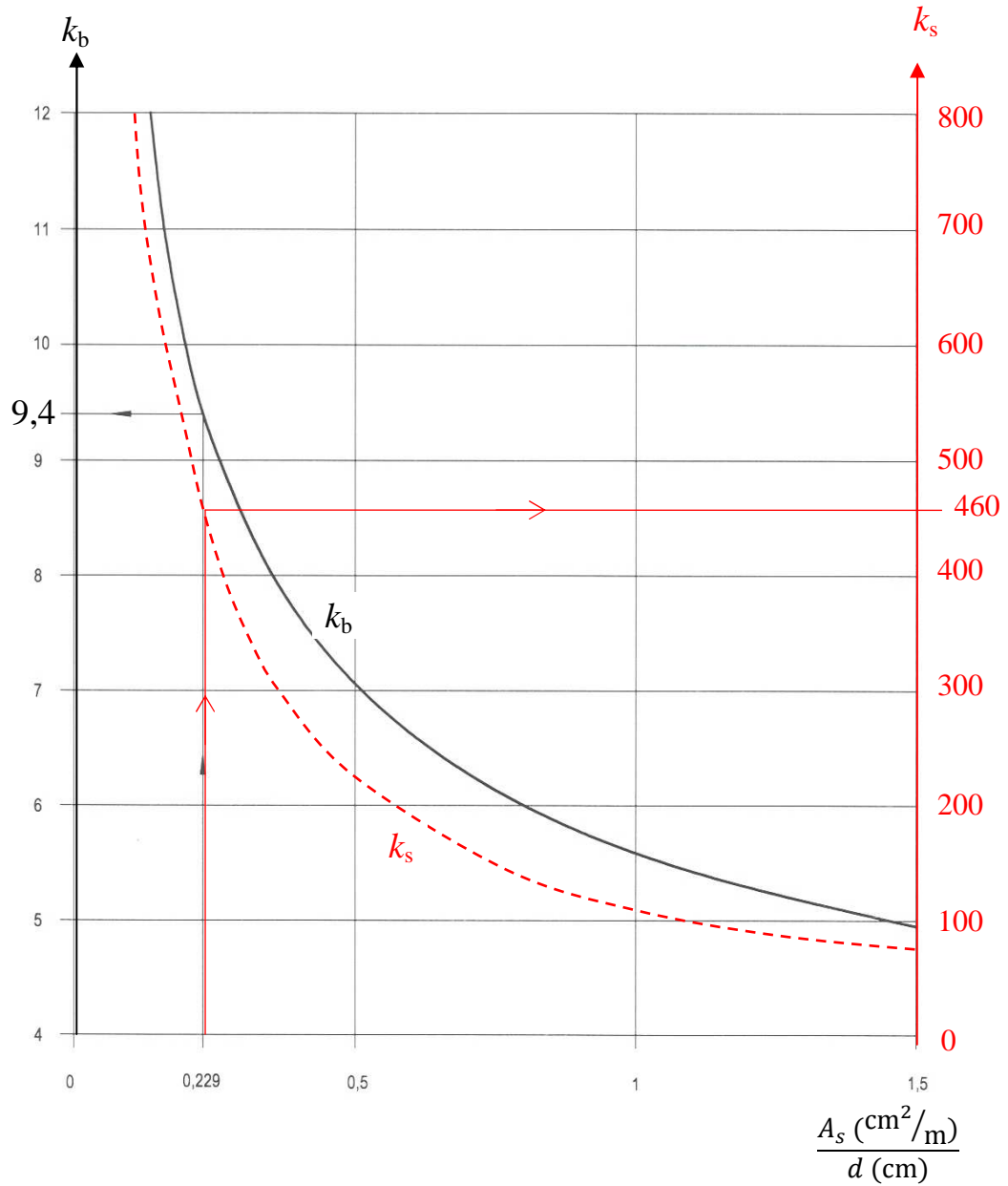
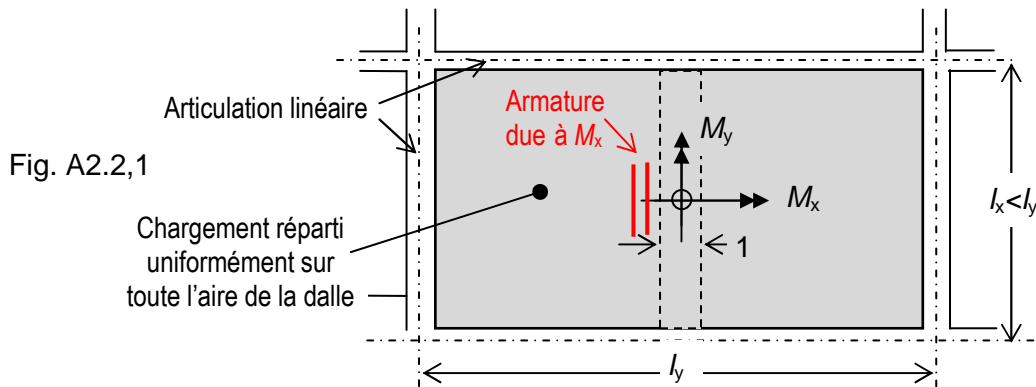


