

TITRE III (1^{re} partie)

PLANCHERS CONFECTIONNÉS À PARTIR DE DALLES ALVÉOLÉES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Le présent titre du CPT « Planchers » a été rédigé par un Groupe de travail issu du Groupe spécialisé n°3 « Structures, planchers et autres composants structuraux » de la Commission chargée de formuler des Avis Techniques, groupe comprenant ;

Animateur ; J.-D. MERLET du CSTB
Rapporteurs ; J.-L. DOURY du CSTB
C. BALOCHE du CSTB

Membres : Y. BERRIAT, } ingénieurs anciens présidents du GS3
C. CAZENEUVE, }
J. OLIVIER-MARTIN, ingénieur-conseil

N. ASHTARI, de CETEN-APAVE
J.-P. BRIN, du CEP
G. KORNFELD, de VERITAS
J.-M. PAILLE, de SOCOTEC

J. DARDARE, du CERIB

M. GAILLARD, producteur et président de l'Association
Scientifique de la Dalle Alvéolée (ASDA)

G. CHARDIN ,
A. CHASSEIGNAUX ,
F. JANSSENS ,
J. LAURENTI ,
F. LEBLANC ,
J.-P. PY,
R. ROQUE ,
J.-M. de VARGAS ,
A. VISNOVEC ,

} producteurs et membres de l' ASDA

R. GOURP, producteur

Le présent texte, qui regroupe les règles de conception et de calcul et quelques prescriptions de fabrication et de contrôle des planchers à dalles alvéolées précontraintes, n'est applicable que dans le cadre des Avis Techniques de ces planchers et dans la mesure où ces Avis y font référence et en précisent les conditions d'application.

Avant - propos

Cette nouvelle édition de la première partie du titre III du CPT « PLANCHERS » a pour objet de refondre en un document unique, donc d'une utilisation plus aérée :

- le premier texte publié en mars 1992 ;
- le modificatif n° 1 publié en mars 1994 ;
- le nouvel article III.A.113 relatif aux dispositions parasismiques.

Cette refonte a été décidée par le Groupe spécialisé n° 3 de la Commission des Avis Techniques comme point final des travaux d'élaboration de ce titre du CPT.

A l'occasion de cette refonte, diverses corrections mineures et de détail ont été apportées pour améliorer la présentation rédactionnelle.

Le nouvel article sur les dispositions parasismiques a été rédigé avec la participation de quelques experts de la Commission française de normalisation des règles de construction parasismique ; il indique les dispositions à prendre pour permettre l'utilisation de ces planchers en zones sismiques, en satisfaisant à la réglementation française.

En conséquence, ce nouveau document annule et remplace les deux textes jusqu'à présent en circulation : le texte d'origine publié en mars 1992 et son modificatif publié en mars 1994.

SOMMAIRE

Notations.....	4	103,3	Armatures de béton armé	13
Généralités.....	6	104	Précontrainte	13
1 Terminologie.....	6	104,1	Tension à l'origine.....	13
1,1 Planchers à dalles alvéolées.....	6	104,2	Pertes de tension.....	13
1,2 Dalles alvéolées - Alvéoles - Nervures.....	6	105	Actions et sollicitations	14
1,3 Joint et clef	6	105,1	Actions	14
1,4 Dalle collaborante rapportée Plancher composite.....	6	105,2	Sollicitations.....	16
1,5 Chape.....	7	106	Calcul du plancher en flexion Justification sous sollicitations normales	18
2 Objet du présent titre.....	7	106,1	États limites de service (ELS).....	18
3 Domaine d'application	7	106,2	États limites ultimes (ELU).....	19
4 Données et éléments d'information à fournir par le maître d'ouvrage.....	7		(106,3 Cas de planchers à plusieurs travées) (*)	
5 Plans et documents de pose et d'exécution	8	106,4	Stabilité de forme.....	21
SECTION A		107	Justifications des dalles alvéolées à l'effort tranchant	23
CONCEPTION ET CALCUL DES PLANCHERS		107,1	Principe des vérifications	23
A DALLES ALVÉOLÉES		107,2	États limites de résistance à l'effort tranchant à considérer pour les dalles alvéolées non associées à une dalle collaborante	23
100 Principes généraux de calcul	9	107,3	Cas particulier des planchers composites.....	26
101 Géométrie des sections transversales des dalles alvéolées	9	107,4	Prise en compte de la torsion	28
101,1 Généralités	9	108	Vérifications à la mise en œuvre	28
101,2 Sections pour le calcul des contraintes.....	9	108,1	Charges prises en compte.....	28
101,3 Section d'enrobage.....	9	108,2	Vérifications sous sollicitations normales	28
101,4 Conditions générales d'enrobage des armatures de précontrainte	10	108,3	Appui des dalles	28
102 Formes des sections de béton coulé en œuvre	11	109	Déformations	28
102,1 Formes des clefs en béton destinées à solidariser les dalles.....	11	109,1	Calcul des déformations	28
102,2 Épaisseur des dalles collaborantes.....	11	109,2	Déformations admissibles.....	30
103 Matériaux.....	12	110	Transmission des charges aux appuis	31
103,1 Béton.....	12	110,1	Repos minimal des planchers à la mise en œuvre.....	31
103,2 Armatures de précontrainte	13			

(*) Les articles indiqués en caractères plus petits et entre parenthèses seront rédigés ultérieurement et feront l'objet d'une publication complémentaire.

110,2	Bielle d'appui	32
110,3	Ancrage des armatures longitudinales sur un appui à retombée	33
110,4	Ancrage des armatures sur des éléments porteurs sans soffite (poutres noyées, poutres extradossées) ou sur des consoles courtes dans l'épaisseur du plancher.....	34
110,5	Cas de repos effectif insuffisant ou nul	37
110,6	Torons détournés	38
111	Résistance aux charges concentrées	38
111,1	Calcul en flexion transversale	38
(111,2	Résistance aux charges concentrées - Solidarisation transversale)	
(112	Dispositions diverses : chaînages, rives trémiées et chevêtres, encorbellements, support d'étanchéité, conditions de fonctionnement en diaphragme horizontal, participation des dalles alvéolées à la résistance de poutres porteuses, ...)	
113	Dispositions parasismiques	38
(114	Comportement en cas d'incendie)	
(115	Problèmes spéciaux : isolation acoustique, isolation thermique, panneaux isolants en sous-face)	

Annexe I

Exemple d'application des prescriptions d'enrobage des armatures de précontrainte.....	44
--	----

Annexe II

Formules pour les vérifications à l'état limite de service des dalles alvéolées isostatiques soumises à un chargement uniformément réparti	45
--	----

Annexe III

Méthode de calcul simplifiée du moment résistant ultime	48
---	----

Annexe IV

Exemple d'application des vérifications d'effort tranchant	50
--	----

SECTION B FABRICATION ET CONTRÔLE DES DALLES ALVÉOLÉES

(101 Matériaux)

(102 Fabrication)

103	Tolérances dimensionnelles	52
103,1	Tolérances sur la position des armatures.....	52
103,2	Tolérances sur les dimensions des dalles	52

(104 Etats de surface)

(105 Stockage)

(106 Trémiées)

107	Prescriptions et contrôles de fabrication.....	52
-----	--	----

(108 Identification)

Sections manquantes :

(Section C – Transport, mise en œuvre et pose Manutention – Stockage – Réception sur chantier – Appui-Étalement – Bétonnage)

En attendant, on peut se référer aux « Recommandations professionnelles relatives au transport, au levage et à la mise en place des dalles alvéolées », éditées par FIB PLANCHERS OSSATURES.

(Section D – Finitions et ouvrages complémentaires)

(Réalisation des plafonds)

(Réalisation des sols)

(Réalisation des étanchéités)

(Percements et scellements *a posteriori* dans les planchers terminés)

Notations

a	distance à l'appui	F_{prg}	valeur de la force de précontrainte garantie à la rupture des aciers
a_{nt}	longueur de la zone d'extrémité de dalle non fissurée à l'ELU de flexion	f_{prg}	contrainte limite de rupture garantie des aciers de précontrainte
A_p	aire de la section d'acier de précontrainte	f_{ptj}	résistance conventionnelle à la traction du béton (à j jours) déduite de f_{ctjfm}
B, B_t	aire d'une section de béton (tendu)	f_{tal}	résistance conventionnelle moyenne à la traction du béton déduite de f_{cm}
b	largeur	f_{ptr}	résistance conventionnelle à la traction du béton déduite de f_{cr}
b_n	largeur de la ligne de moindre résistance des nervures béton	G	action permanente module d'élasticité transversale du béton
b_c	épaisseur de la table de compression	G_1	action permanente du poids propre de la dalle alvéolée
b_t	largeur de la table de compression	G_2	action permanente du poids propre du béton rapporté sur la dalle alvéolée
C	distance définissant la section d'enrobage	G_3	action permanente du poids propre des cloisons sur la dalle alvéolée
C_g	grosseur du granulat	G_4	action permanente du poids propre des revêtements de sol sur la dalle alvéolée
C_1, C_v	coefficients de correction de la résistance conventionnelle en traction du béton	G_5	action permanente du poids propre des revêtements d'étanchéité sur la dalle alvéolée
d_i, d'_i, d''_i, d'''_i	distances effectives d'enrobage $i=1,2,3,4$	$G_{i>5}$	action permanente des charges autres que les précédentes (densité de charges g_i)
d	distance	g_a	densité de charges permanentes (G_3, G_4 , ou G_5 selon les cas)
D_n	diamètre nominal des torons	g_i	densité de charges ($i=1, 2, 3, \dots$)
d_p	distance du barycentre des aciers à la fibre la plus éloignée	g_p	densité de charges permanentes appliquées après G_a
e_1	excentricité du premier ordre	g_q	densité de charges, fraction quasi permanente de la charge d'exploitation
E_b	module d'élasticité du béton	g_v	densité de charges permanentes appliquées avant G_a
E_{ij}	module de déformation instantanée du béton (à l'âge de j jours)	h	épaisseur de la dalle alvéolée
e_o	excentricité d'une force de compression extérieure	h_c	épaisseur de la dalle de béton rapportée
E_p	module d'élasticité des aciers de précontrainte	h_u	hauteur utile de la section
e_p	excentricité de la précontrainte	I	moment d'inertie de la section béton du plancher composite (dalle alvéolée avec dalle collaborante)
E_s	module d'élasticité des aciers passifs	i	moment d'inertie de la section béton de la dalle seule
e_s	épaisseur de membrure supérieure	J	inertie de torsion (inertie polaire) d'une section
E_v	module de déformation du béton à long terme	K, k_f, k	coefficient sans dimension
F, F_a	action accidentelle	L	distance entre nus d'éléments porteurs
f	flèche d'un plancher	ℓ_a	distance de l'about au nu intérieur de l'appui
f_a	flèche active d'un plancher	ℓ_c	longueur fictive d'une colonne au flambement
f_{c28}	résistance caractéristique à la compression du béton (à 28 jours)	ℓ_{cs}	longueur conventionnelle de scellement
f^*_{c28}	résistance caractéristique à la compression du béton de la dalle rapportée	ℓ_{e1}, ℓ_{e2}	longueurs maximale (1) et minimale (2) d'étalement de la précontrainte
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton (à j jours)		
f_{cm}	résistance moyenne du béton en compression au relâchement des armatures		
f_{cr}	résistance à la compression du béton exigée au relâchement des armatures		
f_e	contrainte limite élastique des aciers		
F_{peg}	valeur de la force de précontrainte garantie à la limite élastique des aciers		
f_{peg}	contrainte limite élastique garantie des aciers de précontrainte		
F_{pm}	valeur probable de la force de précontrainte		

l_e	longueur d'établissement de la précontrainte	ϵ_b	déformation relative au béton
l_o	longueur du porte-à-faux de la dalle	ϵ_p	allongement relatif des aciers de précontrainte
l_{sn}	longueur nominale de scellement	Z	bras de levier du couple élastique dans une section composite
l	longueur ou portée	$\Delta \Delta' \Delta''$	variation ou différence
m	coefficient d'équivalence acier-béton	ϵ_s	allongement relatif des aciers passifs
M_{ai}	sollicitation appliquée (Moment) relatif à la phase ou la combinaison de charge "a" pour la fibre i	γ_b	coefficient partiel de sécurité du béton
\overline{M}_{ai}	sollicitation résistante (Moment) relatif à la phase ou la combinaison de charge "a" pour la fibre i	γ_p	coefficient partiel de sécurité des aciers de précontrainte
M_{cr}	moment critique de calcul	γ_{Qi}	coefficient de pondération de l'action Q_i
M_d	moment de décompression du béton	γ_s	coefficient partiel de sécurité des aciers de précontrainte
\overline{M}_{els}	sollicitation appliquée à l'ELS (Moment)	η_p	coefficient de fissuration d'une armature de précontrainte
M_{els}	sollicitation résistante à l'ELS (Moment)	φ	rotation du plancher sur appui
M_{elu}	sollicitation appliquée à l'ELU (Moment)		coefficient sans dimension
\overline{M}_{elu}	sollicitation résistante à l'ELU (Moment)	$\lambda \mu$	coefficients sans dimension
M_f	moment de fissuration du béton	ν	coefficient de Poisson pour le béton
M_o	moment fléchissant isostatique à mi-travée	θ	rotation d'un élément porteur
M_{ox}	moment fléchissant isostatique à l'abscisse x		coefficient de durée d'application des combinaisons d'action
M_x	moment à l'abscisse x	$\theta(t)$	température du béton au temps t dans le cycle de traitement thermique
N_o	force de compression extérieure	θ_{max}	température maximale du béton au cours du cycle de traitement thermique
P	action de précontrainte	$\sigma_{bc} \sigma_b$	contrainte de compression du béton (i : en fibre inférieure, s : en fibre supérieure)
P_a	charge transmise à l'appui d'une dalle alvéolée	σ_{bpm}	contrainte du béton sous l'effet de la précontrainte P_m
P_m	valeur probable de l'action de précontrainte	σ_{bt}	contrainte de traction du béton
P_a	force de tension des aciers de précontrainte	σ_i	contrainte du béton due à la précontrainte en fibre i
$P_{o,max}$	force de tension maximale des aciers de précontrainte à l'origine	σ_p	contrainte des aciers de précontrainte
Q	action variable	σ_{pm}	contrainte des aciers sous l'action de P_m
Q_c	charge de chantier forfaitaire	σ_{pR}	tension des aciers avant relâchement
Q_{ik}	valeur caractéristique de l'action variable Q_i	σ_s	contrainte des aciers passifs
R_u	charge transmise à l'appui d'une dalle alvéolée	τ_{rd}	valeur de base de la résistance au cisaillement du béton à l'effort tranchant
s	moment statique de la section de béton	τ_{rg}	résistance du cisaillement du béton à l'interface dalle alvéolée-béton rapporté
t	durée - temps	τ_s	contrainte d'adhérence béton acier de précontrainte
t_b	durée conventionnelle équivalente du cycle de traitement thermique	τ_{Tu}	cisaillement de torsion
t_{pa}	durée moyenne conventionnelle du palier de température θ_{max}	$\tau_u \tau_{u1} \tau_{u2}$	contraintes de cisaillement dans le béton à l'ELU
V_i	distance de la fibre neutre à la fibre i (cas de montage composite)	τ_{Vu}	cisaillement d'effort tranchant
v_i	distance de la fibre neutre à la fibre i (cas d'une dalle alvéolée seule)	$\psi_{oi} \psi_{1i} \psi_{2i}$	coefficients réducteurs d'actions caractéristiques Q_{ik} (combinaisons fondamentales, fréquentes, quasi permanentes)
V_{sd}	sollicitation de calcul à l'effort tranchant	ψ_{sp}	coefficient de scellement des armatures de précontrainte
$V_{u1} V_{u2}$	sollicitation résistante à l'effort tranchant à l'ELU		
V_x	effort tranchant à l'abscisse x		
W	ouverture d'une fissure		
x	distance à l'appui		
y	distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée		

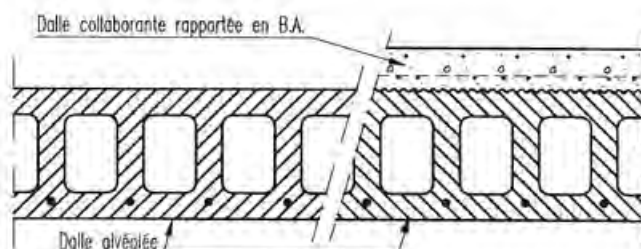
Dans le texte, les notations avec astérisque en indice supérieur sont relatifs au béton coulé en œuvre dans les montages composites.

Généralités

1 Terminologie

1.1 Planchers à dalles alvéolées

Par définition, les planchers visés par le présent titre sont constitués à partir d'éléments préfabriqués, dits dalles alvéolées, en béton précontraint, associés ou non à une dalle supérieure en béton coulée sur place et dont la coupe transversale (perpendiculaire à la portée) comporte des évidements longitudinaux.



Commentaires (1)

Dans le présent document et sauf indications particulières, la coupe transversale des alvéoles est schématisée comme ci-dessus.

1.2 Dalles alvéolées - Alvéoles - Nervures

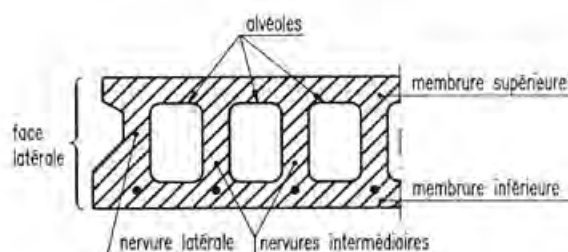
On appelle dalles alvéolées, des composants structurels préfabriqués, monolithes, comportant des évidements longitudinaux disposés à intervalles généralement réguliers et dénommés alvéoles.

Les alvéoles sont conçus de manière que la transmission des efforts verticaux aux nervures soit assurée par effet de voûte.

Les dalles alvéolées sont solidarisées entre elles par des « clefs ».

On appelle nervure, la partie du béton limitant :

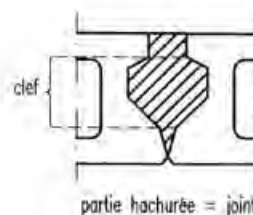
- soit 2 alvéoles contigus d'une même dalle alvéolée (nervure intermédiaire) ;
- soit la face latérale d'une dalle alvéolée et l'alvéole la plus proche de cette même dalle (nervure latérale).



1.3 Joint et Clef

On appelle joint, la totalité du béton coulé en œuvre entre les faces latérales de deux dalles alvéolées jointives.

On appelle clef, la partie du joint qui, par sa forme, permet de solidariser les dalles alvéolées entre elles, interdisant ainsi tout déplacement vertical relatif (suppression de l'effet dit de « touche de piano »).



1.4 Dalle collaborante rapportée Plancher composite

On appelle dalle collaborante rapportée, une dalle en béton armé entièrement coulée en œuvre sur la surface des dalles alvéolées, d'au moins 5 cm d'épaisseur. Cette dalle est associée aux dalles alvéolées et participe, sous certaines conditions, à la résistance du plancher dont elle forme une partie de la membrane supérieure.

On appelle plancher composite l'ensemble monolithe ainsi constitué par les dalles alvéolées et la dalle collaborante rapportée.

1. Les textes décalés en caractères italiques sont soit des commentaires, soit destinés à être incorporés à d'autres articles rédigés ultérieurement.

1,5 Chape

On appelle chape une couche de mortier ou de béton, destinée à rattraper les niveaux et les inégalités de surface.

Il est évident que la présence d'une chape accroît localement la résistance d'un plancher aux charges concentrées. En principe, elle n'est pas considérée comme une dalle de répartition, ni comme une dalle rapportée collaborante ; toutefois, sur justification de sa résistance mécanique et de sa liaison à la dalle alvéolée, il est possible de la prendre en compte dans un calcul de déformation.

2 Objet du présent titre

Le présent titre a pour objet de donner les prescriptions courantes applicables aux planchers à dalles alvéolées en béton précontraint. En fonction de justifications appropriées, des prescriptions différentes peuvent être admises dans un Avis Technique particulier.

Il ne s'oppose pas à l'adoption de dispositions particulières pour des ouvrages faisant l'objet d'études spéciales.

Le présent texte ne vise que les éléments structuraux confectionnés à partir de bétons de granulats courants.

3 Domaine d'application

Le présent titre est établi pour des planchers ;

- dont l'épaisseur de la dalle rapportée collaborante éventuelle (plancher composite) n'excède pas le tiers de la hauteur totale du montage ;
- soumis à des charges excluant les cas de chocs répétés ou importants ; ce domaine couvre une gamme étendue de portées et surtout de charges (réparties ou concentrées) et comprend, notamment, le cas de charges permanentes relativement lourdes telles que les murs de façade ou de refend. Il exclut les charges variables d'exploitation dont la fonction $1 - \psi_2$ excède le double des charges permanentes. On admet que ce domaine couvre également les charges roulantes sans limitation particulière si la charge par essieu n'excède pas 30 kN. Cette limitation ne s'applique pas aux véhicules des pompiers, en raison du caractère exceptionnel de leurs interventions ;

Il est rappelé que, comme cela était indiqué dans les Avis Techniques particuliers, cette dérogation autorisant les véhicules des pompiers s'accompagne des modalités d'application suivantes :

- montages composites avec dalle rapportée collaborante obligatoire ;
- rives des planchers supportées ;
- majoration de 33 % des charges des roues dans les vérifications de cisaillement à l'interface entre dalles alvéolées et béton rapporté.

- non exposés à des atmosphères agressives ; dans le cas de planchers exposés à des atmosphères agressives, il y a lieu d'observer des prescriptions spéciales.

Les prescriptions spéciales doivent être définies dans les Documents Particuliers du Marché (DPM) ; par exemple : conditions de calcul, enrobages accrus, revêtement, protecteur...

Les autres utilisations sortent du cadre du présent CPT et nécessitent des études particulières.

4 Données et éléments d'information à fournir par le Maître d'Ouvrage

L'ouvrage projeté est prévu pour être utilisé dans des conditions bien déterminées, fixées par le Maître d'Ouvrage. Il appartient donc à ce dernier de fournir dans les pièces du marché les renseignements permettant de préciser toutes les hypothèses nécessaires à la conception de l'ouvrage.

Ainsi de façon à éviter toute ambiguïté, le marché doit préciser, outre les hypothèses courantes de base :

- l'ensemble des données nécessaires pour l'application des textes réglementaires (DTU Feu Béton, DTU Neige et Vent, ...) ;
- la définition des actions fondamentales de base, en particulier celle des charges concentrées linéaires ou ponctuelles, celle des charges roulantes éventuelles, camions, engins de manutention, y compris leurs conditions de roulement, ...) etc. ;
- la définition des actions accidentelles éventuelles ;
- les cas éventuels d'interdépendance de charges ;
- la position et les dimensions des trémies ;
- les coefficients ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 dans le cas où ils seraient supérieurs à ceux fixés par l'annexe 1 de la norme NF P 06-001, et/ou dans les cas non prévus par cette norme ;
- dans le cas où l'élément doit supporter de la terre, des matériaux stockés, les valeurs des caractéristiques nécessaires à la détermination de leur action (masses volumiques, cohésion, angle de frottement interne, ...) ;
- la présence de charges dynamiques et la valeur du coefficient de majoration dynamique correspondant ;
- les prescriptions particulières qui peuvent éventuellement s'imposer compte tenu du type de construction, des conditions d'exploitation ou d'agressivité du milieu ambiant (par exemple : conditions particulières de calcul, enrobages accrus, revêtement protecteur, ...) ;
- le cas échéant, les états limites de déformation à respecter et les exigences particulières en matière de flèches absolues ;
- s'il y a lieu, le gradient thermique à prendre en compte.

La liste précédente n'est évidemment pas exhaustive. Ces précisions ne sont pas spécifiques à ce document, elles sont également nécessaires à l'application des DTU de calcul et pour tout autre élément de structure.

5 Plans et documents de pose et d'exécution

La pose et l'exécution font l'objet de plans et documents suffisants pour définir entièrement les dispositions constructives à réaliser. Ils portent la marque commerciale du procédé et le nom du ou des centres de production des dalles alvéolées.

Pour ce qui est lié à la conception et à la réalisation, doivent apparaître :

- les données figurant dans les Documents Particuliers de l'ouvrage (documents techniques nécessaires à la réalisation de l'ouvrage, rappelant notamment les hypothèses prises en compte dans les calculs) ;
- la définition des dalles alvéolées avec leur repérage et leur implantation ;
- les conditions de manutention et de levage des dalles alvéolées ;
- les conditions de stockage ;
- les conditions d'étalement éventuel ;
- les conditions à respecter pour les appuis, ancrages, liaisons et continuités, notamment en ce qui concerne les armatures, qu'elles sortent en attente des dalles alvéolées ou qu'elles soient à placer en œuvre ;
- et, d'une façon générale, toutes les indications que le présent texte oblige à faire figurer sur les documents de pose et d'exécution.

