

Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées associées à du béton coulé en œuvre ou associées à d'autres constituants préfabriqués par du béton coulé en œuvre

Ce document a été entériné le 9 février 2018 par le Groupe spécialisé n° 3.1 « Planchers et accessoires de plancher » de la commission chargée de formuler des Avis Techniques. Il annule et remplace le cahier 3718 paru dans les *Cahiers du CSTB* en septembre 2012.

Groupe Spécialisé n° 3.1

Planchers et accessoires de plancher

Publié le 9 février 2018



Commission chargée de formuler des Avis Techniques
et Documents Techniques d'Application

(arrêté du 21 mars 2012)

Secrétariat de la commission des Avis Techniques
CSTB, 84 avenue Jean Jaurès, Champs-sur-Marne, FR-77447 Marne-la-Vallée Cedex 2
Tél. : 01 64 68 82 82 - Internet : www.ccfat.fr

Établissement public au service de l'innovation dans le bâtiment, le CSTB, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, exerce quatre activités clés : la recherche, l'expertise, l'évaluation, et la diffusion des connaissances, organisées pour répondre aux enjeux de la transition écologique et énergétique dans le monde de la construction. Son champ de compétences couvre les produits de construction, les bâtiments et leur intégration dans les quartiers et les villes.

Avec plus de 900 collaborateurs, ses filiales et ses réseaux de partenaires nationaux, européens et internationaux, le groupe CSTB est au service de l'ensemble des parties prenantes de la construction pour faire progresser la qualité et la sécurité des bâtiments.

Toute reproduction ou représentation intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit, des pages publiées dans le présent ouvrage, faite sans l'autorisation de l'éditeur ou du Centre Français d'Exploitation du droit de copie (3, rue Hautefeuille, 75006 Paris), est illicite et constitue une contrefaçon. Seules sont autorisées, d'une part, les reproductions strictement réservées à l'usage du copiste et non destinées à une utilisation collective et, d'autre part, les analyses et courtes citations justifiées par le caractère scientifique ou d'information de l'œuvre dans laquelle elles sont incorporées (Loi du 1^{er} juillet 1992 - art. L 122-4 et L 122-5 et Code Pénal art. 425).

© CSTB 2018

Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées associées à du béton coulé en œuvre ou associées à d'autres constituants préfabriqués par du béton coulé en œuvre

SOMMAIRE

Normes associées

NF EN 15037-1	Produits préfabriqués en béton – Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous Partie 1 : Poutrelles
NF EN 15037-2+A1	Produits préfabriqués en béton – Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous Partie 2 : Entrevous en béton
NF EN 15037-3+A1	Produits préfabriqués en béton – Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous Partie 3 : Entrevous en terre cuite
NF EN 15037-4	Produits préfabriqués en béton – Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous Partie 4 : Entrevous en polystyrène
NF EN 15037-5	Produits préfabriqués en béton – Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous Partie 5 : Entrevous légers
NF EN 13369	Règles communes pour les produits préfabriqués en béton
NF EN 206-1	Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité
NF EN 1990	Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
NF EN 1992-1-1	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
NF EN 1992-1-2	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu
NF EN 10080	Aciers pour l'armature du béton – Aciers soudables pour béton armé – Généralités
NF EN 12390-4	Essais pour béton durci – Partie 4 : Résistance à la compression — Spécifications pour les machines d'essai

Avant-propos	3
Généralités	3
1 Terminologie	3
1,1 Planchers nervurés – Nervures.....	3
1,2 Système de planchers à poutrelles et entrevous.....	3
1,3 Poutrelles.....	3
1,4 Dalle de répartition	4
1,5 Dalle indépendante.....	4
1,6 Table de compression.....	4
1,7 Chape.....	4
1,8 Entrevous.....	4
2 Classification des types de planchers visés par le présent titre	5
3 Objet du présent titre	6
4 Domaine d'application	6
5 Plans et documents de pose et d'exécution	7
Section A : Conception et calcul des planchers à poutrelles préfabriquées	7
Chapitre 1	
Prescriptions communes aux divers types de planchers à poutrelles	7
100 Définitions des matériaux	7
101 Détermination du poids propre des planchers	8
102 Application des règles de calcul du béton armé.....	8
103 Forme des sections de béton coulé en œuvre.....	9
104 Vérifications à la mise en œuvre	12
105 Calcul du plancher en flexion.....	13
106 Déformations.....	19
107 Efforts tranchants	20
108 Vérification des conditions d'appui des planchers	28
109 Résistance aux charges concentrées – Solidarisation transversale	31
110 Prescriptions particulières à diverses familles de planchers.....	32
111 Dispositions diverses	37
112 Dispositions parasismiques.....	38
113 Comportement en cas d'incendie.....	39
114 Isolation acoustique.....	41
115 Isolation thermique.....	41

Annexe I :	
Modalités d'application des règles du béton armé	42
Annexe II :	
Déformations admissibles des planchers en béton.....	42
Annexe III :	
Essai de pénétration.....	44
Annexe IV :	
Solidarisation transversale	46
Annexe V :	
Principe de vérification lors de la mise en œuvre	
des planchers	49
Annexe VI :	
Comportement acoustique des planchers à poutrelles	
et entrevous	52
Chapitre 2	
Prescriptions particulières aux planchers	
à poutrelles légères en treillis métallique	
à base préenrobée ou non préenrobée.....	60
201 Définition des poutrelles terminologie	60
202 Rappel des prescriptions communes applicables..	60
203 Armatures.....	61
204 Vérification à la mise en œuvre	61
205 Moments résistants des planchers.....	61
206 Continuité	62
207 Évaluation des déformations des planchers.....	63
208 Efforts tranchants.....	65
209 Vérification des conditions d'appui	72
Annexe I :	
Vérification des poutrelles à treillis métallique en	
phase provisoire (annexe introduite à l'article I.A. 204)...	73
Chapitre 3	
Prescriptions particulières aux planchers à poutrelles	
en béton précontraint	75
300 Domaine d'application	75
301 Définition des poutrelles	75
302 Rappel des prescriptions communes applicables..	76
303 Prise en compte des actions dans les calculs	
justificatifs	76
304 Caractéristiques mécaniques des sections.....	76
305 Armatures de flexion	76
306 Vérifications à la mise en œuvre	77
307 Vérifications relatives à la flexion	
des planchers sous moments positifs.....	78
308 Continuité	79
309 Évaluation des déformations	81
310 Efforts tranchants.....	81
311 Ancrage.....	81
Annexe I	
Formules de vérification en flexion à l'état limite	
de service (ELS) (annexe introduite à l'article I.A.307,2)....	83
Annexe II	
Détermination de la portée libre fictive	
pour la vérification en flexion des sections en travée	
des planchers en continuité (annexe introduite	
à l'article I.A. 308,23)	85
Section D : Transport, mise en œuvre et pose.....	86

Chapitre 1	
Prescriptions communes aux divers types	
de planchers à poutrelles.....	86
101 Manutention.....	86
102 Stockage (en usine et sur chantier)	86
103 Transport.....	86
104 Réception sur chantier	86
105 Pose des poutrelles.....	87
106 Coffrages et entrevous	87
107 Chaînages – Trémies et chevêtres –	
Encorbellements – Armatures complémentaires ...	88
108 Bétonnage	88
109 Délai d'utilisation du plancher	89
110 Mise en place de canalisations incorporées	
dans le plancher	89
111 Protection des entrevous en matière plastique	
alvéolaire contre les rongeurs	89
112 Essais <i>in situ</i> des planchers terminés	89
Chapitre 2	
Prescriptions particulières aux planchers	
à poutrelles légères en treillis métallique	90
201 Stockage (en usine et sur chantier)	90
202 Réception sur chantier	90
203 Pose des poutrelles.....	90
204 Étalement.....	90
205 Entrevous.....	90
Chapitre 3	
Prescriptions particulières aux planchers	
à poutrelles en béton précontraint	91
301 Stockage (en usine et sur chantier)	91
302 Réception sur chantier	91
303 Pose des poutrelles.....	91
304 Étalement.....	91
305 Entrevous.....	91
306 Bétonnage	92
Section E : Finitions et ouvrages complémentaires	93
Chapitre 1	
Réalisation des plafonds.....	93
101 Sous-face restant apparente	93
102 Sous-face enduite	93
103 Plafonds suspendus.....	93
104 Cas particuliers des balcons, auvents	
et plancher sur passages ouverts	94
Chapitre 2	
Réalisation des sols.....	94
201 Généralités	94
202 Cas particulier des planchers sans dalle	
de répartition, avec entrevous porteurs.....	94
Chapitre 3	
Planchers utilisés en supports d'étanchéité	95
301 Conception	95
Chapitre 4	
Percements et scellements <i>a posteriori</i>	
dans les planchers terminés	95
401 Généralités	95

Avant-propos

Le présent document révisé et remplace la section A du Titre I du CPT « PLANCHERS », publiée en novembre 1996. Il reprend également certains chapitres des sections D et E de l'édition de septembre 1980. L'édition antérieure avait été rédigée sur la base des règles BAEL 91 et BPEL 91. Les prescriptions de conception et de calcul données dans ce titre du CPT sont établies par référence aux règles de conception et de calcul aux états limites des ouvrages en béton armé et précontraint, prescrites dans la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, ainsi que dans la norme NF EN 15037-1. En outre ce document intègre les modifications et compléments intervenus entre temps.

Les sections B et C de la seconde partie du Titre I parues en octobre 1980 ont été remplacées par les référentiels de certification QB (« Éléments résistants de structure en béton précontraint », « Entrevous de coffrage simple ») ou NF (NF 395 « Poutrelles », NF 034 « Entrevous en béton »).

Le présent CPT s'applique aux Avis Techniques qui y font référence. L'Avis Technique peut définir des prescriptions dérogeant au présent document.

La dénomination « Avis Technique » employée dans le présent document couvre également le cas des « Documents Techniques d'Application ».

Généralités

1 Terminologie

Pour les besoins du présent document, les termes et définitions donnés dans l'EN 13369:2004 ainsi que les termes et définitions suivants s'appliquent.

1,1 Planchers nervurés – Nervures

Par définition, les planchers visés dans le présent titre sont dits nervurés, par opposition aux dalles, lorsque, en coupe transversale (perpendiculaire à la portée), leur section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de sections en T dont les nervures sont en béton ou en céramique et béton.

La nervure est composée d'une ou de plusieurs poutrelles (poutrelle préfabriquée en béton – ou céramique – armé ou précontraint, en treillis métalliques, etc., à l'exclusion de solives en bois ou de profilés métalliques), et du béton complémentaire coulé en œuvre entre des entrevous ou des coffrages récupérables.

1,2 Système de planchers à poutrelles et entrevous

Plancher réalisé en combinant des poutrelles parallèles et des entrevous placés entre celles-ci, éventuellement avec une dalle rapportée coulée en place qui peut servir ou non de dalle de compression.

1,3 Poutrelles

Élément structurel linéaire de petite section transversale, constitué de béton armé ou précontraint, entièrement ou partiellement préfabriqué.

Il peut comprendre des éléments pouvant contribuer ou non à sa résistance (par exemple talon en terre cuite, coques en terre cuite) comme l'illustre la figure 1 ci-dessous.

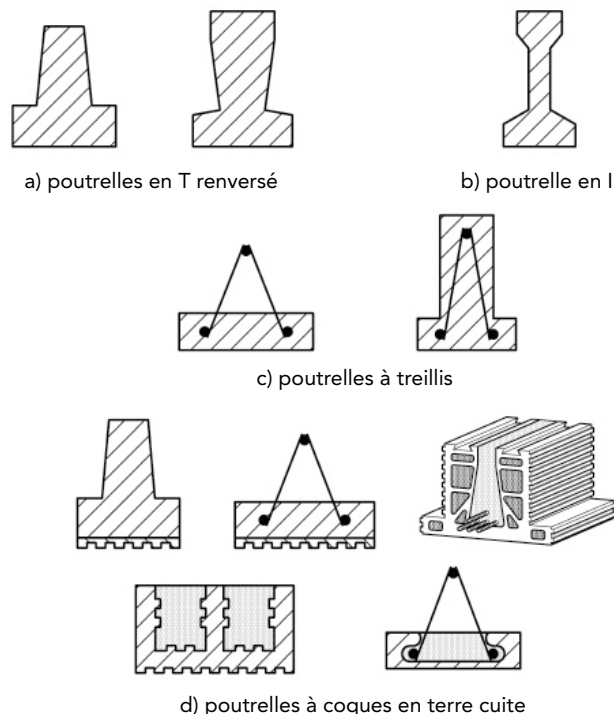


Figure 1 – Exemples de poutrelles

1,31 Poutrelle en béton précontraint

Poutrelle précontrainte par armatures prétendues constituant le ferrailage principal du système de plancher.

1,32 Poutrelle en béton armé

Poutrelle dont l'armature longitudinale, en acier pour béton armé, constitue l'armature principale du système de plancher.

1,33 Poutrelle autoportante

Poutrelle en béton armé ou précontraint qui assure la résistance finale du système de plancher indépendamment de tout autre élément constitutif du système.

1,34 Poutrelle non autoportante

Poutrelle en béton armé ou précontraint qui assure la résistance finale du plancher conjointement avec du béton coulé en place, et éventuellement avec les entrevous.

1,35 Armatures

1,351 Armature de couture

Armature ancrée des deux côtés de l'interface entre la poutrelle et le béton coulé en place.

1,352 Armature d'effort tranchant

Armature formant un angle compris généralement entre 45° et 90° par rapport à l'axe longitudinal des poutrelles.

1,353 Raidisseur à treillis

Structure métallique bi- ou tridimensionnelle comprenant une membrure supérieure, une ou plusieurs membrures inférieures et des diagonales continues ou discontinues qui sont soudées ou assemblées mécaniquement aux membrures.

Commentaire

Par simplification, dans la suite du texte les poutrelles, quelles que soient leur forme ou leur constitution, sont conventionnellement dessinées sous la forme schématique anonyme d'une poutrelle en T renversé, sauf indications particulières comme, par exemple, aux articles I.A. 103 et I.A. 107.

Les poutrelles sont dénommées solives lorsqu'elles constituent à elles seules le système porteur principal du plancher.

1,4 Dalle de répartition

Dalle en béton armé monolithique d'épaisseur nominale au moins égale à 4 cm (5 cm pour les entrevous de coffrage simple), coulée en place sur toute la surface du plancher afin de répartir sur les nervures les charges concentrées ou pour assurer la résistance à la flexion de la dalle entre les nervures.

La tolérance en moins sur l'épaisseur de la dalle de répartition est de -5 mm.

Commentaire

On rappelle que l'épaisseur du plancher doit en outre respecter les exigences de la norme NF EN 13670 et son annexe nationale.

Cette dalle peut être ou non liée aux nervures.

1,5 Dalle indépendante

On appelle dalle indépendante une dalle en béton armé, monolithe, entièrement coulée en œuvre sur une couche d'un matériau, généralement isolant, qui la désolidarise du plancher. Cette dalle a une épaisseur d'au moins 5 cm et est armée d'un quadrillage d'armatures s'opposant aux effets du retrait et formant armature de la dalle dans son comportement en flexion sous l'action de charges localisées. Cette dalle peut former ou non dalle de répartition.

Dans le présent Titre I ne sont visées que les dalles de répartition indépendantes, indissociables de ce fait de la structure du plancher.

Commentaire

Il n'est donc pas traité par la suite des dalles indépendantes coulées sur couche résiliente, dalles dites flottantes, ayant pour but une amélioration de l'isolation acoustique et considérées comme éléments rapportés sur planchers, ces derniers assurant à eux seuls la stabilité complète de l'ensemble.

1,6 Table de compression

On appelle table de compression la membrure supérieure comprimée d'une section de plancher porteur. Il peut s'agir d'une dalle de répartition liée aux nervures ou de la membrure supérieure des entrevous résistants et de la partie supérieure de la nervure.

Elle est dite partielle si sa surface n'est qu'une fraction de la surface totale du plancher.

La terminologie « dalle de compression » peut être utilisée dans le texte en remplacement de « table de compression ».

La tolérance en moins sur l'épaisseur de la table de compression est de -5 mm.

Commentaire

On rappelle que l'épaisseur du plancher doit en outre respecter les exigences de la norme NF EN 13670 et son annexe nationale.

1,7 Chape

On appelle chape une couche de mortier ou de béton, d'épaisseur en général inférieure à 3 cm, non armée, destinée à rattraper les niveaux et les inégalités de surface. Par principe, elle n'est prise en compte ni comme dalle de répartition, ni dans l'évaluation de l'épaisseur de la table de compression. Par contre, elle accroît la résistance locale du plancher sous les charges concentrées.

1,8 Entrevous

On désigne par entrevous des éléments intercalaires aux poutrelles, venant s'appuyer sur ces dernières sans intervention de dispositif extérieur.

		Dénominations françaises			
		Entrevous de coffrage		Entrevous porteur	
		de coffrage simple	de coffrage résistant	porteur simple (PS)	à table de compression incorporée (TCI)
Dénominations selon la NF EN 15037-2 à 5	Non résistant (LNR)	x			
	Faiblement résistant (NR)	x			
	Semi-résistant (SR)		x		
	Résistant (RR)			x	x

Commentaire

Ils peuvent présenter diverses formes et l'appellation « entrevous » est selon les cas encore couramment remplacée par : corps creux hourdis (terme impropre), voûtains et plaques négatives (terme impropre utilisé pour désigner les entrevous pleins surbaissés).

On distingue les entrevous de coffrage et les entrevous porteurs.

1,81 Entrevous de coffrage

Les entrevous de coffrage ne peuvent être utilisés dans un plancher qu'avec une dalle de répartition.

Commentaire

Pour leur utilisation soit avec dalle indépendante sur couche de polystyrène expansé posée directement sur les entrevous, soit en sous-toiture, soit en plancher de comble non accessible normalement, se reporter aux règles spéciales (articles I.A.110.3 et I.A.110.4).

Ils doivent résister aux actions qui leur sont appliquées pendant la mise en œuvre du plancher.

Commentaire

Le critère de résistance exigé des entrevous, pour la sécurité des ouvriers, est un essai de poinçonnement-flexion défini dans les normes NF EN 15037-2 à 4 et les référentiels de certification QB ou NF.

1,811 Entrevous de coffrage simples

Les entrevous de coffrage simples ne sont pas pris en compte dans les justifications de stabilité et de flexibilité du plancher.

Commentaire

Dans la suite du texte ces entrevous sont appelés *entrevous de coffrage*.

Les entrevous concernés ici sont en matériaux divers généralement légers (polystyrène expansé, particules ou fibres de bois agglomérées et moulées ou découpées en forme, par exemple) ou en béton de masse volumique assez faible (béton cellulaire, béton de granulats légers, par exemple).

Sont assimilés à cette catégorie les entrevous de coffrage résistants (définis ci-après en I.A.1,712) lorsqu'ils sont soit en deux parties (ils sont appelés alors entrevous à emboîtement), soit surmontés d'un élément constitué par l'un des matériaux définis ci-avant (ils sont alors appelés usuellement entrevous composites).

1,812 Entrevous de coffrage résistants

Les entrevous de coffrage sont dits résistants s'ils sont en béton ou en terre cuite et s'ils répondent aux spécifications les concernant définies dans les normes NF EN 15037-2+A1 et 3+A1. Ils peuvent alors être pris en compte dans certaines vérifications (fléchissements, efforts tranchants, effet de blocage vis-à-vis des dérogations à la règle des coutures) aux conditions indiquées dans le présent CPT.

Commentaire

Dans la suite du texte, ces entrevous sont appelés *entrevous de coffrage résistants*.

D'autres entrevous que ceux indiqués ci-dessus peuvent être classés résistants cas par cas dans les Avis Techniques.

1,82 Entrevous porteurs

Ces entrevous sont en béton ou en terre cuite. Ils permettent par leur forme et leurs caractéristiques mécaniques de reporter la totalité des charges d'exploitation sur les poutrelles et de résister aux actions locales, dispensant de réaliser une dalle de répartition rapportée.

Commentaire

Ces planchers reçoivent, si besoin est, une chape de rattrapage non prise en compte dans la résistance.

Les conditions de forme et de dimensions de ces entrevous notamment en ce qui concerne le renforcement de leur paroi supérieure sont définies à l'article I.A.103,3, dans les référentiels de certification QB ou NF et dans les normes NF EN 15037-2+A1 et NF EN 15037-3+A1.

Les critères de résistance exigés pour ces entrevous (résistance à l'essai de poinçonnement-flexion et à l'essai de pénétration) sont définis dans les référentiels de certification QB ou NF, dans les normes NF EN 15037-2+A1 et NF EN 15037-3+A1 et à l'article I.A.109,21

1,821 Entrevous porteurs simples

Ce sont des entrevous porteurs dont la (ou les) paroi supérieure n'est pas prise en compte dans la table de compression du plancher.

Commentaire

Leurs parois supérieures ne sont donc pas obligatoirement jointoyées entre elles.

1,822 Entrevous porteurs à table de compression incorporée

Commentaire

Dans la suite du texte ces entrevous sont désignés par l'appellation *entrevous porteurs TCI*.

Ce sont des entrevous porteurs dont la (ou les) paroi supérieure, obligatoirement jointoyée, est prise en compte dans la table de compression du plancher.

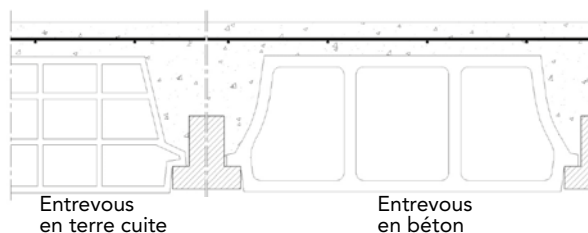
Commentaire

Les conditions de forme et de dimension du joint sont définies dans les référentiels de certification QB ou NF et dans les normes NF EN 15037-2+A1 et NF EN 15037-3+A1.

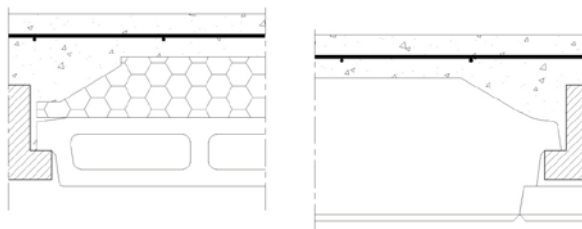
2 Classification des types de planchers visés par le présent titre

On distingue :

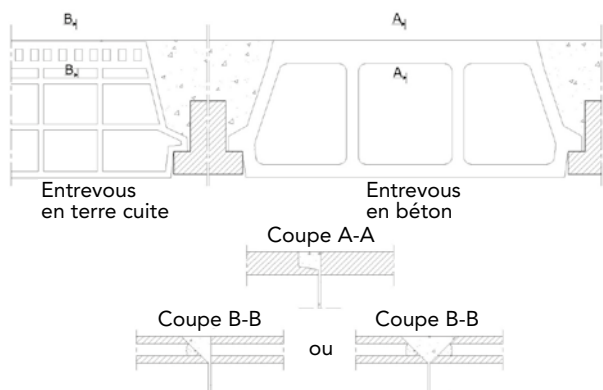
- les planchers à table de compression complète coulée en œuvre sur :
 - entrevous de coffrage résistant



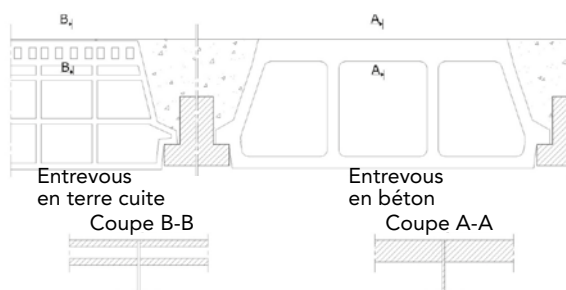
- entrevous de coffrage simple (ou coffrage récupérable)



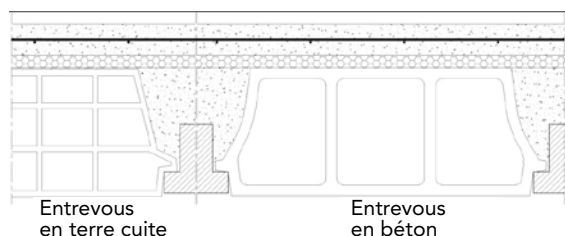
- les planchers à table de compression complète composite, avec entrevous porteurs à table de compression incorporée :



- les planchers à table de compression partielle avec :
 - entrevous porteurs simples



- entrevous de coffrage résistant surmontés ou non (en cas d'utilisation en sous-toiture ou en plancher de comble non accessible normalement) d'une dalle de répartition indépendante



Commentaire

Il résulte des définitions précédentes que l'on rencontre systématiquement des problèmes de liaison entre poutrelles et béton complémentaire, qui doivent être résolus de façon à reconstituer un monolithisme suffisant pour les applications prévues.