Fig. A2,1,2

Annexe 2.2. CALCUL DES PANNEAUX DE DALLE RECTANGULAIRES

A 2.2,1. Chargement uniformément répartie et couvrant totalement la dalle



Les moments de flexion développés au centre du panneau, supposé articuler sur son contour, sont donnés par les expressions :

- dans le sens de la petite portée (sens x) : $M_x = \mu_x p l_x^2$
- dans celui de la grande portée (sens y) : $M_y = \mu_y M_x$

Le tableau ci-après donne les valeurs des coefficients μ , il diffère quelque peu de celui figurant dans les anciennes Règles BAEL (annexe E 3). Les valeurs numériques ayant été recalculées par ordinateur³. Par ailleurs, les valeurs de M_y de la colonne E.L.U ne sont pas systématiquement prises égales à 0,25 lorsque le rapport $\alpha < 0,55$, car une dalle portant des charges localisées supporte également des charges réparties (au moins, son poids propre). Pour l'évaluation des moments en travée $M_{t,x}$ et $M_{t,y}$, dus aux seules charges réparties, les coefficients μ_x et μ_y interviennent, mais borner inférieurement la valeur de μ_y et ainsi la part du moment dans le sens l_y due aux seuls effets des charges réparties serait alors une erreur.

Tableau A2.2,1

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	E.L.U et E.L.S (sauf déformations)		État-limite de déformation	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,0906	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,1319	0,1051	0,3234
0,50	0,0966	0,1803	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2345	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

NOTA - Les unités utilisées dans le présent formulaire et recommandées pour les calculs sont : m, m² (ou cm² pour les aires d'acier), MN et MPa.

³ MOUGIN J. P. : *Abaques pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur pourtour*. Annales de l'ITBTP, juillet-août 1985.

A 2.2.2. Charge localisée P appliquée à la surface de la dalle ou de son revêtement

Les côtés de la surface rectangulaire de la surface d'application de la charge localisée, sont supposés respectivement parallèles à l_x et à l_y .

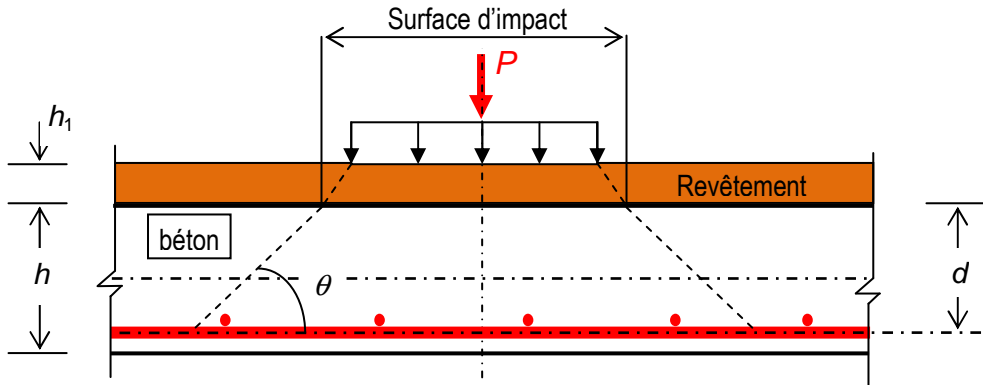
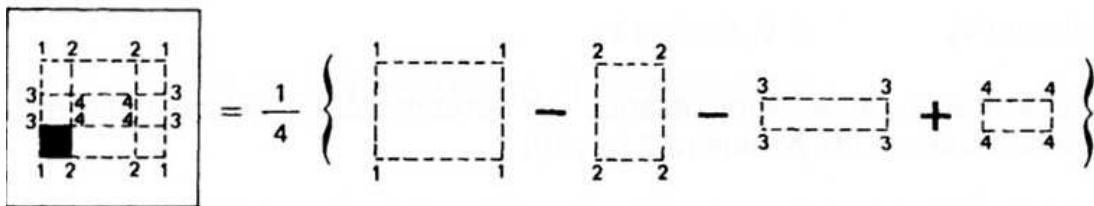


Fig. A2.2,2 : Force localisée

La charge P est considérée comme appliquée uniformément au niveau du parement supérieur de la dalle en béton après diffusion à travers un revêtement éventuel.