Le plan de pose est établi soit par un bureau d'études, soit par le fabricant. Dans ce dernier cas, il s'agit d'un plan de préconisation de pose qui doit être validé et complété par le bureau d'études chargé de l'étude générale d'exécution du bâtiment.

L'attention du responsable de la construction (entreprise générale, maître d'œuvre, ... selon les cas) est attirée sur la nécessité de faire vérifier, au niveau des études, la compatibilité de la mise en œuvre des divers éléments et de faire assurer la coordination dans le cas où la construction est composée d'éléments préfabriqués provenant de fournisseurs différents.

Section A

Conception et calcul des planchers à dalles alvéolées

100 Principes généraux de calcul

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la méthode des états limites.

Il est rappelé qu'un « état limite » est celui pour lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Les états limites considérés dans le présent titre sont :

- les « états limites ultimes » (ELU) qui correspondent à la limite :
 - soit de l'équilibre statique ;
 - soit de la résistance de l'un des matériaux ;
 - soit de la stabilité de forme ;

Ces états sont ceux qui mettent en danger la sécurité des personnes. Les autres états limites (par exemple de fatigue) ne sont pas visés dans le présent titre car ils n'interviennent pas dans le domaine d'application (voir article 3 des Généralités).

- les « états limites de service » (ELS) résultant des conditions d'exploitation et de durabilité.

Les joints longitudinaux empêchent tout déplacement vertical relatif de deux dalles voisines. On admet qu'ils se comportent comme des articulations linéaires transmettant les efforts tangents et normaux de compression transversale dans le plan du plancher à l'exclusion des moments de flexion.

101 Géométrie des sections transversales des dalles alvéolées

101,1 Généralités

Les caractéristiques géométriques des dalles alvéolées sont déterminées par le fabricant.

L'épaisseur du béton en parties supérieure et inférieure et l'épaisseur des nervures ne peuvent pas être inférieures à $1,5 c_g$, c_g étant la dimension maximale du granulat.

101,2 Sections pour le calcul des contraintes

Les contraintes sont calculées à partir des sections non fissurées.

101,21 Sections nettes

Les sections nettes sont prises égales aux sections brutes telles qu'elles résultent de la géométrie des dalles ou des montages, sans déduction de la section des armatures, qui est faible par rapport à la section totale de béton.

Ces sections nettes sont utilisées pour calculer, aux états limites de service, les contraintes développées par la précontrainte et par les actions permanentes.

101,22 Sections homogènes

Planchers sans dalle rapportée collaborante

On considère les sections homogènes obtenues en ajoutant aux sections nettes précédemment définies la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence $m = 5$ pour le calcul des contraintes développées par les actions variables.

Par souci de simplification, il est loisible de calculer les contraintes développées par les actions variables à partir des caractéristiques des sections nettes.

Planchers avec dalle rapportée collaborante

Outre l'homogénéisation des sections d'armatures telle que définie ci-avant, les sections de béton sont homogénéisées en fonction du rapport du module de déformation du béton de la dalle rapportée collaborante à celui de la dalle alvéolée, rapport pris forfaitairement égal à 0,75.

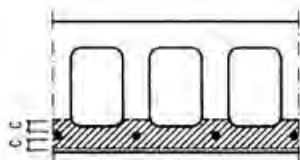
Par souci de simplification, il est loisible de calculer les contraintes développées par les actions permanentes et les actions variables à partir des caractéristiques des sections nettes.

101,3 Section d'enrobage

La section d'enrobage est délimitée par le contour du béton de la dalle et deux parallèles à l'axe de flexion considéré encadrant l'ensemble des armatures de précontrainte à une distance « c » valant, suivant les conditions d'exposition :

- a) 1 cm pour les dalles situées dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations ;

- b) 3 cm pour les dalles exposées aux intempéries ou aux condensations ;
 c) valeur résultant d'une étude particulière dans des cas d'exposition particulièrement agressive (voir article 4 des Généralités)



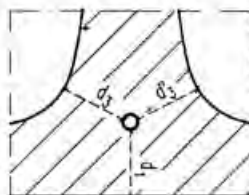
Dans les constructions usuelles, les planchers sur passage ouvert sont considérés comme abrités des intempéries.

101,4 Conditions générales d'enrobage des armatures de précontrainte

Outre les prescriptions d'enrobage liées aux conditions d'exposition énoncées à l'article III.A.101,3 précédent, il convient de respecter les prescriptions qui suivent et qui sont liées aux phénomènes d'établissement de la précontrainte.

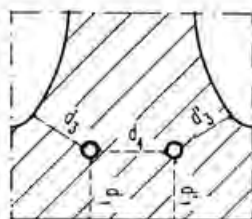
Il en résulte que les valeurs de d_1 et d'_1 définies ci-après peuvent être augmentées pour respecter l'article III.A.101,3 précédent.

Ces prescriptions portent sur les distances effectives d'enrobage, c'est-à-dire toutes tolérances épuisées, d_1 , d'_1 , d_3 , d'_3 , d_4 , ... figurées sur les schémas qui suivent (coupes sur partie basse des nervures).

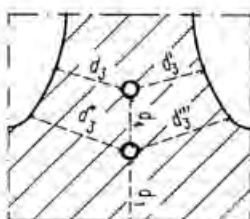


Cas d'une armature par nervure

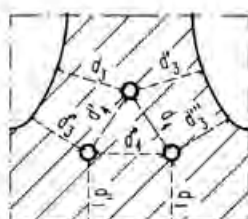
Cas de plusieurs armatures par nervure



(a)



(b)



(c)

101,41 Prescription générale

Les cotes théoriques d'enrobage (figurant notamment sur les dessins de description) doivent être au moins égales aux distances effectives minimales prescrites augmentées des tolérances.

Les distances effectives minimales sont prescrites ci-après.

101,42 Prescriptions sur les distances effectives minimales

Cas d'une armature par nervure

Les prescriptions portent d'une part sur chacune des distances d_1 , d_3 et d'_3 , d'autre part sur la longueur des « chemins » possibles de fendage.

$$\sum d = d_1 + d_3 \text{ ou } d_1 + d'_3 \text{ ou } d_3 + d'_3$$

Les valeurs minimales prescrites sont données par les tableaux suivants, en fonction des unités d'armatures utilisées :

Monofils	d_1 (mm)	d_3 et d'_3 (mm)	$\sum d$ (mm)
Ø 4	15	15	30
Ø 5	15	15	30
Ø 6	16	15	31
Ø 7	17	15	35

Torons	d_1 (mm)	d_3 et d'_3 (mm)	$\sum d$ (mm)
T 5,2	15	15	30
T 6,85	17	15	35
T 9,3	21	18	40
T 9,3 Cr.	23	20	45
T 12,5	25	22	55
T 12,5 Cr.	28	24	60
T 12,9	28	24	60
T 15,2	35	30	75
T 15,7	38	33	80

Cr. = cranté.

Les valeurs minimales des tableaux sont données pour une tension à l'origine maximale des armatures, c'est-à-dire :

$P_{0,max}$: plus petite valeur de $0,85 F_{prg}$ et $0,95 F_{peg}$

Si la tension à l'origine P_0 des armatures est inférieure à leur $P_{0,max}$, les valeurs minimales des tableaux sont réduites dans la proportion $P_0/P_{0,max}$.

Cas de plusieurs armatures (éventuellement différentes) par nervure

Rappel : en raison des risques possibles de confusion, il n'est pas admis d'utiliser simultanément dans une même unité de production les torons T 12,5 et T 12,9. Il en est de même pour les torons T 15,2 et T 15,7.

Les prescriptions portent :

1° sur les distances individuelles $d_1, d'_1, d_3, d'_3, d''_3, d'''_3$: mêmes valeurs minimales que précédemment (cas d'une armature) ;

2° sur les distances entre armatures :

d_4, d'_4 et $d''_4 \geq 15 \text{ mm}$,

valeur réduite à 10 mm pour la distance entre armatures situées sur une même verticale (cas b) de diamètre nominal D_n inférieur ou égal à T 9,3 ;

3° sur les longueurs des « chemins » possibles de fendage :

– dans le cas de figure (a), il y a un « chemin » possible passant par une seule armature et l'on retrouve la condition sur

$$\sum d = d_1 + d_3 \text{ ou } d_1 + d'_3 \text{ ou } d_3 + d'_3,$$

Les mêmes « chemins » sont à considérer pour chaque armature prise isolément, dans les cas de figures (b) et (c).

– dans les trois cas de figure, on vérifie les « chemins » possibles passant par deux armatures (i) et (j). La longueur de ces chemins est ainsi définie :

$$\sum \sum d = d_3 + d_4 + d'_3 \quad \text{sur le schéma (a)}$$

$$d_1 + d_4 + d_3 \text{ ou } d'_3 \quad \text{sur le schéma (b)}$$

$$\left. \begin{array}{l} d_1 + d_4 + d_3 \\ d'_1 + d'_4 + d'_3 \\ d''_1 + d''_4 + d''_3 \end{array} \right\} \quad \text{sur le schéma (c)}$$

Prescription $\sum \sum d = \sum d_{(i)} + \sum d_{(j)}$, c'est-à-dire que la valeur minimale pour $\sum \sum d$ est la somme des valeurs minimales prescrites dans les tableaux précédents (cas d'une armature) pour chacune des armatures (i) et (j).

Cette somme est réduite de 20 % si la distance d_4 (ou d'_4 ou d''_4) entre les deux armatures (i) et (j) est supérieure ou égale à $1,1 (D_{ni} + D_{nj})$, D_{ni} et D_{nj} étant les diamètres de ces armatures.

Un exemple d'application de ces prescriptions d'enrobage des armatures de précontrainte est donné en annexe I.

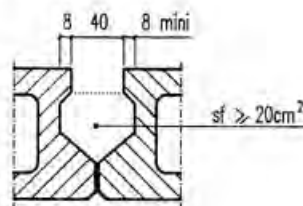
102 Formes des sections de béton coulé en œuvre

102,1 Forme des clefs en béton destinées à solidariser les dalles

La section des clefs en béton doit être telle qu'elle permette la transmission des efforts verticaux entre deux dalles, interdisant tout déplacement d'une dalle par rapport à sa voisine.

La forme des clefs satisfait aux conditions suivantes :

- le remplissage correct avec un béton fin doit être possible ;
- l'ouverture supérieure du joint doit avoir au moins 40 mm de largeur théorique ;
- leurs sections mécaniquement utiles ne doivent pas être inférieures à 20 cm^2 ;
- la profondeur horizontale de l'entaille doit être supérieure ou égale à 8 mm.



Le schéma ci-dessus est purement de principe. L'efficacité des clefs est examinée cas par cas dans les Avis Techniques.

102,2 Épaisseur des dalles collaborantes

La dalle collaborante rapportée doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm et comporter un treillis soudé anti-retrait.

Le treillis soudé présente les caractéristiques minimales suivantes :

- dans la direction transversale : section de $\frac{200}{f_e} \cdot \frac{h_0}{5}$ en cm^2 par mètre linéaire avec des armatures espacées au plus de 20 cm (5 armatures par mètre),
- dans la direction longitudinale : section de $\frac{100}{f_e} \cdot \frac{h_0}{5}$ en cm^2 par mètre linéaire avec des armatures espacées au plus de 33 cm (3 armatures par mètre),

avec :

f_e : limite élastique, en MPa, de l'acier du treillis

h_0 : épaisseur, en cm, de la dalle rapportée collaborante.

Pour être efficace, le treillis soudé doit être placé en partie haute de la dalle rapportée à environ 2 à 3 cm de sa surface.

103 Matériaux

103,1 Béton

103,11 Les données figurant au présent article s'appliquent aux cas suivants :

a) Dalles alvéolées en béton précontraint :

- éléments confectionnés à partir de bétons de granulats courants ;
- bétons traités thermiquement ou non ;
- bétons mis en œuvre industriellement, notamment par :
 - vibration dans des coffrages glissants (dalles filées),
 - compression et vibration autour de vis d'Archimède (dalles extrudées),
 - dito cas précédent avec compaction par cisaillement (dalles extrudées et serrage par procédé « shear compaction »).

b) Béton coulé sur chantier dans le cas d'une dalle de compression collaborante.

103,12 Masse volumique

La masse volumique est prise égale à 2 400 kg/m³, aussi bien pour le béton des dalles alvéolées que pour le béton de la dalle collaborante coulée en œuvre.

103,13 Résistance à la compression

103,131 Les résistances à la compression prises en compte dans les vérifications indiquées dans ce document, notées f_c (f_{cj} , f_{cr} , f_{cm} , ...) correspondent aux résistances mesurées sur cylindre de référence Ø 16 H 32.

En l'absence d'étude réalisée par l'usine, le tableau suivant donne les correspondances entre les résistances des cubes couramment utilisés et celle du cylindre de référence.

Cube	Rapport résistance cylindre/cube	
	à la détension	à 28 jours
100 x 100	0,83	0,90
141 x 141	0,87	0,92
150 x 150	0,875	0,925
158 x 158	0,88	0,93
200 x 200	0,90	0,95

103,132 La résistance caractéristique du béton coulé en œuvre de la dalle de compression collaborante est portée sur les plans de préconisation de pose, sans être inférieure à $f_{c28}^* = 20$ MPa.

Il est rappelé qu'il convient de s'assurer à la mise en œuvre que la résistance du béton est bien celle attendue.

103,14 Résistance à la traction

La résistance du béton à la traction est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 2,4 + 0,03 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

f_{cj} est la résistance caractéristique à la compression ;

f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa.

103,15 Module d'Young

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$$

f_{cj} (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Il s'agit du module tangent à l'origine de la courbe contrainte-déformation.

Si l'on ne dispose pas d'autres valeurs de résistance que celle de f_{c28} , on peut admettre que, pour les grandes valeurs de j ($j \geq 90$ jours), on a sensiblement :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

103,16 Module de déformation transversale

Ce module est pris égal à : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

avec ν , coefficient de Poisson, égal à 0,2 à l'état de service et 0 pour le béton fissuré.

103,2 Armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte satisfont aux prescriptions du titre II (armatures en acier à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré ou post-tension) du Fascicule 4 (fourniture d'aciers et autres métaux) du CCTG.

Ces armatures doivent soit être homologuées, soit bénéficier d'une autorisation de fourniture.

Seuls sont utilisés des torons lisses ou crantés et les fils autres que les fils ronds et lisses.

La longueur conventionnelle de scellement ℓ_{cs} , pour une tension à l'origine égale à $0,85 f_{prg}$ et pour une résistance moyenne du béton au moment de la détension égale à 40 MPa, vaut :

$$\ell_{cs} = 75 D_n, \quad \text{pour les torons lisses}$$

$$\ell_{cs} = 100 D_n, \quad \text{pour les fils et les torsades constituées de 3 fils}$$

D_n étant le diamètre nominal de l'armature.

La longueur nominale de scellement ℓ_{sn} à prendre en compte dans les calculs peut différer sensiblement de ℓ_{cs} lorsque les conditions d'utilisation (tension initiale des armatures, résistance moyenne à la compression du béton au relâchement des armatures, notamment) s'écartent des conditions mentionnées ci-avant ; dans ce cas, on utilise la formule suivante, valable pour $f_{cm} \geq 25$ MPa :

$$\ell_{sn} = \frac{\mu}{0,85} [\ell_{cs} + 2(40 - f_{cm})] \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{\sigma_{pr}}{f_{prg}}$$

dans laquelle ℓ_{sn} et ℓ_{cs} sont exprimées en cm.

σ_{pr} est la tension (en MPa) des armatures avant relâchement et f_{cm} est la valeur moyenne attendue pour la résistance à la compression du béton au moment du relâchement des armatures, exprimée en MPa et plafonnée à 40. A défaut de justifications particulières, on prend $f_{cm} = f_{cr}$, résistance au relâchement des armatures (définie à l'article III.A.106,14).

Les coefficients d'adhérence η_p et ψ_{sp} (coefficients de fissuration et de scellement) sont pris égaux à 1 pour les fils et 1,3 pour les torons lisses.

Pour les torons crantés, les valeurs de ℓ_{cs} , η_p et ψ_{sp} sont fixées dans les Avis Techniques.

La valeur probable de la longueur d'établissement de la précontrainte est donnée par la formule suivante :

$$\ell_e = \sqrt{\ell_{sn}^2 + d_p^2}$$

d_p désignant la distance du barycentre des armatures de précontrainte à la fibre la plus éloignée.

Pour certaines applications, on considère les deux valeurs maximale ℓ_{e1} et minimale ℓ_{e2} suivantes :

$$\ell_{e1} = \sqrt{(1,2 \ell_{sn})^2 + d_p^2}$$

$$\ell_{e2} = \sqrt{(0,8 \ell_{sn})^2 + d_p^2}$$

103,3 Armatures de béton armé

Les armatures de béton armé satisfont aux prescriptions du titre I (aciers pour béton armé) du Fascicule 4 (fourniture d'aciers et autres métaux) du CCTG.

Ce sont des ronds lisses, des armatures à haute adhérence ou des treillis soudés.

104 Précontrainte

104,1 Tension à l'origine

La tension à l'origine ne dépasse pas la plus faible des deux valeurs suivantes :

0,85 f_{prg} : f_{prg} étant la valeur de la charge maximale à la rupture rapportée à l'unité de section nominale

0,95 f_{peg} : f_{peg} étant la valeur de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 % rapportée à l'unité de section nominale.

104,2 Pertes de tension

104,21

Les pertes de tension sont, au choix du fabricant, calculées soit par le calcul complet indiqué dans le BPEL, soit avec une des deux méthodes décrites ci-après.

104,22 Méthode de calcul simplifiée

Cette méthode permet de procéder, pour une abscisse donnée, en zone courante, à l'estimation de la perte de tension totale au temps infini par rapport à la tension à l'origine (force au vérin) à l'aide des formules approchées données ci-après, formules applicables uniquement dans le cas d'utilisation d'armatures à très basse relaxation (TBR).

La zone courante est définie à l'article III.A.105, 15.

En l'absence de traitement thermique :

$$100 \frac{\Delta p}{p} = 23,3 + 0,875 \sigma - 0,4 f_{cm}$$

Dans le cas d'un traitement thermique :

$$100 \frac{\Delta p}{p} = 14,7 + \sigma \left(1 - \frac{t_{eb}}{5000} \right) + 500 f_{cm}^{-5/3} - 3,8 \left(\frac{t_{eb}}{1000} - 0,9 \right)^2 - 3,5(\lambda + 0,4)^2$$

Dans ces formules :

σ est la contrainte finale probable du béton, exprimée en MPa, au droit du centre de gravité des armatures considérées, contrainte calculée en supposant une tension des armatures de précontrainte égale à 0,85 fois la tension à l'origine et en ne considérant que l'effet des actions permanentes seules

f_{cm} est la résistance moyenne du béton, exprimée en MPa, au moment du relâchement des armatures de précontrainte

t_{eb} est la durée conventionnelle équivalente du cycle de traitement thermique donnée par la formule :

$$t_{eb} = t_{pa} 1,08^{(\theta_{max} - 20)}$$

dans laquelle :

θ_{max} est la température maximale dans le béton au voisinage des armatures de précontrainte, exprimée en degrés Celsius, subie au cours du cycle de traitement

t_{pa} est la durée moyenne conventionnelle du palier isotherme à la température θ_{max} calculée selon la formule :

$$t_{pa} = \frac{1}{\theta_{max} - 20} \int_0^{t_f} [\theta(t) - 20] dt$$

dans laquelle t_f est l'âge du béton lorsqu'il est revenu à la température ambiante

Les durées t_{eb} , t_{pa} , et t_f sont exprimées en heures.

λ est un coefficient sans dimension, caractéristique pour les pertes d'origine thermique dans le cas d'un béton traité

thermiquement. Dans le cas de dalles alvéolées, la valeur de λ est prise égale à 0,5 et la formule devient :

$$100 \frac{\Delta p}{p} = 11,9 + \sigma \left(1 - \frac{t_{eb}}{5000} \right) + 500 f_{cm}^{-5/3} - 3,8 \left(\frac{t_{eb}}{1000} - 0,9 \right)^2$$

104,23 Méthode forfaitaire

Dans le cas de bétons traités thermiquement, les valeurs suivantes peuvent être prises pour les pertes de tension en fonction des tensions initiales à la mise en tension d'armatures de sous-classes TBR :

Tensions initiales	Pertes $\frac{\Delta P}{P}$ (%)
0,85 f_{prg} (ou 0,95 f_{peg})	20
0,80 f_{prg}	19
0,75 f_{prg}	18
0,70 f_{prg}	17
0,65 f_{prg}	15

105 Actions et sollicitations**105,1 Actions****105,11 Généralités**

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

- les actions permanentes, autres que la précontrainte, notées G_i ;

G_1 : poids propre des dalles alvéolées,

G_2 : poids de la dalle collaborante rapportée,

G_3 : poids des cloisons,

G_4 : poids des revêtements de sol,

G_5 : poids des revêtements d'étanchéité, etc. (s'il y a lieu) ;

- l'action de la précontrainte, notée P ;

- les actions variables, notées Q ;

- les actions accidentelles, notées A (ou F_a).

La nature et l'intensité des actions à introduire dans les calculs sont fixées soit par les DPM, soit par référence à des normes, codes ou règlements en vigueur (²).

2. A la date de parution du présent document, les normes, codes et règlements de référence principaux définissant certaines charges sont les suivantes :

- NF P 06-001 : charges d'exploitation des bâtiments ;

- DTU P 06-002 : règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes, dites Règles NV 65, dont on ne retient que les règles relatives au vent ;

- DTU P 06-006 : action de la neige sur les constructions dites Règles N 84 ;

- P 06-004 : charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesantEUR.

105,12 Valeurs représentatives des actions permanentes et variables

Les différentes valeurs de l'intensité des actions, dites valeurs représentatives, sont :

- les valeurs caractéristiques F_k ;

et, pour les actions variables :

- les valeurs de combinaison $\psi_{0i}Q_{ik}$
 - les valeurs fréquentes $\psi_{1i}Q_{ik}$
 - les valeurs quasi permanentes $\psi_{2i}Q_{ik}$
- (Q_{ik} étant la valeur caractéristique de l'action variable Q_i).

105,13 Coefficients non précisés dans la norme NF P 06-001 (texte de juin 1986)

105,131

Les charges d'entretien de toiture sont considérées comme des actions variables au même titre que les charges d'exploitation ($\psi_0 = 0,77$) avec les particularités suivantes :

- elles ne sont pas cumulables avec les actions climatiques (commentaire 27 de la norme NF P 06-001) ;
- elles ne sont pas prises en compte dans les combinaisons fréquentes ($\psi_1 = 0$, $\psi_2 = 0$).

105,132

Les actions dues au « véhicule pompier » constituent des actions variables au même titre que les charges d'exploitation ($\psi_0 = 0,77$) mais elles ne sont pas prises en compte dans les combinaisons fréquentes ($\psi_1 = 0$, $\psi_2 = 0$).

En outre, en raison de leur nature, ces actions sont considérées « de caractère particulier » au sens de l'article 4.5,1 du BPEL, conduisant à prendre $\psi_{Q1} = 1,35$.

Il est rappelé que les textes suivants :

- Règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les établissements recevant du public (à la date de parution du présent document ; article C02 de l'arrêté du 25 Juin 1980 modifié par l'annexe I de l'arrêté du 22 décembre 1981, et les arrêtés particuliers à chaque type d'établissement) ;

Règlement de sécurité contre l'incendie dans les bâtiments d'habitation (à la date de parution du présent document ; arrêté du 31 janvier 1986 modifié) :

précisent que les voies utilisables par les engins de secours (voie-engins) et pour la mise en station des échelles aériennes (voie-échelles) doivent pouvoir supporter un véhicule de 130 kN ayant les caractéristiques ci-après ;

- essieu avant : 40 kN
- essieu arrière : 90 kN
- empattement : 4,50 m.

En l'absence d'indications, on peut admettre, pour l'application du présent document, les caractéristiques complémentaires suivantes :

- voie : 2 m
- surface d'impact des roues : 25 x 25 cm.

En outre, ces règlements prescrivent, pour la seule voie-échelles, la prise en compte d'une charge statique isolée de 100 kN appliquée sur une surface circulaire de 0,20 m de diamètre.

105,133

Incidence sur la valeur unitaire de la charge d'exploitation de l'étendue de la surface intervenant dans le calcul d'un élément porteur.

Du fait de la possibilité de la répartition transversale des charges, la norme NF P 06-001 s'applique intégralement aux planchers à dalles alvéolées.