Les entrevous de coffrage simple ne sont pas utilisables dans ce type de montage.

- les planchers à poutrelles seules résistantes (poutrelles autoportantes selon le paragraphe 1.2.1.3 du présent CPT) : ce sont les planchers pour lesquels les poutrelles assurent seules la résistance aux efforts principaux, les liaisons entre poutrelles et béton complémentaire n'étant pas assurées.



3 Objet du présent titre

Il a pour objet de définir les prescriptions courantes applicables aux planchers en béton à poutrelles préfabriquées.

Il indique les cas où, en fonction de justifications appropriées, des prescriptions différentes peuvent être envisagées dans un Avis Technique particulier.

Commentaire

En matière d'Avis Technique, il est actuellement admis que :

- les planchers à poutrelles ne font pas systématiquement l'objet d'un Avis Technique. C'est par exemple le cas des planchers à poutrelles en T renversé comportant des aciers de liaison avec la dalle de répartition sous forme d'étriers existant sur toute la hauteur du plancher et entourant les aciers longitudinaux de la poutrelle. C'est aussi le cas des planchers à poutrelles en béton armé et dalles de répartition coulées sur coffrages récupérables qui sont du ressort des règles usuelles du béton armé.

Des dérogations aux règles usuelles du béton armé sont admissibles dans le cadre des Avis Techniques du Groupe spécialisé n° 3 (par exemple : dérogation à la règle des coutures) qui peut assujettir la validité de son Avis pour certains systèmes à une certification de type « produit » portant sur les poutrelles sur la base d'un autocontrôle surveillé de leur fabrication.

En outre, des performances plus élevées que celles résultant de l'application des règles usuelles peuvent être admises en fonction de la qualité de fabrication du plancher ;

- les planchers à poutrelles en treillis métalliques sont du ressort de l'Avis Technique du Groupe spécialisé n° 3 avec autocontrôle surveillé de la fabrication du treillis. Cet Avis Technique donne les performances de base pour ces planchers ;
- les planchers à poutrelles en béton précontraint sont du ressort de l'Avis Technique du Groupe spécialisé n° 3 et sont assujettis à une certification de type « produit » portant sur les poutrelles avec autocontrôle surveillé de leur fabrication.

Cette gradation dans le niveau des contrôles entre les différents systèmes vient du fait que lorsque les performances requises pour les matériaux sont plus élevées que les performances minimales, une appréciation pour chaque fabrication est nécessaire.

4 Domaine d'application

Le présent titre est établi pour les planchers :

- dont l'entraxe entre poutrelles voisines n'excède pas 750 mm ;
- soumis à des charges à caractère principalement statique, ce qui exclut les cas de chocs répétés ou importants et de sollicitations donnant lieu à des phénomènes de fatigue ;

Commentaire

On admet que ce domaine couvre également les charges roulantes de faible intensité (véhicules légers, engins de manutention dont la charge par essieu n'excède pas 30 kN).

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

- abrités des intempéries et non exposés à des atmosphères agressives.

Commentaire

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

Le cas particulier des balcons, bien qu'exposés aux intempéries, est traité dans ce document. Les dispositions de protection à prendre sont indiquées dans l'article I.E.104.

Pour d'autres utilisateurs, notamment pour des utilisations en atmosphères agressives il y a lieu d'observer des prescriptions spéciales, fixées dans les documents particuliers du marché (DPM) par le maître d'œuvre (par exemple : conditions de calcul, enrobages accrus, revêtements protecteurs, etc.).

Il est applicable aux planchers utilisés en zones sismiques (voir article I.A.112).

5 Plans et documents de pose et d'exécution

La pose et l'exécution font l'objet de plans et de documents suffisants pour définir entièrement les dispositions des planchers à réaliser, et portant la marque commerciale du procédé et la désignation du centre de production des poutrelles avec la ou les références aux Avis Techniques.

Le plan de pose devra être obligatoirement fourni pour chaque chantier.

Pour ce qui est lié à la conception du plancher doivent figurer :

- les charges appliquées sur le plancher brut fini avec leur décomposition ;
- la définition des poutrelles (1), des coffrages, des entrevous (2), etc., ainsi que des armatures ;

Commentaires

(1) Si la définition des poutrelles est codée dans l'Avis Technique du plancher, on peut en utiliser le code. Dans le cas des poutrelles à treillis, le plan de pose doit également préciser l'usine productrice.

(2) La dénomination commerciale des entrevous PSE doit figurer sur les documents d'exécution en raison des variétés d'épaisseur de becquet et des risques de substitutions.

- la coupe type du montage (3) ;

Commentaire

(3) Ce dessin a notamment pour but de montrer que les conditions de forme des sections de béton coulé en œuvre en particulier dans le cas de la dérogradation-couture sont respectées.

- le repérage des poutrelles et celui de leur implantation par rapport à la structure ;
- les conditions d'élimgage des poutrelles ;
- les conditions de stockage ;
- les conditions d'étalement ;
- les dispositions à respecter pour les appuis, ancrages et continuités. Notamment en ce qui concerne les armatures, celles qui sortent en attente des poutrelles ou qui sont à placer en œuvre doivent être indiquées et cotées en positions longitudinale et transversale ;
- la qualité du béton complémentaire et son mode de mise en œuvre ainsi que ses armatures ;
- et, d'une façon générale, toutes les indications que le présent CPT ou les Avis Techniques font obligation de faire figurer sur les documents de pose et d'exécution.

Commentaire

Ces éléments figurent sur le « plan de pose ». Celui-ci est établi soit par un bureau d'études, soit par le fabricant.

Dans ce dernier cas les indications du plan de pose doivent être complétées par le bureau d'études chargé de l'étude d'exécution du bâtiment en ce qui concerne les poutres. Les chaînages, les trémies et chevêtres et, plus généralement, les autres parties en béton armé coulé en œuvre.

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

Section A : Conception et calcul des planchers à poutrelles préfabriquées

Les prescriptions ci-après constituent une méthode simplifiée de justification applicable dans le domaine d'application du présent document.

Il est également loisible de concevoir les planchers à poutrelles préfabriquées en appliquant intégralement les prescriptions de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Chapitre 1 Prescriptions communes aux divers types de planchers à poutrelles

100 Définitions des matériaux

Les matériaux devront être conformes à la section 3 de la NF EN 1992-1-1.

Conformément au paragraphe 4.1.4 de la norme NF EN 15037-1, seules des armatures de précontrainte (fils ou torons) d'un diamètre inférieur à 13 mm doivent être utilisées.

Dans le cas d'utilisation d'autres matériaux, leurs propriétés, les principes et les règles applicables seront définis dans les Avis Techniques.

100,1 Distance d'enrobage des armatures

L'enrobage respecte les prescriptions définies dans la section 4 de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, ainsi que celles du chapitre 4.2.4 de la norme NF EN 15037-1.

Le guide CERIB / FIB « Les classes d'exposition – Aide à la prescription – Recommandations professionnelles » (édition décembre 2009) définit la classe d'exposition à considérer pour chaque partie d'ouvrage, selon la localisation géographique du projet et les caractéristiques d'environnement.

En ce qui concerne le ferrailage des dalles de répartition coulées sur les entrevous, les solutions pour réaliser les recouvrements avec un minimum de superpositions doivent être recherchées.

L'enrobage nominal est défini suivant le paragraphe 4.4.1 de la NF EN 1992-1-1 par $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

Avec :

$c_{min} = 10$ mm en général (cf. NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-1-1/NA). Dans le cas d'un béton coulé en place au contact d'autres éléments en béton (préfabriqués ou coulés en place), l'enrobage minimal par rapport à l'interface peut être réduit à la valeur correspondant à celle du diamètre de l'armature mise en place.

$\Delta c_{dev} = 10$ mm en général, ou 5 mm dans le cas d'un système d'assurance de la qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage des armatures.

Le respect des enrobages peut être satisfait en respectant les épaisseurs au-dessus des entrevous et les dispositions suivantes, données à titre d'exemple :

- 4 cm en valeur nominale, si utilisation de cales de 10 mm + PAF C 9 mm, cousus par des barres HA + 10 mm d'enrobage (+ 10 mm de tolérance de pose) ;
- 5 cm en valeur nominale, si utilisation de barres sur appuis (treillis en partie courante, avec recouvrement par des barres) ;
- 6,5 cm en valeur nominale, si utilisation de treillis soudés superposés sur appuis et si la classe d'exposition impose un enrobage minimal de 1 cm (20 mm de cales + 25 mm de superposition de 2 treillis ST10 + 10 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]) ;
- 7,3 cm en valeur nominale, si utilisation de treillis soudés superposés sur appuis et si la classe d'exposition impose un enrobage minimal de 1 cm (20 mm de cales + 33 mm de superposition de 3 treillis ST10 + 10 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]) ;
- 7,5 cm en valeur nominale, si utilisation de treillis soudés superposés sur appuis et si la classe d'exposition impose un enrobage minimal de 2 cm (20 mm de cales + 25 mm de superposition de 2 treillis ST10 + 20 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]) ;
- 8,3 cm en valeur nominale, si utilisation de treillis soudés superposés sur appuis et si la classe d'exposition impose un enrobage minimal de 2 cm (20 mm de cales + 33 mm de superposition de 3 treillis ST10 + 20 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]).

Commentaire

La réalisation d'une dalle de répartition d'une épaisseur de 4 cm au-dessus des entrevous est uniquement possible dans le cas de la mise en place d'un système d'assurance de la qualité permettant de réduire la valeur de l'enrobage nominal des armatures.

Ce système d'assurance de la qualité doit notamment prévoir les procédures de contrôle suivantes avant coulage du béton :

- réception des ferrillages (contrôle du positionnement et des dimensions des aciers) ;
- mesure de l'enrobage des armatures.

Lorsqu'il existe un talon en terre cuite ou une coque en terre cuite, et si les joints entre les éléments en terre cuite sont bien remplis de béton dans leur partie inférieure, on peut considérer qu'une épaisseur de x mm de terre cuite est équivalente à un enrobage des armatures égal à x mm (pour les armatures de béton actives et passives).

101 Détermination du poids propre des planchers

Pour la détermination des poids propres, on prend en compte les masses volumiques suivantes pour les matériaux constitutifs :

- poutrelles et béton coulé en œuvre : 24 kN/m³ ;
- entrevous en béton de granulats lourds : 22 kN/m³ ;
- entrevous en terre cuite ou coque, plaquette en terre cuite : 18 kN/m³ ;
- entrevous en béton de granulats légers et autres types d'entrevous : valeurs données dans les Avis Techniques.

Commentaire

La valeur de 24 kN/m³ tient compte globalement des pourcentages usuels d'armatures.

Pour déterminer le poids des poutrelles treillis seules, le poids propre du treillis métallique doit être additionné à celui du talon en béton.

Dans le cas des entrevous transversaux en terre cuite, il convient de tenir compte du supplément de masse dû à la pénétration du béton de clavetage dans les alvéoles. Sauf indications contraires dans les Avis Techniques, on admet une pénétration moyenne du béton de 10 cm dans chaque alvéole.

Il en résulte une augmentation de masse à prendre en compte pour les calculs de résistance, cette augmentation étant réduite de moitié pour les justifications relatives à l'isolation acoustique.

Commentaire

Pour les montages courants à l'entraxe de 60 cm, les augmentations suivantes de masse sont prises en compte :

Hauteur entrevous (cm)	Augmentation de masse (kg/m ²) pour les vérifications de	
	Résistance	Acoustique
12	25	12,5
16	50	25
20	75	37,5

102 Application des règles de calcul du béton armé

Les règles de calcul du béton armé en vigueur, la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale, sont applicables aux dispositions de béton armé de ces planchers, sauf indication différente dans le présent texte.

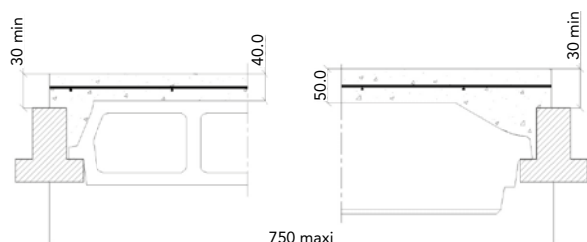
Commentaire

Tous les planchers de cette famille font plus ou moins appel à des solutions béton armé. Aussi a-t-il été jugé utile de rappeler en Annexe I les principales conditions d'application de ces règles aux planchers à poutrelles.

103 Forme des sections de béton coulé en œuvre

103,1 Épaisseur de la table de compression

Ces valeurs correspondent à un entraxe entre deux poutrelles voisines ne dépassant pas 750 mm.



Pour un entraxe supérieur à 750 mm, se référer à l'Avis Technique.

L'épaisseur de la table de compression coulée en œuvre doit être au minimum de 4 cm au-dessus des entrevous de coffrage résistants et de 3 cm au-dessus des poutrelles en béton.

Au-dessus des entrevous de coffrage simple, elle doit être de 5 cm au minimum.

103,2 Béton des nervures coulé en œuvre dans le cas des montages avec dalle de répartition formant table de compression

Compte tenu des problèmes de liaison entre poutrelles et béton complémentaire, deux cas se présentent :

103,21 Cas des montages avec poutrelles comportant des armatures transversales en attente

La forme des sections des nervures de béton coulé en œuvre doit permettre un bétonnage correct afin d'assurer un bon enrobage des armatures en attente. Pour cela, le contour des entrevous ou des coffrages doit être extérieur à la zone définie par les schémas qui suivent.

Commentaire

Les cotes portées sur ces schémas sont des cotes nominales.

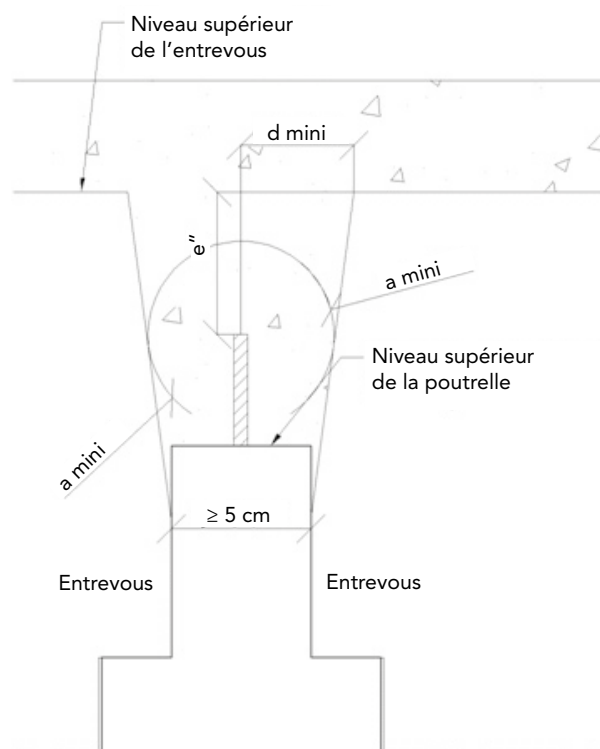
Lorsque les armatures transversales ne règnent pas sur toute la longueur des poutrelles, il n'y a pas lieu de changer de forme d'entrevous dans la zone dépourvue d'armatures transversales.

103,211 Cas des poutrelles en béton armé ou béton précontraint avec armatures transversales en forme de grecques sans barres soudées filantes

Commentaire

Les armatures transversales en forme de grecques sont définies à l'article I.A. 107,21.

Dans le cas où les grecques comportent une barre filante soudée, on se réfère au cas des poutrelles en treillis (article I.A. 103,212).



a est la cote nominale de passage du béton, mesurée à partir du sommet de la grecque et perpendiculairement à l'entrevous.

e'' est la distance entre le sommet de la grecque et le niveau supérieur de l'entrevous.

Prescriptions de forme :

Largeur minimale du clavetage au niveau supérieur de la poutrelle : 5 cm.

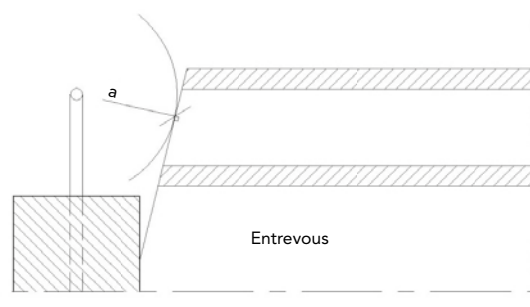
Conditions sur a :

$a \geq a_{\text{mini}}$ = la plus grande valeur de 3,5 cm et $3 + e''/8$ cm

Conditions sur d :

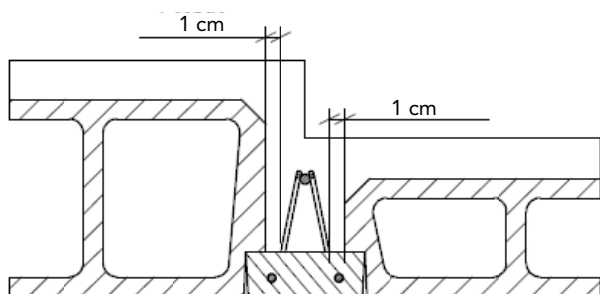
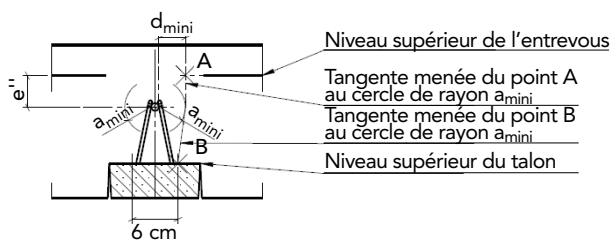
$d \geq d_{\text{mini}}$ = la plus grande valeur de a cm (cote nominale) et $a_{\text{mini}} + 0,2 e''$ cm

Dans le cas des entrevous transversaux, les mêmes prescriptions s'appliquent, la distance « a » étant définie par le schéma ci-dessous.



103,212 Cas des poutrelles légères en treillis à base préenrobée

– Cas des entrevous longitudinaux



a est la cote nominale de passage du béton mesurée à partir du contour de la membrure supérieure du treillis et perpendiculairement à l'entrevous.
 e'' est la distance entre l'axe de la membrure supérieure et le niveau supérieur de l'entrevous.

Prescriptions de forme :

L'enrobage nominal du treillis par rapport à l'entrevous est de 1 cm à tous les niveaux et sur la hauteur du treillis.

Commentaire

Cette valeur a été fixée de telle manière que, compte tenu des tolérances habituelles et du caractère très localisé du treillis, l'enrobage réel ne soit jamais inférieur à 0,5 cm.

Largeur minimale de la nervure au niveau supérieur du talon : 6 cm mesurée comme indiquée sur le schéma.

– Conditions sur a :

$a \geq a_{\min} = \text{la plus grande valeur de } 4 \text{ cm et } 3,5 + \frac{e''}{8} \text{ cm}$

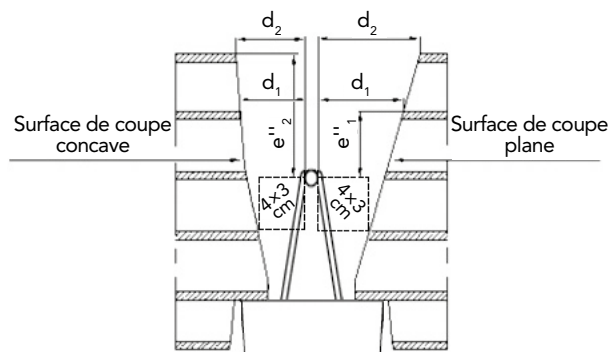
Conditions sur d :

$d \geq d_{\min} = \text{la plus grande valeur de } a \text{ cm (cote nominale) et } a_{\min} + 0,2 e'' \text{ cm}$

Dans le cas d'un treillis dissymétrique par rapport à l'axe du talon, les cotes « a » et « d » sont à prendre sur le côté le plus défavorable en tenant compte toutefois d'une diminution maximale de 1 cm ; la somme des cotes de passages à gauche et à droite doit rester au moins égale à $2a$ et $2d$.

– Cas des entrevous transversaux

Entre la membrure supérieure de la poutrelle et les bords des parois horizontales de l'entrevous, on doit pouvoir inscrire intégralement un prisme fictif de 3 cm de largeur et de 4 cm de hauteur, comme indiqué en tireté sur le schéma ci-dessous, et la surface de coupe de l'entrevous doit être plane ou concave.



Conditions sur les dimensions d :

$d_i \geq 3 + 0,2 e''_i$

les indices i étant attachés à chacune des parois horizontales de l'entrevous situées au-dessus de la membrure supérieure de la poutrelle.

Au niveau supérieur du talon, l'enrobage minimal de 1 cm du treillis et la largeur minimale de 6 cm sont applicables comme pour les entrevous longitudinaux.

103,22 Cas des montages pouvant donner lieu à la dérogation couture (voir article I.A.107,22)

La forme des sections de clavetage coulées en œuvre entourant la poutrelle doit permettre, outre le bétonnage correct nécessaire, une liaison efficace entre les deux bétons.

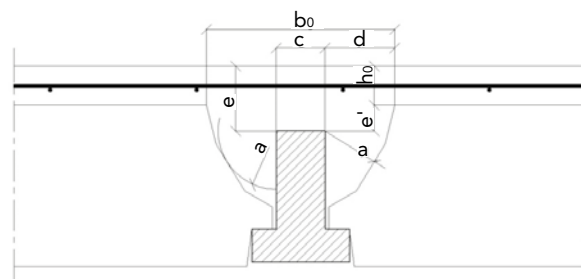
Commentaire

Cet article ne s'applique pas aux planchers à poutrelles dont le béton est intégralement coffré par des éléments en terre cuite.

103,221 Cas des montages avec entrevous de coffrage résistants ou porteurs

– Cas des entrevous longitudinaux

Sur le schéma ci-dessous sont indiquées les dimensions explicitées dans le texte :



Largeur de la nervure en partie supérieure des entrevous : $b_0 = c + 2d$

a est la cote nominale de passage du béton de clavetage mesurée à partir de l'arête supérieure de la poutrelle perpendiculairement à la paroi latérale de l'entrevous.

Épaisseur de la dalle de répartition : h_0

Épaisseur du béton au-dessus de la poutrelle :

$e = e' + h_0$

Prescriptions de forme :

Conditions sur a :

$a \geq a_{\min} = \text{la plus grande valeur de } 4 \text{ cm et } 3,5 + \frac{e'}{8} \text{ cm}$

Conditions sur d :

$d \geq d_{\min i} =$ la plus grande valeur de a cm (cote nominale)
et $a_{\min i} + 0,2 e'$ cm
 $e \geq 3$ cm

La paroi latérale de l'entrevous doit être entièrement extérieure à l'arc de cercle de rayon « $a_{\min i}$ » centré sur l'arête supérieure de la poutrelle, ce qui conduit à une hauteur de clavetage sur le flanc de la poutrelle au moins égale à « $a_{\min i}$ ».

Commentaire

Les prescriptions sur « a » impliquent un passage minimal du béton entre poutrelles et entrevous de 4 cm. De plus, le remplissage des clavetages est facilité par un élargissement de celui-ci lorsque l'épaisseur de béton au-dessus de la poutrelle augmente.

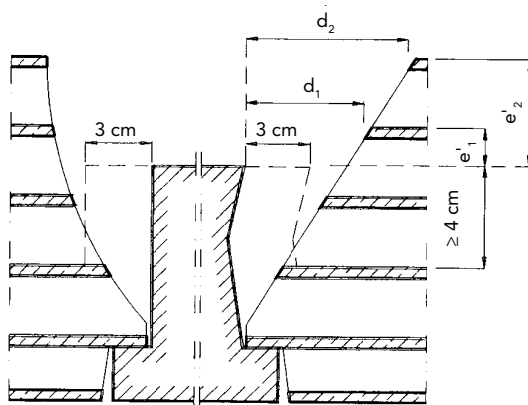
– Cas des entrevous transversaux

Sur une hauteur de 4 cm mesurée à partir de la face supérieure de la poutrelle, aucune paroi horizontale de l'entrevous ne doit être située à moins de 3 cm du flanc de la poutrelle, distance mesurée horizontalement comme indiqué sur le schéma ci-dessous.

Conditions sur les dimensions d_i :

$d_i \geq 3 + 0,2 e'_i$ (cm)

les indices i étant attachés à chacune des parois horizontales de l'entrevous, situées au-dessus du niveau supérieur de la poutrelle.