Les effets d'actions d'une charge localisée centrée sur la dalle peuvent être évalués par des formules^{4,5}. Les usuels abaques de Pigeaud les fournissent au niveau du feuillet moyen. Lorsque la charge n'est pas centrée, on se ramène au cas de la charge centrée par une superposition de cas de charge correspondant à des rectangles centrés chargés positivement ou négativement par la même densité de charge.

Fig. A2.2,3 : Exemple de décomposition d'une charge concentrée excentrée en de cas de charges centrées.



A 2.2.3. Efforts tranchants

1) Charge répartie p par unité de surface

Au milieu de l_y :

$$V_x = p \frac{l_x}{2 + \alpha}$$

Au milieu de l_x :

$$V_y = p \frac{l_x}{3}$$

V_x et V_y , sont exprimés en MN/m.

⁴ LHEUREUX P. *Calcul des plaques rectangulaires minces au moyen des abaques de M. l'Inspecteur Général PIGEAUD* (1957), Gauthier-Villars.

⁵ GOULET J. et J. P. BOUTIN. *Aide mémoire de résistance des matériaux*, 8^e édition, Dunod.

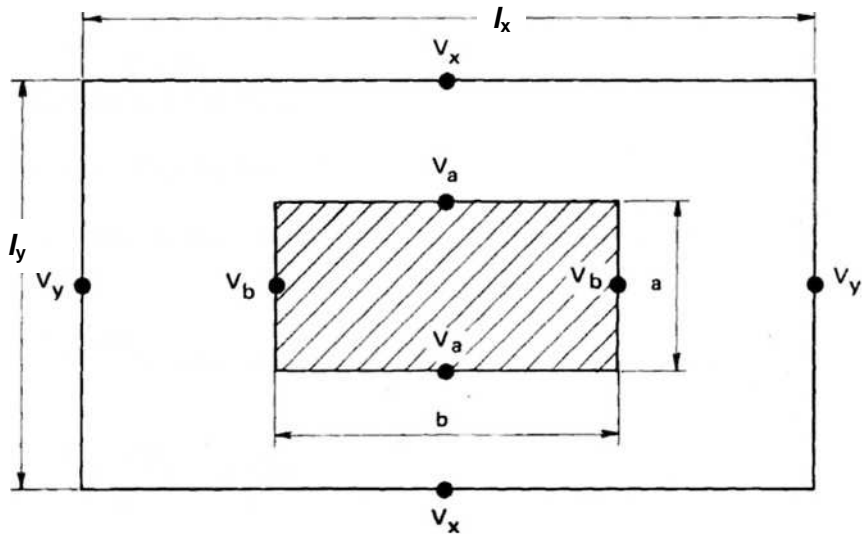


Fig. A 2.2,4

2) **Charge localisée** centrée P appliquée sur un rectangle d'impact de dimensions a parallèlement à l_x et b parallèlement à l_y (Fig. A 2.2,4) :

$$p = \frac{P}{ab}$$

i) Si $a \leq b$, utiliser les formules précédentes en remplaçant :

l_x par a ; l_y par b et α par a/b

V_x devient V_a et V_y devient V_b

ce qui signifie que V_a et V_b sont obtenus en ne considérant qu'une dalle de dimensions $a \times b$ articulée sur son contour (de périmètre $2(a + b)$).

On admet que l'effort tranchant au milieu d'un des côtés de la dalle est la somme des efforts tranchants calculés précédemment en 1) et 2) soit :

$$V = V_x + V_a \quad \text{ou} \quad V_y + V_b$$

ii) Si $a > b$, prendre $\alpha = a/b$:

$$V_a = \frac{pb}{3} \quad \text{et} \quad V_b = \frac{pb}{2 + \alpha}$$

Annexe 2.3. DIAGRAMME DES MOMENTS

A 2.3,1. Courbe des moments isostatiques

Après avoir déterminé la valeur M_0 du moment maximal à mi-portée, on porte $M_0O' = OM_0$. Les droites $O'W$ et $O'E$ sont les tangentes en W et E au diagramme des moments. Un point M quelconque de la parabole, à l'abscisse $WM' = x$ s'obtient en prenant le milieu P' de WM' , le milieu Q' de $M'E$, en rappelant P' et Q' en P et Q sur les tangentes $O'W$ et $O'E$ puis en joignant PQ qui coupe la verticale de M' au point M cherché. La figure A2.3,1 montre qu'il n'est pas nécessaire de recommencer cette construction un grand nombre de fois (2 ou 3 suffisent) pour avoir un tracé très acceptable de la demi-parabole, et de son ensemble ensuite, par symétrie.