En l'absence de justifications de la surface d'influence de la sollicitation considérée (prenant notamment en compte la répartition transversale), la surface SP en m^2 est définie par les expressions suivantes dans lesquelles L est la portée libre en mètres de la dalle alvéolée ou du montage à justifier et S est la surface totale du plancher :

$SP = 0,7 L^2$ dans le cas d'une vérification de flexion en zone courante de la portée d'un élément de plancher situé dans une zone dépourvue de trémie susceptible de perturber notablement la répartition transversale, joint ou bord non supporté, sur la totalité de la surface SP ainsi définie et centrée sur l'élément considéré

$SP = \min [15 m^2 ; S]$ dans les autres cas.

La zone courante est définie à l'article III.A.105.05.

105,14 Actions en phase provisoire - Charges de chantier

Les phases provisoires comprennent la mise en précontrainte, la manutention en usine, le stockage, le transport et la mise en œuvre sur chantier.

Lors de la mise en précontrainte, la manutention en usine et le stockage, les dalles sont vérifiées à l'état limite de service sous les actions suivantes :

- le poids propre de la dalle,
- la précontrainte.

Lors du transport, les dalles sont vérifiées à l'état limite de service sous les actions suivantes :

- le poids propre de la dalle affecté d'un coefficient dynamique forfaitairement pris égal à la plus défavorable des valeurs 1,1 ou 0,9 ;
- la précontrainte.

Lors de la mise en œuvre, avant réalisation des chaînages, les dalles sont vérifiées à l'état limite ultime sous sollicitations d'effort tranchant calculées à partir des actions suivantes :

- le poids propre de la dalle,
- la précontrainte,
- une charge de chantier forfaitaire, notée Q_c , équivalente à une charge uniformément répartie de 50 daN/m².

La vérification précédente porte notamment sur les conditions d'appui et sur l'ancrage des armatures.

Après exécution des chaînages, les dalles sont vérifiées à l'ELS et à l'ELU sous les actions suivantes :

- le poids propre de la dalle,
 - la précontrainte,
 - le poids du béton de clavetage des joints entre les dalles,
 - le poids du béton de la chape d'égalisation ou de la dalle collaborante éventuelle,
 - une charge de chantier forfaitaire, notée Q_C , équivalente à une charge uniformément répartie ;
- dalles sans béton rapporté : 50 daN/m²,
 - dalles recevant une chape ou une dalle collaborante : 100 daN/m².

105,15 Actions dues à la précontrainte

L'action due à la précontrainte s'obtient en superposant les actions dues à chacune des armatures actives, ces actions étant déterminées de la manière suivante :

- les zones d'établissement de la précontrainte s'étendent sur une longueur ℓ_e à partir des parties extrêmes de la dalle alvéolée. La zone courante est comprise entre les deux zones d'établissement de la précontrainte ;
- en zone courante, la précontrainte est représentée, à un instant donné, par sa valeur probable ;

$$P_m = P_0 - \Delta P$$

P_0 est la tension à l'origine, ΔP la perte calculée suivant l'une des trois méthodes décrites à l'article III.A.104,2 ;

- en dehors de la zone courante, l'action de la précontrainte est représentée par :

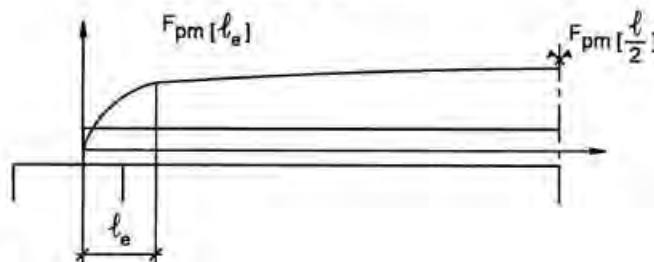
- la distribution prévue aux abouts par le BPEL, dans le cas où les pertes de précontrainte sont calculées par la méthode du BPEL (cf. article III.A.104,21 ci-avant),
- une parabole tangente à l'horizontale au point d'abscisse ℓ_e et d'ordonnée $F_{pm}(\ell_e) = P_m(\ell_e)$, dans le cas où les pertes sont calculées par la méthode simplifiée de l'article III.A.104,22,
- une droite se raccordant sur l'horizontale d'ordonnée $F_{pm} = P_m$ au point d'abscisse ℓ_e , dans le cas où les pertes sont calculées par la méthode forfaitaire de l'article III.A.104,23.

Ces prescriptions ont les objectifs suivants :

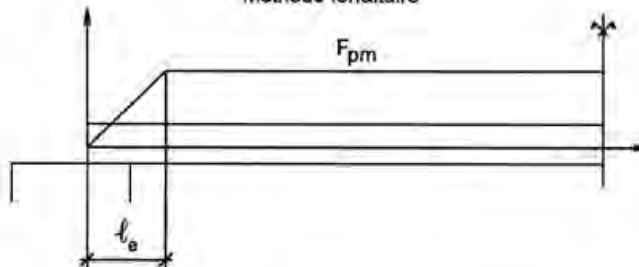
- conduire à des valeurs de précontrainte en tout point de la dalle alvéolée qui soient cohérentes avec les méthodes d'évaluation des pertes et suffisamment représentatives de l'action considérée ;
- réaliser une adéquation entre méthode retenue pour l'évaluation des pertes et moyens de calcul à mettre en œuvre.

Elles peuvent être représentées par les schémas ci-contre :

Méthode simplifiée



Méthode forfaitaire



En outre, pour les vérifications en phase provisoire, mise en précontrainte et manutention, la précontrainte P_m est prise égale à 0,92 P_0 .

105,2 Sollicitations

Le modèle de calcul des sollicitations est généralement un modèle élastique et linéaire.

Les procédés de la Résistance des Matériaux sont utilisés pour déterminer les sollicitations à partir des actions. On peut cependant retenir les hypothèses simplificatrices suivantes :

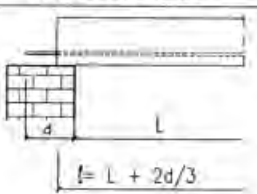
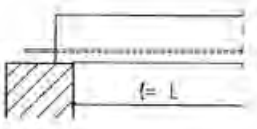
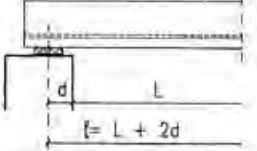
- les joints entre éléments adjacents sont considérés comme des articulations linéaires ne transmettant que des efforts tangents et normaux, comme indiqué à l'article III.A.100 ;
- les sollicitations du second ordre peuvent être négligées, sauf pour les vérifications d'état limite ultime de stabilité de forme ;
- les inconnues hyperstatiques peuvent être déterminées sur la base des sections brutes.

Les cas de charges doivent envisager l'ensemble des zones de chargement les plus défavorables vis-à-vis de la vérification à effectuer. On note, en particulier, la nécessité de considérer des chargements localisés (y compris pour un chargement assimilé à une charge uniformément répartie) dans la détermination des effets de torsion et d'effort tranchant au droit des joints.

105,21 Calcul des sollicitations

Les dalles alvéolées sans dalle collaborante rapportée sont calculées en isostatique. Lorsque le plancher est exécuté en plusieurs phases (cas de dalle collaborante rapportée), les contraintes à l'ELS sont calculées en tenant compte des phases, les sollicitations étant, elles, généralement calculées en isostatique.

Les portées de calcul ℓ sont données sur les schémas du tableau suivant, selon la nature des éléments porteurs :

Éléments porteurs	Portées de calcul ℓ
Maçonnerie de petits éléments	 $\ell = L + 2d/3$
Béton (ou ossature métallique)	 $\ell = L$
Appui néoprène	 $\ell = L + 2d$

Par simplification, les valeurs de ℓ sur les schémas supposent une même configuration d'appui aux deux extrémités. Les valeurs de ℓ sont à adapter en cas de configuration mixte.

105,22 Sollicitations de calcul : généralités

Dans chaque situation prévue pour une structure, il y a lieu, en principe, de considérer l'ensemble des sollicitations de calcul définies aux articles qui suivent.

105,23 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance

105,231 Combinaisons fondamentales

En règle générale, les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$S\left\{P_m + 1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_{1k} + \sum_{i \geq 2} 1,3\psi_{0i}Q_{ik}\right\}$$

avec les notations définies ci-après :

G_{\max} représente l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{\min} représente l'ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_{1k} représente la valeur caractéristique de l'action variable de base ;

$\psi_{0i}Q_{ik}$ représente la valeur de combinaison d'une action d'accompagnement ;

γ_{Q1} vaut 1,5 dans le cas général, sauf autres valeurs précisées dans le présent titre ou dans les documents particuliers de l'ouvrage.

105,232 Combinaisons accidentelles

S'il y a lieu, et lorsqu'elles ne sont pas définies par les textes spécifiques aux actions accidentelles en cause, les sollicitations de calcul sont, en règle générale, les suivantes :

$$S\left\{P_m + F_a + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2i}Q_{ik}\right\}$$

avec les notations ci-dessous :

F_a est la valeur nominale de l'action accidentelle

$\psi_{11}Q_{1k}$ est la valeur fréquente d'une action variable

$\psi_{2i}Q_{ik}$ est la valeur quasi permanente d'une autre action variable

105,24 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service

Les différentes combinaisons à prendre en compte sont définies ci-après.

105,241 Combinaisons rares

Les sollicitations de calcul sont de la forme :

$$S\left\{P_m + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0i}Q_{ik}\right\}$$

105,242 Combinaisons fréquentes

Les sollicitations à considérer sont :

$$S\left\{P_m + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2i}Q_{ik}\right\}$$

105,243 Combinaisons quasi permanentes

Les sollicitations à considérer sont :

$$S\left\{P_m + G_{\max} + G_{\min} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2i}Q_{ik}\right\}$$

105,244 Combinaisons permanentes

Les sollicitations à considérer sont :

$$S\left\{P_m + G_{\max} + G_{\min}\right\}$$

106 Calcul du plancher en flexion Justifications sous sollicitations normales

106,1 États limites de service (ELS)

106,11 Sollicitations de calcul

Elles sont évaluées conformément à l'article III.A.105,24.

106,12 Principe des justifications

Elles consistent à s'assurer que les sollicitations de calcul sont inférieures aux sollicitations résistantes à l'ELS calculables selon les règles énoncées dans les sous-articles qui suivent.

106,13 Formules pour les vérifications à l'ELS des dalles alvéolées isostatiques

Des formules sont données en annexe II dans l'hypothèse de calculs menés sur sections nettes.

Cette hypothèse simplificatrice est du côté de la sécurité par rapport à des calculs plus rigoureux menés sur sections homogènes.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- a) les sections droites restent planes ;
- b) les diagrammes de contraintes dans la section sont linéaires ;
- c) la résistance à la traction du béton est prise en compte ;
- d) les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.

106,14 Exigences relatives aux contraintes de compression

Les contraintes du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

$0,60 f_{c28}$ en situation d'exploitation ;

$\frac{2}{3} f_{cj}$ en situation d'exécution (phases provisoires de chantier) ;

$\frac{2}{3} f_{cr}$ lors de la mise en précontrainte, la manutention et le stockage en usine.

f_{cr} est la résistance du béton exigée au moment du relâchement des armatures, traitée dans les calculs comme une résistance caractéristique. f_{cr} est donnée par le fabricant dans ses documents d'exécution. En aucun cas, f_{cr} ne peut être inférieure à 25 MPa.

106,15 Exigences relatives aux contraintes de traction

Le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Les contraintes de traction du béton de la dalle alvéolée sont limitées aux valeurs suivantes, définies selon les situations :

- situation de fabrication (mise en précontrainte, manutention, stockage) :
 $1,5 f_{tr}$ en tout point de la section, avec $f_{tr} = 0,6 + 0,06 f_{cr}$ (en Mpa) ;

- situation d'exécution (phases provisoires de chantier) :
en section d'enrobage, en zone courante de la portée :
 $0,75 f_{tj}$;

- situation d'exploitation :

- sous combinaison rare, en zone courante de la portée :

en section d'enrobage :

$f_{tj} (0,5 + n_i/20)$, n_i étant la contrainte en fibre inférieure calculée sous précontrainte seule ;

hors section d'enrobage :

$1,5 f_{tj}$ en fibre inférieure

f_{tj} en fibre supérieure ;

- sous combinaison fréquente :

$f_{tj}/4$ en section d'enrobage ;

- sous combinaison quasi permanente, en section d'enrobage :

$f_{tj}/10$ en fissuration non préjudiciable,

0 en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable ;

- sous actions permanentes seules :

0 au niveau des aciers de précontrainte les plus défavorablement placés.

106,16 Condition de non-fragilité

Pour qu'un plancher à dalle alvéolée puisse être considéré comme non fragile, il faut que la force de précontrainte probable F_{pm} équilibre au moins une sollicitation provoquant la fissuration du béton.

La sollicitation provoquant la fissuration est une flexion qui, sur la section supposée non armée et non fissurée, crée sur la fibre la plus tendue une contrainte égale ou supérieure à f_{tj} .

106,17 Précontrainte minimale

La force de précontrainte probable minimale doit être :

$$F_{pm} = f_{tj} \frac{1}{\frac{1}{B} + e_p \frac{v_i}{i}}$$

avec :

B : l'aire de la section nette

v_i : la distance de la fibre neutre à la fibre inférieure

i : le moment d'inertie de la section par rapport à la fibre neutre

e_p : l'excentricité de la précontrainte.

Les valeurs forfaitaires des pertes de tension proposées à l'article III.A.104,23 permettent de déterminer la tension à l'origine P_0 à partir de F_{pm} .

Les armatures correspondantes de précontrainte doivent être régulièrement réparties sur la largeur de la dalle ; de plus, il faut au moins quatre fils ou torons pour une dalle de 1,20 m de large.

Une dalle de 0,60 m comporte donc au moins deux fils ou torons et une dalle de 2,40 m comporte donc au moins huit fils ou torons.

Cette disposition n'interdit pas de couper localement des fils ou torons au droit d'une trémie dans une dalle qui comporte en zone courante le nombre exigé de fils ou torons.

106,2 États-limites ultimes (ELU)

106,21 Sollicitations de calcul

Elles sont évaluées conformément à l'article III.A.105,23.

106,22 Principe des justifications

Elles consistent à s'assurer que les sollicitations de calcul sont inférieures aux sollicitations résistantes ultimes calculables selon les règles énoncées dans les paragraphes qui suivent.

106,23 Calcul des moments résistants ultimes

Une méthode de calcul simplifiée est donnée en annexe III.

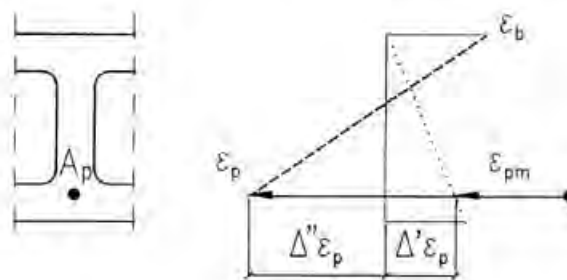
106,231 Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- les sections droites restent planes ;
- la résistance à la traction du béton est négligée ;
- les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.

En application des hypothèses a) et c), on a donc, à l'état limite ultime, sur un diagramme linéaire :

- les déformations ε_b du béton ;

- les variations de déformation $\Delta''\varepsilon_p$ des aciers de précontrainte comptées à partir du retour à 0 de la déformation du béton adjacent.



Déformations de la section :
 - - - - - à l'état ultime
 sous l'effet des actions permanentes

La déformation à l'état ultime d'une armature de précontrainte est ainsi la somme de trois termes :

- l'allongement préalable : $\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$

- un accroissement d'allongement $\Delta'\varepsilon_p$ accompagnant le retour à 0 de la déformation du béton adjacent, évalué forfaitairement à :

$$\Delta'\varepsilon_p = \frac{5\sigma_{bpm}}{E_p}$$

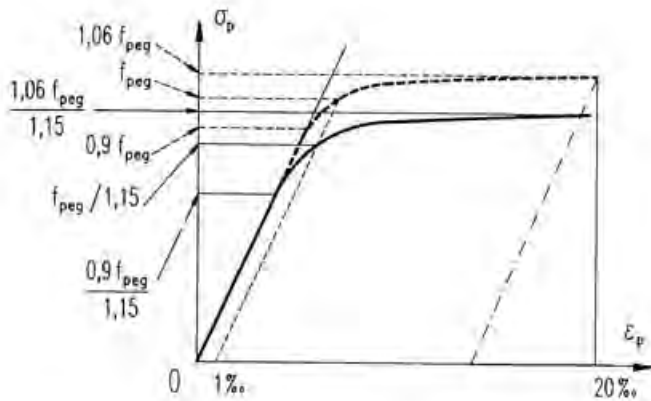
σ_{bpm} représentant la contrainte du béton, au niveau de l'armature (ou du groupe d'armatures) considérée, sous l'effet des actions permanentes et de la précontrainte prise avec sa valeur P_m , et E_p valant 190 000 MPa pour les torons, et 200 000 MPa pour les fils ;

- une variation de déformation complémentaire $\Delta''\varepsilon_p$ qui apparaît directement sur le diagramme des déformations de la section ;

d) le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini en III.A.106,232 ;

e) le diagramme contraintes-déformations du béton est celui du paragraphe III.A.106,233 ;

f) le diagramme contraintes-déformations de calcul des armatures de précontrainte se déduit de celui défini à l'article 2.1 de l'annexe 2 du BPEL en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_p$, avec $\gamma_p = 1,15$, sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte $\gamma_p = 1$.



(En tireté : le diagramme défini dans le BPEL)

Équations du diagramme :

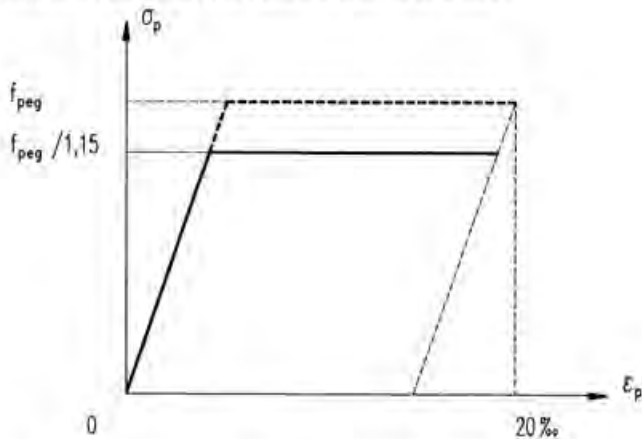
- partie linéaire :

$$\text{pour } \sigma_p \leq \frac{0,9}{1,15} f_{peg}, \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

- partie courbe :

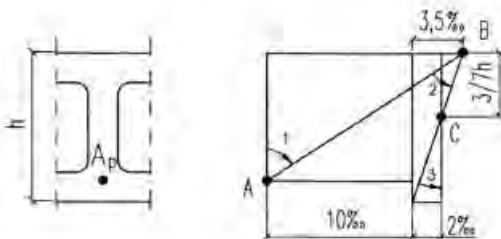
$$\text{pour } \sigma_p > \frac{0,9}{1,15} f_{peg}, \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{1,15 \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

Par simplification, on peut utiliser le diagramme conventionnel suivant (en trait plein), affin du diagramme conventionnel simplifié (en tireté) par l'affinité définie ci-avant :



106,232 Distribution des déformations limites

Un état limite ultime est caractérisé par le fait que le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite, c'est-à-dire un diagramme appartenant à l'un des domaines ci-dessous :



Dans le domaine 1, le diagramme passe par le point A qui correspond, pour l'armature la plus excentrée, à un accroissement d'allongement de 10 ‰ au-delà du retour à 0 de la déformation du béton adjacent.

Il s'agit là, pour une armature de précontrainte, de son $\Delta^* \varepsilon_p$

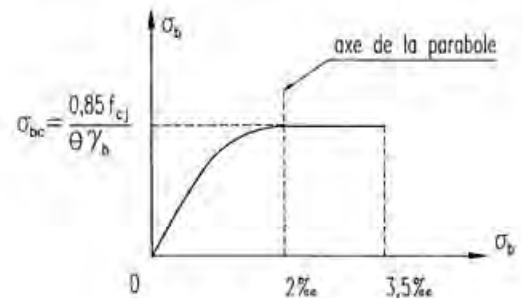
Dans le domaine 2, le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée.

Dans le domaine 3, le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement de 2 ‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur totale « h » de la section.

106,233 Diagramme contraintes-déformations du béton

Le diagramme contraintes-déformations du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle » schématisé ci-dessous.

Le coefficient 0,85 tient compte de la diminution de la résistance à la compression en fonction du mode d'application de la charge, par exemple de l'influence défavorable d'une charge de longue durée d'application, mais ne joue pas le rôle d'un coefficient de sécurité.



Le coefficient γ_b vaut 1,3 pour les planchers à dalles alvéolées seules résistantes et vaut 1,5 pour les planchers à dalles alvéolées avec dalle collaborante coulée en œuvre, sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte $\gamma_b = 1,15$ dans les deux cas, sauf pour les justifications en cas d'incendie, qui font l'objet d'une réglementation propre (Règles FB 87).

Le coefficient γ_b a pour objet de tenir compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés.

Pour les seules justifications relevant du présent article III.A.106,2, la valeur de γ_b est prise égale à 1,3 pour les dalles alvéolées seules résistantes, car les facteurs de dispersion agissent à coup sûr de façon beaucoup moins défavorable pour les pièces bétonnées en usine fixe et faisant l'objet d'une procédure de Certification de produit.

Le coefficient θ tient compte de la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée dans la justification.

Dans le cas de bâtiments, θ vaut :

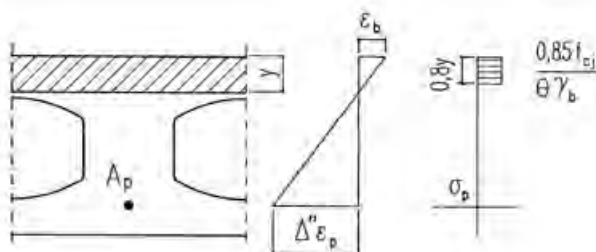
- 1 si cette durée est supérieure à 24 h ou dans le cas des charges roulantes telles les chariots de manutention ;
- 0,9 si elle est comprise entre 1 h et 24 h ;
- 0,85 si elle est inférieure à 1 h.

Toutefois, lorsque la section étudiée n'est pas entièrement comprimée, il est loisible d'utiliser une distribution rectangulaire simplifiée définie comme suit, « y » représentant la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée :

- sur une distance $0,2 y$ à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle,
- sur la distance $0,8 y$ restante, la contrainte vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{pour les zones comprimées.}$$

Le cas visé correspond à un diagramme de déformations de la section passant par l'un des points A ou B.



106,24 Vérification en zone d'extrémité

Cette vérification a pour objet de se prémunir contre le risque d'une rupture prématurée due à un glissement de l'armature initié par une fissure de flexion, mode de rupture désigné par « flexion-glissement ».

On vérifie, à l'état limite ultime de flexion, l'absence de traction dans le béton au niveau de chaque armature jusqu'à une distance « a_{nf} » de l'about telle que :

$$a_{nf} = 1,2 \left[\ell_{sn} + \left(\frac{f_{prg}}{\gamma_p} - \sigma_{pm} \right) \frac{D_n}{K f_{t28}} \right]$$

Pour cette vérification :

- le modèle de calcul des sollicitations est toujours le modèle isostatique de la travée supposée isolée ;

Cette simplification est rendue possible en raison de la vérification de l'ancrage des armatures à l'about (art. III.A.110,22) qui assure la stabilité à la flexion-glissement en cas de moment positif.

- les sollicitations sont évaluées à partir de combinaisons d'actions définies à l'article III.A.105,23 et le calcul de la contrainte tient compte, s'il y a lieu, des phases de construction ;

Le phénomène de rupture visé se produit à l'issue d'une phase de comportement élastique de la section, ce qui explique que l'on justifie - exceptionnellement - un comportement à rupture par un calcul tenant compte de l'historique de la section.

- la portée de calcul est celle définie à l'article III.A.105,21, sauf dans le cas d'appui en maçonnerie de petits éléments, pour lequel on prend $\ell = L$;

et l'on désigne par

- ℓ_{sn} : la longueur nominale de scellement de l'armature reconsidérée, définie en III.A.103,2
- f_{prg} : la résistance à la rupture de l'armature considérée
- γ_p : le coefficient partiel de sécurité à appliquer sur la résistance de l'acier défini à l'article III.A.106,231
- σ_{pm} : la valeur probable de la tension dans l'armature considérée, prise à la distance ℓ_e de l'about de la dalle alvéolée
- D_n : le diamètre nominal de l'armature considérée
- f_{t28} : la résistance conventionnelle en traction du béton à 28 jours, définie à l'article III.A.103,14
- K : un coefficient dont la valeur dépend du coefficient de scellement de l'armature active :
 - $K = 2$ pour les fils et les torsades constituées de trois fils
 - $K = 3,4$ pour les torons lisses
 - $K =$ valeur définie dans les Avis Techniques pour les torons crantés.