103,222 Cas des montages avec entrevous de coffrage simple ou avec rehausses en polystyrène placées sur entrevous de coffrage (entrevous composites)

- L'épaisseur de béton au-dessus de la poutrelle doit être supérieure et au moins égale à 3 cm.
- On doit pouvoir inscrire intégralement dans la section de béton de clavetage, de part et d'autre de l'âme de la poutrelle, le dessin du gousset fictif dont la forme et les dimensions, attachées à la poutrelle, sont explicitées par le schéma ci-dessus.

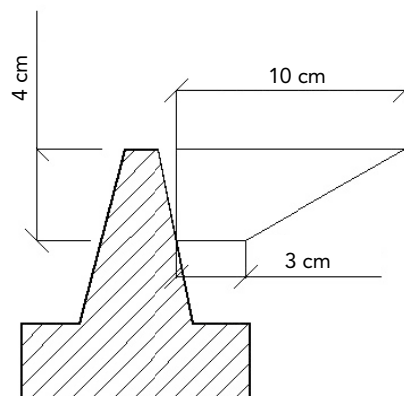
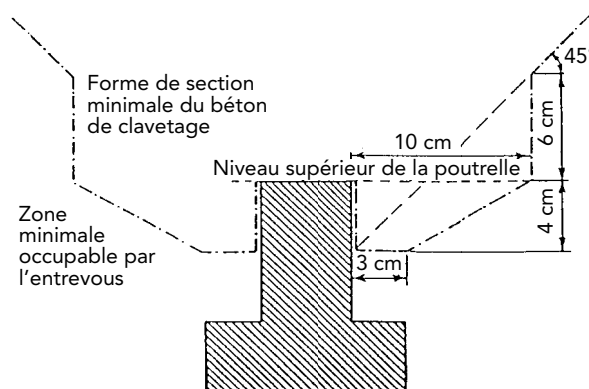
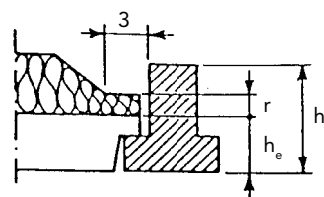
Commentaire

La forme du gousset satisfait aux objectifs suivants :

- permettre la formation de bielles de béton inclinées à 45° et venant se buter sur au moins 4 cm de hauteur de poutrelle ;
- permettre une mise en place et un serrage satisfaisants du béton de clavetage autour de la poutrelle.

Dans le cas de montages avec entrevous composites, comme par exemple des entrevous (ou des plaques négatives) surmontés de rehausses en matière plastique alvéolaire, la dérogation-couture n'est pas possible si les dimensions explicitées sur la figure ci-après ne respectent pas les valeurs données en cm dans le tableau suivant :

Hauteur poutrelle h_p	Hauteur entrevous	
	h_e max.	h_e max. pour $r = 0$
10	6 - r	6
11	7 - r	7
12	8 - r	8
13	9 - r	9
14	10 - r	10
15	11 - r	11
16	12 - r	12
17	13 - r	13
18	14 - r	14



Cette forme, obtenue à partir des dimensions minimales exigibles pour les bielles de béton venant enserrer les poutrelles, permet un renforcement du becquet d'appui des entrevous en plastique alvéolaire et une diminution du volume de béton complémentaire de nervure. Elle permet en outre de conserver la formation des bielles de béton dans le cas de montages de grande hauteur par rapport à celle des poutrelles, compte tenu de l'élargissement des limitations données à ce sujet à l'article I.A. 300.

103,3 Béton des nervures coulé en œuvre pour des montages sans dalle de répartition formant table de compression

(soit $h_0 < 4$ ou 5 cm suivant la nature de l'entrevous, cf. à l'article I.A.103,1 soit $e < 3$ cm).

103,31 Cas des montages avec entrevous porteurs simples ($h_0 < 4$ cm) pour lesquels $e \geq 3$ cm

On applique les prescriptions de l'article I.A.103,2 ci-dessus.

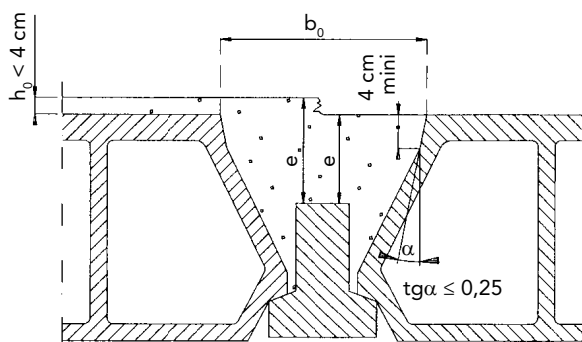
103,32 Cas des montages avec entrevous porteurs à table de compression incorporée ($h_0 < 4$ cm) pour lesquels $e \geq 3$ cm

On applique les prescriptions de l'article I.A.103,2 ci-dessus complété comme suit :

1° Cas des entrevous en béton

Le béton coulé en œuvre doit avoir en partie supérieure des entrevous une largeur b_0 au moins égale à la plus grande des deux valeurs 20 cm ou le tiers de l'entraxe des nervures.

Sur une hauteur minimale de 4 cm, la pente de la paroi latérale de l'entrevous doit être au maximum de 0,25 sur la verticale.



2° Cas des entrevous en terre cuite

Il n'y a pas de prescriptions sur la largeur b_0 , mais, en partie supérieure des entrevous longitudinaux, sur une hauteur minimale de 4 cm, la pente de la paroi latérale de ces derniers doit être au maximum de 0,25 sur la verticale.

103,33 Cas des montages pour lesquels $e < 3$ cm

Deux cas sont à envisager :

- 1° on peut prendre en compte la table de compression (article I.A.105,34). Dans ce cas, pour la forme de clavetage, on applique les prescriptions de l'article I.A.103,2 ;
- 2° on ne peut pas prendre en compte la table de compression : les Avis Techniques précisent les possibilités d'utilisation et la méthode de calcul relative aux poutrelles seules.

104 Vérifications à la mise en œuvre

104,1 Vérifications concernant les poutrelles

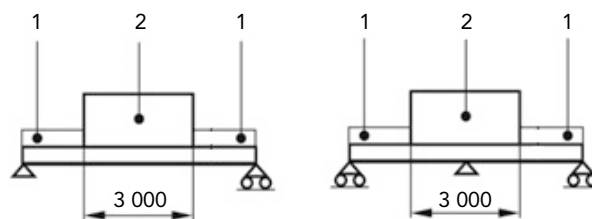
Cet article concerne les poutrelles du plancher en cours de coulage qui assurent à elles seules la résistance sous les charges considérées. Cette vérification est particulièrement importante dans le cas de pose sans étai.

Les méthodes et les modalités de vérification lors de la mise en œuvre des planchers sont explicitées dans l'Annexe V du présent chapitre.

104,11 Charges prises en compte

Les charges prises en compte dans les vérifications comprennent :

- a) systématiquement, le poids mort des éléments destinés à constituer avec les poutrelles proprement dites le plancher terminé, à savoir :
 - les entrevous ou autres éléments intercalaires reposant sur ces poutrelles,
 - le béton coulé en œuvre sur ces éléments ;
- b) s'il y a lieu, compte tenu du type de plancher, le poids des coffrages récupérables nécessaires à la mise en œuvre du béton ci-dessus, au cas où ils doivent prendre appui sur les poutrelles ;
- c) pour certaines vérifications, les charges dites de chantier définies de la façon suivante :



Zone 1 : 0,5 kN/m², charge appliquée à l'extérieur de l'aire de travail, avec un coefficient de combinaison $\Psi_{0,2} = 0,6$

Zone 2 : 1,5 kN/m², charge appliquée sur l'aire de travail de dimensions en plan 3 m x 3 m

La vérification de sécurité est effectuée en considérant une classe de conséquence CC1 au sens du chapitre B3 de la NF EN 1990 dans le cas de planchers dont la hauteur, mesurée par rapport au sol, n'est pas supérieure à 1 m et une classe de conséquence CC2 dans les autres cas.

Les combinaisons de charges à prendre en compte sont explicitées dans l'Annexe V ;

- d) lors de la mise en œuvre du plancher, le béton coulé en place provoque une déformation des poutrelles qui engendre une surcharge correspondant au volume de béton supplémentaire (« effet de marre »). Les vérifications menées en phase de construction prendront en compte cette surcharge (voir Annexe V du présent chapitre).

Commentaire

En cas de poutrelles jumelées, les charges de chantier définies ci-dessus sont appliquées à l'ensemble des deux poutrelles. Dans le cas de poutrelles groupées en nombre supérieur à deux (triplées, quadruplées, etc.), les poutrelles extérieures supportent les entrevous et sont donc plus fortement sollicitées que les poutrelles intermédiaires.

104,12 Nature des vérifications à effectuer

Ces vérifications sont de trois sortes :

- dans tous les cas, les vérifications de sécurité destinées à s'assurer de la résistance des poutrelles pendant les phases de construction, garantissant par là même la sécurité du personnel de chantier ;
- les vérifications de déformations. La déformation des planchers lors de la mise en œuvre doit être limitée forfaitairement à :
 - L/200 pour les cas de planchers sans problème d'aspect en sous-face et sous les charges a), b) et d) définies en 104.11 ;
 - L/500 pour les cas de planchers avec problème d'aspect en sous-face et pour le cas de la pose avec étais, sous les charges a), b) et d) définies en 104.11 diminuées du poids des poutrelles ;
- éventuellement, les vérifications d'intégrité destinées à limiter la fissuration des poutrelles sur étau et en travée.

Ces vérifications sont définies :

- pour les planchers à poutrelles légères en treillis métallique : en I.A. 204 ;
- pour les planchers à poutrelles en béton précontraint : en I.A. 306.

104,2 Vérifications concernant les entrevous

104,21 Résistance des entrevous

La sécurité est assurée lorsque les entrevous satisfont à l'essai de poinçonnement-flexion (voir le référentiel de certification QB ou NF).

104,22 Appuis des entrevous

Compte tenu des tolérances diverses de fabrication et de pose, la largeur nominale d'appui doit être de 15 mm au moins.

Pour les entrevous présentant des dispositions d'appui autres que les feuillures, leurs conditions d'appuis sont appréciées dans les Avis Techniques.

104,23 Indéformabilité

On se réfère au référentiel de certification QB ou NF.

104,3 Vérifications concernant le plancher

On doit vérifier que le plancher peut supporter sans inconvénient les charges résultant de l'exécution du bâtiment, en particulier lorsqu'il est utilisé comme support des étais du ou des planchers supérieurs.

Commentaire

À moins que le plancher ne soit spécialement calculé à cet effet, on doit éviter les charges dues au stockage de matériaux ou matériels divers.

105 Calcul du plancher en flexion

L'attention est attirée sur la nécessité de vérifier la résistance des entrevous porteurs à l'essai de pénétration en fonction des charges d'exploitation appliquées au plancher (voir article I.A.109,21).

105,1 Principes de calcul

105,11 Nature des justifications

Pour les planchers en béton armé, la résistance est justifiée à l'état limite ultime de résistance (ELU) sous l'effet des sollicitations calculées à partir des actions majorées pour l'effet le plus défavorable, conformément aux prescriptions de la NF EN 1990.

Lorsque la fissuration est nuisible, il y a lieu toutefois de procéder aux vérifications à l'état limite de service (ELS) relatives à la limitation des contraintes et à la maîtrise de la fissuration suivant les prescriptions des paragraphes 7.2 et 7.3 de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA (voir article I.A.105,4).

Pour les planchers à poutrelles précontraintes, les vérifications sont effectuées conformément aux prescriptions de l'article I.A.307. Elles concernent à la fois l'ELS et l'ELU.

105,12 Influence des conditions de pose

Il est nécessaire de faire un calcul par phases d'exécution chaque fois que les conditions de pose peuvent avoir une influence sensible sur le comportement du plancher. En particulier, dans le cas de pose sans étau, il est obligatoirement tenu compte des phases de mise en œuvre.

105,13 Définition des portées

Les portées prises en compte dans les calculs de dimensionnement ou de vérification sont les distances entre les sections d'appui indiquées dans le tableau suivant :

Nature des appuis	Appuis de rive et appuis intermédiaires sans continuité	Appuis intermédiaires avec continuité
Poutres en béton Poteaux Murs en béton	Nus intérieurs	Nus intérieurs
Solives métalliques	Bords des ailes côté travée	Axes des appuis
Maçonnerie de petits éléments	2,5 cm en arrière des nus intérieurs	2,5 cm en arrière des nus intérieurs
Appareils d'appui	Axes des appuis	Axes des appuis
Étais	Axes des étais	Axes des étais

105,14 Prise en compte des continuités

105,141 Généralités

Les charges agissant perpendiculairement à la fibre moyenne de la poutrelle étudiée sont habituellement constituées des charges permanentes (G en daN/m²) et des charges d'exploitation (Q en daN/m²). Elles peuvent également provenir des actions climatiques.

Il y a lieu de distinguer les planchers à poutrelles en béton armé des planchers à poutrelles précontraintes pour lesquels les moments sur appui doivent être estimés en tenant compte de l'effet différé de la précontrainte.

La répartition des moments fléchissants entre les sections en travées et sur appuis peut être déterminée par les méthodes de la résistance des matériaux, en tenant compte des effets de la réduction d'inertie des sections résistantes au voisinage des appuis, notamment la méthode de Caquot peut être appliquée (pour des planchers à charges d'exploitation modérées ou non).

Pour les planchers à charges d'exploitations modérées, une répartition forfaitaire des moments fléchissants entre les sections en travée et sur appuis est admissible sous certaines conditions indiquées à l'article I.A. 206 pour les planchers à poutrelles en béton armé et à l'article I.A. 308 pour les planchers à poutrelles en béton précontraint.

Les prescriptions relatives aux armatures de continuité sont données à l'article I.A.105,5.

Dans tous les cas, pour l'évaluation des charges transmises par la dalle de répartition aux poutrelles, on peut négliger l'effet de continuité.

Commentaire

La prise en compte des continuités entre travées voisines est le mode normal de dimensionnement. En rive, il en est de même chaque fois que l'encastrement peut être évalué (il convient d'être très prudent dans la prise en compte de la rigidité de torsion de l'élément porteur pour assurer cet encastrement).

Sur un appui d'extrémité, il est prévu des armatures supérieures capables d'équilibrer un moment égal à $0,15.M_i$ (M_i étant le moment maximal dans la travée considérée). Cette disposition constitue une règle de bonne construction ; ce moment ne doit être pris en compte ni dans les calculs de continuité du plancher, ni en tant que sollicitation à la torsion de l'élément porteur.

Il peut être admis dans l'un ou l'autre des cas qui suivent de calculer un plancher à plusieurs travées comme si celles-ci reposaient sur des appuis simples, c'est-à-dire pour un moment maximal dans chacune d'elles égal à M_0 (M_0 étant le moment maximal en travée libre indépendante), à condition de disposer sur les appuis des armatures supérieures capables d'équilibrer un moment égal à $0,15.M_0$:

- lorsque la fissuration sur appuis n'est pas préjudiciable au comportement des ouvrages supportés : étanchéité, revêtements de sol notamment ;
- ou lorsqu'il peut être montré que le béton n'est pas fissuré sous les effets des charges permanentes augmentées de la partie des charges d'exploitation pouvant être considérées comme de longue durée d'application (par exemple 20 % pour les locaux à usage d'habitation ou analogues, écoles, bureaux, à l'exclusion des locaux d'archives, etc.), ainsi que d'une fraction des charges d'exploitation restantes à caractère réellement variable (par exemple 35 % de ces dernières pour les locaux énumérés dans la parenthèse précédente).

Exemple d'application pour le cas de charges suivant :

- charges d'exploitation : 150 daN/m²
- charges dues aux cloisons : 100 daN/m²
- poids des revêtements de sol : 100 daN/m²

On prend pour charges permanentes :

$$100 + 100 + 0,20 \times 150 + 0,35 \times (1 - 0,20) \times 150 = 272 \text{ daN/m}^2$$

105,142 Méthode de calculs applicables aux planchers à charges d'exploitation modérées, dite méthode forfaitaire

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire relatives aux poutrelles en béton armé et aux poutrelles précontraintes sont explicitées aux articles I.A. 206 et I.A. 308.

Domaine d'application

À défaut d'une méthode plus élaborée de calcul en continuité, prenant en compte notamment les redistributions, une répartition forfaitaire des moments fléchissants entre les sections en travée et sur appuis est admissible sous les conditions suivantes :

- la totalité des charges permanentes rapportées et d'exploitation $G + Q$ demeure inférieure à 5 kN/m², et Q au plus égal à $2 \times G_{\text{total}}$ (poids propre et charges permanentes rapportées) ;
- les moments d'inertie des sections transversales doivent être du même ordre de grandeur dans les différentes travées en continuité ;
- la ductilité des sections critiques sur appui doit être suffisante : $x_u / d \leq 0,25$ conformément à l'article 5.6.2 de la NF EN 1992-1-1, où x_u est la profondeur de l'axe neutre à l'ELU après redistribution des moments fléchissants et d est la hauteur utile de la section ;
- les portées utiles successives doivent être dans un rapport compris entre 0,80 et 1,25 ;
- la maîtrise de la fissuration n'est pas requise pour le comportement du béton armé ou la tenue des ouvrages supportés.

La méthode forfaitaire ne s'oppose pas à la prise en considération de charges concentrées. L'appréciation de la conformité au domaine d'application défini ci-dessus est alors basée sur la notion de moment équivalent.

Principe de la méthode

La méthode consiste à fixer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions de la valeur maximale du moment fléchissant $M_{\text{Ed},0}$ dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée utile que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Ces fractions sont fixées forfaitairement.

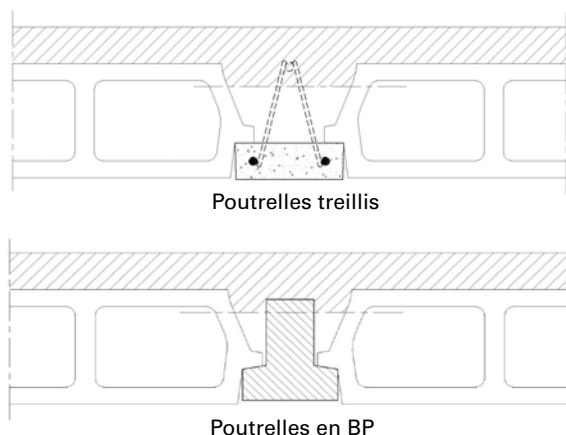
105,143 Méthode de calculs applicables aux planchers à charges d'exploitation élevées

Cette méthode s'appuie sur les théories usuelles de la Résistance des matériaux. Elle prend en compte les redistributions de sollicitations et la variation du moment d'inertie des sections transversales. La méthode de Caquot peut notamment être appliquée.

105,2 Sections résistantes

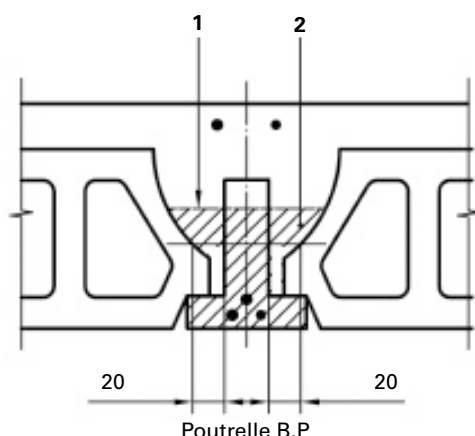
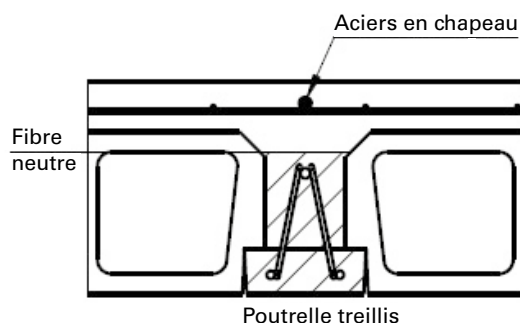
105,21 En travée

Pour les sections en travée, la section résistante comprend la membrure comprimée dite table de compression définie à l'article I.A.105,3 ci-après, limitée à la fibre neutre et la membrure tendue formée soit par les armatures de flexion des poutrelles en béton armée, soit par la partie des poutrelles précontraintes situées sous la fibre neutre.



105,22 Sur appui intermédiaire

Pour les sections sur appuis des travées continues, la section résistante comprend la membrure comprimée formée par la partie inférieure de la nervure, limitée à la fibre neutre, et la membrure tendue formée des armatures de béton armé placées en chapeau.



Légende

- 1 Axe neutre
- 2 Membrane comprimée

Pour les poutrelles en béton précontraint, la membrure comprimée de la section résistante comprend le béton de clavetage à partir d'un niveau horizontal vérifiant un espace au moins égal à 20 mm entre la poutrelle et l'entrevous.

105,23 Homogénéisation des sections

La détermination de la section résistante et sa prise en compte dans les calculs sont effectuées avec homogénéisation forfaitaire ($n = 15$) des sections d'aciers tendus par rapport à celles de béton comprimé, pour toute section en béton armé et seulement pour les sections sur appui des travées continues des planchers à poutrelles précontraintes.

La prise en compte d'éventuels éléments en terre cuite (coque, plaquette, etc.) dans la section résistante s'effectue avec un coefficient d'homogénéisation défini dans les Avis Techniques.

Commentaire

Pour les sections en travée des planchers à poutrelles précontraintes, les caractéristiques mécaniques des sections à considérer sont données à l'article I.A. 304.

105,3 Table de compression prise en compte

Commentaire

Dans cet article, on suppose que la liaison est réalisée entre poutrelle et béton coulé en œuvre (cas de déro-gation-couture ou présence d'acier de couture, suivant l'article I.A.107,2). Si cette liaison n'est pas assurée, la possibilité de calcul sur poutrelles seules relève exclusivement des Avis Techniques du Groupe spécialisé n° 3.

La largeur de table qu'il y a lieu d'admettre pour une nervure est limitée selon les prescriptions du paragraphe 5.3.2.1 de EN 1992-1-1.

105,31 Cas des montages avec table de compression complétée coulée en œuvre (formant dalle de répartition)

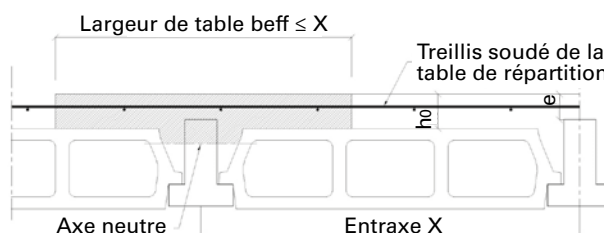
Commentaire

Pour ces montages, par définition on a toujours $e \geq 3$ cm et $h_0 \geq 4$ ou 5 cm selon le type d'entrevous (voir l'article I.A. 103, 1).

Les parois des entrevous ne sont pas prises en compte dans la section résistante.

Commentaire

Pour ces montages, la largeur de table de compression est généralement égale à l'entraxe des nervures.



105,32 Cas des montages à table de compression complète composite avec entrevous porteurs à table de compression incorporée (TCI)

Commentaire

Pour ces montages par définition, on a toujours $e \geq 3$ cm.

Si une chape mince de rattrapage en béton est coulée sur les entrevous en même temps que le béton de clavetage on peut la prendre en compte pour les calculs de flexion (résistance et déformation) sur la largeur « b_0 » de la nervure et dans la détermination de l'épaisseur de béton au-dessus de la poutrelle.

105,321 Entrevous porteurs TCI en béton

Les parois supérieures, qui doivent être soigneusement jointoyées, sont prises en compte dans les calculs de flexion.

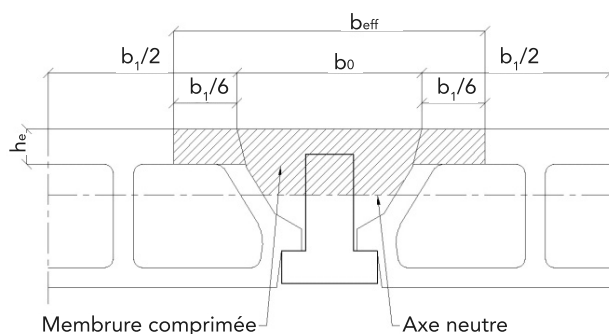
Cette prise en compte s'effectue en homogénéisant avec le coefficient $1/3$ le béton d'entrevous par rapport au béton de nervure.