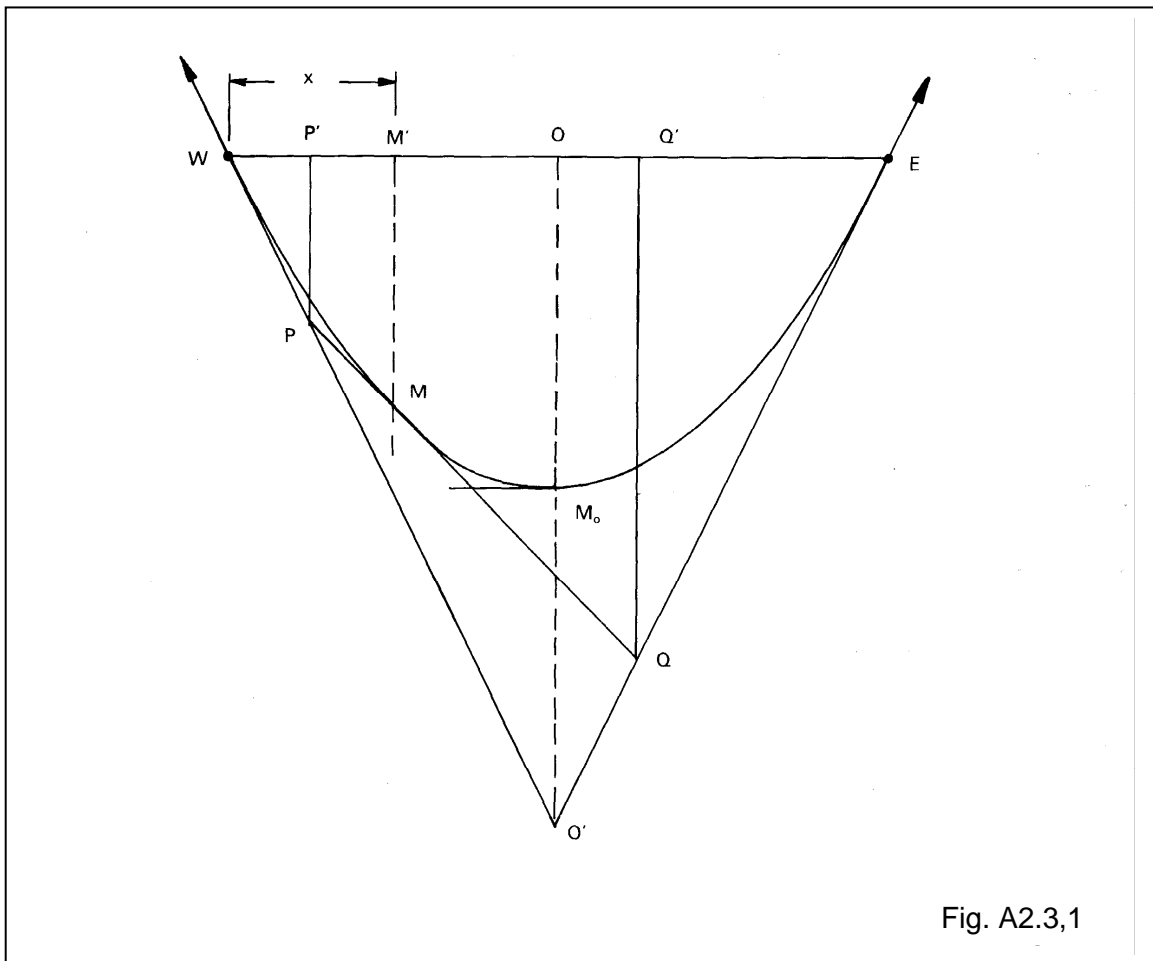


Fig. A2.3,1

A 2.3,2. Courbe-enveloppe des moments d'une travée de poutre continue

Pour obtenir la courbe-enveloppe des moments de flexion, on effectue une construction par points homologues. On trace d'abord la courbe des moments isostatiques selon le procédé décrit ci-dessus. On trace ensuite une droite Δ' reliant les points W' sur la verticale de W et E' sur la verticale de E tels que $WW' = M_w$ et $EE' = M_e$. On trace également une deuxième droite Δ obtenue en décalant vers le haut tous les points de la droite Δ' de la quantité $0,3\alpha_0 M_0$ (Fig. A2.3,2).

La courbe-enveloppe, composée des arcs (C_t) , (C_w) et (C_e) , se déduit de la courbe des moments isostatiques en portant :

- pour l'arc (C_t) , en prenant pour base la droite Δ , des segments $a'_1 a'_2$, ou $b'_1 b'_2$, etc., tels que $a'_1 a'_2 = a_1 a_2$, $b'_1 b'_2 = b_1 b_2$, etc. ;
- pour les arcs (C_w) et (C_e) , en prenant pour base la droite Δ' , des segments $c'_1 c'_2$ tels que : $c'_1 c'_2 = c_1 c_2$, etc.

La figure A2.3,2 donne la construction de la courbe à partir de laquelle sont déterminés les arrêts des panneaux de treillis soudés après que l'on ait effectué sur elle le décalage de $a_1 = d$ prévu (chapitre 1, § 3.6,2.4).