Dans le cas de dalles alvéolées ne comportant que des armatures d'un même diamètre, l'armature la plus basse est évidemment la plus défavorable.

(106,3 - Cas de planchers à plusieurs travées)

106,4 Stabilité de forme

Le présent article a pour objet la justification vis-à-vis de l'état-limite ultime des planchers pour lesquels on ne peut pas négliger les effets dits du second ordre.

La précontrainte par prétension, liée au béton, ne peut engendrer sous ses effets isostatiques aucun phénomène d'instabilité.

Il est directement applicable aux planchers susceptibles de présenter une instabilité sous sollicitations de compression-flexion.

Ce cas peut se présenter pour des planchers de sous-sols enterrés soumis à la pression des terres. Il convient de s'intéresser à la stabilité du plancher à vide et du plancher en charge. L'effort normal peut généralement être décomposé en charges permanentes et charges d'exploitation.

106,41 Principe des justifications

La justification consiste à démontrer qu'il existe un état de contraintes qui équilibre les sollicitations de calcul, y compris celles du second ordre, et qui soit compatible avec les caractères de déformabilité et de résistance de calcul des matériaux.

106,42 Sollicitations de calcul

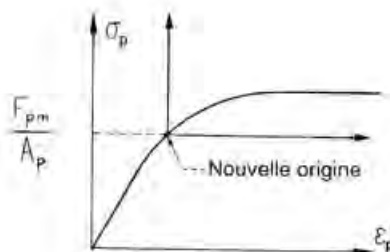
Les sollicitations sont calculées selon les combinaisons d'action définies à l'article III.A.105,23 en tenant compte en outre ;

- d'une imperfection géométrique initiale, ayant un caractère conventionnel qui consiste à prendre en compte une excentricité additionnelle des efforts normaux autres que la précontrainte, égale à la plus grande des deux valeurs :
2 cm,
 $\ell / 250$, ℓ désignant la longueur de l'élément ;
- des sollicitations du premier ordre liées à la déformation différée du plancher ;
- des sollicitations du second ordre liées à la déformation du plancher.

106,43 Hypothèses de calcul

Les déformations sont évaluées à partir des hypothèses suivantes :

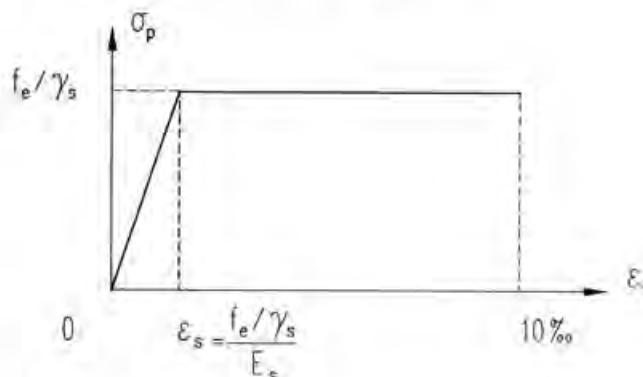
- les sections droites restent planes ;
- le béton tendu est négligé ;
- les effets du retrait du béton sont négligés ;
- le diagramme des aciers de précontrainte est défini à l'article III.A.106,23 ; compte tenu du fait que la tension finale F_{pm} est déjà comptabilisée comme une action extérieure, l'origine de ce diagramme est déplacée tel qu'indiqué sur le schéma ci-dessous :



- le diagramme du béton est défini ci-après ;
- le diagramme des aciers passifs est défini ci-après.

Loi déformation-contrainte des aciers passifs

Le diagramme est déduit du diagramme conventionnel après avoir effectué une affinité de $1/\gamma_s$ parallèlement à la tangente à l'origine.



avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Loi déformation-contrainte du béton

Le diagramme est déduit du diagramme parabole-rectangle défini à l'article III.A.106,233 par une affinité parallèle à l'axe des déformations et de rapport $1 + \alpha \Phi$

où :

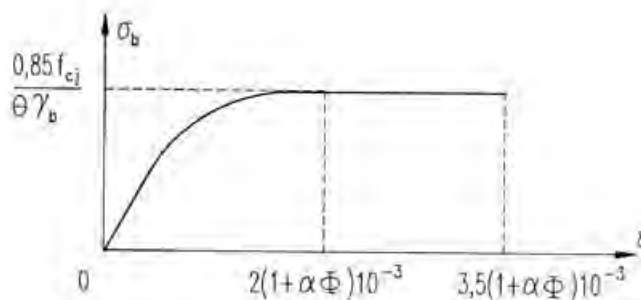
- α est le rapport du moment du premier ordre dû à la combinaison quasi permanente au moment du premier ordre dû à la totalité des charges.

Le moment de précontrainte est pris en compte dans ces deux moments du premier ordre car α a pour objet de tenir compte de la variation des rapports contraintes/déformations.

Il est rappelé que ces moments sont évalués sans pondération des charges.

Lorsque le moment du premier ordre dû à la combinaison quasi permanente est négatif (fluage vers le haut), α est pris égal à 0 pour les vérifications du flambement vers le bas.

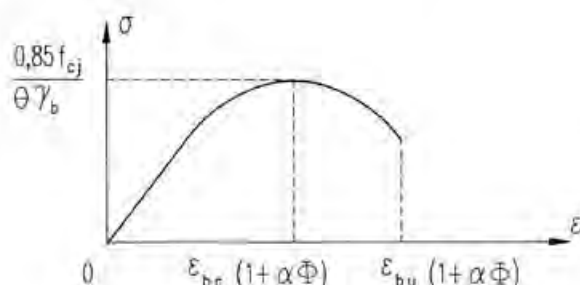
- Φ est le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation instantanée ; il est soit pris égal à 2, soit justifié par un calcul.



Il est loisible de remplacer ce diagramme par le diagramme de Desayi et Krishnan (défini à l'annexe E.7 du BAEL).

Ce dernier diagramme est souvent utilisé par les programmes de calculs sur micro-ordinateurs.

γ_b est défini à l'article III.A.106,233.



106,44 Méthode de calcul

Les calculs peuvent être menés dans l'hypothèse simplificatrice de la déformée sinusoïdale, selon la méthode établie par P. Faessel, exposée à l'annexe 9 du BPEL.

Conformément à cette annexe, on peut ramener le calcul à celui d'une colonne soumise à un effort normal extérieur N_u valant $N_u = F_{pm} + N_o$ et ayant une excentricité du premier ordre donnée par :

$$e_1 = \frac{F_{pm} e_p + N_o e_o}{F_{pm} + N_o}$$

à condition de remplacer la longueur réelle ℓ de la colonne par une longueur fictive ℓ_c valant :

$$\ell_c = \ell \sqrt{1 - \frac{F_{pm}}{N_u}}$$

107 Justifications des dalles alvéolées à l'effort tranchant

107,1 Principe des vérifications

Ces vérifications sont effectuées à l'état limite ultime de résistance. Elles consistent à montrer qu'en tous points de la dalle alvéolée la sollicitation de calcul à l'effort tranchant, notée V_{sd} , déterminée à partir de la combinaison d'actions correspondant à l'état limite ultime de résistance, combinaison définie à l'article III.A.105,23, est inférieure ou égale à la capacité résistante de l'élément à l'effort tranchant, notée V_{ui} , soit : $V_{sd} \leq V_{ui}$.

Ces vérifications sont effectuées notamment dans les sections les plus critiques, compte tenu du mode de chargement appliqué et des réductions éventuelles apportées à la

section résistante du fait de la présence de trémies, d'alvéoles ouverts ou de l'absence de nervures.

Au voisinage d'un appui, au droit duquel la dalle a une épaisseur h , on applique les règles suivantes pour la détermination de la sollicitation :

- l'effet des charges situées à une distance de l'appui inférieure à $h/2$ est négligé ;
- les charges situées à une distance « a » de l'appui inférieure à $1,5 h$ sont comptées pour une fraction égale à $2a/3h$ de leur valeur.

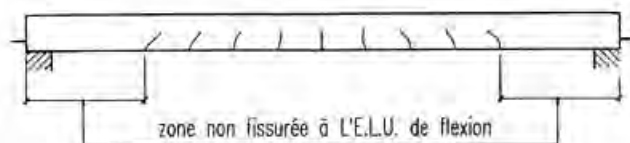
En outre, il y a lieu de fournir toutes les justifications relatives à l'équilibre des bielles assurant la transmission de ces charges à l'appui, comme indiqué à l'article III.A.110.

107,2 États limites de résistance à l'effort tranchant à considérer pour les dalles alvéolées non associées à une dalle collaborante

Deux états limites ultimes sont considérés pour la résistance des dalles alvéolées à l'effort tranchant :

- l'état limite de cisaillement-traction V_{u2} dans la zone non fissurée à l'état limite ultime de flexion ;
- l'état limite de cisaillement-flexion V_{u1} dans les zones fissurées à l'état limite ultime de flexion.

Dans les deux sections situées à la limite des zones non fissurées et de celle fissurée en flexion, on retient la plus petite valeur de V_{u1} et V_{u2} . Dans la zone fissurée, on retient V_{u2} tant que V_{u1} lui est supérieur.



L'étendue des zones non fissurées à l'état limite ultime (ELU) de flexion, comptées à partir de chaque extrémité de l'élément, est définie par l'absence de traction dans le béton au niveau de l'armature la plus basse.

Attention : ces deux vérifications à l'effort tranchant supposent que la vérification de l'article III.A.106,24 a été effectuée.

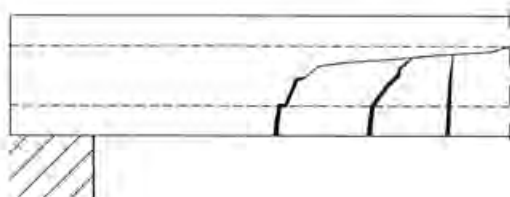
107,21 État limite ultime de cisaillement-flexion dans les zones fissurées

Cet état limite ultime de résistance concerne les zones fissurées en flexion.

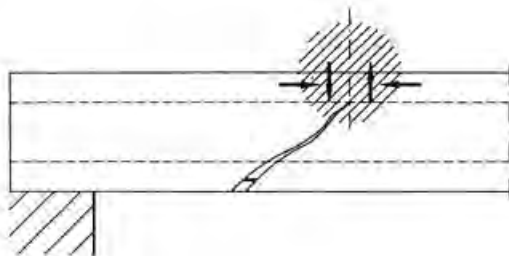
Sa détermination est basée sur l'additivité d'un terme « précontrainte » et d'un terme « béton armé », lequel dépend du mode de rupture susceptible de se produire.

Les essais effectués sur des éléments en béton précontraint montrent en effet que leur rupture est, après décompression du béton, consécutive :

- soit à une fissure inclinée rejoignant les sommets des fissures de flexion (mode de rupture 1) ;



- soit à une rupture par cisaillement-compression de la zone comprimée en flexion (mode de rupture 2) ;



La capacité résistante vis-à-vis de l'état ultime d'effort tranchant d'une section appartenant à la zone fissurée en flexion est donnée par l'expression :

$$V_{u1} = \frac{M_{cr}}{x} + \min \left\{ \begin{array}{l} \tau_{rd} b_n d \\ V_{BA} \end{array} \right.$$

avec :

$$V_{BA} = \frac{k_f f_{cj} - \sigma_{bo}}{f_{cj} - \sigma_{bo}} \frac{1}{\gamma_p} A_p (f_{peg} - \sigma_{pm}) \frac{0,9d}{x}$$

Dans les expressions précédentes, on désigne par :

M_{cr} : le moment critique de calcul :

$$M_{cr} = 0,9 (M_d + M_f)$$

avec :

$M_d = F_{pm} \left(e_p + \frac{i/v_l}{B} \right)$ le moment de décompression du béton, e_p (en valeur absolue) étant l'excentricité de la précontrainte, et B l'aire de la section totale de la dalle alvéolée

La précontrainte étant établie sur une distance inférieure à celle où est effectuée la vérification, la valeur de M_d peut être déterminée en considérant la totalité de la force de précontrainte.

$$M_f = 1,15 f_{tj} \frac{i}{v_l}$$

: le moment de fissuration du béton après décompression

x : la distance de la section considérée à l'about (choisie du même côté que la section par rapport à la section de moment maximal)

τ_{rd} : la valeur de base de la résistance au cisaillement, donnée par :

$$\tau_{rd} = \frac{0,063}{\gamma_b} \sqrt{f_{cj} + 5}$$

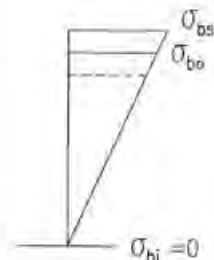
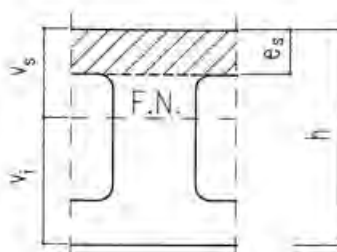
plafonnée à 0,36 MPa, avec γ_b défini à l'article III.A.106,233 et f_{cj} exprimé en MPa

k_f : un coefficient prenant en compte la concomitance de la compression et du cisaillement, dont la valeur est la racine positive de l'équation :

$$\left[0,81 \left(\frac{d}{x} \right)^2 + 0,56 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \right] k_f^2 - 0,56 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left(1 - \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \right) k_f - 0,56 \left(\frac{f_{tj}}{f_{cj}} \right)^2 = 0$$

γ_p : le coefficient partiel de sécurité à appliquer à l'armature, défini à l'article III.A.106,231

σ_{bo} : la contrainte moyenne du béton, dans la section comprimée considérée, correspondant à la décompression du béton en fibre inférieure ;



$$\sigma_o = \sigma_{bs} \frac{2h - e_s}{2h}$$

avec :
$$\sigma_{bs} = \frac{F_{pm}}{B} \left(1 + \frac{v_s}{v_i} \right)$$

A_p : la section totale des armatures de précontrainte

f_{peg} : la limite d'élasticité garantie des armatures de précontrainte

F_{pm} : la valeur probable de la tension dans les armatures

d : la distance entre la fibre supérieure du béton et le centre de gravité des armatures de précontrainte.

107,22 État limite ultime de cisaillement-traction dans les zones non fissurées

La valeur de la résistance à l'état limite ultime de cisaillement-traction d'une section appartenant aux zones non fissurées à l'état limite ultime de flexion est donnée par l'expression :

$$V_{u2} = \tau_{u2} \frac{i}{s} b_n$$

avec :
$$\tau_{u2} = \frac{C_v f_{tj}}{\gamma_b} \sqrt{1 + \frac{2 F_x}{3 B f_{tj}}}$$

Dans cette expression, on désigne par :

C_v : un coefficient multiplicateur dont la valeur est donnée dans les certificats CSTBat ; en l'absence de valeur donnée, on prend $C_v = 0,85$

γ_b : le coefficient partiel de sécurité à appliquer sur la résistance à la traction du béton :

on prend $\gamma_b = 2$ ($\gamma_b = 2 \frac{1,15}{1,5} = 1,5$ sous combinaisons accidentelles)

ℓ_a : la distance de l'about béton de la dalle alvéolée au nu intérieur de l'appui

h : la hauteur de la dalle alvéolée

ℓ_e : la valeur probable de la longueur d'établissement de la précontrainte, définie à l'article III.A.103,2

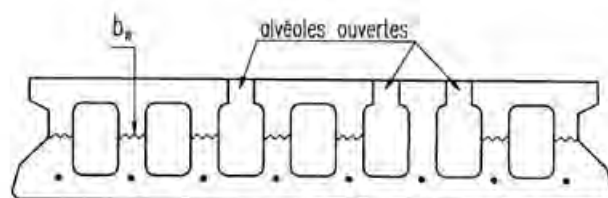
F_x : la précontrainte établie à la distance $h/2$ du nu intérieur de l'appui

B : l'aire totale de la section de la dalle alvéolée

i : le moment d'inertie de la section nette de dalle alvéolée

s : le moment statique de la section de béton située au delà de la ligne de moindre résistance par rapport à l'axe principal d'inertie de la dalle

b_n : la largeur selon la ligne de moindre résistance définie par le schéma suivant :



Les nervures situées entre deux alvéoles contigus ouverts ne sont pas prises en compte pour l'estimation de b_n .

La valeur de γ_b intervenant dans l'expression de τ_{u2} a été prise égale à 2 afin de tenir compte du caractère fragile de la rupture et de la concomitance éventuelle d'un cisaillement de torsion de faible intensité. Une valeur plus faible de γ_b peut être admise sur justification par un calcul complet de cisaillement faisant intervenir notamment le cisaillement dû à la torsion lorsque celle-ci prend une valeur significative.

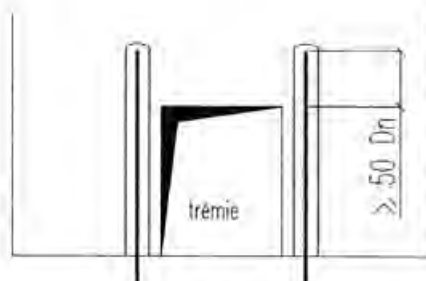
L'effet de la précontrainte intervenant pour la détermination de τ_{u2} est minoré par le coefficient $2/3$ afin de tenir compte forfaitairement des cisaillements dus à l'introduction de la précontrainte.

L'annexe IV donne un exemple numérique d'application des vérifications précédentes.

La solution qui consiste à pallier une insuffisance de résistance des dalles au voisinage des appuis par remplissage d'alvéoles ouverts ne peut être envisagée qu'en tant que solution de rattrapage pour répondre à des cas exceptionnels non prévus au projet (exemple : trémie).

Si tel était le cas, les dispositions suivantes devraient être adoptées :

- alvéoles remplis par un béton « sans retrait » ;
- armature à haute adhérence, de section suffisante et ancrée sur appui pour équilibrer la part de l'effort tranchant ou le supplément d'effort tranchant apporté par cette disposition, disposée en partie basse des alvéoles ouverts et ancrée de $50 D_n$ au-delà de la profondeur de la trémie ;
- valeur de τ_{u2} déterminée en considérant le béton de plus faible résistance et en ne prenant pas en compte le terme de précontrainte, ce qui revient à prendre $F_{pm} = 0$ dans l'expression de τ_{u2} soit : $\tau_{u2} = f_{tj}/\gamma_b$ avec $\gamma_b = 2$.



Vue de dessus

107,3 Cas particulier des planchers composites

107,31 Vérification du monolithisme

Cette vérification qui est effectuée à l'état limite ultime est basée sur l'hypothèse que les efforts de cisaillement à l'interface des dalles alvéolées et du béton rapporté sont repris par la seule résistance au cisaillement de cette interface (absence de connecteurs).

Cette hypothèse exige que :

- le décollement susceptible de se produire à l'appui du plancher soit évité :
 - par la mise en place d'une armature ancrée dans le chaînage (schéma a) ;
 - par la prise en compte du phénomène éventuel de « pincement » dû aux murs supportés (schéma b) ;

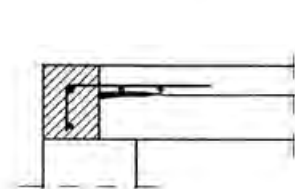


Schéma (a)

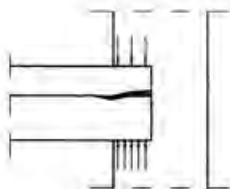


Schéma (b)

- la surface soit rugueuse ;

Les moyens mis en œuvre doivent assurer une rugosité régulière, uniforme et répétitive. Ils ne doivent pas en outre désorganiser la surface de reprise.

- à la mise en œuvre, la surface soit propre et débarrassée de toute souillure susceptible de compromettre l'efficacité de la reprise, et préalablement humidifiée ;

Cette humidification est nécessaire pour réduire le retrait différentiel et éviter la dessiccation du béton rapporté par succion.

- le béton de la dalle rapportée soit de consistance plastique ;
- des précautions soient prises pour éviter la dessiccation du béton de la dalle rapportée.

Principe de la vérification

Toutes les précautions ayant été prises pour limiter le retrait différentiel entre les dalles alvéolées et la dalle rapportée, on vérifie qu'en tous points la contrainte de cisaillement développée à l'état limite ultime, sous l'action de la totalité des charges appliquées, n'excède pas la résistance de calcul au cisaillement de l'interface.

Cette vérification se traduit par :

$$\frac{V_{sd} N_1}{b_r M_{sd}} \leq \frac{\tau_{rg}}{\gamma_b}$$

En désignant par :

- V_{sd} : l'effort tranchant sollicitant à l'état limite ultime, à l'abscisse considérée
- b_r : la largeur du plan de reprise à l'abscisse considérée
- M_{sd} : la valeur maximale en traction du moment fléchissant résultant du même cas de charges que celui servant à déterminer V_{sd}
- N_1 : la résultante des efforts de compression affectant la table rapportée seule sous l'effet de M_{sd}
- τ_{rg} : la résistance au cisaillement de l'interface, dont les valeurs sont données par le tableau qui suit en fonction de la résistance du béton rapporté et des caractéristiques de l'interface
- γ_b : la valeur du coefficient partiel de sécurité à appliquer sur τ_{rg} . Pour tenir compte de la nature fragile de la rupture, on prend : $\gamma_b = 2$ ($\gamma_b = 1,5$ sous combinaisons accidentelles).

Le rapport $\frac{M_{sd}}{N_1}$ introduit dans l'expression ci-dessus peut être remplacé par Z_r , bras de levier de la section la plus sollicitée en flexion, soumise à son moment résistant d'état limite ultime.

Les valeurs de τ_{rg} à considérer au niveau de l'interface sont données par le tableau suivant, en Mpa :

Désignation	f'_{c28} (béton rapporté) (MPa)	20	25	30	≥ 35
	Surface brute de fabrication :				
A	- surface lisse	0	0	0	0
B	- surface non lisse	0,25	0,25	0,25	0,25
C	Surface rendue rugueuse	0,90	1,05	1,20	1,30
D	Surface crantée	1,10	1,25	1,40	1,50

Seuls les états de surface de catégorie C et D sont autorisés en présence de charges roulantes, quelles que soient leur nature et leur intensité.

En phase provisoire, pour $f'_{cj} < 20$ MPa, on considère dans cette vérification τ_{rg} égal à 0,75 MPa pour une surface rendue rugueuse et 0,95 MPa pour une surface crantée. Ces deux valeurs doivent cependant être ramenées à zéro tant que f'_{cj} n'a pas atteint la plus faible des deux valeurs :

15 MPa

0,60 f'_{c28}

Compte tenu de l'importance de la qualité du béton de dalle rapportée sur le choix de la valeur de τ_{rg} , il convient de vérifier que la résistance effective f'_{cj} du béton mis en œuvre est bien celle attendue.

Il est rappelé que cette valeur attendue doit figurer sur les plans de préconisation de pose.

Pour les surfaces brutes de fabrication, l'état de surface est caractérisé par unité de production dans le cadre de la certification.

A titre indicatif :

- une surface brute de fabrication et non lisse est, par convention, celle obtenue par un coffrage glissant ;
- une surface rugueuse correspond à une surface de reprise propre, uniformément rugueuse dont les aspérités présentent une profondeur d'au moins 3 mm ou à une surface striée de même profondeur dont l'écartement des stries est au plus égal à 50 mm ;
- une surface crantée est une surface présentant un aspect identique à la précédente pour laquelle la profondeur minimale des aspérités ou des stries a été portée à 6 mm.

L'attention est attirée sur le fait qu'une forte profondeur de crantage peut être préjudiciable à l'intégrité de la membrure supérieure, notamment dans le cas de faibles épaisseurs de béton au dessus des alvéoles ou de réalisation du crantage par griffage. L'appréciation de ce crantage doit également tenir compte de la granulométrie du béton.

Dans le cas de la surface brute de fabrication, non lisse, la vérification précédente du monolithisme doit être complétée par une vérification de non-rupture des dalles alvéolées supposées seules soumises à la combinaison suivante des charges :

$$P_m + G_{\max} + G_{\min} + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{1k}$$

En raison du caractère aléatoire du collage entre les deux bétons, pris en compte dans ce cas de surface, on s'assure, par cette vérification complémentaire, de la sécurité des personnes en considérant la situation accidentelle de disparition de ce collage. Cela se traduit par la non-prise en compte de la dalle rapportée en section résistante, son poids restant cependant une charge permanente, et par l'utilisation des coefficients partiels se sécurisant sur les matériaux pour les combinaisons accidentelles.

107,32 Vérification à l'effort tranchant des planchers composites

Les justifications à l'effort tranchant, précisées à l'article III.A.107,2 pour les dalles alvéolées seules, sont effectuées comme indiqué ci-après lorsqu'il y a une dalle collaborante rapportée, dans les limites de la collaboration entre les deux bétons (cf. article III.A.107,31).