Si les entrevous porteurs TCI en béton ne sont pas soumis à un essai de compression longitudinale comme défini en 5.2.3. de la norme NF EN 15037-2, il convient que la largeur participante, b_{eff} , de la membrure comprimée du système de plancher à prendre en compte pour la flexion à l'ELS et à l'ELU soit définie comme suit, pour les cas courants :

$$b_{eff} = b_0 + b_1/3$$

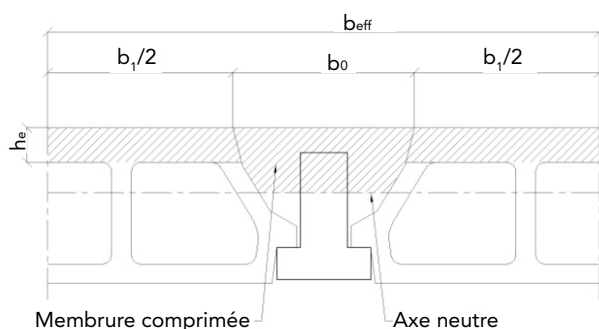
où

- b_0 est la largeur au sommet de la « nervure de raidissement » en béton, coulée en place entre les entrevous ;
- b_1 est la largeur du sommet des entrevous ;
- h_e est la hauteur de la membrure comprimée des entrevous.



Si les entrevous porteurs TCI en béton sont soumis à un essai de compression longitudinale comme défini en 5.2.3. de la norme NF EN 15037-2, il convient que la largeur participante, b_{eff} , de la membrure comprimée du système de plancher à prendre en compte pour la flexion à l'ELS et à l'ELU soit l'entraxe des entrevous :

$$b_{eff} = b_0 + b_1$$



105,322 Entrevous porteurs TCI en terre cuite

Les parois supérieures, qui doivent être soigneusement jointoyées, sont prises en compte dans les calculs de flexion.

Les doubles parois supérieures, seules dans le cas des entrevous transversaux, avec leurs entretoises dans le cas des entrevous longitudinaux, peuvent être prises en compte dans les calculs de flexion si elles sont soigneusement jointoyées.

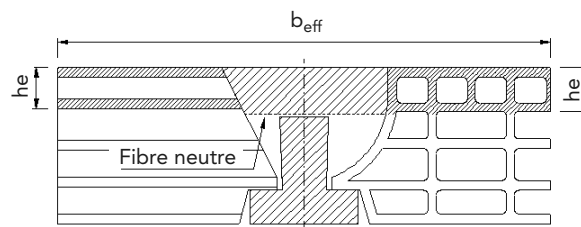
Cette prise en compte s'effectue avec un coefficient d'homogénéisation de 1 de la terre cuite par rapport au béton de nervure (sauf indication particulière dans les Avis Techniques), en considérant l'épaisseur nominale des parois.

Si les entrevous porteurs TCI en terre cuite ne sont pas soumis à un essai de compression longitudinale comme défini en 5.2.3. de la norme NF EN 15037-3, la largeur participante, b_{eff} , de la membrure comprimée est définie comme suit :

$$b_{eff} = b_0 + b_1/3$$

Si les entrevous porteurs TCI en terre cuite sont soumis à un essai de compression longitudinale comme défini en 5.2.3. de la norme NF EN 15037-3, la largeur participante, b_{eff} , de la membrure comprimée est égale à l'entraxe des entrevous :

$$b_{eff} = b_0 + b_1$$



105,33 Cas des montages à table de compression partielle, pour lesquels $e \geq 3$ cm

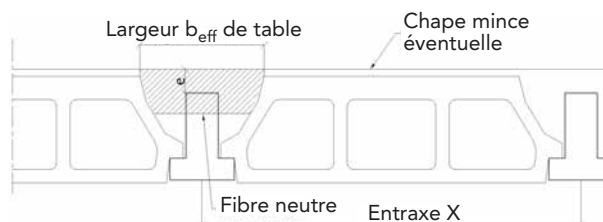
Commentaire

Pour ces montages, par définition on a toujours $h_0 < 4$ cm. Ces montages comportent des entrevous porteurs simples ou des entrevous de coffrage résistants. Ces derniers ne sont utilisables qu'en plancher :

- sur vide sanitaire avec une dalle de répartition indépendante ;
- employé en sous-toiture, ou en comble non accessible normalement (voir article I.A.110,4), emplois pour lesquels la répartition transversale des charges n'est pas nécessaire.

Pour ces montages, la table de compression est limitée à la largeur de la nervure.

Si une chape mince en béton est coulée sur les entrevous en même temps que le béton de clavetage, on peut la prendre en compte pour les calculs de flexion (résistance et déformation) sur la largeur « b » de la nervure et dans la détermination de l'épaisseur du béton au-dessus de la poutrelle.



105,34 Cas des montages à table de compression partielle pour lesquels $e < 3$ cm

Pour ces montages, la table de compression ne peut être prise en compte que si, simultanément, les flancs des poutrelles présentent des indentations dont l'efficacité est reconnue par le Groupe spécialisé n° 3, les entrevous sont en terre cuite et la forme des clavetages satisfait à l'article I.A.103,221. Cette prise en compte s'effectue dans les conditions prévues à l'article I.A.107,225, la table étant définie dans les articles I.A.105,31, I.A.105,32 et I.A.105,33 mais en négligeant la partie en béton située au-dessus des poutrelles.

Commentaire

Dans ce cas, la table de compression partielle ne peut pas former dalle de répartition. Lorsque la répartition transversale des charges est nécessaire (cas des planchers), elle doit être assurée différemment : dalle de répartition rapportée en dépendance ou dispositions particulières définies dans les Avis Techniques.

Ces montages comportent soit des entrevous porteurs simples ou TCI, soit des entrevous de coffrage résistants surmontés d'une épaisseur de béton h_0 au moins égale à 4 cm et ne dépassant pas 5 cm en raison de l'application simultanée des articles I.A.105,31 et I.A.107,225. Toutefois lorsqu'une dalle de répartition est rapportée en indépendance, h_0 peut être inférieure à 4 cm.

105,4 Contraintes de calcul

Commentaire

Les prescriptions relatives au béton et aux armatures actives des poutrelles précontraintes sont données au chapitre I.A.3.

105,41 Armatures de béton armé

Pour les vérifications à l'ELU (cas général), le diagramme de contrainte-déformation et le diagramme de calcul pour les aciers de béton armé est défini au chapitre 3.2.7 de la NF EN 1992-1-1.

La contrainte de calcul des armatures est prise égale à :

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ dans le cas du diagramme avec branche supérieure horizontale sans nécessité de vérifier la limite de déformation des armatures.

Avec :

$$\gamma_s = 1,15$$

– f_{yk} : la limite d'élasticité garantie des aciers

– γ_s : un coefficient de sécurité

$\sigma_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \left[1 + (k-1) \frac{\epsilon_{ud} - \epsilon_0}{\epsilon_{uk} - \epsilon_0} \right]$ dans le cas du diagramme avec branche supérieure inclinée et limitation de l'allongement des armatures à ϵ_{ud} .

avec :

$$\epsilon_0 = \frac{1}{Es} \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

– ϵ_{uk} est défini à l'annexe C de la norme NF EN 1992-1-1

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$$

$$k = (f_t/f_y)_k$$

Lorsque la fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable, on applique les prescriptions du paragraphe 7.3 de la NF EN 1992-1-1 relatives à l'ELS.

105,42 Membrures comprimées des sections en travée

Le béton coulé en œuvre présente une classe de résistance au moins égale à C25/30.

Pour les cas de montages non traités dans le présent article (ex : poutrelles avec coques de terre cuite, etc.), les contraintes de calcul seront définies dans les Avis Techniques.

105,421 Cas des tables de compression complètes coulées en œuvre

La contrainte de calcul à l'ELU est fixée à f_{ck}/γ_c .

La contrainte de compression à l'ELS est limitée à $k_1 f_{ck}$ avec $k_1 = 0,6$ selon le paragraphe 7.2 de la NF EN 1992-1-1 pour des classes d'exposition XD, XF et XS. Dans le cas de charges quasi permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à $k_2 f_{ck}$ avec $k_2 = 0,45$.

Cette dernière limitation est rarement déterminante.

105,422 Cas des tables de compression complètes composites avec entrevous porteurs TCI

Pour ces types de montage, la granulométrie du béton coulé en œuvre doit être au plus de 10 mm compte tenu de la nécessité d'un rejointoiement efficace des tables des entrevous. Les contraintes de calcul sont fixées comme suit, selon la nature des entrevous.

105,422.1 Entrevous en béton

Sauf indication contraire dans les Avis Techniques, la contrainte de calcul à l'ELU pour la compression du béton de la table définie à l'article I.A.105,321 est fixée à f_{ck}/γ_c limitée conventionnellement à 14 MPa.

La contrainte de compression à l'ELS est prise égale à $0,4 f_{ck}$, limitée conventionnellement à 10 MPa.

Commentaire

Les limitations précédentes des contraintes de compression tiennent compte de la moindre résistance du béton des parois supérieures des entrevous.

Il est également possible de ne pas tenir compte des deux limitations conventionnelles précédentes, si la nervure seule est membrure comprimée.

105,422.2 Entrevous en terre cuite

Sauf indication contraire des Avis Techniques, la contrainte de calcul à l'ELU est prise conventionnellement égale à $0,6 f_{ck}$. À l'ELS, la contrainte de compression est fixée à $0,5 f_{ck}$ (soit 12,5 MPa pour le béton courant coulé en œuvre), que les entrevous soient longitudinaux ou qu'ils soient transversaux. La table de compression est définie à l'article I.A.105,322.

105,423 Cas des montages à table de compression partielle pour lesquels $e \geq 3$ cm

La contrainte de calcul à l'ELU et la contrainte de compression à l'ELS sont fixées en fonction de l'épaisseur « e » du béton au-dessus des poutrelles, pour la granulométrie courante de 15 mm du béton coulé en œuvre. Les valeurs correspondantes figurent dans le tableau suivant :

Épaisseur en cm (non majorée)	Contrainte de calcul à l'ELU	Contrainte de compression à l'ELS
3	f_{ck}/γ_c	$0,45 f_{ck}$
4	f_{ck}/γ_c	$0,55 f_{ck}$
5 et plus	f_{ck}/γ_c	$0,60 f_{ck}$

105,424 Cas des montages à table de compression partielle pour lesquels $e < 3 \text{ cm}$

La contrainte de calcul à l'ELU est égale à f_{ck}/γ_c et la contrainte de compression à l'ELS est conventionnellement fixée à $0,45.f_{ck}$ (soit 11,25 MPa pour un béton courant) dans la table définie à l'article I.A.105,34.

Commentaire

Les prescriptions de la NF EN 1992-1-1 autoriseraient la valeur $0,6 f_{ck}$: c'est pour limiter volontairement les performances de tels montages que le présent document fixe à l'ELS une valeur inférieure.

L'article I.A.107,224 précise les conditions de ces montages vis-à-vis de l'effort tranchant.

105,43 Membrure comprimée des sections sur appuis des travées continues

Les armatures de flexion des poutrelles ne sont pas prises en compte dans la section comprimée sur appui.

Pour les vérifications à l'ELU, la contrainte de calcul du béton est prise égale à f_{ck}/γ_c , qu'il s'agisse de poutrelles légères en treillis métallique à base préenrobée ou d'une membrure comprimée coulée en œuvre (par exemple, dans le cas des poutrelles en treillis métallique à talons bois).

105,5 Armatures de continuité

Les armatures de continuité sont des chapeaux rapportés, de préférence à des armatures supérieures de poutrelles, placés dans un béton convenablement lié aux éléments préfabriqués.

Commentaire

Il n'est possible d'utiliser les armatures supérieures de la poutrelle que si la bande de béton coulé en œuvre entre les extrémités des poutrelles a une largeur permettant de prendre les dispositions nécessaires pour assurer la continuité mécanique de ces armatures sous réserve que ces dernières aient un positionnement vertical correct.

Les fils de répartition du quadrillage d'armatures de la table coulée en œuvre peuvent être utilisés en complément des chapeaux dans la limite de leur ancrage. On vérifie alors la compatibilité des contraintes des deux systèmes d'armatures.

La liaison convenable entre le béton coulé en œuvre et les poutrelles préfabriquées implique soit la présence d'armatures de couture, soit un cas de dérogation-couture.

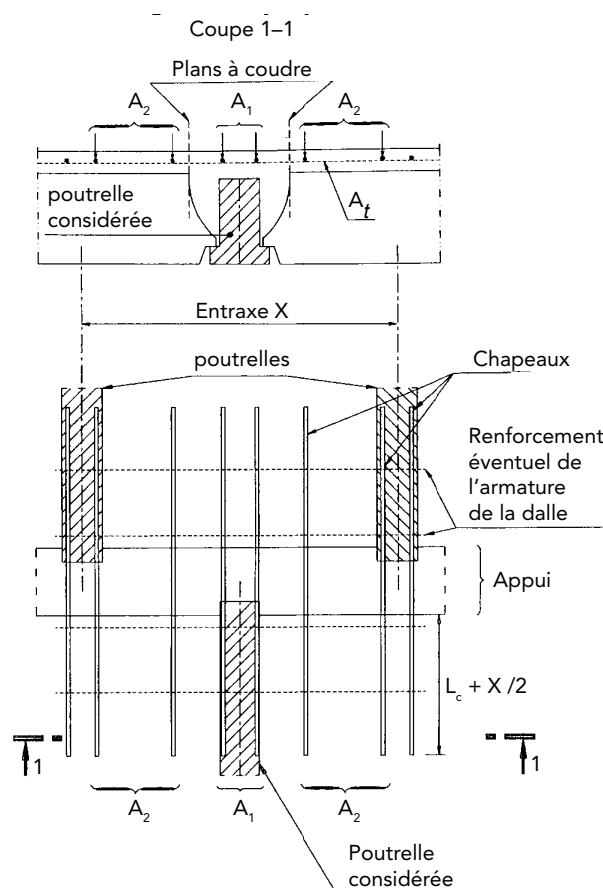
Il est exclu de réaliser une continuité par chapeaux rapportés dans les montages où la résistance est assurée par les poutrelles seules.

Lorsque les poutrelles en continuité sont dans le prolongement les unes des autres, ou décalées de la largeur de leur talon sans dépasser 15 cm, les chapeaux doivent être placés au droit des nervures. Leur longueur L_c de dépassement par rapport à l'appui doit être conforme aux prescriptions de la NF EN 1992-1-1.

Dans le cas contraire, ils sont répartis. Leur longueur totale est accrue d'un entraxe de nervure. Un renforcement de l'armature de la dalle peut éventuellement être nécessaire près des appuis pour assurer la couture latérale de la membrure tendue à la nervure.

Commentaire

Dans les cas courants, le quadrillage minimal d'armatures de la dalle de répartition est suffisant pour assurer cette couture.



La section A_t d'armatures de couture par unité de longueur est calculée par la formule :

$$A_t = \frac{V_u}{z} \cdot \frac{1}{\sigma_s} \cdot \frac{A_2}{A_1}$$

en désignant par :

- V_u : l'effort tranchant calculé à l'ELU
- z : le bras de levier pris conventionnellement égal à $0,9 d$
- σ_s : la contrainte de calcul de l'acier égale à f_{yk}/γ_s
- ΣA_1 : la somme des sections de chapeaux existant sur la largeur d'un entraxe
- A_1 : la section totale des chapeaux existant au droit de la nervure considérée, entre les deux plans à coudre
- $A_2 = 1/2 \times (\Sigma A_1 - A_1)$, la section totale des chapeaux existant d'un seul côté de la nervure, au-delà du plan de couture

Les efforts de compression doivent pouvoir être transmis entre les parties inférieures des nervures constituées par les semelles des poutrelles situées de part et d'autre de l'appui.

Commentaire

La transmission des efforts dépend :

- de la largeur des chaînages ou des poutres ;
- de leurs armatures, de telle sorte que les bielles de béton assurant la transmission soient butées ou, lorsque ce fonctionnement ne peut pas être admis, la résistance à la flexion des chaînages ou des poutres soit assurée ;
- de la présence d'entrevous résistants.

Pour les bâtiments courants d'habitation et avec les chaînages usuels on admet que cette transmission est assurée :

- dans le cas d'entrevous résistants pour un entraxe ne dépassant pas 0,6 m (0,75 m avec poutrelles jumelées) ;
- dans le cas d'entrevous de coffrage simple, si le décalage entre axes des poutrelles n'est pas supérieur à la largeur du béton coulé entre leurs extrémités (largeur du chaînage diminuée des pénétrations).

Dans les autres cas, la résistance des chaînages ou des poutres doit être justifiée.

En cas d'impossibilité, il y a lieu de modifier la répartition des poutrelles.

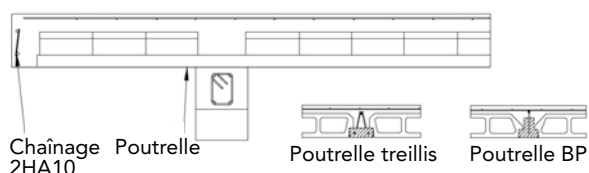
105,6 Encorbellements

105,61 Porte-à-faux parallèle aux poutrelles

105,611 Poutrelles prolongées en porte-à-faux

Les poutrelles ne peuvent être prolongées en encorbellement que si les dispositions prévues permettent le ferrailage et le bétonnage corrects des poutres et chaînages qu'elles traversent.

Les entrevous doivent être supprimés au droit des poutres ou chaînages.



L'armature des poutres et chaînages est éventuellement renforcée pour pallier les discontinuités créées par les poutrelles.

Dans ce cas, il ne peut pas être dérogé à la règle des coutures. Celle-ci doit être satisfaite de part et d'autre de l'appui. Il convient également d'assurer la liaison mécanique entre les chapeaux et les armatures transversales des poutrelles et de réaliser, si nécessaire, des bandes bétonnées pleines d'équilibrage. Toutefois, dans le cas d'un balcon, cette liaison mécanique n'est pas obligatoire si les trois conditions suivantes sont simultanément respectées :

- le porte-à-faux ne dépasse pas 60 cm ;
- la charge d'exploitation n'excède pas 350 daN/m² ;
- le garde-corps est du type léger.

Commentaire

Cette tolérance peut être étendue à d'autres utilisations du porte-à-faux à condition de vérifier que les sollicitations au nu de l'appui ne dépassent pas celles développées dans le cas du balcon visé ci-dessus.

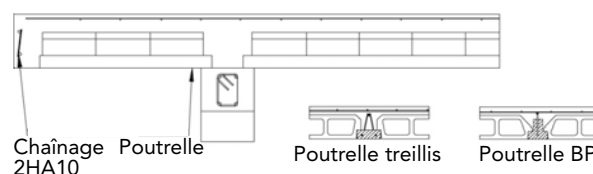
105,612 Poutrelles non prolongées en porte-à-faux

On distingue les trois cas suivants :

- Cas des poutrelles courtes participant à la résistance du porte-à-faux

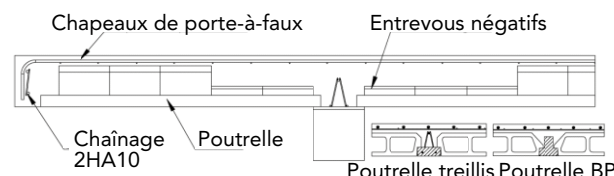
Ces poutrelles sont obligatoirement implantées dans le prolongement des poutrelles du plancher en laissant entre leurs abouts un espace suffisant pour que les efforts de compression puissent être transmis par le béton.

Les prescriptions de l'article I.A.105.611 sont intégralement applicables.



- Cas des poutrelles courtes utilisées comme coffrages perdus

La résistance du porte-à-faux est assurée par la dalle en béton coulée en œuvre.



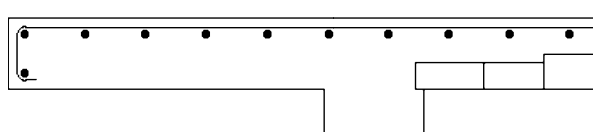
Commentaire

Il est généralement prévu des entrevous de hauteur variable et, si nécessaire, une bande de béton coffrée de part et d'autre de l'appui.

Les armatures en chapeau sont régulièrement réparties.

- Cas du porte-à-faux constitué par une dalle en béton armé, coulée en place

On est ramené au cas précédent, en particulier en ce qui concerne la constitution du plancher dans la travée d'équilibrage.



105,62 Porte-à-faux perpendiculaire aux poutrelles

Dans le cas d'encorbellements perpendiculaires aux poutrelles il y a lieu de veiller à réaliser en toute sécurité l'équilibre statique du système et la transmission des efforts de compression de l'autre côté de l'appui, en prévoyant des bandes pleines en béton et les armatures nécessaires.

106 Déformations

106,1 Calcul des déformations

Les déformations sont calculées selon les méthodes données dans les chapitres particuliers du CPT (chapitre I.A.2 pour les planchers à poutrelles en treillis et chapitre I.A.3 pour les planchers à poutrelles en béton précontraint).

Pour les planchers à poutrelles avec éléments en terre cuite (coque, plaquette, etc.), les méthodes de calcul des déformations sont données dans les Avis Techniques.

106,2 Déformations admissibles

Flèche active

La valeur limite de la flèche active dépend du type d'ouvrage supporté par le plancher (fragilité des cloisons et du revêtement de sol, etc.).

La flèche active est limitée en fonction de la portée L du plancher à :

- L/500 pour les cloisons en maçonnerie et/ou les revêtements de sols fragiles, la flèche active étant mesurée à compter de la mise en œuvre de l'élément fragile supporté ;
- L/350 pour les autres cloisons et/ou les revêtements de sol non fragiles, la flèche active étant mesurée à compter de la mise en œuvre des cloisons ou des revêtements de sol dans les cas où il n'y a pas de cloisons ;
- L/250 pour les éléments de toiture, la flèche active étant mesurée à compter de la mise en service.

Flèche absolue

La flèche du plancher ou la flèche d'une console calculée sous l'action des charges quasi permanentes ne doit pas être supérieure à L/250, où L représente la portée (voir article 7.4.1(4) de la NF EN 1992 1-1).

Ces limitations doivent être retenues en l'absence de limites plus contraignantes fixées dans les DPM.

107 Efforts tranchants

107,1 Généralités

107,11 Principes de vérifications

Est regroupé ici l'ensemble des vérifications relatives à l'effort tranchant dont on distingue trois types :

- la vérification de la liaison entre les poutrelles en béton et le béton complémentaire de nervure (traitée à l'article I.A.107,2) ;
- les vérifications proprement dites d'effort tranchant dans la nervure rendue monolithe (traitées à l'article I.A.107,3) ;
- la vérification de la liaison des tables de compression aux nervures (traitée à l'article I.A.107,4).
Toutes ces vérifications sont effectuées à l'ELU de résistance.
Les prescriptions qui suivent ne sont applicables que dans le domaine régi par la procédure d'Avis Technique.

Commentaire

Elles concernent principalement l'utilisation d'armatures transversales en forme de grecque (article I.A.107,21) et les principes de dérogation à la règle des coutures. Elles sortent donc du cadre des règles générales de conceptions et de calcul du béton armé et du béton précontraint. Elles sont acceptables uniquement pour les poutrelles de planchers courants, d'une part parce qu'elles sont de faible section unitaire, d'autre part parce qu'elles ont fait l'objet d'un grand nombre d'essais depuis de nombreuses années, enfin parce que leur fabrication est soumise à un contrôle interne surveillé dans le cadre des procédures de certification.

Les autres poutrelles, normalement de section importante et fortement armées, doivent être assimilées à de véritables poutres auxquelles il y a lieu d'appliquer les règles générales. Il est alors nécessaire que les étriers entourent les armatures longitudinales et viennent s'ancrer dans la table de compression par des branches repliées. Éventuellement, un système mixte associant des grecques à des cadres noyés entourant les armatures tendues peut être admis.

107,12 Évaluation des efforts tranchants sollicitants

Pour les vérifications définies en I.A107,11, les actions sont majorées selon la NF EN 1990 afin d'établir les combinaisons de charges. Dans le cas courant de la travée sur deux appuis simples, les coefficients majorateurs valent 1,35 pour les charges permanentes et 1,5 pour les charges d'exploitation.

Les sollicitations sont calculées par les méthodes classiques en tenant compte des majorations éventuelles dues aux continuités des travées sur appuis. Toutefois il est admis de les négliger si la différence des deux moments de flexion sur appuis de la travée n'excède pas la moitié du moment isostatique $M_{Ed,0}$ créé dans cette travée par le cas de charge envisagé.

Commentaire

Pour la détermination de cette différence, il n'est pas tenu compte du moment $0,15 M_i$ sur appui de rive (voir article I.A.105.14).