107,321 État limite ultime de cisaillement-flexion dans les zones fissurées

L'expression de V_{u1} de l'article III.A.107,21 devient :

$$V_{u1}^* = \frac{M_{cr}^*}{x} + \min_i \text{ de } \begin{cases} V_n^* \\ V_{BA}^* \end{cases}$$

avec :

$$M_{cr}^* = 0,9(M_d^* + M_f^*)$$

expression dans laquelle

$$\begin{cases} M_d^* = F_{pm} \left(e_p^* + \frac{l}{B + 0,75 b h_o} \right) \\ M_f^* = f_{ij} l / V_i \end{cases}$$

$b h_o$ étant l'aire de la section de dalle rapportée

$$V_n^* = \tau_{rd} b_n d^*$$

$$V_{BA}^* = \frac{k_f^* f_{cj}^* - \sigma_o^*}{f_{cj}^* - \sigma_o^*} \frac{A_p}{\gamma_p} (f_{peg} - \sigma_{pm}) \frac{0,9 d^*}{x}$$

γ_p étant défini à l'article III.A.106,231

k_f^* étant la racine positive de l'équation :

$$\left[0,81 \left(\frac{d^*}{x} \right)^2 + 0,56 \frac{f_{ij}^*}{f_{cj}^*} \right] k_f^{*2} - 0,56 \frac{f_{ij}^*}{f_{cj}^*} \left(1 - \frac{f_{ij}^*}{f_{cj}^*} \right) k_f^* - 0,56 \left(\frac{f_{ij}^*}{f_{cj}^*} \right)^2 = 0$$

f_{cj}^* et f_{ij}^* : résistances caractéristiques respectivement à la compression et à la traction du béton de la dalle rapportée

σ_{bo}^* : la contrainte moyenne du béton, dans la section comprimée considérée, correspondant à la décompression du béton en fibre inférieure :

$$\sigma_{bo}^* = \sigma_{bs}^* \frac{h + h_o / 2 - e_s / 2}{h + h_o}$$

et

$$\sigma_{bs}^* = \frac{F_{pm}}{B + 0,75 b h_o} + (M_d^* - F_{pm} e_p^*) \frac{V_s}{I}$$

V_s et I étant calculés sur section nette

d^* : la hauteur utile du montage.

107,322 État limite ultime de cisaillement-traction dans les zones non fissurées

L'expression de V_{u2} de l'article III.A.107,22, correspondant aux zones non fissurées à l'état limite de flexion, s'écrit :

$$V_{u2} = \tau_{u2} \frac{l}{S} b_n$$

Dans cette expression, on désigne par l et S les caractéristiques mécaniques du montage déterminées en homogénéisant l'aire B_s de la section droite de la dalle rapportée par le coefficient $\mu = 0,75$.

τ_{u2} est relatif au béton de la dalle alvéolée et est donc déterminé à l'article III.A.107,22.

107,4 Prise en compte de la torsion

Les contraintes de cisaillement de torsion sont à prendre en compte et à cumuler aux cisaillements d'effort tranchant chaque fois que les effets de torsion ne peuvent pas être négligés.

Il est admis de considérer comme pouvant être négligés au sens de l'alinéa ci-dessus les effets de torsion résultant d'une charge variable assimilable à une charge uniformément répartie d'intensité n'excédant pas 5 kN/m^2 , dans les cas où la transmission des charges aux appuis peut être assurée par la seule prise en compte des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

108 Vérifications à la mise en œuvre

108,1 Charges prises en compte

Les charges prises en compte dans les vérifications comprennent :

- les charges de poids propre du plancher :
 - poids de l'élément préfabriqué (dalle alvéolée),
 - poids du béton de clavetage dans les joints,
 - poids du béton de la dalle collaborante rapportée lorsqu'elle existe ;
- une charge de chantier notée Q_c définie à l'article III.A.105,14.

108,2 Vérifications sous sollicitations normales

108,21 États limites de service

Les vérifications sont explicitées dans l'annexe II de la section III.A, en fonction des limites fixées à l'article III.A.106,1.

108,22 États limites ultimes

Les sollicitations sont évaluées en pondérant par :

- 1,35 le poids propre des planchers,
- 1,50 la charge de chantier.

La section résistante est la section de l'élément préfabriqué. Les vérifications sont conduites selon les indications données aux articles III.A.106,22 et III.A.106,23.

résistance caractéristique à la compression f_{cj} et de l'effort de précontrainte sont celles considérées à la date de mise en œuvre sur chantier.

108,3 Appui des dalles

Les profondeurs d'appui sont définies en tenant compte des indications données à l'article III.A.110,1 « Repos minimal des planchers à la mise en œuvre ».

109 Déformations

L'attention est attirée sur le caractère aléatoire du processus de calcul des déformations. En conséquence, il serait vain de rechercher une identité entre la flèche f_a calculée et la flèche f_t mesurée en œuvre. La méthode de vérification exposée ci-après ne constitue donc qu'un ensemble d'opérations ayant pour but de s'assurer qu'en fonction des

paramètres essentiels de la déformation la dalle alvéolée présente une raideur acceptable, eu égard aux fonctions qu'elle doit remplir.

109,1 Calcul des déformations

On appelle « flèche active » la part des déformations du plancher risquant de provoquer des désordres dans un ouvrage considéré généralement supporté (cloison, carrelage, étanchéité, notamment). C'est donc l'accroissement de la flèche, ou fléchissement, pris par le plancher à partir de l'achèvement de l'ouvrage concerné.

Dans tous les cas de planchers, les flèches peuvent être déterminées selon les indications du BPEL, en prenant en compte les hypothèses de mise en œuvre propres à ce plancher.

On peut aussi utiliser les formules simplifiées données ci-après pour des cas de charges uniformément réparties, les déformations étant calculées en utilisant les caractéristiques mécaniques des sections non fissurées.

Ces formules « enveloppent » les déformations réelles en estimant par excès la déformation vers le haut ou vers le bas. En outre, dans le cas d'une déformation de fluage vers le haut, on vérifie la déformation instantanée vers le bas due à l'application des seules charges d'exploitation. Ces déformations sont :

- f_{a1} : la flèche active maximale vers le haut,
- f_{a2} : la déformation instantanée sous charges d'exploitation,
- f_{a3} : la flèche active maximale vers le bas.

On désigne par G_a la charge permanente, qui est soit la charge G_3 de la cloison, soit celle G_4 du revêtement de sol, soit celle G_5 de l'étanchéité, vis-à-vis de laquelle on étudie la flèche active, G_1 le poids propre du plancher constitué des dalles alvéolées seules, G_2 le poids de la dalle collaborante rapportée, G_v les charges permanentes appliquées avant G_a , G_p les charges permanentes appliquées postérieurement à G_a et par G_q la part, si elle existe, devant être considérée permanente, des charges d'exploitation, comme c'est le cas, par exemple, pour les planchers supportant des stocks.

Cette part doit être appréciée au cas par cas et ne pas être référencée au coefficient ψ_2 .

La flèche active comprend donc la somme des quantités suivantes :

- la déformation de fluage sous l'état de contrainte créé par le moment dû à la précontrainte $e_p.F_{pm}$ et les charges G_1 , G_2 , G_v et G_a à partir de l'instant où est appliqué G_a ;
- la flèche instantanée et la déformation totale de fluage correspondant à G_p (et à G_q) ;
- la flèche instantanée due aux charges d'exploitation Q_i pour la fraction non prise en compte dans G_q , soit :

$$Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{oi} Q_i - G_q$$

109,11 Cas des planchers sans dalle collaborante rapportée

Les trois formules à considérer sont :

$$f_{a1} = \frac{\ell^2}{8E_{Vi}} \left[\left(\frac{2}{3} G_1 + \frac{2}{3} G_v + \frac{2}{3} G_a + G_{pmin} \right) \frac{\ell^2}{9,6} - \frac{2}{3} F_{pm} e \right]$$

$$f_{a2} = \frac{5\ell^4}{384 E_{Vi}} \frac{Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{oi} Q_i}{3}$$

$$f_{a3} = \frac{\ell^2}{8E_{Vi}} \left\{ \left[\frac{A}{3} G_1 + \frac{A}{3} G_v + \frac{B}{3} G_a + C(G_{pmax} + G_q) + \frac{Q_1}{3} + \sum_{i>1} \frac{\psi_{oi} Q_i}{3} - \frac{G_q}{3} \right] \frac{\ell^2}{9,6} - \frac{A}{3} F_{pm} e \right\}$$

109,12 Cas des planchers composites (avec dalle collaborante rapportée)

Deux méthodes approchées de calcul sont indiquées dans les deux sous-articles ci-après. Il est loisible de retenir la méthode conduisant à la plus faible valeur.

a) 1^{re} méthode approchée

Cette méthode est adaptée au cas des dalles rapportées collaborantes relativement minces.

Les trois formules à considérer sont :

$$f_{a1} = \frac{\ell^2}{8E_{Vi}} \left[\left(\frac{2}{3} G_1 + \frac{2}{3} G_2 + k_i \left(\frac{2}{3} G_v + \frac{2}{3} G_a + G_{pmin} \right) \right) \frac{\ell^2}{9,6} - \frac{2}{3} F_{pm} e \right]$$

$$f_{a2} = \frac{\ell^4}{2^8 E_{Vi}} \left(Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{oi} Q_i \right)$$

$$f_{a3} = \frac{\ell^2}{8E_{Vi}} \left\{ \left[\frac{A}{3} G_1 + \frac{A}{3} G_2 + k_i \left(\frac{A}{3} G_v + \frac{B}{3} G_a + C(G_{pmax} + G_q) \right) \right] \frac{\ell^2}{9,6} - \frac{A}{3} F_{pm} e \right\} + \frac{\ell^2}{8E_{Vi}} \left[\left(\frac{Q_1}{3} + \sum_{i>1} \frac{\psi_{oi} Q_i}{3} \right) \frac{\ell^2}{9,6} + \frac{m n_r}{3} \right]$$

$$k_i = \frac{2i}{i+1} \quad ; \quad \text{coefficient d'inertie}$$

E_{Vi} est relatif à la dalle alvéolée seule

E_{Vi} est relatif au plancher composite dont l'inertie est calculée en tenant compte des modules des bétons. Pour le module du béton de la table de compression rapportée, on prend $E_v = 12\,000$ MPa dans les cas courants

m est le moment statique de la section « bh_0 » de la dalle collaborante par rapport à la fibre neutre de la section du plancher fini, calculé sans homogénéisation des sections

$$m = bh_0 \left(h + \frac{h_0}{2} - v_i \right)$$

n_r : contrainte de traction qui serait développée dans le béton coulé en place sous l'effet de son retrait si ses déformations étaient complètement empêchées.

On prend $n_r = 3$ MPa dans les cas courants.

Il peut être justifié d'adopter des valeurs différentes en fonction des conditions climatiques locales.

b) 2^e méthode approchée

Cette méthode est adaptée aux cas de tables de compression épaisses ou très épaisses.

On calcule les flèches en considérant que la dalle alvéolée est une prédalle et on applique les formules du CPT « Planchers » titre II (article II.A.305).

109.13 Vérifications à effectuer

On vérifie que, en valeur absolue, f_{a1} , f_{a2} et f_{a3} sont inférieurs aux valeurs admissibles données à l'article III.A.109.2.

Dans l'expression de f_{a1} , G_{pmin} est la somme des charges permanentes appliquées après G_a , limitée aux seules charges dont l'existence est assurée. Dans l'expression de f_{a3} , G_{pmax} est la somme de toutes les charges permanentes envisagées, applicables après G_a .

Dans la formule f_{a3} , le paramètre A vaut $A = \frac{14}{7 + \sqrt{T}}$ avec

$T = t - t_{eb}$, t étant la durée de chargement comptée en jours, à partir de la fabrication de la dalle alvéolée et t_{eb} étant défini par le BPEL, annexe 6 (t_{eb} est voisin de six jours).

Pour les valeurs de B et de C, on considère deux situations :

- a) les variations de contraintes dues à G_a ou à $G_{pmax} + G_q$ sont relativement faibles ; on est dans le cas où le BPEL autorise qu'on ne prenne pas en compte le retour de fluage pour la détermination de la flèche active.

On admet qu'on se trouve dans ce cas si ni G_a ni $G_{pmax} + G_q$ n'excèdent le quart de la somme de toutes les charges permanentes et quasi permanentes. C'est notamment, le cas des toitures terrasses vis-à-vis de l'étanchéité, et des planchers vis-à-vis des cloisons.

Dans cette situation ; $B = A$ et $C = 1$

- b) les variations de contraintes dues à G_a ou à $G_{pmax} + G_q$ sont plus importantes, c'est-à-dire que l'une de ces valeurs excède le quart de la somme de toutes les charges permanentes et quasi permanentes. Dans cette situation, il faut tenir compte du retour de fluage.

Le cas où G_a peut être élevé est celui où, construisant un mur très lourd sur un plancher, on veut s'assurer de la flèche active vis-à-vis du comportement de ce mur.

Le cas où $G_{pmax} + G_q$ est élevé est, par exemple, celui d'un plancher étanché et supportant une forte charge de terre sur l'étanchéité. On se préoccupe alors de la flèche active vis-à-vis de la tenue de l'étanchéité (G_5), et de la limitation de la fissuration au droit des appuis.

Lorsque le retour de fluage est pris en compte à cause de G_a ,

$$B = 1,3 A \quad \text{et} \quad C = \frac{A+1}{3}$$

Dans la formule f_{a3} , l'approximation - prudente - est de considérer que la charge $G_{pmax} + G_q$ est appliquée peu après G_a .

Lorsque le retour de fluage est pris en compte à cause de $G_{pmax} + G_q$,

$$B = A \quad \text{et} \quad C = \frac{1,3 A + 1}{3}$$

et lorsque le retour de fluage est pris en compte à cause de G_a et de $G_{pmax} + G_q$ en même temps, cas assez improbable au demeurant :

$$B = 1,3 A \quad \text{et} \quad C = \frac{1,3 A + 1}{3}$$

109.2 Déformations admissibles

La valeur de f_a est limitée à $\ell / 500$ si $\ell \leq 5$ m ou $0,5 + \ell / 1000$ si $\ell > 5$ m, avec ℓ en cm, si les ouvrages supportés sont fragiles, et au double dans le cas contraire.

Ces limitations peuvent être prises en l'absence de limite plus contraignante fixée dans les DPM.

Cas particulier : utilisation des planchers à dalles alvéolées comme supports d'étanchéité

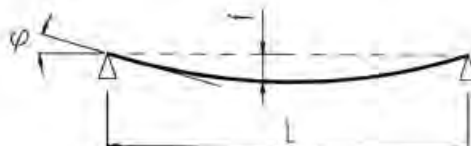
Le plancher sans dalle rapportée en béton peut être utilisé comme support d'étanchéité dans les conditions définies à l'article 5.72 du DTU 20.12 (NF P 10-203-1) « Conception de gros œuvre en maçonnerie des toitures destinées à recevoir un revêtement d'étanchéité ».

En particulier, lorsque l'étanchéité est appliquée directement sur le plancher, le DTU précité prescrit, pour l'ouverture W de la fissure sur appui, de ne pas dépasser 1,5 mm sous l'action de l'ensemble des charges, la partie de cette ouverture résultant des seules charges variables (appelées mobiles à l'article 5.72 du DTU 20.12) ne devant pas excéder 0,5 mm.

Cette prescription ne s'applique pas lorsque l'étanchéité est relevée au droit de l'appui.

Il est rappelé que la rotation φ à l'appui d'une poutre isostatique soumise à un chargement uniformément réparti s'exprime directement en fonction de la portée L et de la flèche f à mi-portée par l'expression :

$$\varphi = \frac{16f}{5L}$$

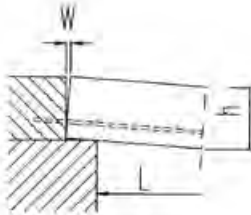


L'ouverture W de la fissure sur appui peut donc être déterminée à partir de la flèche active f_{a3} calculée conformément aux indications de l'article III.A.109,11 en prenant dans les calculs $G_a = G_5$.

On distingue trois cas de figure :

a) cas de l'appui de rive :

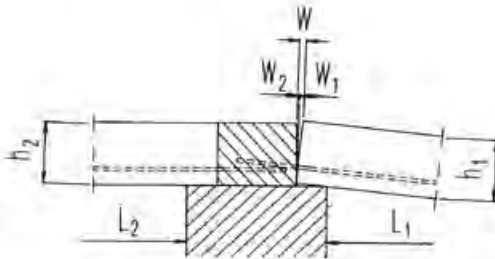
$$W = \frac{16}{5} \frac{h}{L} f_a$$



b) cas d'un appui intermédiaire peu large donnant lieu à une seule fissure :

$$W = W_1 + W_2$$

$$W = \frac{16}{5} \left(\frac{h_1}{L_1} f_{a(1)} + \frac{h_2}{L_2} f_{a(2)} \right)$$

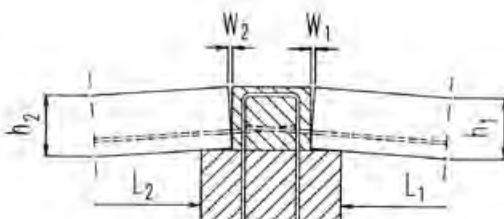


c) cas d'un appui intermédiaire large, avec chaînage fortement armé et ancré sur l'appui, donnant lieu à deux fissures :

$$W = \text{plus grand de } \begin{cases} W_1 \\ W_2 \end{cases}$$

$$\text{avec : } W_i = \frac{16}{5} \frac{h_i}{L_i} f_{a(i)}$$

pour $i = 1$ ou 2



110 Transmission des charges aux appuis

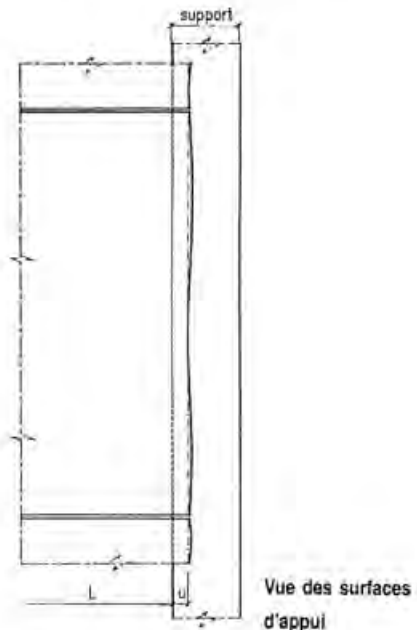
110,1 Repos minimal des planchers à la mise en œuvre

La pose des dalles alvéolées sans lisse d'appui est possible à condition de respecter les valeurs minimales de repos sur appui, prescrites ci-après. Il appartient au responsable de la pose sur le chantier de vérifier que, pour chaque dalle alvéolée et sur toute sa largeur, le repos effectif sur appui est supérieur ou au moins égal à la valeur minimale prescrite sur le plan de pose. Si ce n'est pas le cas, il appartient à l'entreprise :

- 1° de procéder à la mise en place de lisses d'appui pour celles des dalles concernées dont le repos effectif est inférieur aux valeurs minimales prescrites ci-après ;
- 2° d'avertir le responsable des études afin de s'assurer que ces repos effectifs restent compatibles avec les conditions de calcul et, le cas échéant, de prendre les dispositions adéquates.

Le schéma ci-dessous explicite la description.

u : repos effectif sain qui doit être au moins égal à la valeur minimale prescrite ℓ_a .



Les valeurs minimales prescrites des repos sur appui ℓ_a sont déterminées à partir de la charge P_a transmise à l'appui en phase provisoire et différent suivant la nature du support.

La charge P_a est calculée au mètre linéaire d'appui à l'état limite ultime. Dans ce calcul, il est tenu compte du poids propre du plancher (dalle finie + joints + béton complémentaire éventuel) et d'une charge de chantier conventionnelle équivalente à une charge uniformément répartie Q_c .

$$P_a = [1,35 (G_1 + G_2) + 1,5 Q_c] L/2$$

avec :

- G_1 : poids propre en daN/m² de la dalle seule
 G_2 : poids de béton complémentaire en daN/m²
 Q_c : charge conventionnelle de chantier définie à l'article III.A.105,14
 L : portée des dalles en mètres.

110,11 Pose sur support métallique ou en béton armé (chaînage, voile, poutre BA ou BP)

Exigence : $\ell_a \geq \begin{cases} A_1 \\ A_2 \end{cases}$

avec $A_1 = \frac{P_a}{1500}$ (P_a en daN/m et A_1 en cm)

La valeur de A_2 est donnée par le tableau qui suit :

Portée L (m)	Profondeur d'appui A_2 (cm)
$L \leq 10,00$	$A_2 \geq 3$
$10,00 < L \leq 12,50$	$A_2 \geq 4$
$12,50 < L \leq 15,00$	$A_2 \geq 5$
$15,00 < L$	$A_2 \geq 6$

L'attention est attirée sur la fragilité des angles des supports en béton pouvant rendre nécessaire de disposer des armatures près des parements de ces supports.

110,12 Pose sur murs en maçonnerie de petits éléments

Exigence : $\ell_a \geq \begin{cases} A_1 \\ A_2 \end{cases}$

avec $A_1 = \frac{3P_a}{2000}$ (P_a en daN/m et A_1 en cm)

La valeur de A_2 est donnée par le tableau ci-dessous :

Portée L (m)	Profondeur d'appui A_2 (cm)
$L \leq 8,00$	$A_2 \geq 4$
$8,00 < L \leq 10,00$	$A_2 \geq 5$

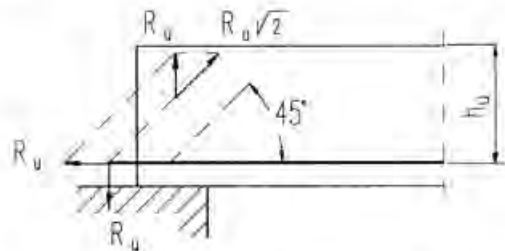
Au-delà de 10 mètres de portée, la pose sur lisse ou sur chaînage est obligatoire.

Le calcul de A_1 est établi pour une résistance caractéristique de la maçonnerie d'au moins 4 MPa. Pour une résistance caractéristique plus faible, la valeur de A_1 serait majorée proportionnellement.

110,2 Bielle d'appui

Conventionnellement, la bielle d'about est inclinée de 45° sur l'horizontale. Elle est en équilibre sous l'action des forces correspondant à la charge transmise à l'appui R_u et à l'ancrage des armatures en dépassement au-delà du nu intérieur de l'appui. Les justifications relatives à cette bielle sont à effectuer sous sollicitations ultimes.

La charge transmise à l'appui R_u , prise en compte dans ces vérifications est généralement différente de l'effort tranchant calculé sur ce même appui.



R_u : charge transmise à l'appui, correspondant à une largeur de la dalle alvéolée et déterminée pour la travée considérée.

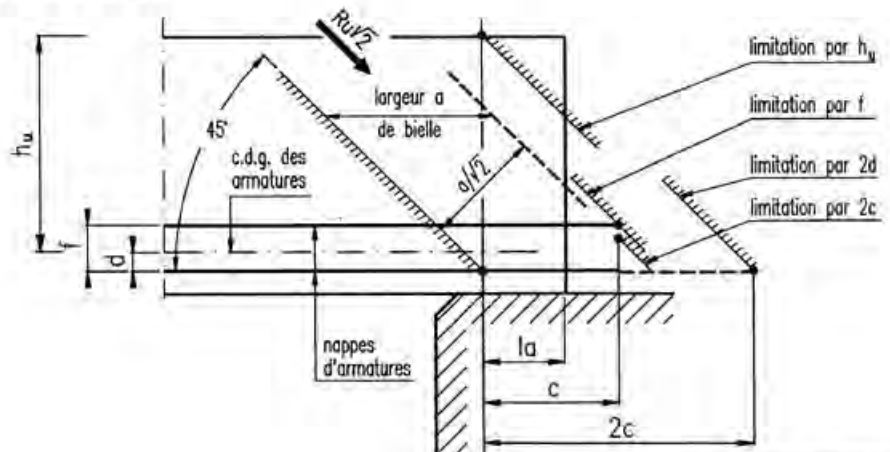
110,21 Vérification du béton en compression

La définition de la section résistante est relativement complexe du fait des variations d'épaisseur des membrures et des caractéristiques différentes pour les bétons préfabriqués et les bétons de chantier.

A défaut de calculs plus précis, il est loisible de considérer le schéma défavorable qui consiste à substituer à la dalle alvéolée un profil rectangulaire de même hauteur et de largeur b_n mesurée selon la ligne de moindre résistance définie à l'article III.A.107,21. Les valeurs admissibles des contraintes en compression sont évaluées à partir du béton de plus faible résistance.