107,13 Notations

Les vérifications prescrites dans le présent article conduisent à définir les efforts tranchants limites ultimes suivants :

Symboles	Efforts tranchants limités par
V_{wu}	Contrainte ultime de glissement pour la dérogation couture
V_{pu}	Contrainte ultime de cisaillement du béton de poutrelle
$V_{cu}, V_{c'u}$	Contrainte ultime de cisaillement du béton de nervure
V_{su}	Effort ultime de traction des armatures transversales (étriers ou grecques)

107,2 Liaison entre poutrelles en béton et béton complémentaire de nervure (établissement du monolithisme)

Les calculs de vérification sont menés conformément à l'article 6.2.5 de la NF EN 1992-1-1, soit :

À l'interface entre des bétons coulés à des dates différentes, il convient de vérifier :

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

V_{Edi} est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface ; elle est donnée par

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed}(z b_i)$$

où

- β est le rapport de l'effort normal (longitudinal) dans le béton de reprise à l'effort longitudinal total dans la zone comprimée ou dans la zone tendue, calculé, à chaque fois, pour la section considérée ;
- V_{Ed} est l'effort tranchant transversal ;
- z est le bras levier des forces internes de la section composite ;
- b_i est la largeur de l'interface.

V_{Rdi} est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface, elle est donnée par

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{f_{ctd}} \\ V_{wu} = v_{Rdi} (z b_i)$$

où c et μ sont des coefficients qui dépendent de la rugosité de l'interface.

Les valeurs de cf_{ctd} et de μ sont renseignées dans le tableau 3 de la NF EN 15037-1 en fonction de l'état de surface des poutrelles.

Commentaire :

Pour les cas non traités dans le tableau 3 de la NF EN 15037-1, les valeurs sont fixées dans les Avis Techniques.

- $f_{cdt} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_c$
- f_{yd} : est la résistance en traction des aciers de reprise de l'effort tranchant. Il y a lieu, toutefois, d'apprécier l'efficacité de ces armatures, efficacité souvent limitée par les dispositions d'ancrage de part et d'autre du plan de reprise.
- σ_n est la contrainte engendrée par la force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement ; elle est positive en compression, avec $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ et négative en traction.

Lorsque σ_n est une contrainte de traction, il convient de prendre $cf_{ctd} = 0$.

Commentaire

Les calculs de vérification de la liaison entre les poutrelles et le béton complémentaire sont effectués en considérant $\sigma_n = 0$.

- $\rho = \frac{A_s}{A_i}$
- A_s est l'aire de la surface des armatures traversant l'interface, armatures d'effort tranchant comprises, le cas échéant, correctement ancrée de part et d'autre de l'interface.
- A_i est l'aire du joint ;
- α est l'inclinaison des aciers de reprise de l'effort tranchant ;
- v est le coefficient de réduction de la résistance.

Commentaire

La résistance des soudures aux aciers principaux des treillis des poutrelles légères en treillis métallique soudé à base préenrobée ou l'ancrage par boucle des grecques de couture limitent l'efficacité des armatures de couture.

Des dérogations à la règle des coutures sont admissibles sous certaines conditions (article I.A.107,22).

Le principe des dérogations est que la transmission des efforts entre poutrelles et table de compression doit rester assurée même en absence de « collage » entre les deux bétons.

Commentaire

On vise ici le « collage » aléatoire existant à l'interface des deux bétons, indépendamment de l'état de surface des poutrelles.

Il en résulte que ces dérogations tiennent compte des facteurs suivants, qui sont appréciés dans les Avis Techniques :

- importance des sollicitations sur la surface de contact ;
- forme de la poutrelle ;
- forme de la section du béton coulé en œuvre, entourant la poutrelle, intervenant sur la facilité du remplissage, sur l'efficacité des clavetages et sur les risques de fissuration (voir article I.A.103,22) ;

- rugosité des flancs et du dessus des âmes des poutrelles ;
- caractéristiques des entrevous du point de vue principalement de leurs variations dimensionnelles, intervenant sur l'efficacité des clavetages ;
- armature du béton coulé en œuvre dans la mesure où elle s'oppose à l'ouverture d'une éventuelle fissure au-dessus de la poutrelle.

L'article I.A.107,22 donne le détail des cas où la dérogation à la règle des coutures est admise, ses conditions, son calcul et sa limite (effort tranchant limite V_{wu}).

Dans les autres cas ($V_{Ed} > V_{wu}$), des armatures de couture doivent être disposées au moins sur les tiers extrêmes des portées. Elles sont de type usuel ou constituées soit par des poutrelles en treillis métallique soudé (voir chapitre I.A.2), soit par des grecques dans les conditions ci-après.

Cette vérification est à faire dans tous les cas en section d'appui, que les poutrelles comportent ou non des étriers.

107,21 Grecques de couture

On appelle grecques des armatures continues pliées à branches quasi verticales, placées en une nappe dans le plan longitudinal médian des poutrelles et dont les boucles sortent en attente de la face supérieure des poutrelles.

Elles sont admises dans les conditions du tableau qui suit. Les branches extrêmes des grecques doivent être repliées pour assurer leur ancrage.

Diamètre de l'armature en boucles (mm)	4	5	5	6	6	6	7	8
Longueur minimale de dépassement des boucles au-dessus de la poutrelle (mm)	50	50	60	60	70	80	80	80
Longueur minimale de boucle ancrée dans la poutrelle (mm)	80	80	80	80	100	120	120	120
Espacement (distance entre les sommets des boucles [mm])	80	80	80	80	90	100	120	120
Section de l'armature en boucles pour une longueur de 1 m (mm ²)	310	490	490	710	630	570	640	840
Résistance à l'état limite ultime par boucle (kN)								
– $f_{yk} = 235$ MPa	5,1(a)	8(a)	8(a)	11,6(a)	11,6(a)	11,6(a)	15,7(a)	20,4(a)
– $f_{yk} = 400$ MPa ou 500 MPa	8(b)	8(b)	11,6(b)	11,6(b)	15,7(c)	19,7(a)	20,4(b)	20,4(b)
Résistance ultime au cisaillement par poutrelle (kN) en fonction du bras de levier z (mm)								
– $f_{yk} = 235$ MPa	0,064z	0,10z	0,10z	0,15z	0,13z	0,12z	0,13z	0,17z
– $f_{yk} = 400$ MPa ou 500 MPa	0,10z	0,10z	0,15z	0,15z	0,18z	0,20z	0,17z	0,17z

Commentaire

Lorsque l'épaisseur de béton coulé en place au-dessus de la poutrelle n'est pas suffisante pour la longueur de dépassement minimale de la boucle, il convient d'utiliser des armatures en boucles avec une barre continue soudée au sommet des boucles (ayant la même nuance d'acier et le même diamètre). Dans ce cas, il convient de réduire la longueur minimale de dépassement des boucles de la poutrelle en appliquant un facteur égal à 0,6, les valeurs de la résistance à ELU restant inchangées.

Si les boucles inférieures dans la poutrelle sont au niveau des armatures longitudinales les plus basses, les longueurs d'ancrage données dans le tableau ne sont pas requises.

Il est possible d'utiliser des boucles avec un espacement inférieur aux valeurs données dans le tableau sous réserve de satisfaire les conditions suivantes :

- l'espacement n'est pas inférieur à 80 mm ;
- prendre pour ces boucles la résistance à l'ELU donnée dans le tableau pour une boucle ayant le même diamètre et la même longueur de dépassement, avec un espacement inférieur ou égal à l'espacement considéré.

Si la classe de résistance du béton coulé en place est supérieure à C20/25 (c'est-à-dire $f_{ck} > 20$ MPa), il est possible :

- d'augmenter les résistances à l'ELU par boucle dans un rapport de $f_{ctk0,05}/1,5$ sans dépasser la résistance correspondant à la limite d'élasticité de calcul de l'armature ($f_{ctk0,05}$ est la résistance caractéristique à la traction directe du béton coulé en place) ;
- de réduire la longueur d'ancrage de la boucle dans un rapport de $(f_{ctk0,05}/1,5)^{(1/2)}$.

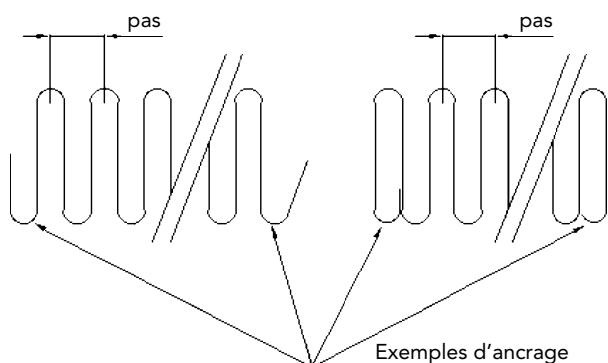
La résistance ultime au cisaillement est égale à la résistance à l'ELU par boucle multipliée par le rapport du bras de levier z à l'espacement entre les sommets des boucles.

Les valeurs d'effort par boucle ont été limitées de la façon suivante :

- pour les valeurs (a) : par la valeur de la contrainte de traction ultime de l'acier utilisé soit 235/1,15 = 204 MPa pour l'acier doux et 400/1,15 = 348 MPa pour l'acier B400 ; pour les aciers de nuance plus forte (B500), on considère que l'ancrage dans le béton n'est pas amélioré et on conserve les valeurs indiquées pour l'acier B400 ;
- pour les valeurs (b) : par celles données pour les grecques en acier doux de plus gros diamètre pour le même dépassement ;
- pour la valeur (c) par proportionnalité au carré du dépassement à partir de la valeur donnée pour un grecque de même diamètre et de même nuance d'acier.

Exemple :

$$15,7 = 11,6 \times 7^2/6^2 \text{ kN}$$



107,22 Dérogation à la règle des coutures – Conditions à remplir et vérifications à effectuer

Cette dérogation n'est acceptable que dans le cadre de la procédure d'Avis Technique avec autocontrôle surveillé.

107,221 Conditions communes d'utilisation des planchers

Il peut être dérogé à la règle des coutures dans les cas d'utilisation autres que :

- les planchers soumis à des chocs répétés ou supportant des charges donnant lieu à des phénomènes de fatigue ;
- les planchers en encorbellement (voir article I.A.105,6).

107,222 Conditions communes de forme de clavetages

Ces conditions, nécessaires pour pouvoir déroger à la règle des coutures, sont données à l'article I.A.103,22.

107,223 Conditions communes d'état de surface des poutrelles

Les caractéristiques des états de surface courants des poutrelles (surface supérieure et côtés) sont renseignées au chapitre 4.3.2.2 et au tableau 3 de la NF EN 15037-1.

D'autres états de surface peuvent être appréciés dans les Avis Techniques par le Groupe spécialisé n° 3, éventuellement par recours à l'expérimentation, en tenant compte des autres facteurs intervenant dans l'efficacité des clavetages en béton.

La reproductibilité de l'état de surface et de forme des poutrelles est appréciée dans le cadre de la procédure de certification, en fonction des facteurs intervenant dans le processus de fabrication.

Commentaire

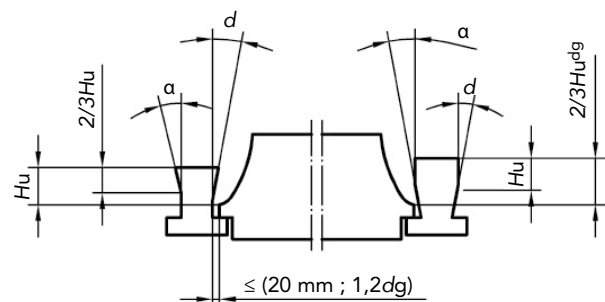
La transmission des efforts entre béton coulé en œuvre et poutrelles est possible si les flancs et le dessus des âmes des poutrelles présentent :

- soit des indentations (empreintes, crans, etc.) ;
- soit une rugosité ;
- soit une contre-dépouille suffisante des flancs et rugosité, ou un crantage, sur le dessus de la poutrelle ;
- soit une combinaison des états précédents.

Pour être prise en considération, la contre-dépouille des flancs doit présenter en partie utile (c'est-à-dire au-dessus du niveau d'arrêt du contour de liaison, défini à l'article I.A.107,224 qui suit) simultanément une pente minimale de 6 % ($\tan \alpha$) par rapport à la verticale et un débord minimal $d \geq 4$ mm.

Commentaire

Des indentations quasi verticales sur les flancs peuvent, suivant leur profil et leur fréquence, permettre de se dispenser de la rugosité et de la contre-dépouille.



107,224 Vérifications communes relatives à la liaison entre les deux bétons

La contrainte sollicitante ultime moyenne de glissement est définie par $v_{Edi} = g_u/c$, g_u étant l'effort unitaire de glissement à l'état limite ultime donné par : $g_u = V_{Ed}/z$.

On vérifie que cette contrainte sollicitante moyenne de glissement v_{Edi} sur le contour « c » de liaison défini ci-après, reste inférieure à la contrainte résistante limite V_{Rdi} .

Commentaire

Dans le cas général, cette contrainte moyenne de glissement limite à l'état ultime est prise égale à :

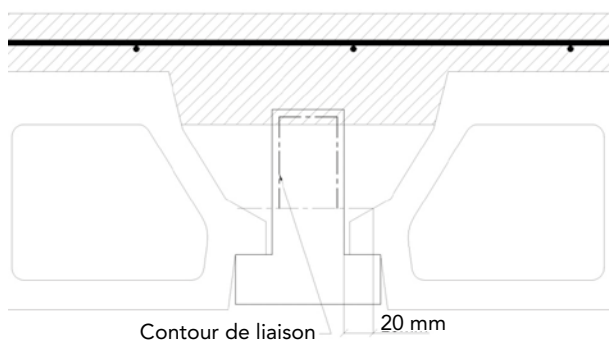
$$V_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

Les valeurs de cf_{ctd} et de μ sont renseignées dans le tableau 3 de la NF EN 15037-1 en fonction de l'état de surface des poutrelles.

Pour les cas non traités dans le tableau 3 de la NF EN 15037-1, les valeurs sont fixées dans les Avis Techniques.

La longueur « c » du contour de liaison entre les deux bétons peut être évaluée conventionnellement sans tenir compte des inclinaisons que peuvent présenter les flancs de l'âme de la poutrelle. Conventionnellement aussi, ce contour est arrêté dans les conditions suivantes :

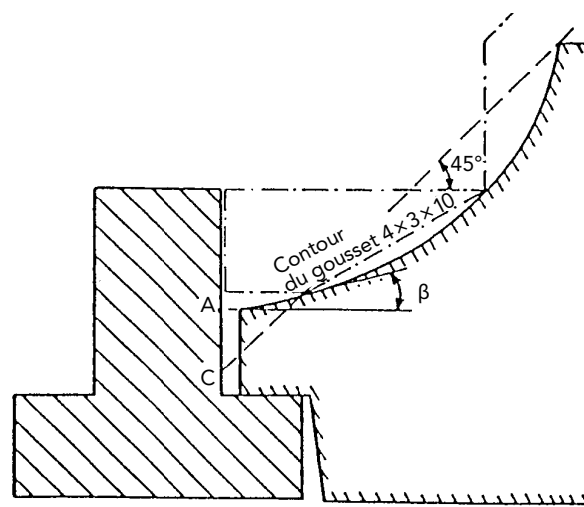
- pour les entrevous de coffrage résistants ou porteurs, longitudinaux (alvéoles parallèles aux poutrelles), dès que la largeur entre poutrelle et entrevous est égale à 2 cm, mesurée horizontalement (schéma suivant) ;



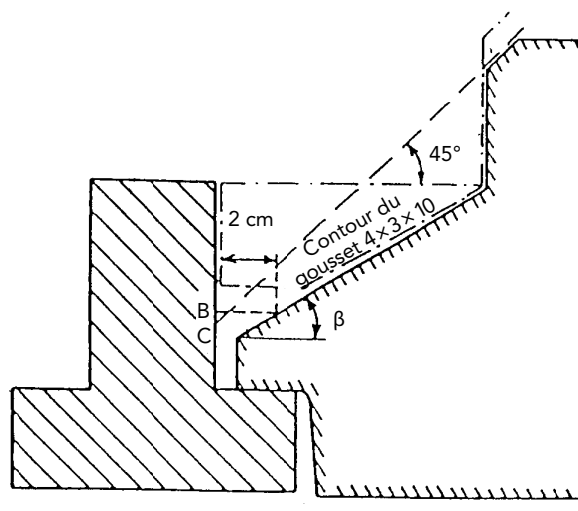
- pour les entrevous de coffrage simple et les entrevous composites ou en plusieurs parties, par le plus haut des niveaux A et C ou B ou C, selon le cas, niveaux définis ainsi :
 - A : niveau supérieur du becquet d'appui de l'entrevous, si l'angle β est tel que $\tan \beta \leq 1/3$,
 - B : niveau pour lequel la largeur entre poutrelle et entrevous est égale à 2 cm, si l'angle β est tel que $\tan \beta > 1/3$,
 - C : niveau donné par l'intersection du flanc de la poutrelle avec le plan à 45° tangent au contour extérieur de l'entrevous ;

Commentaire

La présente description est illustrée par les schémas qui suivent :



① Cas $\tan \beta \leq 1/3$



② Cas $\tan \beta > 1/3$

Dans le cas de figure 1 on retient le niveau A qu'on compare au niveau C. Pour l'exemple choisi, le niveau d'arrêt du contour de liaison est le niveau A puisqu'il est situé au-dessus du niveau C.

Dans le cas de figure 2, on retient le niveau B qu'on compare au niveau C. Pour l'exemple choisi, le niveau d'arrêt du contour de liaison est le niveau B puisqu'il est situé au-dessus du niveau C.

- Le respect de l'article I.A.103,222 relatif à l'inscription du gousset 4 x 3 x 10 dans le béton de clavetage conduit ipso facto à obtenir un niveau d'arrêt du contour de liaison situé à une distance supérieure ou au moins égale à 4 cm du sommet de la poutrelle.
- Les dimensions sont déterminées à partir de dessins effectués aux cotes nominales, sans tenir compte des tolérances de fabrication des éléments et de jeu dans le positionnement.

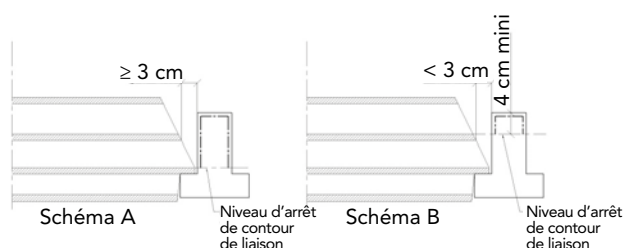
Toutefois cette détermination implique un strict respect des tolérances de fabrication (voir le référentiel de certification QB ou NF pour les poutrelles et le paragraphe « Tolérances » des normes relatives aux entrevous considérés).

- pour les entrevous transversaux (terre cuite), dès que la largeur de passage entre poutrelle et parois horizontales des entrevous est inférieure à 3 cm, mesurée horizontalement. Dans ce cas, le niveau d'arrêt du contour est celui de l'arase supérieure de la paroi horizontale concernée.

Commentaire

Les deux schémas qui suivent explicitent l'application de la prescription aux deux cas courants. Dans le schéma A, le « passage » est suffisant pour que la liaison se fasse jusqu'au talon de la poutrelle (à l'épaisseur près de la paroi horizontale qui s'appuie sur les ailes du talon) ; dans le schéma B, le « passage » insuffisant limite ipso facto le contour de liaison à prendre en compte.

On rappelle que, en conséquence des prescriptions de l'article I.A.103.221, la dérogation-couture n'est acceptable que si la distance entre le niveau d'arrêt du contour de liaison et le niveau supérieur de la poutrelle est au moins égale à 4 cm.

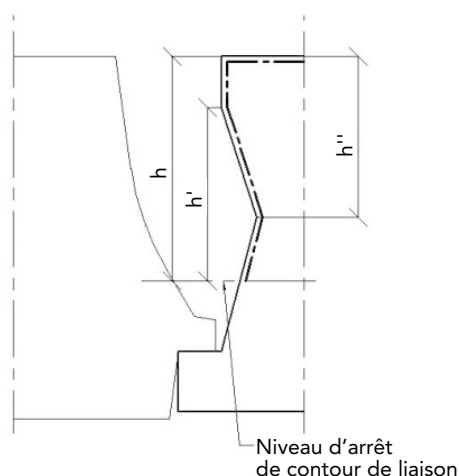


- Cas de la contre-dépouille

Commentaire

Il est rappelé que sa prise en considération suppose une pente au moins égale à 6 % sur la verticale et un débord minimal de 4 mm (article I.A. 107.223).

La longueur du contour de liaison est évaluée selon la règle conventionnelle ci-avant, à condition de satisfaire aux deux conditions suivantes (avec les notations du schéma) :



$$h' \geq 2/3 h$$

sinon la hauteur h est remplacée par $3/2 h'$ dans l'évaluation de la longueur du contour ;

$$h'' \geq 2/3 h$$

pour les poutrelles en béton armé ne faisant pas l'objet d'un autocontrôle surveillé de la fabrication ;

$h'' \geq 1/2 h$ pour les poutrelles en béton précontraint, sinon la hauteur h est remplacée par $3/2 h''$ ou $2 h''$ selon le type de poutrelle, dans l'évaluation de la longueur du contour.

Commentaire

- Si aucune des deux conditions n'est satisfaite, on évalue la longueur du contour en remplaçant la hauteur h de clavetage par la plus pénalisante des deux valeurs $3/2 h'$ et $3/2 h''$ (ou $2 h''$).

- Les conditions précédentes sont équivalentes à des vérifications de non-cisaillement selon un plan quasi vertical soit du béton de clavetage sur la hauteur h' avec

$$\tau_{cu} = 0,75 \text{ MPa}$$

soit du béton de poutrelle sur la hauteur h' avec

$$\tau_{pu} = 1,2 \text{ MPa}$$

pour les poutrelles en béton précontraint.

Pour la vérification sur h'', des fractions différentes de 2/3 et 1/2 pourraient être admises par le Groupe spécialisé n° 3 en fonction des valeurs plus élevées de τ_{cu} et τ_{pu} qu'il retiendrait.

- Cas particulier des montages à poutrelles jumelées

Le contour « c » de liaison comprend la partie des flancs extérieurs des deux poutrelles, arrêtée comme dit précédemment, leurs faces supérieures et, à condition que la distance entre arêtes supérieures en regard des poutrelles soit au moins égale à 4 cm, la hauteur cumulée des flancs internes, sous réserve de la vérification du cisaillement du « tenon » de béton coulé en œuvre entre les poutrelles, la contrainte limite de calcul étant fixée à $0,03.f_{ck}$, valant 0,75 MPa pour un béton C25/30.

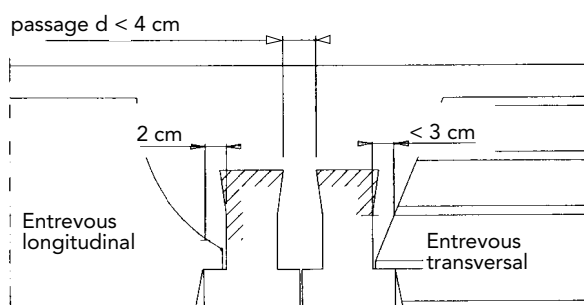
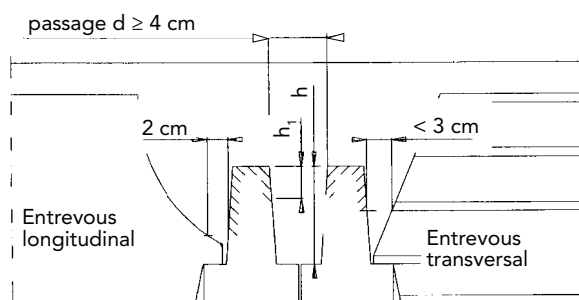
Commentaire

Avec les notations figurant sur le schéma ci-après, cette vérification consiste à limiter s'il y a lieu la hauteur « h » des flancs de poutrelle en regard à une hauteur « h₁ » telle que :

$$2h_1 \tau_{cu} = 0,75 d$$

Si la distance de passage susmentionnée est inférieure à 4 cm, on ne prend pas en compte les flancs internes en regard des poutrelles.

Les schémas qui suivent montrent, dans les deux cas, les contours de liaison « c » à prendre en compte.



107,225 Cas particulier des montages sans table de compression complète coulée en œuvre, pour lesquels on a $e < 3$ cm

Lorsque l'épaisseur « e » de béton au-dessus de la poutrelle est inférieure à 3 cm, il n'est plus possible d'ancrer des armatures au-dessus de la poutrelle.

Il en résulte les deux conséquences suivantes :

- le montage ne présente plus de dalle de répartition ;

Commentaire

Toutefois dans le cas d'une dalle rapportée en indépendance sur une couche de matériau isolant, conformément aux prescriptions de l'article I.A.110,3, cette dalle peut jouer le rôle de dalle de répartition.

- la couture par armature entre poutrelle et béton coulé en œuvre est impossible.

En dehors des cas ci-après où la liaison entre ces deux bétons est admise (dérogation-couture) dans les Avis Techniques, les poutrelles doivent assurer à elles seules la totalité de la résistance du plancher fini.

Conditions d'acceptation d'une liaison sans couture entre le béton coulé en œuvre et la poutrelle (dérogation-couture)

Les quatre conditions suivantes doivent être remplies simultanément :

- les flancs des poutrelles présentent des indentations dont l'efficacité est reconnue par le Groupe spécialisé n° 3 ;
- les entrevous sont en terre cuite exclusivement et leurs formes satisfont aux prescriptions de l'article I.A.103,221 relatif au dimensionnement des clavetages dans les cas de dérogation-couture ;
- lorsque les entrevous en terre cuite sont des entrevous de coffrage, l'épaisseur h_0 de béton au-dessus de ces entrevous n'est pas supérieure à 5 cm ;
- le moment résistant de la poutrelle seule peut équilibrer au moins 80 % du moment sollicitant du montage, calculé en service pour les poutrelles en béton armé et à rupture pour les poutrelles en béton précontraint.

Conditions de calcul

lorsqu'il y a prise en compte du béton de clavetage

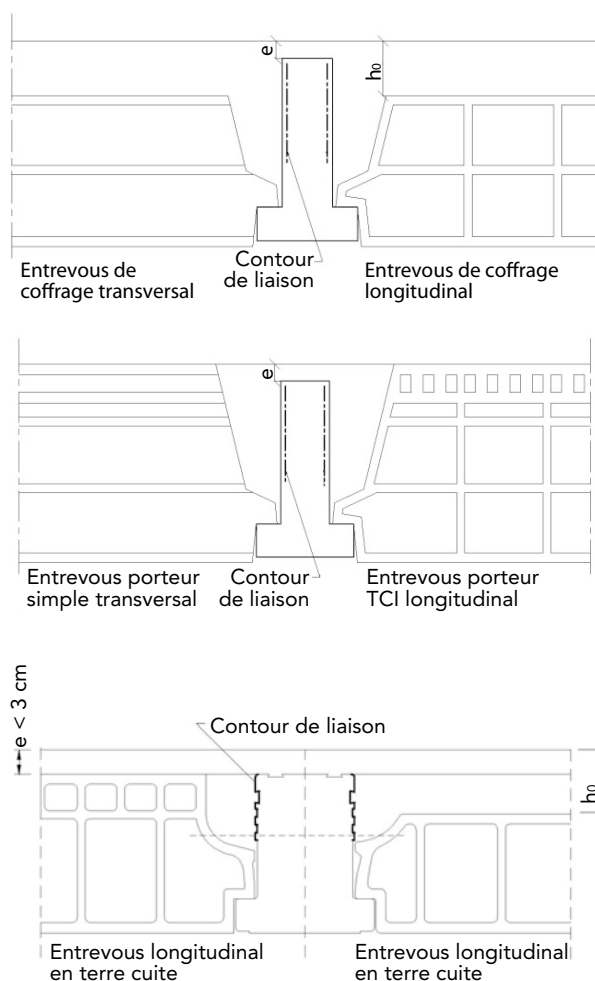
Commentaire

Il est rappelé que dans la détermination de la section résistante du plancher on néglige la partie de béton située au-dessus de la poutrelle.

Le contour « c » de liaison entre les deux bétons, à prendre en compte dans cette vérification, est limité à la partie utile des flancs des poutrelles, partie sur laquelle règnent les indentations.

Commentaire

- Même si des indentations existent sur la face supérieure de la poutrelle, celle-ci n'est pas prise en compte dans le contour « c » du fait de l'insuffisance de l'épaisseur « e » du béton.
- Si les indentations règnent sur toute la hauteur des flancs des poutrelles, le contour de liaison est arrêté conventionnellement comme indiqué ci-avant à l'article I.A.107,224.



107,3 Vérifications proprement dites d'effort tranchant dans la nervure rendue monolithe

107,31 Planchers sans étriers

Les planchers répondant aux prescriptions de l'article I.A.107,2 peuvent être utilisés sans armatures transversales d'effort tranchant si la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement, v_{Ed} , calculée au niveau le plus défavorable, est telle que :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_i \cdot z} \leq \tau_{cu} \text{ avec :}$$

$$\tau_{cu} = 0,03 f_{ck}$$

v_{Ed} : valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'ELU

b_i : largeur de la section au niveau considéré

z : bras de levier de la section à l'ELU

$z = 0,9 d$ pour les poutrelles en béton armé

$z = I/S$ pour les poutrelles en béton précontraint (I est le moment d'inertie de la section par rapport à la fibre neutre, S est le moment statique calculé au niveau considéré)

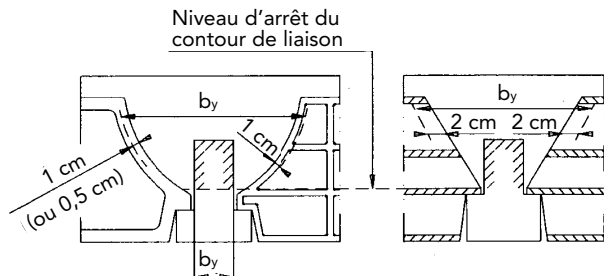
d : hauteur utile

f_{ck} : résistance caractéristique en compression du béton coulé en œuvre

Ces vérifications sont explicitées aux articles I.A. 208 pour les planchers à poutrelles légères en treillis métalliques et I.A. 310 pour les planchers à poutrelles en béton précontraint.

Conventionnellement, on admet que, au-dessus du niveau du contour de la liaison, la largeur est égale à la largeur de la nervure augmentée de part et d'autre de :

- 1 cm pour les entrevous en béton de granulats courants et pour les entrevous longitudinaux en terre cuite ;



- 0,5 cm pour les entrevous résistants en béton de granulats légers ;
- 2 cm pour les entrevous transversaux en terre cuite.

Commentaire

Ces valeurs tiennent compte des épaisseurs moyennes courantes des parois d'entrevous affectées d'un coefficient de pondération selon les caractéristiques mécaniques des matériaux ou de la prise en compte forfaitaire de la pénétration du béton des nervures dans les alvéoles des entrevous transversaux en terre cuite.

La largeur b_l est limitée à la seule largeur de la nervure dans le cas d'entrevous de coffrage simple et dans le cas d'entrevous de coffrage résistants en deux parties, sauf indications contraires figurant dans les Avis Techniques.

Si, à un niveau quelconque, la contrainte de cisaillement de calcul à l'ELU dépasse la contrainte correspondante à ce même niveau, il y a lieu d'armer transversalement la nervure par des étriers conformément à l'article I.A. 107,32.

107,32 Planchers avec étriers

107,321 Définition des étriers

Les étriers sont des armatures transversales qui, par définition, assurent la liaison entre la membrure comprimée et la membrure tendue. Ils doivent être ancrés ou liés mécaniquement à celles-ci.

Les conditions d'utilisation de grecques comme étriers sont définies dans les Avis Techniques.

107,322 Contraintes tangentes maximales et dimensionnement des étriers

Si la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement v_{Ed} , calculée aux niveaux considérés à l'article I.A. 107,31, est supérieure à $0,03 f_{ck}$, il convient que des étriers soient placés sur la hauteur de la section résistante.

Le dimensionnement des étriers devra être effectué conformément aux prescriptions du chapitre 6.2 de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

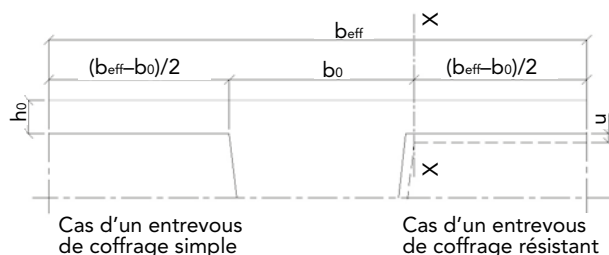
107,4 Liaison des tables de compression aux nervures

La vérification au cisaillement entre les parties des tables de compression situées de part et d'autre des nervures et les nervures doit être effectuée conformément aux prescriptions de l'article 6.2.4 de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

Dans cette vérification, on tient compte de l'épaisseur de la table coulée en place majorée conventionnellement de $u = 1$ cm dans le cas d'entrevous en béton de granulats courants ou en terre cuite et de $u = 0,5$ cm dans le cas d'entrevous résistants de granulats légers.

Dans le cas des tables de compression composites, les dimensions de la table (épaisseur h_0) à prendre en compte sont définies à l'article I.A. 105,32.

Le schéma ci-dessous définit le plan vertical x-x de jonction à considérer dans le calcul.



La liaison de la table de compression aux nervures des planchers à table de compression composite, qui prennent en compte les parois supérieures des entrevous porteurs TCI, se faisant par « collage », ces montages ne sont utilisables que pour les charges d'exploitation essentiellement statiques et sont notamment exclus pour certains emplois en zone sismique (voir article I.A. 112).

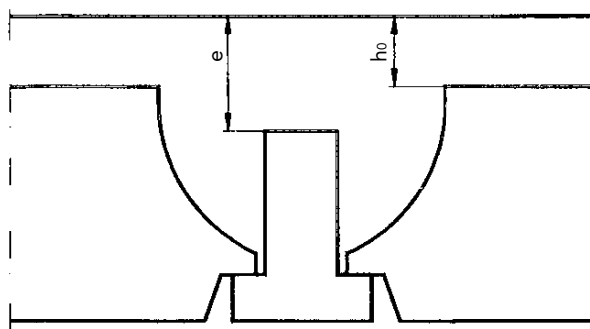
Si toutes les prescriptions concernant la stabilité et les déformations du plancher sont justifiées en ne considérant que les nervures isolées, il est alors inutile de vérifier la liaison hourdis-nervure.

107,5 Exemples d'application à des montages courants

107,51 Planchers à dalle de répartition formant table de compression

Commentaire

Il s'agit de montages pour lesquels on a simultanément $h_0 \geq 4$ cm et $e \geq 3$ cm.



107,511 Les entrevous sont monolithes (entrevous de coffrage simple ou résistants)

- Si $3 \text{ cm} \leq e < 4 \text{ cm}$

Il est impossible d'ancrer les grecques de couture dans le béton coulé en œuvre : ce dernier ne peut donc être pris en compte dans la section résistante que si les conditions de dérogation à la règle des coutures sont satisfaites ; sinon, les poutrelles doivent assurer à elles seules la totalité de la résistance.

- Si $4 \text{ cm} \leq e < 6 \text{ cm}$

L'ancrage des grecques de couture éventuellement nécessaires dans le béton coulé en œuvre n'est possible que si ces grecques comportent une barre filante soudée au sommet des boucles.

- Si $e \geq 6 \text{ cm}$

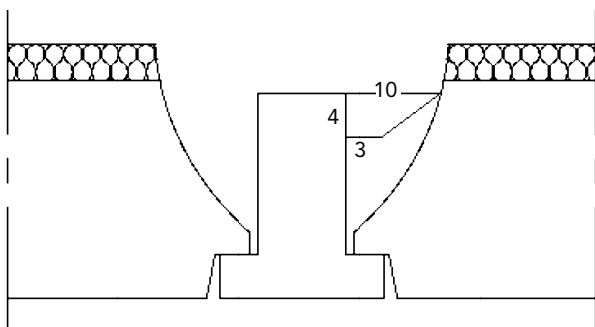
Aucune restriction.

107,512 Les entrevous composites

Commentaire

Ce sont par exemple des entrevous de coffrage dits résistants surmontés d'un bloc en matériau isolant (polystyrène expansé, par exemple). Ils sont définis à l'article I.A.1, 711.

- Les conditions de dérogation à la règle des coutures sont celles relatives aux entrevous de coffrage simple (en particulier, la condition du gousset $4 \times 3 \times 10 \text{ cm}$ défini à l'article I.A.103,222).
- La prise en compte des parois latérales des entrevous résistants longitudinaux dans la largeur de la nervure n'est pas admise pour les vérifications des contraintes de cisaillement (vérifications relatives à V_{cu}).

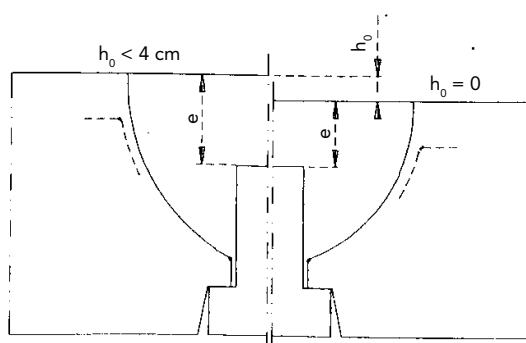


107,52 Planchers sans table de compression complète coulée en œuvre

Commentaire

Il s'agit des montages pour lesquels on a $h_0 < 4 \text{ cm}$.

107,521 Planchers avec table de compression composite, faisant intervenir des entrevous porteurs TCI



Les possibilités de dérogation à la règle des coutures sont données par le tableau suivant :

Nature des entrevous	Si $e < 3 \text{ cm}$	Si $e \geq 3 \text{ cm}$
Béton	Calcul sur poutrelles seules Emplois strictement limités aux cas prévus dans les Avis Techniques	Les poutrelles doivent présenter des indentations verticales sur leurs flancs ou bien une âme avec contre-dépouille, une rugosité suffisante sur leurs flancs et une forte rugosité sur le dessus de l'âme. Les planchers doivent présenter de plus des chaînages transversaux conformément à l'article I.A.110,14.
Terre cuite	Les poutrelles doivent présenter des indentations verticales sur leurs flancs (voir article I.A.107,223).	Les poutrelles doivent présenter une forte rugosité sur leurs flancs et le dessus de l'âme ou bien une âme avec contre-dépouille et une rugosité normale sur leurs flancs et le dessus de l'âme.

Commentaire

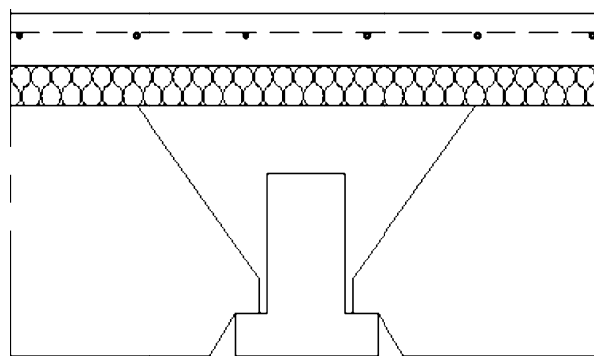
Les conditions de dérogation à la règle des coutures sont plus sévères dans le cas des montages avec entrevous en béton par rapport au cas des montages avec entrevous en terre cuite, en raison de la tendance au retrait des entrevous en béton, défavorable au blocage des poutrelles, retrait auquel s'oppose l'effet de chaînage de la dalle de répartition armée lorsqu'elle est complète.

107,522 Planchers avec dalle de répartition indépendante

Commentaire

C'est le cas des planchers comportant une couche uniforme d'un matériau isolant sur laquelle on coule en œuvre la dalle de répartition.

Les possibilités de dérogation à la règle des coutures définies ci-avant en I.A.107,521 sont également applicables lorsque les entrevous sont des entrevous porteurs simples ou des entrevous de coffrage résistant (utilisation acceptée seulement sur vide sanitaire).



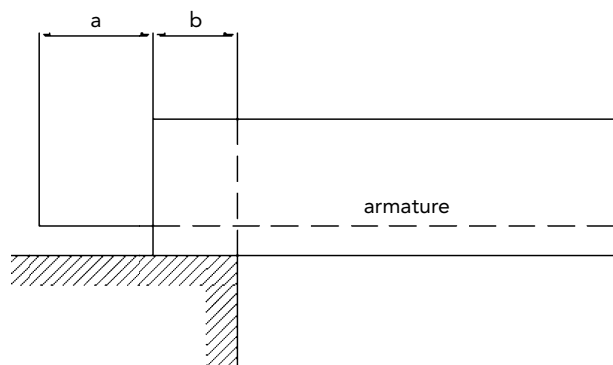
108 Vérification des conditions d'appui des planchers

Commentaire

Les prescriptions qui suivent visent les poutrelles en T renversé en béton précontraint. Pour les poutrelles légères en treillis métallique, se reporter à l'article I.A. 209.

108,1 Cas général

C'est le cas d'appui sur des poutres, murs ou tout autre support en retombée par rapport à la sous-face du plancher.



- a : longueur de dépassement des armatures à l'about des poutrelles
- b : longueur d'appui des poutrelles sur les éléments porteurs

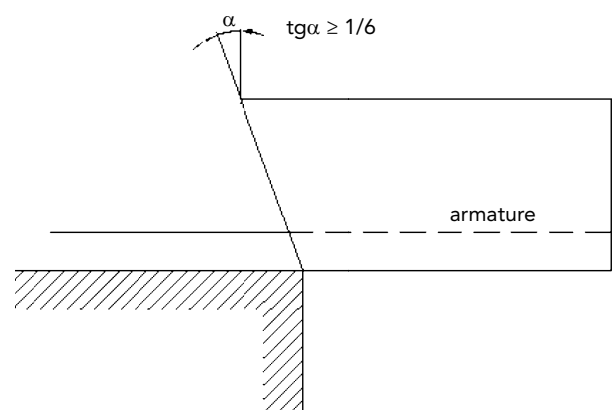
L'une des conditions suivantes doit obligatoirement être satisfaite :

- 1- $b \geq 2$ cm sur les éléments porteurs en béton armé, ou $b \geq 5$ cm sur les éléments porteurs maçonnés.
- 2- La face d'about des poutrelles est rugueuse ou présente éventuellement des indentations horizontales, avec $b \geq 0$.

Commentaire

Les techniques visuelles de fabrication permettent normalement d'obtenir cette rugosité.

- 3- La face d'about est inclinée en surplomb sur l'appui, le fruit n'étant pas inférieur à 1 pour 6, avec $b \geq 0$.



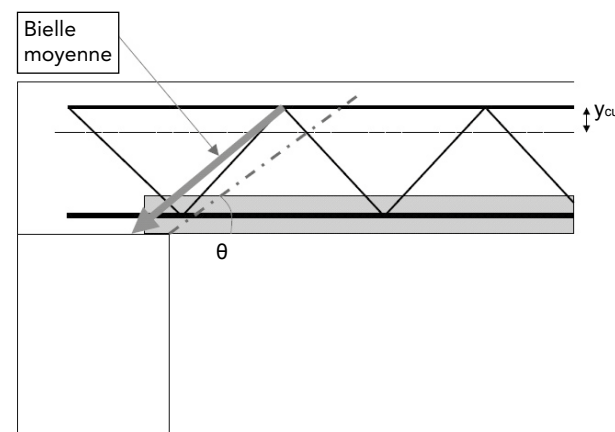
108,11 Ancrage avec des armatures longitudinales inférieures

Les justifications correspondantes sont effectuées à l'ELU. Les armatures d'ancrage doivent sortir en attente et être ancrées au-delà du nu de l'appui. L'effort de traction à ancrer est déterminé conformément à l'article 9.2.1.4 de la NF EN 1992-1-1 en fonction de l'inclinaison θ des bielles de l'âme.

Dans le cas des planchers sans armatures d'effort tranchant (inclinaison des bielles à 45°), l'effort de traction à ancrer est pris égal à $\frac{M_{ED}}{0,9 d} + V_{ED}$ avec un minimum de $1/2 V_{ED}$, M_{ED} étant le moment de continuité sur l'appui considéré pris avec son signe.

Dans le cas des planchers avec armatures d'effort tranchant, il convient de considérer l'inclinaison θ de bielle permettant de mobiliser l'armature transversale (voir schéma ci-dessous), l'angle θ devant être tel que : $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$. L'effort de traction à ancrer s'exprime par :

$$\frac{M_{ED}}{0,9 d} + V_{ED} \cot \theta$$



Lorsque les armatures en chapeaux sont prévues pour équilibrer un moment forfaitaire de $0,15 M_i$, l'ancrage est vérifié sans tenir compte de ce moment dans le calcul de V_{ED} .

L'ancrage des armatures est vérifié selon les prescriptions du paragraphe 8.4 de la NF EN 1992-1-1 modifiées comme il suit.

La vérification est effectuée en considérant un ancrage de l'armature dans le béton armé sur une distance $(a + b)$, en prenant la valeur suivante comme valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence sous l'effet d'une pression transversale :

$$f_{bd} = k \cdot f_{ctk0,05}$$

où :

- k est un coefficient multiplicateur qui prend en compte le pincement de l'armature sur appui du fait de la transmission de la charge à l'appui.

Les valeurs de k dépendent du type d'armature :

$k = 1,30$ pour les armatures de béton armé lisses ou à empreintes et pour les armatures de précontrainte à empreintes ou ondulées,

$k = 2,6$ pour les armatures de béton armé à verrous et pour les armatures de précontrainte (fils ou torons) torsadés ;

- $f_{ctk0,05}$ est la valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 5 %) relative au béton de la zone considérée : béton de la poutrelle préfabriquée sur la distance b et béton coulé en œuvre sur la distance a.

Commentaire

Cette valeur de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} est basée sur l'expérimentation.

Il est rappelé que les aciers lisses tréfilés ne peuvent pas s'ancrer par adhérence.

La longueur d'ancrage retenue est la somme $a + b$. Somme ne devant pas être inférieure à 10 cm.

Commentaire

Dans le cas de poutrelles munies en sous-face d'une fourrure pénétrant sur l'appui en un matériau autre que le béton ou terre cuite, la longueur d'ancrage précédente est comptée à partir de l'extrémité de cette fourrure.

108,12 Vérification de la bielle d'about comprimée

Cette vérification doit être effectuée conformément au paragraphe 6.5 de la NF EN 1992-1-1.

Dans les cas courants cette vérification n'est pas déterminante.

À l'appui simple d'about d'une poutrelle, on admet que les charges sont transmises par l'intermédiaire d'une bielle unique, dite bielle d'about, inclinée d'un angle θ .

On doit vérifier que :

$$\sigma_{Ed, \text{bielle}} \leq \sigma_{Rd, \text{max}} \text{ où :}$$

- $\sigma_{Ed, \text{bielle}}$ est la contrainte de compression sollicitante dans la bielle d'about ;
- $\sigma_{Rd, \text{max}}$ est la valeur de calcul de la contrainte de compression admissible dans la bielle d'about.

La valeur de calcul des contraintes de compression admissibles $\sigma_{Rd, \text{max}}$ est spécifiée à l'article 6.5.4 (4) b. de la NF EN 1992-1-1, soit $\sigma_{Rd, \text{max}} = 0,85 (1 - f_{ck}/250) f_{cd}$.

Dans le cas courant d'une bielle inclinée à 45° (correspondant au cas des planchers sans armatures d'effort tranchant), on a :

$$\sigma_{Ed, \text{bielle}} = (2 \cdot V_{Ed} / \sqrt{2}) / (b_{\text{appui}} \cdot a_2) \text{ où :}$$

- b_{appui} est la largeur du talon de la poutrelle ;
- a_2 est la largeur de la bielle d'about conformément à l'article 6.5.4 (4) b. de la NF EN 1992-1-1.

Dans le cas particulier d'une inclinaison θ différente de la bielle d'about, on a :

$$\sigma_{Ed, \text{bielle}} = (V_{Ed} / \sin \theta) / (b_{\text{appui}} \cdot a_2)$$

L'effort tranchant engendre un effort de traction supplémentaire dans les armatures longitudinales (effort de traction plus important pour des inclinaisons plus faibles) qui devront être dimensionnées en conséquence.

108,2 Cas particuliers

Commentaire

Dans les cas qui suivent, la vérification de la bielle d'about comprimée est effectuée comme indiqué en I.A. 108,12.

108,21 Cas des poutrelles sans armature longitudinale en attente

Si les poutrelles n'ont pas d'armature dépassante à leurs extrémités, la longueur d'appui minimale effective des poutrelles résulte de la vérification de l'ancrage en situations permanentes et accidentelles, avec une cote minimale effective de 60 mm.

Dans le cas de poutrelles à treillis, il convient de respecter les prescriptions au chapitre 209 du présent CPT.

La cote nominale correspond à celle présente sur les dessins, croquis à partir de laquelle les tolérances admissibles sont calculées.

La cote effective est celle observée sur le montage effectué. Elle est obtenue par mesure et doit être comprise dans la tolérance.

108,22 Cas des poutrelles comportant des barres relevées

Il peut être admis une longueur d'appui nulle des poutrelles ($b = 0$), si des barres relevées ancrées au-delà du nu de l'appui équilibrent la totalité de l'effort tranchant et si les armatures inférieures sont ancrées pour la valeur de $V_{Ed} / 3$, sous réserve que la face d'about des poutrelles satisfasse à l'une ou l'autre des conditions (2) et (3) de l'article I.A. 108,1.