La profondeur a de la bielle est déterminée à partir des limitations indiquées sur le schéma suivant :

$$a = \min \begin{cases} h_u + d \\ 2c \\ c + \min(2d, f) \end{cases}$$



Selon les notations figurant sur le schéma, « c » désigne la longueur commune des armatures horizontales prises en compte pour ancrer l'effort tranchant, « h_u » la hauteur utile de la section, « f » la distance entre axes de la plus haute et de la plus basse des armatures horizontales prises en compte et d la distance du centre de gravité de la totalité de ces armatures à l'axe le plus bas.

La limitation par « $h_u + d$ » exprime que la notion de treillis correspondant au fonctionnement de la poutre en treillis de Mörsch n'a de sens que jusqu'au nu de l'appui.

La limitation par « 2c » correspond à la limitation de la contrainte normale de compression du support. Cette limitation est purement conventionnelle. Elle exprime que les contraintes de compression dans la bielle sont transmises verticalement à l'appui sur une longueur c.

La limitation par « c + f » ou par « c + 2d » prend en compte l'éclatement des armatures d'ancrage dans la hauteur de la section. Elle exprime, d'une part, que la totalité de la bielle doit être butée sur les armatures d'ancrage, d'autre part que la résultante des bielles élémentaires doit être butée sur la résultante des forces d'ancrage.

Dans la plupart des cas, la limitation est fixée par la pénétration « c » des armatures sur appui (limitation par f ou par 2d) ou par la hauteur (limitation par « $h_u + d$ »).

La contrainte de compression dans la bielle doit être au plus égale à $0,80 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$, ce qui conduit à la condition sur la réaction d'appui :

$$R_u \leq 0,40 a b_n \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

avec :

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours du béton le moins performant

$\gamma_b = 1,50$ si les dalles alvéolées sont à armatures dépassantes
 1,30 si les dalles alvéolées sont sciées.

110,22 Vérification de l'ancrage des armatures

C'est la deuxième condition requise pour assurer la stabilité de la bielle d'about. L'ancrage de la charge transmise à l'appui doit être assuré aux appuis des dalles dans les conditions suivantes :

– cas d'appuis susceptibles de faibles dénivellations (murs, poutres peu déformables,...) :

effort à ancrer : la plus grande valeur de $\begin{cases} R_u + M / 0,90d \\ R_u / 2 \end{cases}$

– cas d'appuis susceptibles de dénivellations notables (poutres élancées) :

effort à ancrer : la plus grande valeur de $\begin{cases} R_u + M / 0,90d \\ R_u \end{cases}$

Dans les expressions précédentes, M représente le moment de continuité sur appuis, pris avec son signe. Les moments sur appui de rive ($0,15 M_0$) sont négligés dans ces vérifications ; « d » est la hauteur utile (distance de l'axe des armatures tendues à la fibre opposée de la section).

La vérification de l'ancrage est différente selon que l'on considère un appui avec ou sans retombée. Les articles III.A.110,3 et III.A.110,4 qui suivent explicitent les vérifications à effectuer dans chacun des deux cas.

L'attention est attirée sur le fait que la situation la plus défavorable pour la présente vérification n'est pas toujours le cas du chargement maximal de la travée considérée. Il peut également s'agir du cas de chargement minimal donnant lieu à la flèche active f_{a1} vers le haut (voir article III.A.109,1) qui peut provoquer, en l'absence de rotule à l'appui, un moment M positif. A défaut de justifications plus précises, un majorant de la valeur à l'ELU peut être approché par

$$M = \frac{8,5 E I}{\ell^2} f_{a1}, \text{ expression dans laquelle } E \text{ est le module}$$

différé du plancher, I son inertie et ℓ sa portée. Cette expression correspond au moment développé dans l'hypothèse d'un encastrement parfait aux deux extrémités.

110,3 Ancrage des armatures longitudinales sur un appui à retombée

110,31 Dalles alvéolées à armatures dépassantes

Sur la profondeur (largeur) « a » de la bielle (définie à l'article III.A.110,21 ci-avant), le béton entourant les armatures de précontrainte est soumis à des contraintes de compression, appliquées normalement à l'axe de ces dernières.

La valeur de la contrainte d'adhérence admissible est majorée et prise égale à :

$$\tau_s = k f_{tj} \quad (1)$$

avec :

k = 0,90 pour les fils crantés
 1,50 pour les torsades ou les torons

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton, définie à l'article III.A.103,14.

Ces valeurs de k sont à appliquer dans la zone d'ancrage se situant dans la partie coulée en œuvre.

Au droit de l'extrémité préfabriquée, ces valeurs doivent être réduites à 0,60 et 1,00 respectivement dans tous les cas de pose de dalles sur béton durci pour tenir compte des irrégularités de la répartition de la réaction d'appui.

La valeur de la contrainte d'adhérence admissible est donc différente selon que l'on considère le béton de chantier ou le béton préfabriqué.

Lorsque le dépassement de l'armature est tel que celle-ci se prolonge au-delà de la bielle, pour cette partie hors zone

comprimée, la contrainte d'adhérence est calculée suivant la formule (1) en donnant à k les valeurs suivantes :

- k : 0,60 pour les fils crantés
1,00 pour les torsades ou les torons.

110,32 Dalles alvéolées sciées aux abouts

L'effort admissible à l'ancrage est évalué à partir de l'effort de précontrainte ancré au nu intérieur de l'appui. Soit F_a la valeur probable de précontrainte ancrée sur la longueur d'appui, l'effort admissible à l'ancrage est limité à :

$$F_{a,max} = F_a / \gamma_p$$

avec : $\gamma_p = 1,40$

La valeur de F_a à la distance « a » de l'about est évaluée à partir de la valeur probable de la force totale de précontrainte F_{pm} et de la longueur nominale de scellement ℓ_{sn} en considérant un scellement parabolique de la forme :

$$F_a = F_{pm} \frac{a}{\ell_{a1}} \left(2 - \frac{a}{\ell_{a1}} \right)$$

avec : $\ell_{a1} = 1,2 \ell_{sn}$

110,4 Ancrage des armatures sur des éléments porteurs sans soffite (poutres noyées, poutres extradossées) ou sur des consoles courtes dans l'épaisseur du plancher

Il est exclu de recourir à l'ensemble des conceptions d'appui particulières traitées dans le présent article dans les cas suivants :

- fissuration préjudiciable ou très préjudiciable ;
- tous les cas pour lesquels la rigidité des ouvrages adjacents (voiles, poutres, etc.) ne peut pas être appréciée avec une précision suffisante pour maîtriser la répartition des moments.

AVERTISSEMENT

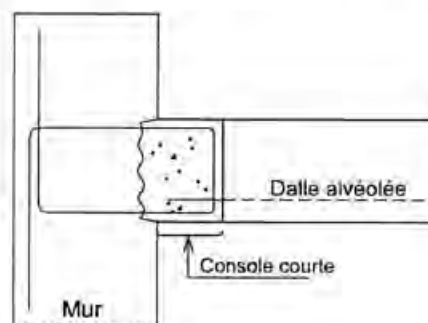
Les dispositions qui suivent exigent une attention toute particulière de la part du bureau d'études chargé du calcul des supports entraînant une conception et des dispositions d'armatures particulières. Elles nécessitent aussi une grande rigueur dans l'exécution.

Cet article n'a pas la prétention de traiter de façon exhaustive les problèmes relatifs à ces types de structures. Il appartient au concepteur d'analyser l'ensemble des conséquences liées à de telles dispositions

Le plan de préconisation de pose du fabricant de dalles alvéolées doit porter la mention suivante : « Supports à

concevoir par le bureau d'études conformément à l'article III.A.110,4 du titre III du CPT "Planchers" ».

Un élément de béton armé coulé en place entre les dalles alvéolées et l'élément porteur ne doit pas être considéré comme la continuation des dalles alvéolées ; il doit être conçu en console courte suivant les dispositions de l'article III.A.103,43.



110,41 Dispositions communes aux divers types d'appuis

Les armatures sortant en attente aux extrémités des dalles alvéolées passent au-dessus d'un acier longitudinal de l'élément porteur, de diamètre minimal 12 mm. La longueur à considérer pour l'ancrage des armatures est mesurée à partir du nu extérieur de cet acier jusqu'à l'extrémité des armatures de précontrainte (longueur « x » des schémas qui suivent). Les considérations d'enrobage des armatures conduisent parfois à ménager une légère retombée en sous-face du plancher. Une distance minimale de 4 cm entre la sous-face de l'élément porteur et les armatures sortant en attente des dalles est nécessaire.

En outre, les armatures transversales de l'élément porteur doivent être conçues de telle sorte que :

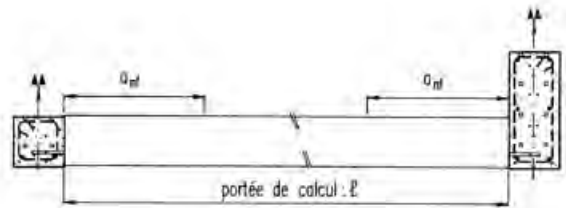
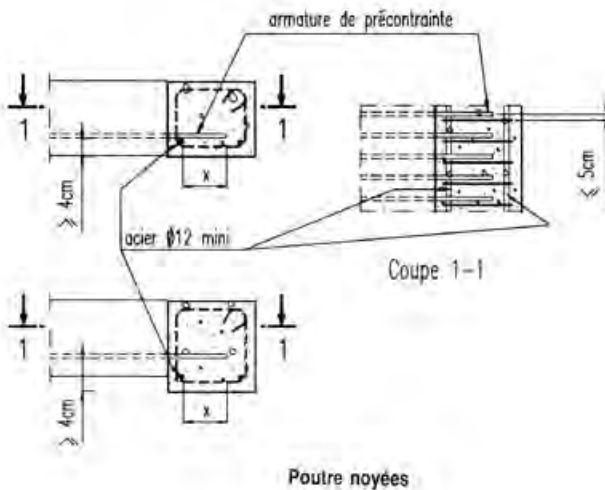
- chaque armature ou groupe d'armatures de précontrainte à ancrer est affectée à une armature transversale ;
- la distance de chaque armature de précontrainte à l'axe de l'armature transversale qui lui est affectée n'excède pas 5 cm ;
- les brins proches de l'about de la dalle soient dimensionnés pour assurer le relevage de la charge en partie haute de l'élément porteur.

Les efforts résultant de ce fonctionnement viennent se cumuler avec ceux issus du rôle d'armatures de cisaillement, de torsion ou de flexion qu'assurent également ces aciers.

L'effort ancré est calculé à partir de la formule (1) de l'article III.A.110,31 en prenant pour valeur de « k » :

- 0,60 pour les fils crantés,
1,00 pour les torsades ou les torons.

Les bouchons d'alvéoles des dalles alvéolées appuyées sur de tels supports sont reculés afin de permettre la pénétration du béton sur quelques centimètres à l'intérieur des alvéoles.



Conditions sur les poutres porteuses :

Pour assurer la position des points de moment nul selon l'objectif énoncé ci-avant, la rotation par torsion de la poutre porteuse doit être limitée. Comme, de plus, la rigidité de torsion d'une poutre en béton est très affectée par sa fissuration, l'ensemble des conditions qui suivent donne une solution permettant d'atteindre l'objectif.

a) Pour limiter la fissuration, les poutres porteuses sont armées longitudinalement et transversalement conformément à l'article A.5.4.4 des Règles BAEL (ou articles 7.6.54 et 7.6.55 du BPEL) en doublant la valeur du coefficient partiel de sécurité γ_s sur les armatures.

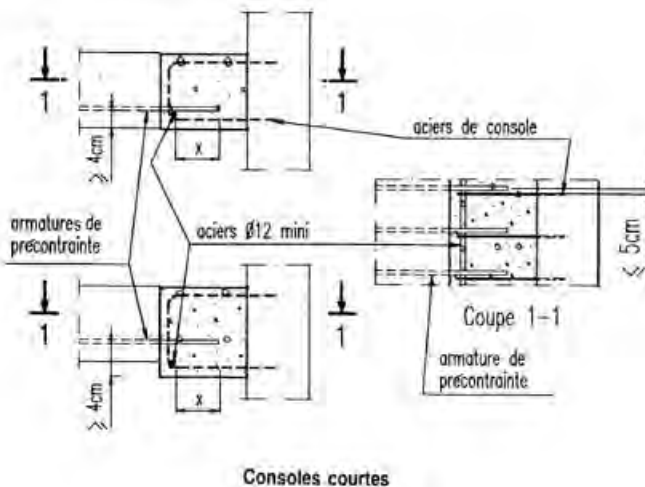
b) On limite la rotation θ possible des poutres porteuses comme indiqué ci-après :

cette rotation est calculée par intégration de :

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{C}{GJ}$$

avec :

$$C = T \frac{b}{2}, \quad T \text{ étant l'effort tranchant calculé à l'état limite de service.}$$



110.42 Cas d'appui sur poutre porteuse sans soffite

Objectif : les points de moment nul des dalles alvéolées doivent être situés obligatoirement dans ces dalles ou, au plus loin, à leurs extrémités.

Le but recherché est d'éviter l'existence de moments positifs en extrémités des dalles alvéolées pour s'affranchir des risques de rupture par flexion-glissement (cf. article III.A.106.24).

Quelle que soit la position des points de moment nul, respectant la condition précédente, le plancher à dalles alvéolées est calculé en isostatique pour une portée égale à la longueur des dalles alvéolées.



Dans le cas de charges uniformément réparties, la rotation maximale vaut : $\theta_{\max} = \frac{Cl}{2GJ}$ et se trouve à mi-portée de la poutre,

avec :

- ℓ : la portée de la poutre porteuse
 G : le module de cisaillement de la poutre ;
 $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ avec $\nu = 0,2$ (poutre non fissurée)
 J : l'inertie de torsion calculée sur la section pleine non fissurée.

À la rotation θ précédente, il convient d'ajouter la rotation éventuelle des appuis des poutres porteuses.

On limite θ par : $\theta \leq \varphi = \frac{16 f_a}{5 \ell} \times 0,8$

avec :

- f_a : la flèche active réelle des dalles alvéolées, à calculer vis à vis de ce problème, c'est-à-dire avec pour origine l'instant où est réalisée la liaison poutre-dalle alvéolée
 ℓ : la portée des dalles alvéolées, égale à leur longueur
 φ : la rotation du plancher sur appui
 $0,8$: un coefficient de sécurité destiné à sous-évaluer la valeur calculée de φ par rapport au φ réel du plancher.

Si la poutre porteuse porte deux travées sensiblement équilibrées, on considère que les conditions précédentes sont satisfaites.

Dans le cas de chevêtres et de linteaux d'élancement au plus égal à 10 et de portée au plus égale à 2,50 m, les conditions précédentes sont supposées satisfaites à condition que la structure porteuse de ces chevêtres ou linteaux soit suffisamment rigide pour en assurer l'encastrement à la torsion.

On rappelle que, pour déterminer le ferrailage des poutres porteuses, la charge est supposée appliquée à l'about des dalles alvéolées. Ce principe conduit à développer dans ces poutres porteuses des moments de torsion qui nécessitent des dispositions de ferrailage adéquates. Ainsi, la section d'armatures transversales mises en œuvre dans l'élément support représente une quantité : $A_{totale} = A_c + A_t + A_r$

avec :

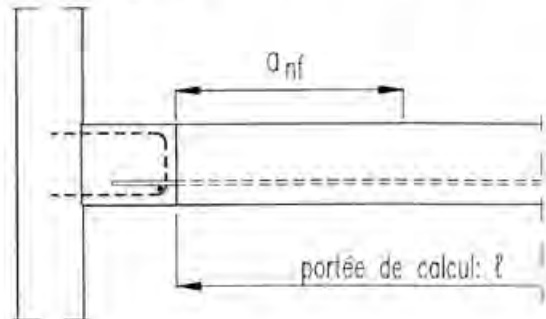
- A_c : section d'armature nécessaire vis-à-vis des cisaillements d'effort tranchant
 A_t : section d'armature nécessaire vis-à-vis des cisaillements de torsion
 A_r : section d'armature nécessaire pour assurer la suspension des charges amenées par la dalle (seul le brin proche de l'about de la dalle est efficace dans ce fonctionnement).

110,43 Consoles courtes dans l'épaisseur du plancher

Compte tenu des incertitudes liées à ce mode constructif, il est nécessaire de majorer les quantités d'armature issues du calcul afin de garantir le respect des dispositions évoquées ci-avant à l'article III.A.110,41, notamment en ce qui

concerne la proximité des armatures de précontrainte à ancrer et des armatures transversales.

Le calcul de la dalle est basé sur une portée de calcul qui, comme la longueur a_{nf} , est mesurée depuis l'about (schéma de principe ci-après).



Le dimensionnement de la console courte ainsi que celui de l'élément résistant qui la supporte est effectué en considérant que la charge amenée par les dalles est transmise à la console à l'extrémité de celles-ci.

La section d'armatures transversales mises en œuvre dans la console courte représente une quantité :

$$A_{totale} = A_t + A_r$$

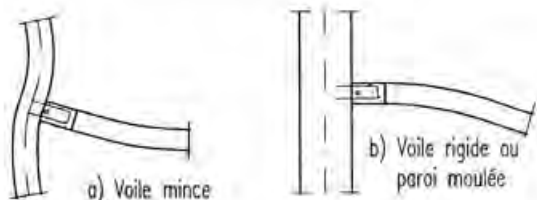
avec :

- A_t : section d'armature nécessaire vis-à-vis du fonctionnement en console
 A_r : section d'armature nécessaire pour assurer la suspension des charges amenées par les dalles

La rigidité de l'élément résistant support de la console doit être suffisante pour garantir que le point de moment nul est situé dans des dalles alvéolées ou à leurs extrémités. Lorsque le mur support présente une grande rigidité (schéma b ci-après), cette condition est automatiquement vérifiée.

Lorsque le mur ne présente pas une rigidité importante (schéma a), le plancher comporte obligatoirement des armatures en partie supérieure. On tient alors compte du fonctionnement réel de la structure pour vérifier que le point de moment nul se situe au-delà de la console, dans les dalles alvéolées.

Cette vérification peut être menée par analogie avec celle développée à l'article précédent III.A.110,42 en substituant à la rotation de torsion de la poutre porteuse la rotation résultant de la flexibilité du voile porteur.



Dispositions constructives

Les dépassements d'armatures prévus à l'article III.A.110,41 sont augmentés de 5 cm et sont tels que « x » est toujours supérieur à 15 cm :

$$x \geq \begin{cases} x^* + 5 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

avec x^* : valeur calculée,

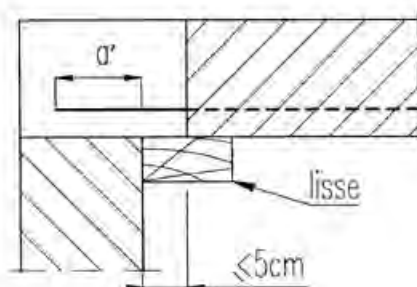
Des aciers sont disposés dans les joints entre dalles alvéolées et dans des alvéoles ouverts (avec un entraxe moyen de 60 cm) ou implantés dans la dalle collaborante rapportée lorsque celle-ci existe. Ces armatures sont ancrées de part et d'autre du plan passant par l'about de la dalle et sont susceptibles d'équilibrer un effort égal à 30 % de l'effort tranchant.

110,5 Cas de repos effectif insuffisant ou nul

Lorsque les prescriptions d'appui minimal ne peuvent pas être respectées, à la mise en œuvre sur le chantier, la dalle peut être utilisée, sous réserve du respect des dispositions suivantes, à condition que l'about de la dalle alvéolée ne se trouve pas éloigné de l'appui de plus de 5 cm et que la pénétration de l'armature sur l'appui (notée a' sur le schéma) soit au moins égale à 5 cm.

Dans le cas de travées continues, il est préférable de réaliser ces dispositions sur l'appui de continuité.

La pose est effectuée sur des lisses mises en place contre les appuis.



La vérification de l'ancrage est effectuée conformément aux articles III.A.110,3 et III.A.110,4 ci-avant en considérant, pour longueur ancrée, la distance a' qui sépare l'extrémité de l'armature du nu intérieur de l'appui. Lorsque cette vérification n'est pas satisfaite, il est possible d'augmenter la longueur d'ancrage des armatures en mettant en place des suspentes relevant la totalité de l'effort tranchant sur les appuis.

Ces suspentes doivent entourer les aciers sortant en attente de la dalle, le plus près possible de l'about de cette dernière, leurs branches horizontales venant enserrer les barres su-

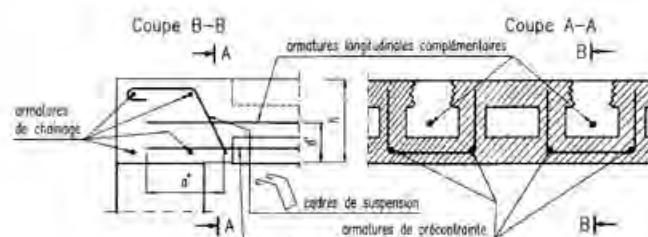
périeures de l'élément porteur (par exemple l'acier longitudinal du chaînage).

110,51 Cas d'un appui libre

La longueur a'' de l'armature sortant en attente de la dalle par rapport au brin de suspension doit être suffisante pour assurer l'ancrage des 3/4 de la réaction d'appui.

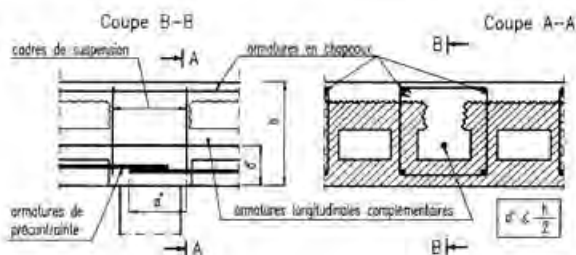
En outre, une armature dimensionnée pour une force égale à 3/4 de R_u ancrée sur appui et au-delà du brin de suspension est scellée dans l'alvéole qui a été ouvert en partie supérieure sur la longueur de scellement.

Cette armature doit pouvoir être disposée dans la moitié inférieure de la hauteur, faute de quoi la dalle serait rebutée (il faut $d' < h/2$, selon le schéma qui suit).

**110,52 Cas d'un appui de continuité**

La longueur a'' doit être suffisante pour que la moitié de la réaction d'appui soit ancrée. Les aciers longitudinaux complémentaires scellés dans l'alvéole, tels que définis à l'article III.A.110,51, doivent être prévus dès que la réduction $M/0,9d$ devient inférieure à 3/4 de R_u .

Les armatures de suspension peuvent être remplacées par des cadres entourant les chapeaux.



110,6 Torons détoronnés

Cette disposition peut être retenue dans des cas exceptionnels non prévus au projet, comme solution de rattrapage.

La valeur de la contrainte d'adhérence issue des calculs indiqués aux articles III.A.110,3 et III.A.110,4 est majorée de 50 % pour tenir compte du fait que les armatures ont été épanouies.

111 Résistance aux charges concentrées

111,1 Calcul en flexion transversale

Le calcul est conduit à l'état limite de service.

On vérifie que la contrainte développée en fibre inférieure dans la direction transversale ne dépasse pas $f_{t28}/1,5$.

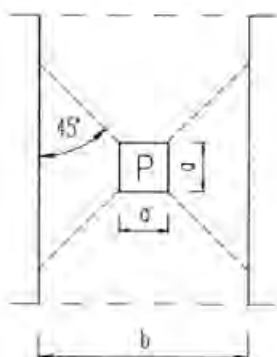
À défaut d'une évaluation précise de la répartition transversale des charges, on peut admettre que la dalle alvéolée chargée supporte à elle seule 15 % de la charge appliquée ; le moment de flexion sollicitant est donc calculé pour les 85 % restant de la charge.

Exemple :

Cas d'une charge d'impact carré de côté « a » et située à mi-largeur d'une dalle alvéolée.

Le moment sollicitant à considérer est :

$$0,85 \frac{P}{2} \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{4} \right)$$



113 Dispositions parasismiques

Rappel : la loi n° 87-565 du 22 juillet 1987 fait obligation de construire des bâtiments parasismiques dans les zones sismiques définies par le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 et dans les conditions fixées par ce décret et par l'arrêté du 16 juillet 1992 ; les règles techniques générales de construction parasismique sont celles du DTU « Règles PS 69 » remplacées par celles de la norme NF P 06-013 « Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92 », auxquelles peuvent être substituées, pour certains petits bâtiments, des dispositions constructives et de conception définies dans la norme NF P 06-014 « Règles PS-MI 89, révisées 92 ».

Lors d'un séisme, les planchers ont pour rôle, outre leur fonction d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (article III.A.113,1), de constituer un contreventement horizontal du bâtiment en assurant les deux fonctions suivantes :

- d'une part, former diaphragme dans leur plan afin de transmettre les efforts sismiques horizontaux aux éléments verticaux de contreventement (article III.A.113,2) ;

On rappelle qu'un plan rectangulaire forme diaphragme si sa rigidité lui confère une déformabilité de cisaillement (mise en parallélogramme) négligeable par rapport aux déplacements horizontaux des éléments porteurs.