108,23 Cas des éléments porteurs sans soffite (poutres noyées ou poutres extradossées)

L'une ou l'autre des dispositions suivantes doit être adoptée :

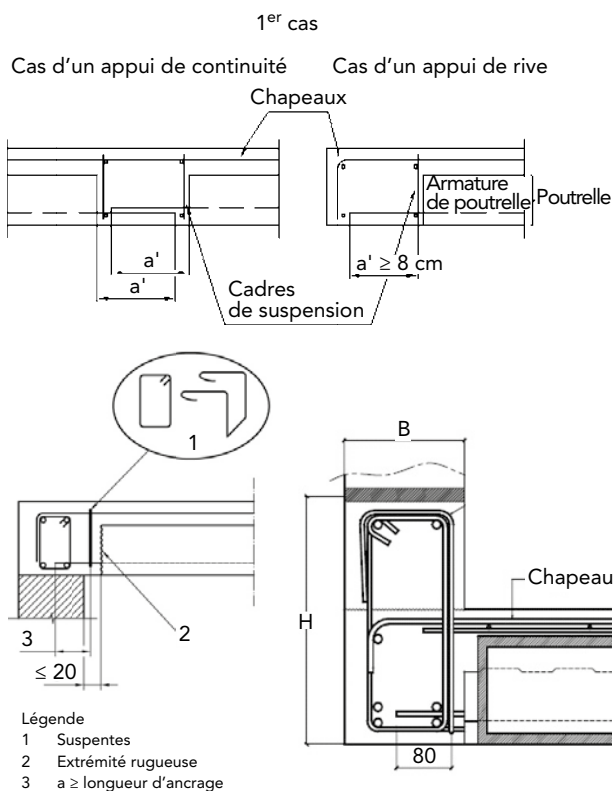
1° Possibilité d'utiliser des barres relevées

La poutrelle ne pénétrant pas dans l'élément porteur, les armatures inférieures doivent être ancrées pour la valeur de $V_{Ed} / 3$ et des barres relevées, convenablement ancrées au-delà du plan de reprise de l'élément porteur, doivent équilibrer la totalité de l'effort tranchant.

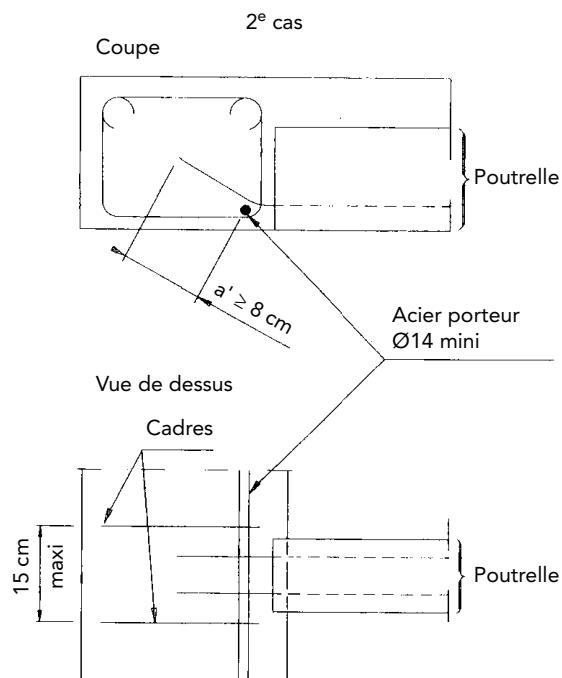
2° Possibilité d'utiliser des armatures de suspension

La face d'about des poutrelles doit satisfaire à l'une ou l'autre des conditions (2) et (3) de l'article I.A. 108,1.

Les armatures longitudinales des poutrelles doivent être ancrées d'une longueur $a' \geq 8$ cm à partir de l'armature de suspension ; cet ancrage est vérifié selon les prescriptions du paragraphe 8.4 de la NF EN 1992-1-1, en particulier en ce qui concerne la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} explicitée à l'article 8.4.2 de la NF EN 1992-1-1 (l'effet de pincement n'existe pas dans ce cas).

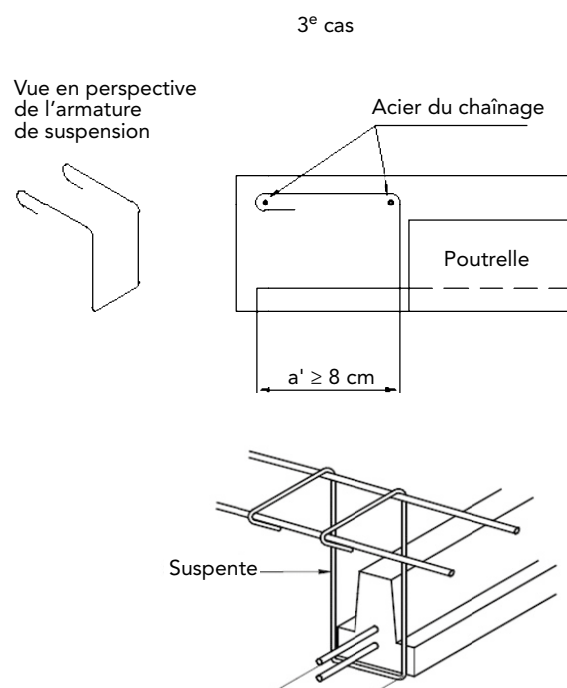


Les cadres de suspension doivent équilibrer la totalité de l'effort tranchant et entourer les armatures des poutrelles et les chapeaux.



Les charges peuvent être relevées par deux cadres appartenant à l'élément porteur, espacés au maximum de 15 cm, à condition que les aciers de la poutrelle appuient sur un acier longitudinal de l'élément porteur, de diamètre 14 mm au minimum.

Seul le brin de chaque cadre, voisin de l'about de la poutrelle, est pris en compte pour relever la totalité de la charge.

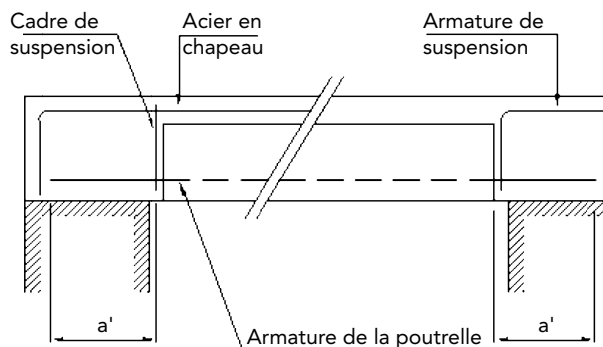


Les brins verticaux de l'armature de suspension doivent relever la totalité de l'effort tranchant V_{Ed} .

108,24 Cas de repos effectif insuffisant ou nul

Lorsqu'il est constaté sur le chantier que les prescriptions de l'article I.A.108,1 ne sont pas respectées, les dispositions qui suivent peuvent être adoptées. Cependant, elles ne sont acceptables que si l'about de la poutrelle n'est pas à plus de 2 cm du nu de l'appui.

Dans ce cas, les solutions exposées au 1^{er} et 3^e cas de l'alinéa précédent sont applicables à condition de s'assurer que la longueur a' soit suffisante, l'ancrage étant vérifié suivant l'article I.A.108,11, et que l'about de la poutrelle satisfasse à l'une ou l'autre des conditions (2) et (3) de l'article I.A.108,1.



109 Résistance aux charges concentrées – Solidarisation transversale

109,1 Généralités

Quel que ce soit le type de charges prises en compte dans les calculs (charges uniformément réparties ou concentrées), un plancher doit résister à des sollicitations :

- locales telles que le poinçonnement dans le cas des charges ponctuelles ;
- d'ensemble par effet de répartition transversale.

Commentaire

Lorsque les charges de calcul sont considérées uniformément réparties, comme c'est le cas pour la majorité des charges d'exploitation définies par la NF EN 1991-1-1 et la NF P06-111-02, elles sont censées couvrir pour les autres vérifications les effets d'un ensemble de charges, soit uniformément réparties mais régnant sur des surfaces restreintes, soit concentrées (par exemple, pieds de meubles, cloisons, etc.), mettant en jeu les sollicitations visées dans cet article.

Lorsque les charges concentrées sont d'une importance telle que leurs effets ne peuvent pas être couverts par le cas précédent, il faut les prendre en compte en intensité et en localisation. Elles doivent donc être définies dans les DPM. Ce peut être le cas :

- de charges ponctuelles, par exemple poids d'un meuble lourd, potelet, etc. ;
- de charges localisées, par exemple cheminées ;
- de charges linéaires, par exemple cloisons lourdes.

De même, la face inférieure des entrevous peut être sollicitée du fait que les cloisons de distribution des locaux lorsqu'elles sont parallèles aux poutrelles, forment appuis parasites par suite des fléchissements différés des planchers et des déformations de la structure ou des cloisons. L'expérience montre que les mesures de désolidarisation usuellement prises sont suffisantes à cet égard.

La résistance à ces sollicitations est vérifiée soit expérimentalement, soit par le calcul.

L'appréciation expérimentale repose sur les essais suivants, effectués sur plancher complet :

- essai de pénétration (voir article I.A.109,21), vis-à-vis des sollicitations locales ;
- essai de solidarisation transversale (voir article I.A.109,31), vis-à-vis des sollicitations d'ensemble.

Commentaire

Par contre, l'essai de poinçonnement-flexion sur entrevous, portant sur un composant isolé, ne fournit pas directement d'élément d'appréciation quant au comportement du plancher complet.

Vis-à-vis de ces sollicitations, il y a lieu de distinguer les planchers avec dalle de répartition coulée en œuvre et solidaire des nervures, des planchers sans dalle, donc à entrevous porteurs.

109,2 Résistance aux sollicitations locales

109,21 Essai de pénétration

La définition et les modalités de cet essai sont données en *Annexe III* du présent chapitre.

Commentaire

Cet essai concerne le plancher fini, comportant son revêtement de sol. La charge ultime de l'essai ne doit pas être inférieure à 5 kN pour les planchers courants des bâtiments cités à l'article 6.3.1 de la NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale NF P06-111-02, pour lesquels les valeurs des charges d'exploitation à prendre en compte sont comprises entre 1,5 et 5 kN/m². La valeur de cette charge ultime a été fixée en admettant un coefficient de sécurité de 2,5 par rapport à la charge d'exploitation concentrée Q_k (voir tableau 6.2 de la NF P06-111-02) des bâtiments de catégorie A définis au paragraphe 6.3.1 de la NF EN 1991-1-1.

Dans les conditions qui précèdent, il est admis que l'essai de pénétration enveloppe aussi la transmission aux nervures des charges considérées uniformément réparties.

109,22 Cas des planchers à dalle de répartition coulée en œuvre et solidaire des nervures

Il convient de s'assurer que les charges uniformément réparties ou concentrées peuvent être transmises aux poutrelles si celles-ci ne se trouvent pas sous la zone d'application.

Commentaire

En ce qui concerne les charges concentrées, on peut se reporter à l'Annexe III du chapitre II.A.1 du titre II du CPT « Planchers » concernant les planchers coulés sur prédalles.

Dans le cas de charges ponctuelles ou localisées, il est en outre nécessaire de vérifier la condition de résistance au poinçonnement : cette vérification peut être effectuée soit expérimentalement par l'essai de pénétration, soit par le calcul conformément à l'article 6.4 de la NF EN 1992-1-1 en tenant compte de l'influence éventuelle des revêtements de sol.

Commentaire

On peut utilement se reporter à l'article II.A.107,4 du titre II du CPT « Planchers ».

109,23 Cas des planchers sans dalle, à entrevous porteurs

Seul le recours à l'expérimentation permet la justification de la résistance aux sollicitations locales.

109,24 Planchers courants

Dans les limites ci-après :

- les charges d'exploitation sont au plus égales à deux fois la charge permanente et à 5 kN /m² ;
- les charges linéaires ou ponctuelles n'ont pas d'effets plus défavorables que ceux des cloisons de distribution (de poids linéique au plus égal à 2,5 kN/m) définies par la NF EN 1991-1-1 ;
- l'entraxe des poutrelles est au plus égale à 75 cm.

Aucune justification autre que celle relative à la pénétration n'est nécessaire pour les planchers suivants :

- a- les planchers à dalle de répartition coulée en œuvre sur entrevous en béton ou en terre cuite et comportant l'armature de répartition minimale ;
- b- les planchers à dalle de répartition coulée en œuvre sur des entrevous de coffrage simple ou sur des coffrages récupérables, si la dalle a une épaisseur minimale de 5 cm ;
- c- les planchers sans dalle de répartition, à entrevous porteurs en béton ou en terre cuite satisfaisant aux conditions du présent CPT et bloqués par du béton coulé en œuvre.

Commentaire

Dans le présent article, il est tenu compte du fait que les entrevous doivent satisfaire à l'essai de poinçonnement-flexion, défini dans les normes NF EN 15037-2 à 4 et les référentiels de certification QB ou NF, en particulier pour les entrevous porteurs.

109,3 Résistance aux sollicitations d'ensemble : solidarisation transversale

D'une façon générale, les planchers doivent permettre une répartition transversale des charges, ainsi qu'il est indiqué à l'article I.A.109,1 en l'absence de toute concentration de charges, une répartition transversale minimale est néanmoins requise. Elle doit être justifiée pour la concentration linéaire sur une nervure d'une charge égale à la charge d'exploitation uniformément répartie sur la largeur d'un entraxe augmentée du poids linéique des cloisons telles que prévues dans les DPM. Se référer à l'article 6.3.1.2 (8) de la NF EN 1991-1-1 pour la définition de la charge uniformément répartie équivalente.

109,31 Essai de solidarisation transversale

Cet essai est conventionnel. La définition et les modalités de cet essai sont données en *Annexe IV* du présent chapitre.

Cet essai vérifie à la fois le comportement mécanique du plancher (répartition transversale des charges localisées) et la tenue de l'enduit de plafond.

109,32 Cas des planchers à dalle de répartition coulée en œuvre et solidaire des nervures

La répartition transversale des charges peut être appréciée soit expérimentalement (essai défini à l'article précédent), soit par le calcul : il y a alors lieu de se reporter à la théorie des dalles anisotropes appuyées sur deux côtés ou à celle des systèmes de poutres croisées.

Commentaire

Le calcul ne permet évidemment d'apprécier que le comportement mécanique du plancher. Une méthode de calcul simplifiée est donnée en fin d'Annexe IV du présent chapitre. Elle présente des limitations d'emploi indiquées dans ladite annexe.

109,33 Cas des planchers sans dalle, à entrevous porteurs

Seul le recours à l'expérimentation permet de justifier la solidarisation transversale.

109,34 Planchers courants

Dans les mêmes limites que celles indiquées à l'article I.A.109,24 ci-avant, et sauf indication contraire dans les Avis Techniques, aucun essai de solidarisation transversale n'est nécessaire pour vérifier le comportement mécanique du plancher ainsi que la tenue de l'enduit de plafond, pour les planchers des types a), b) et c) définis à l'article I.A.109,24.

Il en est de même pour les planchers à dalle de répartition coulée en œuvre et solidaire des nervures, lorsque les charges linéaires (cloisons) n'excèdent pas 750 daN/ml à condition que ces cloisons ne soient pas déplaçables et que l'enduit du plafond soit exécuté après leur pose, les autres limites fixées ci-dessus restant inchangées.

110 Prescriptions particulières à diverses familles de planchers

Les sections D et E du présent titre I concernent toutes les familles de planchers et on doit systématiquement s'y référer.

Commentaire

Les conditions d'utilisation particulières et les méthodes de calcul relatives aux familles de planchers non traitées dans le présent document (ex : poutrelles à coques de terre cuite) sont définies dans les Avis Techniques.

110,1 Planchers à entrevous porteurs en béton ou en terre cuite

110,11 Généralités

Pour ce type de plancher, les articles spécifiques qui leur sont applicables sont :

- I. Généralités 1.72 : Définition des entrevous
- I.A.103,3 : Béton des nervures coulé en œuvre pour les montages sans dalle de répartition
- I.A.109 : Résistance aux charges concentrées
- I.A.111,5 : Chaînages transversaux intermédiaires

110,12 Cas des planchers à entrevous porteurs TCI

- I.A.105,32 : Table de compression prise en compte
- I.A.105,422 : Contrainte admissible des membrures comprimées
- I.A.107,4 : Liaison des tables de compression aux nervures
- I.A.107,521 : Dérogation couture

Commentaire

Il est rappelé que des exclusions d'utilisation sont données à l'article I.A. 107,4.

110,13 Cas des planchers à entrevous porteurs simples

- I.A.105,33 : Table de compression prise en compte
- I.A.105,423 : Contraintes admissibles des membrures comprimées

110,14 Prescriptions particulières : dispositions des chaînages transversaux

- Cas général
Dans le cas d'utilisation d'entrevous en béton, il convient de prévoir des chaînages transversaux intermédiaires armés, à l'espacement maximal de 2 m.
Dans le cas d'entrevous en terre cuite, aucun chaînage n'est nécessaire.
- Cas des montages avec entrevous en béton et dérogation à la régie des coutures
- Poutrelles béton à contre-dépouille (voir article I.A.107,223)
Des chaînages transversaux doivent être prévus, répartis sur la portée. Les chaînages les plus proches des appuis doivent être distants au minimum de 1 m de ceux-ci et tous les chaînages doivent être distants entre eux de 2 m au maximum.
- Poutrelles béton à indentations (voir article I.A.107,223)
Les chaînages transversaux doivent répondre au cas général.

110,2 Planchers à entrevous de coffrage simples

Ces planchers doivent obligatoirement comporter une dalle de répartition formant table de compression.

Pour ce type de planchers, les articles spécifiques qui leur sont applicables sont :

- I. Généralités. 1.711 : Définition des entrevous
- I.A.103,1 : Épaisseur de la table de compression
- I.A.103,222 : Béton des nervures coulé en œuvre dans le cas des montages avec dalle de répartition formant table de compression. Dérogation couture
- I.A.105,421 : Contraintes admissibles des membrures comprimées

110,3 Planchers avec dalle indépendante coulée sur couche de polystyrène expansé

Commentaire

En l'état actuel des connaissances, le présent article est limité à l'emploi du polystyrène expansé. L'utilisation d'autres matériaux peut être appréciée cas par cas dans les Avis Techniques.

Les prescriptions qui suivent ne sont pas applicables à l'exécution des formes, chapes ou dalles sur couche isolante n'intervenant pas dans les fonctions structurelles du plancher, exécution dont il est traité dans la norme, NF P 61-202 (référence DTU 52.1) « Revêtements de sol scellés », le plancher support se suffisant à lui-même contrairement à ceux comprenant une dalle de répartition indépendante au sens de l'article 1,4 des généralités du présent titre.

110,31 Généralités

La face supérieure du plancher supportant la couche de polystyrène ne doit pas présenter d'irrégularités localisées supérieures à 4 mm. En aucun cas, on ne peut monter une cloison lourde sur dalle indépendante coulée sur une couche isolante. Par contre, les cloisons de poids linéique inférieur à 2,5 kN/ml peuvent être portées par la dalle indépendante dans les conditions suivantes :

- la couche de polystyrène expansé ne dépasse pas 6 cm d'épaisseur et sa qualité répond aux caractéristiques minimales suivantes (Règles Th-U de janvier 2007) : $\rho \geq 20 \text{ kg/m}^3$ (masse volumique sèche) et $\lambda = 0,039 \text{ W/(m.K)}$ (conductivité thermique) ;
- la dalle indépendante a une épaisseur d'au moins 5 cm. Elle est en béton de granulats lourds dosés à 350 kg d'un ciment de la classe 45 au minimum (normes NF EN 197-1 et NF EN 206-1) par mètre cube de béton en place, avec une armature minimale en TS 3-3/100-100 placée à mi-épaisseur.

Sur son pourtour, la dalle doit reposer sur des cales (par exemple en bois), régulièrement répartis à l'écartement de 60 à 80 cm.

Commentaire

Cette prescription a pour objet d'éviter des désordres dans la dalle sous charges concentrées sur sa périphérie (contre-cloison meuble).

Les possibilités de pose de revêtements de sols scellés sont indiquées dans la norme NF P 61-202 (référence DTU 52.1).

110,32 Cas des planchers à entrevous de coffrage résistants sans dalle de répartition coulée sur les entrevous

Commentaire

La couche de polystyrène est donc posée sur les entrevous soit directement, soit après interposition d'une chape mince.

Ce montage n'est autorisé qu'en plancher sur vide sanitaire soumis aux charges d'habitations et ne doit supporter aucune cloison lourde.

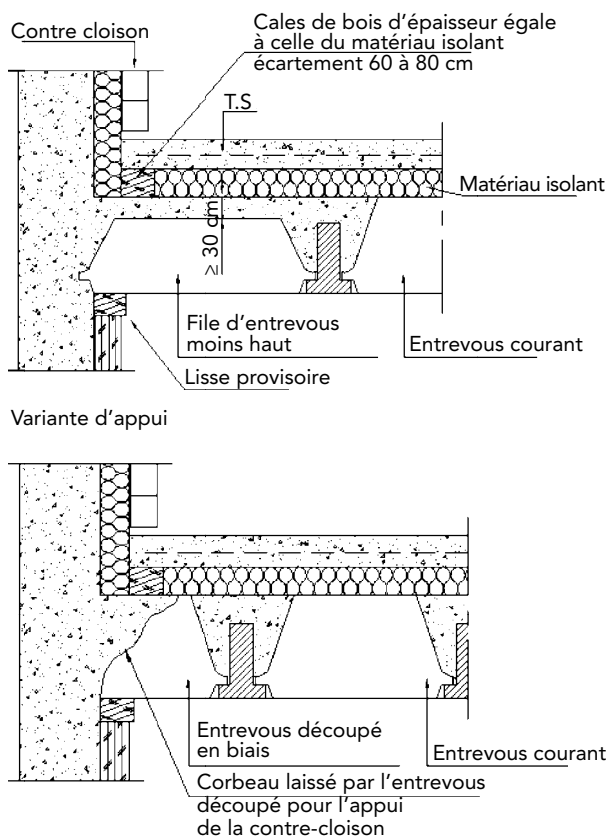
La dalle indépendante assure la transmission des charges aux nervures, ainsi que leur répartition transversale. En raison de ce rôle structurel, elle doit donc couvrir d'un seul tenant la surface du plancher entre ses rives.

En ce qui concerne les règles de conception et de calcul, on applique celles relatives aux planchers à entrevous porteurs simples (voir article I.A.110,1). Dans les calculs de déformation, le poids de la dalle indépendante est pris en compte dans les mêmes conditions que celui du béton de nervure coulé en place (voir article I.A.309).

Les cales disposées au pourtour de la dalle doivent être placées sur les nervures en rive de plancher perpendiculaire aux nervures.

En rive de plancher parallèle aux nervures, il convient :

- soit de placer une poutrelle ;
- soit de placer une rangée d'entrevous plus bas surmontés d'une chape d'au moins 3 cm d'épaisseur afin d'éviter le risque de poinçonnement des entrevous par les cales ;
- soit de réaliser un « corbeau », reportant la charge transmise par les cales, par découpage d'un entrevous.



110,4 Planchers utilisés en sous-toiture et planchers de combles non accessibles normalement

Commentaire

Les articles I.A.110,43 et I.A.110,44, qui ne sont applicables qu'aux sous-toitures, traitent de la conception, du calcul et aussi de la mise en œuvre en raison du caractère indissociable de ces problèmes dans le cas des structures inclinées.

110,41 Terminologie

On appelle « sous-toiture » une structure plane inclinée destinée à supporter une couverture (par exemple tuiles, ardoises, etc.).

On appelle « plancher de comble non accessible normalement » le plancher d'un comble dont l'utilisation n'est pas prévue, sans accès normal, mais pouvant supporter exceptionnellement un personnel d'entretien.

Commentaire

Le présent article ne s'applique pas aux planchers de comble aménageable, qui devront être considérés comme des planchers courants, ni aux planchers de greniers.

110,42 Généralités

- Pour ces planchers, aucune exigence de solidarisation transversale n'est a priori requise. Il en résulte que les planchers sans dalle de répartition peuvent être réalisés éventuellement avec des entrevous de coffrage en terre cuite ou en béton. Dans ce cas, lorsque la sous-face est plâtrée, des chaînages transversaux sont nécessaires si les entrevous sont en béton, conformément aux articles I.A.110,14 et I.A.111,5.
- Des dérogations à la règle des coutures sont admises dans les conditions définies à l'article I.A.107,22.
- Lorsqu'un système d'étalement sous poutrelles est prévu, il y a lieu de veiller plus spécialement à son contreventement dans le cas des sous-toitures de façon à assurer l'équilibre de la composante horizontale de la résultante des efforts dus à la pose des entrevous et au coulage de la table.
- L'utilisation en support d'étanchéité est exclue.