- d'autre part, maintenir la liaison entre les divers éléments de la structure (fonctionnement en buton et tirant principalement assuré par les dalles alvéolées), afin d'assurer le monolithisme dans le plan (article III.A.113,3).

Le respect des prescriptions qui suivent confère aux planchers en situation sismique un comportement équivalent à celui d'un plancher traditionnel respectant les Règles PS en vigueur.

Il est rappelé que le séisme est une action accidentelle et que l'ensemble des prescriptions du CPT relatives aux situations accidentelles est applicable.

Les articles qui suivent constituent des prescriptions complémentaires pour les situations accidentelles de type sismique.

113,1 Transmission des charges verticales aux appuis

Dans le cas général, la transmission des charges aux appuis doit être assurée par la réalisation d'un appui horizontal en sous-face des dalles alvéolées, dimensionné pour conduire la totalité des charges.

Dans certains cas particuliers, la transmission des charges aux appuis peut être réalisée par mobilisation du cisaillement du béton en section verticale d'extrémité, dans des limites et sous des conditions précisées ci-après.

Les deux modes de transmission décrits ci-dessus ne sont pas associables car ils sont incompatibles en déformation.

Dans le présent texte, on admet que le clavetage d'extrémité du plancher et l'existence des chaînages horizontaux et verticaux exigés pour la construction assurent l'antisoulèvement des planchers par rapport à leurs appuis.

113,11 Appui en sous-face des dalles alvéolées

La longueur, exprimée en centimètres, de repos effectif des dalles alvéolées sur leurs appuis n'est pas inférieure à la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 4 \\ 1,5 \frac{\delta}{H} (h+e) + 2 \end{cases}$$

Dans cette expression,

δ représente le déplacement relatif horizontal maximal sous séisme entre le plancher considéré et le plancher du niveau inférieur ; sa valeur est conventionnellement prise égale à 0 si les conditions suivantes sont toutes satisfaites :

- l'appui concerné est un appui intermédiaire de continuité du plancher, justifiant d'un moment résistant au moins égal à 30 % du moment isostatique de chacune des deux travées adjacentes,
- le plancher dispose d'une dalle collaborante associée coulée en œuvre,
- la zone de sismicité n'excède pas lb ,

H représente la hauteur de l'étage sous-jacent au plancher

h représente l'épaisseur de la dalle alvéolée

e représente l'épaisseur de la table collaborante associée.

L'ensemble de ces paramètres est exprimé en centimètres.

Cette disposition vise à prendre en compte les risques liés aux structures déformables à contreventement souple ; dans le cas de structures à contreventement rigide par voiles en béton, parallèles au sens de portée des dalles alvéolées, le calcul amène à constater que δ est négligeable et le repos d'appui en cause est alors ramené à 2 cm.

La totalité des charges verticales devant passer par l'appui en sous-face, on applique les règles de dimensionnement suivantes :

113,111 Vérification locale de l'intégrité du béton d'appui

1° Cas des supports en béton armé :

La justification du support doit faire l'objet d'une étude particulière en majorant la réaction d'appui par un coefficient sans dimension α valant :

- | | |
|-----|--|
| 1 | en cas de pose à bain de mortier, |
| 1,5 | en cas de pose sur bande ou plots d'appui en élastomère, |
| 2 | en cas de pose à sec. |

2° Cas particulier d'appui sur un mur en maçonnerie de petits éléments :

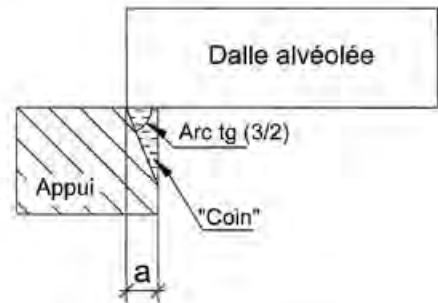
Un sommier en béton armé doit être intercalé entre la maçonnerie et les dalles alvéolées. Ce sommier est soumis aux justifications précédentes.

3° Pour des appuis constitués par un « coin » de béton non armé, on vérifie :

$$\frac{V_A}{1,8 ab} \leq 0,75 \frac{f_{tj}}{\gamma_b} \quad \text{équivalent à} \quad \frac{V_A}{ab} \leq 0,675 f_{tj}$$

avec :

- V_A : l'effort tranchant sollicitant sous la combinaison d'actions accidentelles $G + \psi_1 Q + F_A$
- b : la largeur d'application de la charge
- a : la longueur de repos effectif
- f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton du support
- 1,8 = $1/\cos [\text{Arc tg } (3/2)]$
- γ_b : coefficient partiel de sécurité pris égal à 2.



113,112 Vérification de la bielle d'about

La bielle d'about développe dans les nervures des dalles alvéolées des contraintes de compression

$$\sigma_c \text{ prises égales à : } \sigma_c = \alpha \frac{2 V_A}{a b_n}$$

Ces contraintes ne doivent pas dépasser : $f_{cj}/1,15$

avec :

- V_A : l'effort tranchant sollicitant sous la combinaison d'actions accidentelles $G + \psi_1 Q + F_A$
- a : la longueur de repos effectif
- b_n : la longueur de la ligne de moindre résistance (cf. article III.A.107,22)
- f_{cj} : la résistance caractéristique à la compression du béton des dalles alvéolées
- α : coefficient sans dimension défini à l'article précédent.

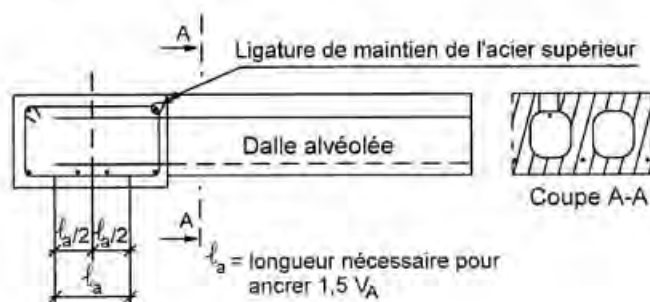
Le calage de la bielle d'about est vérifié suivant les prescriptions de l'article III.A.110,3, en prenant $R_u = 1,5 V_A$ pour l'effort à ancrer.

113,12 Cas particuliers

Pour traiter de points singuliers (linteaux, chevêtres, ...) et sans que cela puisse constituer un principe général de conception, par dérogation à la prescription précédente, l'appui des dalles alvéolées peut être une poutre noyée dans la hauteur du plancher (ou avec soffite de faible hauteur), telle

que définie à l'article III.A.110,4, à condition de respecter les prescriptions suivantes :

- l'élancement de la poutre n'excède pas $1/8$;
- la portée de la poutre ne dépasse pas la largeur de deux dalles alvéolées ;
- les armatures de précontrainte des dalles alvéolées sont dépassantes et ancrées dans la poutre noyée pour équilibrer une traction égale à $1,5 V_A$, la longueur d'armature nécessaire pour ancrer cet effort devant être centrée sur le plan vertical moyen de la poutre ;



Il est rappelé que les armatures longitudinales et que les cadres de la poutre noyée doivent respecter notamment les prescriptions de l'article III.A.110,42.

- la face d'about des dalles alvéolées doit être rugueuse ;
- des armatures supérieures sont placées, dimensionnées pour équilibrer un effort égal à la moitié de $1,5 V_A$. Ces armatures, en acier HA de béton armé, sont ancrées à l'intérieur de la cage d'armatures de la poutre porteuse et dans la partie défoncée au sommet d'alvéoles ouverts à cet effet, le diamètre de ces armatures ne devant pas excéder $\varnothing 12$, et en ouvrant au moins 2 alvéoles non contiguës par dalle alvéolée.

113,13 Consoles courtes intégrées dans l'épaisseur des planchers

Les solutions avec dalles alvéolées portant sur des consoles courtes dans l'épaisseur du plancher (telles que définies à l'article III.A.110,4) sont interdites.

113,2 Fonction diaphragme

La fonction diaphragme est susceptible d'engendrer des contraintes de cisaillement et normales, appartenant au plan du diaphragme, dans les sections verticales du plancher-diaphragme. Les articles qui suivent ne traitent pas des sollicitations d'ensemble (fonctionnement bouton-tirant) qui sont soit supposées reprises par des éléments d'ouvrage prévus à cet effet (poutres, chaînages, tirants), soit traitées à l'article III.A.113,3.

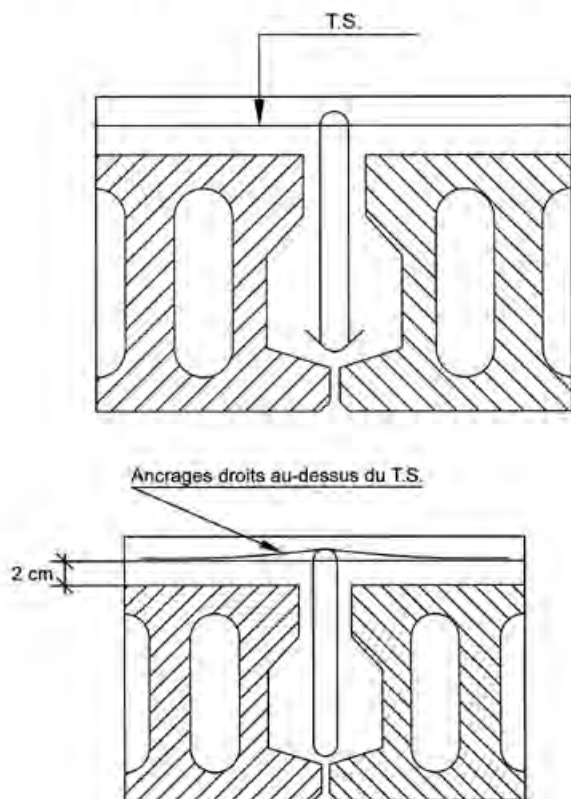
113,21 Cas des montages composites (dalles alvéolées + dalle rapportée collaborante)

Il est rappelé que le présent CPT traite seulement des montages pour lesquels le schéma de fonctionnement mécanique (monolithisme du montage, notamment) n'est pas modifié au cours de l'application des actions. Il en résulte que les conceptions envisageant une désolidarisation de la dalle rapportée ne sont pas visées.

La fonction diaphragme est assurée par la présence d'une dalle rapportée en béton armé, dalle collaborante aux éléments alvéolés dans les conditions indiquées dans le tableau qui suit.

États de surface des éléments (CPT - III.A.107,32)	Zones de sismicité et classes de bâtiments (décret du 14 mai 1991)															
	Ia		Ib		Ia	Ib	II			III						
	B	C	B	C	D	D	B	C	D	B	C	D				
Surface B	X				O	INTERDIT										
Surface C	X				X								X	O	O	O
Surface D	X				X								X	X	O	O
X	aucune liaison nécessaire avec les joints ;															
O	nécessité d'une liaison avec les joints (liaison définie ci-après) ;															
Interdit	la dalle collaborante rapportée ne doit pas assurer la fonction diaphragme en raison de l'inefficacité de la liaison béton ; en outre, cette interdiction est étendue à l'état de surface B lorsque les bâtiments ne sont pas réguliers, au sens du paragraphe 6.612 des Règles PS-92.															

La liaison imposée dans les cas marqués « O » dans le tableau est réalisée par des étriers en acier Fe E 500, fixés au treillis soudé de la dalle collaborante rapportée et ancrés dans les clefs des joints, distants au maximum de 2 m les uns des autres et de section au moins égale à $0,83 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ de plancher (équivalente à 1 cm^2 par mètre linéaire de joint entre dalles alvéolées de 1,20 m de largeur).



La dalle collaborante rapportée doit présenter une épaisseur minimale de 5 cm après déduction s'il y a lieu de l'épaisseur des incorporations éventuelles dans cette dalle.

L'épaisseur h_o de la dalle collaborante rapportée et la section A de son treillis soudé doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd3} \quad (1)$$

avec :

V_{sd} : effort tangentiel horizontal développé par longueur unitaire sous sollicitation sismique

$$V_{Rd1} = 0,20 (f_{t28}^* h_o + f_{t28} e_s)$$

$$V_{Rd3} = \frac{1}{1,25} \mu A f_e$$

f_{t28}^* et f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton de la dalle rapportée collaborante et celle du béton des dalles alvéolées, respectivement (valeur par défaut de $f_{t28}^* : 1,8 \text{ MPa}$)

h_o : épaisseur de la dalle collaborante rapportée

e_s : épaisseur de la paroi supérieure horizontale des dalles alvéolées

μ : coefficient pris égal à 0,9

$$V_{sd} \leq V^* R_{d2} \quad (2)$$

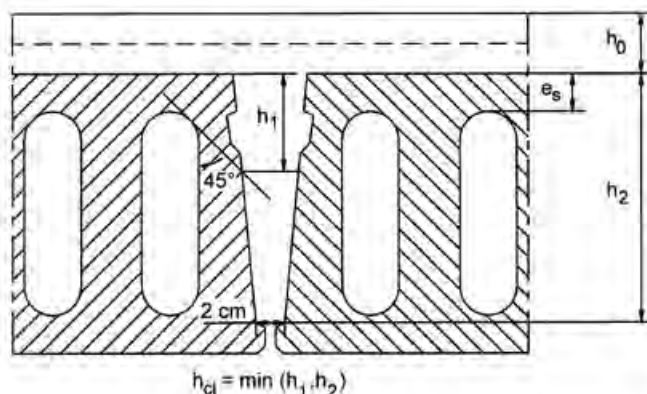
avec :

$$V^* R_{d2} = \text{plus petite valeur de } \begin{cases} 0,20 f_{c28}^* (h_{cl} + h_o) \\ 0,20 (f_{c28}^* h_o + f_{c28} e_s) \end{cases}$$

et, outre les notations définies ci-avant,

f_{c28}^* et f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton rapporté et celle du béton des éléments, respectivement

h_{cl} : plus petite hauteur de béton au droit du joint, entre les deux hauteurs définies par le schéma suivant.



L'armature de la dalle collaborante rapportée est un treillis soudé dont la section des aciers porteurs, placés perpendiculairement à la portée du plancher est au moins égale à $1 \text{ cm}^2/\text{m}$ et la section des aciers de répartition, parallèles à la portée du plancher, au moins égale à $0,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Dans le sens de la portée, le cumul des sections des armatures des dalles alvéolées et des aciers de répartition du treillis soudé de la dalle rapportée doit permettre de justifier la première inégalité sur V_{sd} . Toutes ces armatures doivent être prolongées dans les chaînages où elles sont ancrées avec majoration de 30 % de leur longueur d'ancrage déterminée en situation non sismique.

Dans le sens perpendiculaire à la portée, les aciers porteurs du treillis soudé de la dalle collaborante rapportée doivent

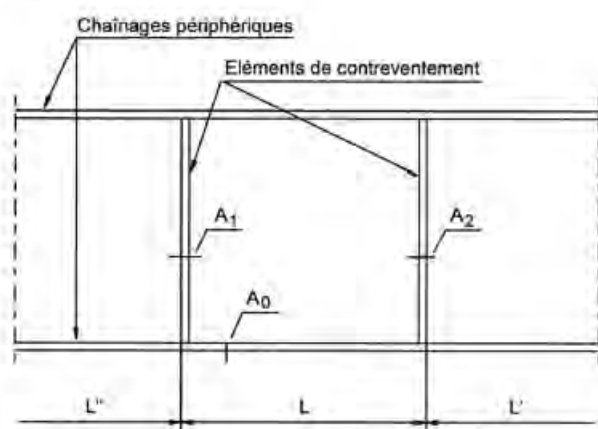
être ancrés dans les chaînages latéraux ; ceci peut éventuellement être réalisé par des armatures placées en recouvrement avec le treillis soudé (longueur de recouvrement ; celle en situation non sismique, majorée de 30 %).

Rappel : les planchers sont bordés par des chaînages sur leurs quatre côtés

Il doit exister un chaînage périphérique continu avec au moins 3 cm^2 de section d'acier et un chaînage dans le volume commun de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale indiquée par le schéma qui suit.

Les sections d'acier sont données pour des HA de nuance Fe E 500.

Vue en plan du diaphragme (orientation indifférente des dalles alvéolées)



Section des armatures :

- du chaînage périphérique : $A_0 \geq 3 \text{ cm}^2$
- des chaînages au croisement des éléments de contreventement :

$$A_1 \geq \max \left[1,5 ; \beta \frac{L + L''}{2} \right] \text{ cm}^2$$

$$A_2 \geq \max \left[1,5 ; \beta \frac{L + L'}{2} \right] \text{ cm}^2$$

avec :

- $\beta = 0,28$ si contreventement par voiles
 $0,50$ si contreventement par portiques, les longueurs étant exprimées en mètres

Dans le cas particulier de poutres d'appui en béton précontraint, en zone courante des poutres, l'effort de précontrainte peut être utilisé pour assurer la fonction chaînage ; une étude particulière doit être menée dans ce cas pour reprendre les effets locaux résultant de la position non coplanaire des poutres et du plancher.

Cas d'existence de trémies

L'existence d'une ou de plusieurs trémies peut modifier le cheminement des efforts dans le diaphragme. Une grande trémie (ou le groupement de plusieurs petites) peut neutraliser une partie du diaphragme ; dans ce cas, il faut justifier des efforts dans les parties pleines en assurant un fonctionnement en treillis ou en voûtes.

113.22 Cas des montages sans dalle rapportée

L'ensemble du plancher doit être organisé en panneaux d'allure sensiblement carrée, bordés sur leur quatre côtés par des éléments formant chaînages et dont le rapport des longueurs des côtés doit être compris entre 0,5 et 2. Chacun des panneaux doit pouvoir assurer le transfert des efforts vers les chaînages bordant les panneaux voisins et vers les éléments de contreventement.

Les faces longitudinales des flancs des dalles alvéolées comportent un crantage vertical dont la géométrie permet un bétonnage correct et satisfait en outre aux conditions suivantes :

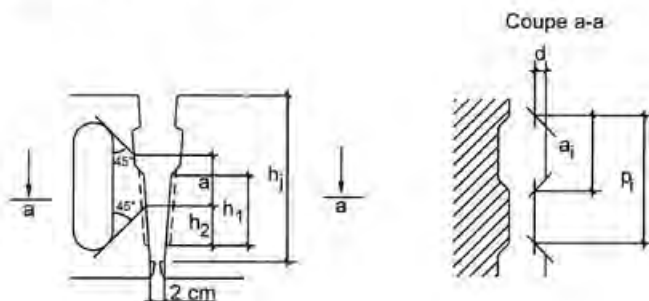
- profondeur minimale des crans : $d = 8 \text{ mm}$ (toutes tolérances épuisées) ;
- la surface efficace crantée représente au moins 20 % de la surface efficace du joint : ceci est réalisé si :

$$h_i - a \leq 5 \times \min(h_1, h_2)$$

- pas de crantage : $p_i \leq 25 \text{ cm}$

$$0,4 \leq \frac{a_i}{p_i} \leq 0,8$$

Schéma de principe



- h_j : hauteur du joint
 a : hauteur neutralisée par les tangentes à 45° à l'alvéole
 h_1 : hauteur des crans
 h_2 : hauteur entre la partie neutralisée et le bas des crans
 a_i : largeur d'ouverture
 p_i : pas du crantage

Dans ces conditions, l'effort tangentiel horizontal résistant a pour valeur de calcul :

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} (h_j - a) \quad \text{par mètre de longueur de joint}$$

V_{Rd} est exprimé en MN/m

h_j et a sont exprimés en m

$\tau_{Rd} = 0.2$ MPa en l'état actuel des connaissances.

En outre, il y a lieu de s'assurer que les membrures supérieure et inférieure des dalles alvéolées sont capables de résister au cumul, dans les plans verticaux, des efforts de cisaillement précédents et de ceux induits par une torsion éventuelle.

Dimensionnement des chaînages

La section minimale d'armatures de ces chaînages est, en cm^2 , de $S/10$ cumulée dans chaque direction, S étant la surface en plan du diaphragme, exprimée en m^2 , sans descendre en dessous de 3 cm^2 par chaînage.

La section des armatures constitutives de chaque chaînage est dimensionnée par application, à chaque plan de joint, de la règle des coutures généralisée au sens du BAEL.

Cas d'existence de trémies

L'existence d'une ou de plusieurs trémies peut modifier le cheminement des efforts dans le diaphragme. Une grande trémie (ou le groupement de plusieurs petites) peut neutraliser une partie du diaphragme ; dans ce cas, il faut justifier des efforts dans les parties pleines en assurant un fonctionnement en treillis ou en voûtes.

113,3 Fonction liaison assurée par les dalles alvéolées

Dans la direction de la portée des dalles alvéolées, le plancher doit présenter en toute section transversale une capacité de résistance ultime à la traction de 75 kN/m de largeur, au minimum, en situation accidentelle, assurée par les armatures des dalles alvéolées et, éventuellement, par des armatures placées dans les joints ou/et celles placées dans la dalle rapportée collaborante éventuelle.

Sur appuis de rive, les armatures visées ci-avant doivent être ancrées dans les chaînages en majorant de 30 % les longueurs d'ancrage déterminées en situation non sismique.

Sur appuis intermédiaires, la continuité des armatures est réalisée soit dans la dalle collaborante rapportée, soit par recouvrements d'armatures HA placées dans les joints ou dans des alvéoles ouverts, recouvrements majorés de 30 % et tenant compte des décalages entre armatures.

En outre, les recouvrements avec les armatures de précontrainte sont majorés de 30 cm pour tenir compte de l'ancrage actif.

Dans le sens perpendiculaire à la portée, la fonction buton-tirant ne peut être assurée que par des éléments autres que les dalles alvéolées.

Dans le cas de montage composite à dalles alvéolées avec dalle rapportée collaborante, la fonction buton-tirant est assurée grâce à la présence de cette dernière.

113,4 Cas des petits bâtiments justifiables par les règles PS-MI

Les dispositions à prendre sont identiques à celles présentées ci-avant pour le cas général.

Annexe I

Exemple d'application des prescriptions d'enrobage
des armatures de précontrainte

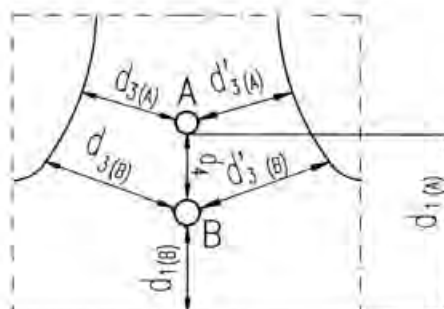
(Annexe introduite à l'article III.A.101,4)

Armature A : $\varnothing 7$ tendue initialement à

$$P_o = 5410 \text{ daN} \neq P_{o,\max} = 5415 \text{ daN} (0,95 F_{\text{peg}})$$

Armature B : T9,3 tendue initialement à

$$P_o = 7300 \text{ daN} < P_{o,\max} = 8170 \text{ daN} (0,95 F_{\text{peg}})$$

Conditions sur les distances individuelles effectives
minimales

$$d_1(A) \geq 17 \text{ mm}$$

$$d_3(A) \text{ et } d'_3(A) \geq 15 \text{ mm}$$

$$d_1(B) \geq 21 \frac{7300}{8170} = 19 \text{ mm}$$

$$d_3(B) \text{ et } d'_3(B) \geq 18 \frac{7300}{8170} = 16 \text{ mm}$$

$$d_4 \geq 10 \text{ mm}$$

Condition sur les « chemins » de fendage

– Pour l'armature A :

$$d_1(A) + d_3(A) \quad \text{et} \quad d_1(A) + d'_3(A) \quad \text{et} \quad d_3(A) + d'_3(A) \geq 35 \text{ mm}$$

– Pour l'armature B :

$$d_1(B) + d_3(B) \quad \text{et} \quad d_1(B) + d'_3(B) \quad \text{et} \quad d_3(B) + d'_3(B) \geq 40 \frac{7300}{8170} = 36 \text{ mm}$$

– Pour les 2 armatures :

$$\left. \begin{array}{l} d_3(A) + d_4 + d_1(B) \\ d'_3(A) + d_4 + d_1(B) \end{array} \right\} \geq \begin{cases} 35 + 40 \frac{7300}{8170} & = 71 \text{ mm si } 15 \text{ mm} \leq d_4 < 18 \text{ mm} \\ 0,8 \left(35 + 40 \frac{7300}{8170} \right) & = 57 \text{ mm si } 18 \text{ mm} \leq d_4 \\ & \text{avec } 18 \text{ mm} = 1,1 (\varnothing 7 + \varnothing 9,3) \end{cases}$$

Conditions sur les cotes théoriques

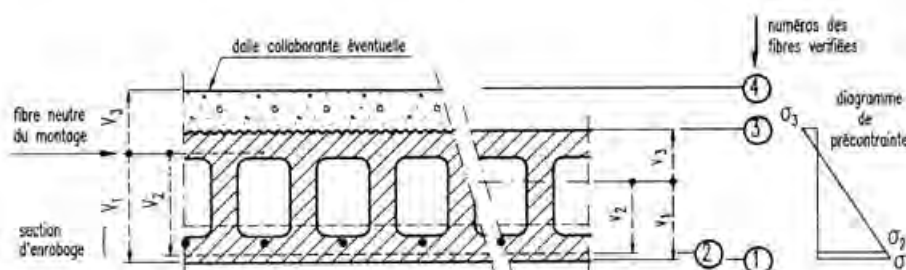
Celles-ci sont obtenues en ajoutant aux valeurs effectives minimales précédentes les tolérances de positionnement.

Annexe II

Formules pour les vérifications à l'état limite de service des dalles alvéolées isostatiques soumises à un chargement uniformément réparti

(Annexe introduite à l'article III.A.106,13)

Les calculs sont menés à partir des sections nettes.



Notations

M_{ai} = moment sollicitant relatif à la phase ou à la combinaison de charge « a » et à la fibre (i).

\bar{M}_{ai} = moment résistant (à l'ELS) relatif à la phase ou à la combinaison de charge « a » et à la fibre (i).

Avec :

a =	e	pour les phases d'exécution
	f	pour les combinaisons fréquentes
	r	pour les combinaisons rares
	Q_p	pour les combinaisons quasi permanentes
	c_p	pour les charges permanentes seules

i = 1 à 4 pour les fibres numérotées ainsi sur le schéma ci-dessus.

Sauf indication contraire, on doit vérifier : $M_{ai} \leq \bar{M}_{ai}$

Les moments M_{ai} et \bar{M}_{ai} sont pris en valeur absolue, ainsi que les v_i et V_i figurés sur le schéma.

σ_1 , σ_2 et σ_3 sont les contraintes de précontrainte seule sur les fibres (1), (2) et (3) calculées à partir de la valeur P_m . Ces valeurs sont positives si la fibre est comprimée, négatives si elle est tendue.

1 Vérification lors de la mise en précontrainte, de la manutention et du stockage en usine

1.1 En l'absence de porte-à-faux, vérification à la limite de la zone d'établissement de la précontrainte

Les contraintes sont à vérifier à la distance ℓ_{e2} de l'about de la dalle (ℓ_{e2} définie en III.A.103,2), pour les fibres (1) et (3).

Les contraintes de précontrainte σ_1 et σ_3 sont calculées à partir de la valeur caractéristique P_m prise égale à $0,92 P_0$.

– Moment sollicitant :
$$M_e = G_1 \frac{b \ell_{e2} (\ell - \ell_{e2})}{2}$$

– Moment résistant :
$$\bar{M}_e = \max_i \text{ de } \begin{cases} -(\sigma_3 + 1,5 f_{tm}) \frac{i}{v_3} \\ (\sigma_1 - \frac{2}{3} \epsilon_{cm}) \frac{i}{v_1} \end{cases}$$

Pour cette vérification, il faut vérifier que $|M_e| \leq |\bar{M}_e|$

1,2 Porte-à-faux de longueur ℓ_0

Les contraintes sont à vérifier à la distance ℓ_0 de l'about de la dalle pour les fibres (1) et (3).

Les contraintes de précontraintes σ_1 et σ_3 à l'abscisse ℓ_0 sont calculées à partir de la valeur caractéristique P_m prise égale à $0,92 P_0$.

$$M_e = G_1 \frac{b \ell_0}{2}$$

$$\bar{M}_B = \min_i \text{ de } \begin{cases} \left(\frac{2}{3} f_{cm} - \sigma_1 \right) \frac{i}{v_i} \\ \left(\sigma_3 + 1,5 f_{tm} \right) \frac{i}{v_3} \end{cases}$$

2 Vérifications au transport

Elles sont identiques à celles du paragraphe 1 précédent, le poids propre des dalles étant toutefois frappé d'un coefficient dynamique pris égal à la plus défavorable des deux valeurs 1,1 ou 0,9 pour tenir compte des effets dynamiques.

En général, compte tenu du délai existant entre la détension et la livraison, le gain de résistance du béton acquis durant ce délai rend ces vérifications non déterminantes.

3 Vérifications à la mise en œuvre après réalisation des chaînages

On vérifie $M_r = M_f \leq \bar{M}_r$ avec :

$$M_r = M_f = (G_1 + G_2 + Q_c) b \frac{\ell^2}{8}$$

$G_2 = \begin{cases} \text{poids de la dalle collaborante rapportée} \\ 0 \text{ s'il n'y a pas de dalle collaborante rapportée} \end{cases}$

$$\bar{M}_r = \min_i \text{ de } \begin{cases} \left(\sigma_1 + 1,5 f_{tj} \right) \frac{i}{v_i} \\ \left(\frac{2}{3} f_{ci} - \sigma_3 \right) \frac{i}{v_3} \end{cases}$$

Cette vérification n'est en général pas déterminante sauf si la charge de chantier Q_c est supérieure à la combinaison des charges d'exploitation et des charges permanentes hors poids propre, ou si f_{tj} et f_{ci} sont faibles par rapport aux résistances que l'on peut atteindre en situation d'exploitation (délai très court entre fabrication et mise en œuvre).

4 Vérification en situation d'exploitation - combinaison rare

Cas de la dalle alvéolée seule

$$j = 28 \text{ jours} \quad M_r = \left(G_1 + G_3 + G_4 + Q_B + \sum_{i=1} \psi_{oi} Q_i \right) \frac{b \ell^2}{8}$$

Le moment résistant \bar{M}_r est pris égal à la plus petite des trois valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} & \left(\sigma_1 + 1,5 f_{t28} \right) \frac{i}{v_1} \\ & \left\{ \sigma_2 + f_{t28} \left(0,5 + \frac{\eta_1}{20} \right) \right\} \frac{i}{v_2} \\ & \left(0,6 f_{c28} - \sigma_3 \right) \frac{i}{v_3} \end{aligned}$$

Cas de la dalle alvéolée avec dalle collaborante

- Vérification relative à la fibre (1) (fibre inférieure) :

$$M_{r1} = \left[\alpha_1 (G_1 + G_2) - k(\alpha_1 - 1) G_2 + G_3 + G_4 + Q_1 + \sum_{i=1} \psi_{oi} Q_i \right] \frac{b \ell^2}{8}$$

$$\bar{M}_{r1} = \left(\sigma_1 + 1,5 f_{t28} \right) \frac{i}{v_1}$$

- Vérification relative à la fibre (2) (fibre inférieure de la section d'enrobage) :

$$M_{r2} = \left[\alpha_2 (G_1 + G_2) - k_2(\alpha_1 - 1) G_2 + G_3 + G_4 + Q_1 + \sum_{i=1} \psi_{oi} Q_i \right] \frac{b \ell^2}{8}$$

$$\bar{M}_{r2} = \left\{ \sigma_2 + f_{t28} \left(0,5 + \frac{\eta_1}{20} \right) \right\} \frac{i}{v_2}$$

- Vérification relative à la fibre (4) (fibre supérieure) :

$$M_{r4} = \left[k_4 G_2 + G_3 + G_4 + Q_1 + \sum_{i=1} \psi_{oi} Q_i \right] \frac{b \ell^2}{8}$$

$$\bar{M}_{r4} = 0,6 f_{c28}^* \frac{i}{v_4}$$

La valeur f_{c28}^ intervenant dans l'expression précédente est relative au béton de dalle rapportée alors que les valeurs f_{c28} et f_{t28} mentionnées plus avant sont relatives au béton des dalles alvéolées.*

5 Vérifications en situation d'exploitation - Combinaison fréquente

Ces vérifications sont relatives à la fibre (2) (fibre inférieure de la section d'enrobage).

Cas de dalle alvéolée seule

$$M_{f2} = \left[G_1 + G_3 + G_4 + \psi_{11} Q_1 + \sum_{i=1} \psi_{2i} Q_i \right] \frac{b \ell^2}{8}$$

$$\bar{M}_{f2} = \left(\sigma_2 + \frac{f_{t28}}{4} \right) \frac{i}{v_2}$$

Cas de la dalle alvéolée avec dalle collaborante rapportée

$$M_{f2} = \left[\alpha_2 (G_1 + G_2) - k_2 (\alpha_1 - 1) G_2 + G_3 + G_4 + \psi_{11} Q_1 + \sum_{i=1} \psi_{2i} Q_i \right] \frac{b \ell^2}{8}$$

$$\bar{M}_{f2} = \left(\sigma_2 + \frac{f_{t28}}{4} \right) \frac{I}{V_2}$$

6 Vérifications en situation d'exploitation Combinaison quasi permanente et charges permanentes seules

Les vérifications à effectuer sont celles présentées au paragraphe 5, en remplaçant les combinaisons fréquentes par les combinaisons quasi permanentes et en substituant $f_{t28}/10$ à $f_{t28}/4$ dans les formules.

De la même façon, les vérifications sous charges permanentes seules sont conduites en adaptant les combinaisons d'actions et en substituant 0 à $f_{t28}/4$ dans les formules du paragraphe 5.

7 Définitions et notations supplémentaires

Dans les formules des paragraphes 4, 5 et 6 précédents, les coefficients α_i et k_i ont les définitions suivantes pour les différentes fibres (i) étudiées ($i = 1$ ou 2).

$$\alpha_i = \frac{I/V_i}{i/V_i}$$

avec :

$\frac{I}{V_i}$ module de résistance du plancher relatif à la fibre (i)
(dalle alvéolée plus dalle collaborante)

$\frac{i}{V_i}$ module de résistance de la dalle alvéolée seule relatif à la fibre (i) (dans cette expression le i du numérateur est l'inertie de la dalle alvéolée)

k_i coefficient d'étalement, prenant les valeurs suivantes :

- pose sans étai : $k_i = 0$ dans les expressions de M_{r1} , M_{r2} , et M_{r4}

- une file d'étais intermédiaire :

$$k_i = 1,25 \left[1 - \frac{5}{16} \frac{(\alpha_i - 1) G_2}{\alpha_i (G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + Q} \right]$$

dans les expressions de M_{r1} et M_{r2} .

avec :

$$Q = \begin{cases} Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i & \text{pour la combinaison rare} \\ \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i & \text{pour les combinaisons fréquentes} \\ \sum \psi_{2i} Q_i & \text{pour les combinaisons quasi permanentes} \\ 0 & \text{pour les actions permanentes seules} \end{cases}$$

et :

$k_i = 1,25$ dans l'expression de M_{r4}

- deux files d'étais situés aux 1/3 et 2/3 de la portée :
 $k_i = 0,98$ dans les expressions de M_{r1} , M_{r2} , et M_{r4}
- deux files d'étais situées aux 2/5 et 3/5 de la portée :
 $k_i = 1,063$ dans les expressions de M_{r1} , M_{r2} , et M_{r4}
- trois files d'étais, ou plus :
 $k_i = 1$ dans les expressions de M_{r1} , M_{r2} , et M_{r4} .

Annexe III

Méthode de calcul simplifiée du moment résistant ultime

(Annexe introduite à l'article III.A.106,23)

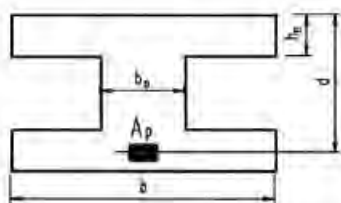
Cette annexe ne s'applique pas aux vérifications de stabilité de forme.

Compte tenu des hypothèses simplificatrices suivantes, le moment résistant ultime d'une dalle alvéolée peut être estimé par les formules ci-après.

1 Hypothèses simplificatrices

1,1

La dalle alvéolée est assimilée géométriquement au schéma ci-dessous avec les notations qui suivent.



h_0 : épaisseur minimale de béton au dessus d'un alvéole

b : largeur prise en compte pour le calcul du moment résistant (entraxe des nervures, unité de largeur ou largeur de la dalle)

b_0 : somme des épaisseurs minimales des nervures existant sur la largeur b

A_p : section des armatures de précontrainte relative à la largeur b .

1,2

Dans le cas de deux lits d'armatures, il est loisible de calculer l'allongement limite 10 ‰ des aciers de précontrainte au niveau du centre de gravité pondéré des aciers (pondération des forces de rupture).

1,3

Le diagramme contraintes-déformations de calcul des aciers est le diagramme conventionnel simplifié décrit à l'alinéa f) de l'article III.A.106,231.

1,4

Il n'est pas tenu compte de l'accroissement d'allongement des aciers accompagnant le retour à 0 de la déformation du béton adjacent.

1,5

En toute rigueur, la zone comprimée doit être entièrement dans la table de compression. On peut admettre que, si la fibre neutre est en partie haute de la nervure, le calcul reste valable.

2 Notations particulières

On pose :

$$\sigma_p = \frac{f_{peg}}{\gamma_p}, \quad \omega = \frac{A_p \sigma_p}{b d \sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

avec f_{cj} la plus faible des deux valeurs caractéristiques de résistance en compression du béton de la dalle collaborante éventuelle et du béton de la dalle alvéolée.

\overline{M}_{elu} : moment résistant à l'état limite ultime.

3 Calculs préliminaires

- Si $h_0 / d \geq \omega$, la zone comprimée prise en compte dans les calculs à l'ELU intéresse la dalle supérieure seule, posons :

$$N = 0,208 d b \sigma_{bc} - A_p \sigma_p$$

- Si $h_0 / d < \omega$, posons :

$$N = [0,208 b_0 d + (b - b_0) h_0] \sigma_{bc} - A_p \sigma_p$$

Dans les deux cas :

- si $N \geq 0$, le diagramme des déformations à l'ELU passe par le pivot acier (domaine 1) ;
- si $N < 0$, le diagramme passe par le pivot béton (domaine 2).

4 Formules

Les formules ci-dessous donnent le moment résistant \overline{M}_{elu} dans les divers cas.

4.1 Domaine 1 : $N \geq 0$

- Si $h_0 / d \geq \omega$ alors $\overline{M}_{elu} = A_p \sigma_p d \left(1 - \frac{\omega}{2}\right)$

- Si $h_0 / d < \omega$ alors

$$\overline{M}_{elu} = A_p \sigma_p d \left[1 - \frac{\omega}{2} \frac{b}{b_0} + \frac{(b - b_0) h_0}{2 b_0 d}\right]$$

4.2 Domaine 2 : $N < 0$

- Si $h_0 / d \geq \lambda \omega$ alors $\overline{M}_{elu} = \lambda A_p \sigma_p d \left(1 - \frac{\lambda}{2} \omega\right)$

avec $\lambda = \frac{2,8 \cdot 10^{-3} d b \sigma_{bc} E_p}{A_p \sigma_p (\sigma_p - \sigma_{pm} + 3,5 \cdot 10^{-3} E_p)}$ plafonné à 1

- Si $h_0 / d < \lambda \omega$ alors

$$\overline{M}_{elu} = \lambda A_p \sigma_p d \left[1 - \frac{\lambda}{2} \frac{\omega b}{b_0} + \frac{(b - b_0) h_0}{2 b_0 d}\right]$$

avec

$$\lambda = \frac{2,8 \cdot 10^{-3} d b_0 E_p \sigma_{bc} + (b - b_0) h_0 \sigma_{bc} (\sigma_p - \sigma_{pm} + 3,5 \cdot 10^{-3} E_p)}{A_p \sigma_p (\sigma_p - \sigma_{pm} + 3,5 \cdot 10^{-3} E_p)}$$

plafonné à 1

Dans les formules ci-dessus, σ_{pm} est la contrainte probable permanente finale dans les armatures de précontrainte.

Annexe IV

Exemple d'application des vérifications d'effort tranchant

(Annexe introduite à l'article III.A.107,2)

On cherche à déterminer la valeur de la charge ponctuelle Q applicable à l'abscisse $x = 1,75$ m de l'extrémité d'une dalle alvéolée, dont les caractéristiques sont celles données ci-

dessous, eu égard aux vérifications à l'effort tranchant. La dalle étudiée est par ailleurs soumise à une charge permanente $G = 10\,500$ N/ml, poids mort compris.

1 Hypothèses de calcul

a) Géométrie de la dalle

portée	ℓ	=	10 600 mm
largeur moyenne	b	=	1 200 mm
largeur selon la ligne de moindre résistance	b_n	=	400 mm
hauteur	h	=	265 mm
aire totale de la section de la dalle	B	=	180 800 mm ²
épaisseur de la membrure supérieure	e_s	=	40 mm
distance de l'about de la dalle au nu intérieur de l'appui	ℓ_a	=	30 mm

b) Caractères des matériaux

– Armatures de précontrainte :

limite de rupture garantie	f_{prg}	=	1 860 MPa
limite d'élasticité garantie	f_{peg}	=	1 656 MPa

– Béton :

résistance caractéristique à la compression	f_{cj}	=	50 MPa
résistance caractéristique à la traction	f_{tj}	=	3,6 MPa
résistance au relâchement des armatures	$f_{cr} = f_{cm}$	=	40 MPa

c) Caractères mécaniques

moment d'inertie de la section de la dalle	I	=	$1,5 \cdot 10^9$ mm ⁴
moment statique de la section de béton située au-delà de la ligne de moindre résistance	S	=	$7\,308 \cdot 10^3$ mm ³
distance de l'axe neutre à la fibre supérieure	v_s	=	134,2 mm
distance de l'axe neutre à la fibre inférieure	v_i	=	130,8 mm
hauteur utile de la section	d	=	221,5 mm

d) Données relatives à la précontrainte

11 torons T12,5	D_n	=	12,5 mm
section totale d'armature de précontrainte	A_p	=	1 023 mm ²
tension des armatures au relâchement	$0,95 f_{peg} (=0,846 f_{prg})$	=	1 573 MPa
force totale de précontrainte établi	F_{pm}	=	1 307 803 N
contrainte correspondante de précontrainte établie	σ_{pm}	=	1 278,4 MPa
excentricité de la précontrainte	$ e_p $	=	87,3 mm
longueur d'établissement de la précontrainte	ℓ_e	=	963,3 mm
longueur nominale de scellement	ℓ_{sn}	=	937,5 mm

2 Détermination des valeurs limites de la capacité résistante à l'effort tranchant

- Valeur de « a_{nf} » :

$$a_{nf} = 1,20 \times \left[937,5 + \frac{1860 / 1,15 - 1278,4}{3,4 \times 3,6} \times 12,5 \right] = 1540 \text{ mm}$$

- Moment de décompression, M_d :

$$M_d = 1307\,803 \times \left(87,3 + \frac{15,10^9}{180\,800 \times 130,8} \right) = 197\,123\,308 \text{ N.mm}$$

- Moment de fissuration, M_f :

$$M_f = 1,15 \times 3,6 \times \frac{15,10^9}{130,8} = 47\,477\,064 \text{ N.mm}$$

- Moment critique, M_{cr} :

$$M_{cr} = 0,9 \times (197\,123\,308 + 47\,477\,064) = 220\,140\,334 \text{ N.mm}$$

Détermination de la capacité résistance à l'effort tranchant de la zone fissurée

a) Vis-à-vis de la rupture par fissuration d'âme, $V_{u1(1)}$:

$$\tau_{rd} = 0,36 \text{ Mpa}$$

$$V_{u1(1)} = \frac{220\,140\,334}{1750} + 0,36 \times 400 \times 221,5 = 157\,690 \text{ N}$$

b) vis-à-vis de la rupture par cisaillement compression, $V_{u1(2)}$:

Valeur de k_f : k_f est la solution positive de l'équation :

$$\left[0,81 \times \left(\frac{221,5}{1750} \right)^2 + 0,56 \frac{3,6}{50} \right] k_f^2 - 0,56 \frac{3,6}{50} \left(1 - \frac{3,6}{50} \right) k_f - 0,56 \left(\frac{3,6}{50} \right)^2 = 0$$

$$k_f = 0,77$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1307\,803}{180\,800} \times \left(1 + \frac{134,2}{130,8} \right) = 14,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b0} = 14,65 \times \frac{2 \times 265 - 40}{2 \times 265} = 13,55 \text{ MPa}$$

$$V_{u1(2)} = \frac{220\,140\,334}{1750} + \frac{0,77 \times 50 - 13,55}{50 - 13,55} \times \frac{1023}{1,15} \times (1656 - 1278,4) \times \frac{0,9 \times 221,5}{1750} = 151\,986 \text{ N}$$

La rupture par cisaillement compression est prépondérante.

Détermination de la capacité portante à l'effort tranchant de la zone non fissurée

$$\tau_{u2} = \frac{3,6}{2} \left[1 + \frac{2}{3} \times \frac{30 + 132,5}{963,3} \times \frac{1307\,803}{180\,800 \times 3,6} \right]^{0,5} = 1,99 \text{ MPa}$$

$$V_{u2} = 1,99 \times 400 \times \frac{15 \times 10^9}{7 \times 308,10^3} = 163\,382 \text{ N}$$

Dans le calcul de τ_{u2} et par suite celui de V_{u2} , le coefficient C_v a été supposé donné égal à 1,00.

3 Détermination de la valeur de la charge ponctuelle Q pouvant être disposée à 1,75 m de l'about

a) Vis-à-vis de la capacité portante en zone fissurée :

- effort tranchant dû à la charge permanente à l'abscisse $x = 1,75 \text{ m}$:

$$V_{sdG} = 1,35 \times 10\,500 \times \left(\frac{10,60}{2} - 1,75 \right) = 50\,321 \text{ N}$$

- valeur de la charge Q applicable à l'état limite ultime eu égard à la capacité portante V_{u1} :

$$V_{sdQ} = 151\,986 - 50\,321 = 101\,665 \text{ N}$$

$$Q_{sd} = 101\,665 \times \frac{10,60}{10,60 - 1,75} = 121\,768 \text{ N}$$

b) Vis-à-vis de la capacité portante en zone non fissurée :

- effort tranchant dû à la charge permanente :

$$V_{sdG} = 1,35 \times 10\,500 \times \frac{10,60}{2} = 75\,127 \text{ N}$$

- valeur de la charge Q applicable à l'état limite ultime eu égard à la capacité portante V_{u2} :

$$V_{sdQ} = 163\,382 - 75\,127 = 88\,255 \text{ N}$$

$$Q_{sd} = 88\,255 \times \frac{10,60}{10,60 - 1,75} = 105\,706 \text{ N}$$

c) Valeur de la charge Q_s applicable à l'état limite de service, avec $\gamma_Q = 1,50$:

la valeur de Q_{sd} est limitée par la capacité résistante de la dalle en zone non fissurée

($Q_{sd} = 105\,706 \text{ N}$) :

$$Q_s = \frac{1}{1,5} \times 105\,706 = 70\,470 \text{ N}$$

Section B

Fabrication et contrôle des dalles alvéolées

(101 - Matériaux)
(102 - Fabrication)

En outre, les nervures intermédiaires ne doivent présenter à aucun niveau une épaisseur effective inférieure à 25 mm.

103 Tolérances dimensionnelles

103,1 Tolérances sur la position des armatures

103,11 Barycentre

Le barycentre des armatures, déterminé à partir des vérifications décrites à l'article III.B.107,143 a) ne doit pas s'écarter de plus de $h/40$ de sa position théorique, h étant la hauteur de la dalle alvéolée concernée.

103,12 Enrobage

Les distances d'enrobage données par les tableaux de l'article III.A.101,42 sont des valeurs nominales, toutes tolérances épuisées. Il est toutefois admis qu'une armature par dalle alvéolée ne respecte pas accidentellement les prescriptions de cet article en ce qui concerne les distances d_j qui lui sont attachées. Cette situation est acceptable tant que l'écart par rapport aux valeurs prescrites n'excède pas 10 % de ces dernières (écart arrondi au mm supérieur).

103,2 Tolérances sur les dimensions des dalles

- Sur la largeur b des dalles (mesurée en partie haute et en partie basse) : ± 10 mm
- Sur la longueur des dalles : ± 20 mm
- Sur la hauteur h des dalles :
 - en plus : la plus grande de $h/40$ et de 5 mm
 - en moins : 5 mm
- Sur l'épaisseur des nervures de rive : $- 10$ %
- Sur la largeur b_n définie à l'article III.A.107,22 : $- 5$ %
- Sur la longueur de dépassement des armatures : $- 10$ %

(104 - États de surface)
(105 - Stockage)
(106 - Trémies)

107 Prescriptions et contrôles de fabrication

Les conditions minimales et les modalités des contrôles internes des fabricants sont définies par le « Règlement technique de la certification CSTBat » des fabrications des dalles alvéolées précontraintes (référence du document : CSTBat RT 02.03).

Les prescriptions de ce règlement technique peuvent être adaptées aux fabrications qui font l'objet d'un système d'assurance de la qualité, qu'il s'agisse d'un plan d'assurance de la qualité accepté par l'organisme certificateur ou d'une certification de ce système par un organisme reconnu.