110,43 Montages à entrevous de coffrage résistants

110,431 Poutrelles parallèles à la ligne de pente

110,431.1 Choix des montages

Si la pente est supérieure à 100 %, il est recommandé de n'utiliser que des montages sans dalle de répartition.

Commentaire

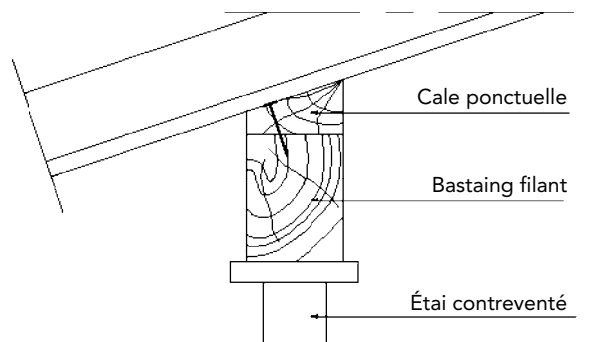
L'utilisation de montages à table de compression coulée en œuvre ne peut être admise que sous réserve de mise en place de dispositifs tenant compte des conditions particulières de bétonnage. On peut par exemple prévoir un système de coffrage glissant.

110,431.2 Technologie de mise en œuvre

- Pour des pentes inférieures ou égales à 40 %, les conditions de mise en œuvre sont celles des planchers d'étages courants. Dans le cas de pose avec étais, le calage des poutrelles sur les étais doit tenir compte de la pente.

Commentaire

Il est possible, dans ce cas, d'utiliser un dispositif du type de celui schématisé ci-dessous.

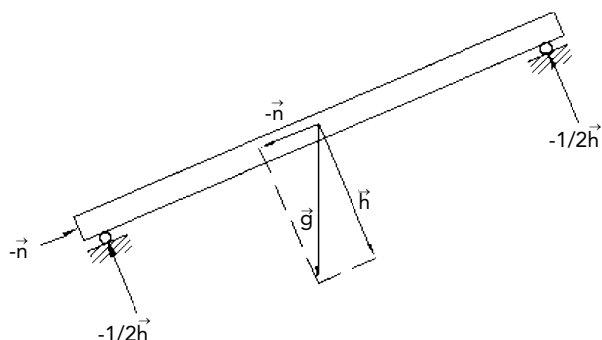


- Par mesure de sécurité, lorsque la pente est supérieure à 40 %, on tient compte, à la mise en œuvre, de l'effet sur les appuis de la composante normale du poids propre, dirigée suivant l'axe de la poutrelle.

Commentaire

Le schéma statique considéré est celui représenté ci-après, avec :

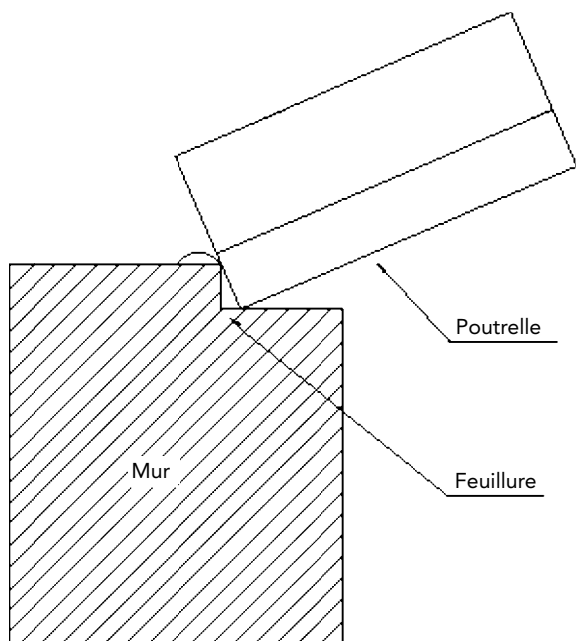
- g : vecteur-force représentant le poids mort
- h : composante de g perpendiculaire à la poutrelle
- n : composante normale de g



Il convient donc de bloquer les poutrelles en partie basse pour éviter les risques de glissement.

Commentaire

Le blocage des poutrelles en partie basse peut être par exemple réalisé comme indiqué ci-dessous.



La plasticité du béton doit être adaptée à la pente de la couverture. Il convient, en particulier, d'éviter les bétons trop plastiques.

110,431.3 Calculs

Les conditions de calculs sont celles relatives aux planchers d'étages courants.

110,432 Poutrelles perpendiculaires à la ligne de pente

110,432.1 Choix des montages

- Si la pente est au plus égale à 40 % : aucune limitation de montage.
- Si la pente est supérieure à 40 % mais n'excède pas 100 % : les montages à entrevous transversaux en terre cuite sont interdits, sauf indications contraires dans les Avis Techniques.

Commentaire

Cette prescription a pour but d'éviter le remplissage des alvéoles des entrevous par le béton de clavetage. Toutefois, elle ne s'applique pas aux bardeaux.

- Si la pente est supérieure à 100 % : en plus de la prescription précédente, les montages à dalle de répartition sont à proscrire.

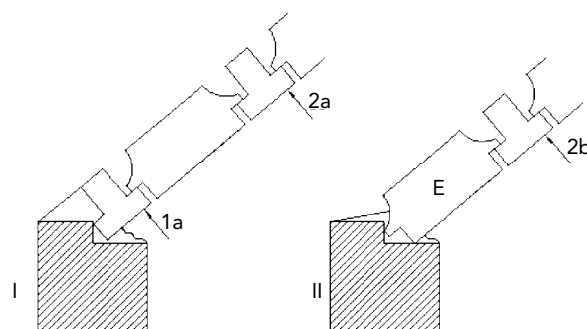
Commentaire

Se reporter au commentaire à l'article I.A. 110,432. 1.

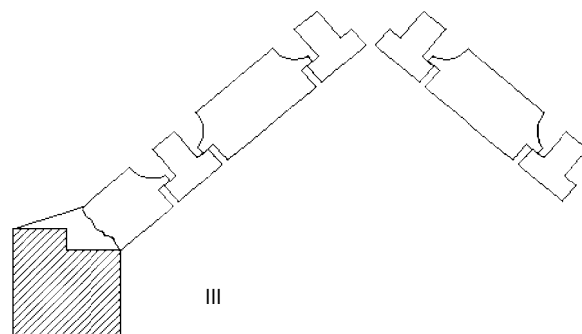
110,432.2 Cas de pose avec étais

a – Technologie de mise en œuvre

- La pose des poutrelles peut s'effectuer de deux façons différentes : soit en commençant par la partie basse de la toiture, soit en commençant par le faîtage.
- Les poutrelles sont posées en commençant par la partie basse de la toiture :
le mur d'appui peut recevoir indifféremment une poutrelle (la du schéma I) ou un entrevous (E du schéma II).



- Dans tous les cas, afin de pouvoir mettre en place la première file d'entrevous il faut positionner les poutrelles 2a ou 2b ; on peut les buter en posant un entrevous à chacune de leur extrémité et un en leur milieu.
- La file d'entrevous basse est alors complétée ; on procède ensuite par avancement, entraxe par entraxe en butant les poutrelles de la même façon.
- Les poutrelles sont posées en commençant par le faîtage : c'est pour des raisons pratiques que l'on est amené à recourir à ce mode de pose afin d'obtenir un faîtage facile à mettre en œuvre, celui-ci étant réalisé avec deux poutrelles jointives (schéma III).



On règle l'entraxe des poutrelles par la mise en place d'un entrevous à chacune de leurs extrémités. La position de la poutrelle la plus basse nécessite souvent de tronquer les entrevous de rive.

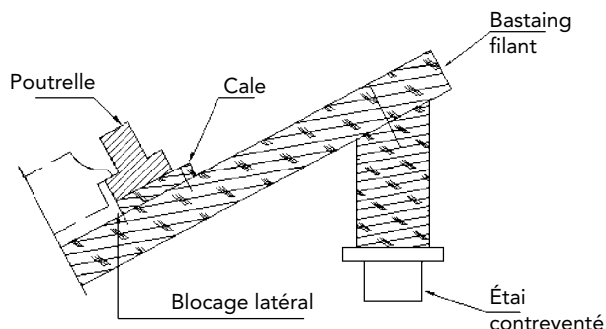
Afin d'éviter de solliciter les poutrelles en flexion déviée sous le poids des entrevous, la pose de ceux-ci est

effectuée en commençant par les poutrelles inférieures, ces dernières ayant été préalablement bloquées.

- Si la pente est inférieure ou égale à 40 %, les conditions de mise en œuvre sont celles décrites en I.A.110,431.
- Si la pente est supérieure à 40 %, le système d'étaie-ment des poutrelles doit permettre un blocage latéral.

Commentaire

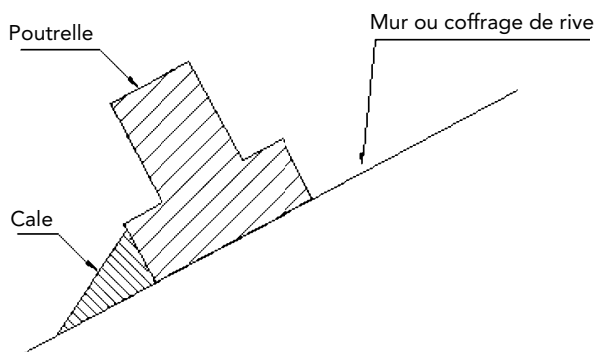
Avant mise en place des entrevous, chaque poutrelle doit être bloquée latéralement par un dispositif évitant son glissement.



Le blocage des poutrelles à l'appui doit permettre d'éviter les risques de déversement latéral.

Commentaire

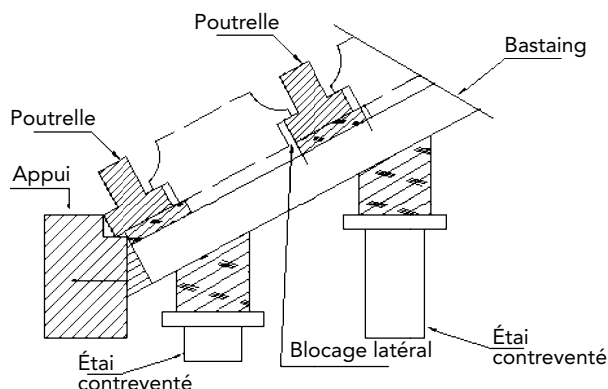
Le blocage latéral des poutrelles aux appuis peut être réalisé comme indiqué ci-après.



Il convient, d'autre part, de prévoir un système d'étaie-ment sous poutrelles permettant d'équilibrer la composante horizontale des efforts mis en jeu.

Commentaire

Dans les cas courants, on peut prévoir les dispositions définies ci-dessous. Il convient naturellement de s'assurer que les appuis peuvent équilibrer la poussée qui leur est transmise par le système d'étaie-ment.



b – Calculs

- Pour les pentes inférieures ou égales à 40 %, les conditions de calculs sont celles relatives aux planchers d'étages courants, sauf lorsque la pose des entrevous est effectuée en commençant par le faîtage, les poutrelles devant alors être calculées en flexion déviée sous leur poids propre et celui des entrevous.
- Lorsque la pente est supérieure à 40 %, le calcul doit tenir compte dans tous les cas de la flexion déviée des poutrelles sous leur poids propre. En outre, lorsque la pose des entrevous est commencée par le faîtage, le poids des entrevous doit être pris en compte dans la flexion déviée.

110,432.3 Cas de pose sans étais

Certaines sous-toitures ne peuvent pas être étayées (cas des toitures implantées à un niveau élevé, par exemple).

Les poutrelles sont calculées dans tous les cas en flexion déviée, au minimum sous leur poids propre et, éventuellement, sous le poids des entrevous conformément aux prescriptions de l'article I.A.110,432.2. Celles-ci doivent par ailleurs être respectées pour ce qui concerne la technologie de pose des poutrelles et entrevous.

110,44 Montages à entrevous de coffrage simples

Ces montages ne peuvent être utilisés qu'avec des tables de compression complètes coulées en œuvre, sauf indications différentes prévues cas par cas dans les Avis Techniques du Groupe spécialisé n° 3.

Commentaire

Il en résulte qu'en cas de toiture à forte pente ces montages sont exclus.

110,441 Poutrelles parallèles à ligne de pente

Les conditions de calcul et de mise en œuvre sont les mêmes que celles décrites à l'article I.A. 110,431.

110,442 Poutrelles perpendiculaires à la ligne de pente

L'emploi de planchers dont la pente est supérieure à 100 % est interdit sauf stipulation contraire figurant dans les Avis Techniques du Groupe spécialisé n° 3.

110,442.1 Cas de pose avec étais

Il convient de prévoir une poutrelle en rive basse et de procéder à la pose des entrevous en commençant par le bas de la toiture et en progressant jusqu'au faîtage (voir article I.A. 110,432-2a), sauf si les poutrelles sont calculées en flexion déviée sous leur poids propre et, éventuellement, celui des entrevous (lorsqu'il n'est pas négligeable).

- Pour les pentes inférieures ou égales à 40 %, les conditions de calculs et de mise en œuvre sont les mêmes que celles décrites à l'article I.A.110,431.
- Si la pente est comprise entre 40 et 100 %, le calcul doit tenir compte de la flexion déviée des poutrelles sous leur poids propre.

Les prescriptions de l'article I.A.110,432-2a relatives au blocage latéral des poutrelles à leurs appuis et sur le système d'étaie-ment, ainsi qu'à la butée latérale de ce dernier doivent être respectées.

110,442.2 Cas de pose sans étais

Les prescriptions de l'article I.A.110,442.1 précédent sont applicables pour ce qui concerne la technologie de mise en œuvre. Il convient par contre, dans tous les cas, de calculer les poutrelles en flexion déviée sous l'action du poids mort du montage.

110,45 Prescriptions complémentaires dans le cas d'utilisation d'isolant dans les sous-toitures

En raison des possibilités d'importantes variations dimensionnelles d'origine thermique des structures comportant des isolations incorporées ou placées en sous-face, en l'état actuel des connaissances, il convient de rapporter une isolation thermique complémentaire au-dessus de la sous-toiture.

Commentaire

En ce qui concerne l'isolant rapporté, voir l'article I.A.110,5.

110,46 Éléments rapportés : toiture

Les conditions de mise en œuvre et d'utilisation des diverses toitures sont données dans la série des normes-DTU 40 « Couvertures ».

110,5 Planchers utilisés en support d'étanchéité

Sa conception doit satisfaire aux prescriptions de la norme NF P 10-203 (référence DTU 20.12) « Conception du gros œuvre en maçonnerie des toitures destinées à recevoir un revêtement d'étanchéité ».

En particulier, compte tenu de la solidarisation du plancher à la structure porteuse du bâtiment, il est nécessaire de limiter l'amplitude des mouvements d'origine thermique en prévoyant une isolation thermique suffisante sur le plancher.

Commentaire

L'article 5.4.1-b de la norme NF P 10-203 (référence DTU 20.12) exige que l'isolation thermique rapportée au-dessus de l'élément porteur présente une résistance thermique garantie au moins égale à $1 \text{ }^{\circ}\text{C.m}^2/\text{W}$.

111 Dispositions diverses

111,1 Liaisons entre les divers éléments des constructions : chaînages au niveau des planchers

Dans les cas des bâtiments à murs porteurs, on se réfère aux normes correspondantes : XP P 10-202 (référence DTU 20.1) pour la maçonnerie et NF P 18-210 (référence DTU 23.1) pour les murs en béton banché.

Commentaire

Dans ces types de bâtiments, on doit prévoir au niveau de chaque plancher, des chaînages :

- dont la section de béton n'est pas excessive afin de limiter les effets de son retrait. Dans ce but, on évite les chaînages avec retombées ;
- dont la section minimale d'acier est différente selon la situation du chaînage dans la construction (chaînage intérieur, chaînage périphérique, chaînage en rive des terrasses, etc.).

Dans le cas des bâtiments à ossature, les liaisons entre les éléments de la construction sont normalement assurées par les poutres et les poteaux.

Des nœuds de liaison efficaces doivent être organisés entre les divers chaînages, poutres, poteaux.

111,2 Trémies et chevêtres

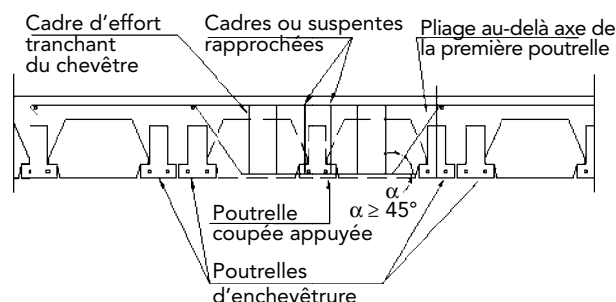
Les charges apportées par les chevêtres sont reprises par les poutrelles situées de part et d'autre des trémies.

Les chevêtres doivent comporter une armature supérieure prolongée de part et d'autre de la trémie, jusqu'à la poutrelle suivante.

Les poutrelles coupées par les trémies doivent prendre appui sur les chevêtres coulés en œuvre dans les conditions prévues à l'article I.A.108,2 pour les poutrelles ne pénétrant pas dans les appuis (cas des appuis sur les poutres sans soffite).

Commentaire

Des systèmes spécifiques de chevêtres et poutrelles d'enchevêtrement préfabriqués peuvent être présents à l'Avis Technique.



111,3 Aciers de renfort

Les armatures de renfort des poutrelles doivent être visibles à leurs extrémités en l'absence d'autocontrôle surveillé.

Commentaire

Il est conseillé de disposer les armatures de renfort et les armatures transversales symétriquement par rapport au milieu de la portée, de façon à éviter un repérage trop complexe et les risques d'erreurs à la pose.

111,4 Poutres au vent

Les planchers à dalle de répartition formant table de compression sont utilisables à cet effet dans les conditions usuelles.

Commentaire

Les planchers à entrevous porteurs à table incorporée peuvent également jouer ce rôle. Il convient de l'apprécier avec prudence en fonction de l'expérience acquise, de la grandeur des efforts et du type d'entrevous.

111,5 Chaînages transversaux intermédiaires

Lorsque, pour un montage, il est nécessaire de prévoir des chaînages transversaux intermédiaires armés, l'épaisseur de béton coulé en œuvre doit être au moins égale à :

- 3 cm au-dessus des poutrelles ;
- 4 cm au-dessus des entrevous de coffrage des chaînages.

Les armatures de ces chaînages doivent être capables d'équilibrer le même effort que l'armature minimale d'une dalle de répartition de 4 cm d'épaisseur sur une largeur égale à l'entraxe des chaînages.

Commentaire

$e > 3 \text{ cm}$ est nécessaire pour assurer l'enrobage des armatures du chaînage.

111,6 Fixations

111,61 Fixations incorporées

Les poutrelles peuvent :

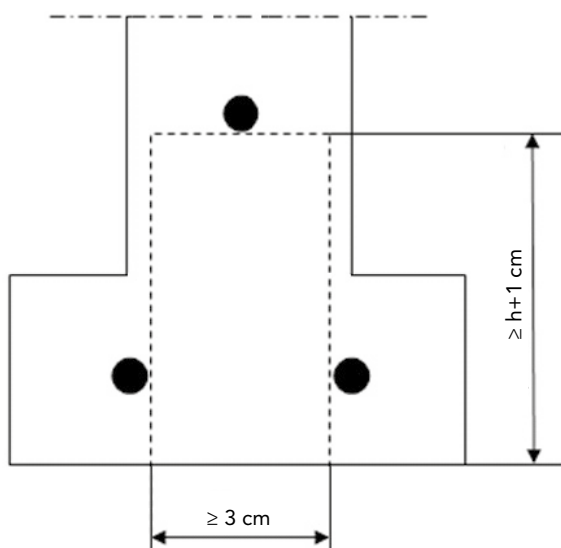
- comporter des trous dans leurs âmes, de diamètre au plus égal à 2 cm ;
- être munies de douilles noyées dans la partie centrale du talon ;
- recevoir, en dehors de leur section propre, des semelles en bois, convenablement accrochées au béton (clous galvanisés croisés, etc.) ou tout autre dispositif similaire n'affaiblissant pas la poutrelle.

111,62 Fixations rapportées

Elles peuvent être constituées par des suspentes prenant appui sur les poutrelles ou scellées dans le talon lorsqu'il est coulé en place, des étriers accrochés au talon des poutrelles préfabriquées, etc.

Les percements ou scellements de chevilles dans le talon ne sont possibles que dans les conditions suivantes :

- emploi de chevilles plastiques, bois ou autres, de diamètre au plus égal à 8 mm ;
- la position des armatures ménage dans l'axe du percement un volume de béton de largeur minimale égale à 3 cm et de hauteur $h + 1$ cm (h étant la longueur de la cheville).



Commentaire

Il résulte des prescriptions précédentes que ce type de fixation n'est pas possible dans un grand nombre de poutrelles en raison de l'implantation de leurs armatures.

L'attention est attirée sur le soin à apporter à la réalisation des percements. Notamment, l'utilisation de limiteurs de course est obligatoire.

Les percements ou scellements pouvant faire éclater le béton sont interdits, en particulier ceux effectués à l'aide d'un pistolet scellement.

112 Dispositions parasismiques

Ce paragraphe s'applique pour les ouvrages soumis à une exigence réglementaire.

Les règles de construction applicables au cas des maisons individuelles et bâtiments assimilés sont spécifiées dans l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié en fonction de leur classification et de leur situation en zone de sismicité.

Commentaire

Les règles de classification et de construction parasismique pour les bâtiments de la classe dite à risque normal sont définies par l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié.

Lors d'un séisme, les planchers ont pour rôle, outre leur fonction d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales :

- d'une part, de former diaphragme dans leur plan afin de transmettre les efforts sismiques horizontaux aux éléments verticaux de contreventement (article I.A.112,1) ;
- d'autre part, de maintenir la liaison entre les divers éléments de la structure (fonctionnement en buton et tirant principalement assuré par les poutrelles) afin d'assurer le monolithisme de la construction (article I.A.112,2).

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

Commentaire

La clause 5.3.2.(1) P de la NF EN 1998-1/NA permet l'utilisation d'armatures de classe B500A.

112,1 Fonction diaphragme

La fonction diaphragme est susceptible d'engendrer des contraintes de cisaillement et des contraintes 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 en buton-tirant) qui sont supposées reprises par des éléments d'ouvrage prévus à cet effet (poutres, chaînages, tirants).

La fonction diaphragme est assurée par la présence d'une table de compression coulée en œuvre sur toute la surface du plancher. L'épaisseur minimale de la table de compression définie à l'article I.A.103,1 est réputée suffisante pour le cas des maisons individuelles et bâtiments assimilés. La dalle rapportée doit être armée par un treillis soudé continu, totalement ancré sur les appuis de rive.

La section des armatures doit être au minimum égale à celle prescrite dans les règles de construction applicables au cas des maisons individuelles et bâtiments assimilés qui sont spécifiées dans l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié.

Les armatures doivent être ancrées pour reprendre les efforts déterminés par le calcul (sous sollicitations sismiques) suivant les prescriptions de la NF EN 1998-1 et de son annexe nationale NF EN 1998-1/NA.

Pour la détermination de l'épaisseur de la dalle rapportée, h_0 , et de l'aire de la section transversale des armatures, A_s (pour une largeur de plancher de 1 m), il convient de vérifier les règles suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{rd1} + V_{rd3} \text{ et } V_{sd} \leq V_{rd2}$$

avec

$$V_{rd1} = 0,23 f_{ctk,0,05} h_{ef}$$

$$V_{rd3} = 0,72 A_s f_{yk}$$

$$V_{rd2} = 0,20 f_{ck} h_{ef}$$

où

- V_{sd} est l'effort de cisaillement horizontal développé pour 1 m de longueur sous l'effet de l'action sismique, en kN/m ;
- f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton coulé en place, mesurée sur cylindre à 28 jours, en MPa (en l'absence d'information spécifique, $f_{ck} = 25$ MPa) ;
- $f_{ctk,0,05}$ est la résistance caractéristique à la traction directe du béton coulé en place, en MPa ;
- f_{yk} est la limite caractéristique d'élasticité de l'armature, en MPa ;
- $h_{ef} = h_0 + 10$ pour les entrevous en béton et les entrevous en terre cuite ; pour les autres (entrevous non résistants) $h_{ef} = h_0$, en mm.

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 le cheminement des efforts dans les parties pleines en assurant un fonctionnement en treillis ou en voûtes.

112,2 Fonction liaison et monolithisme

a) Principe

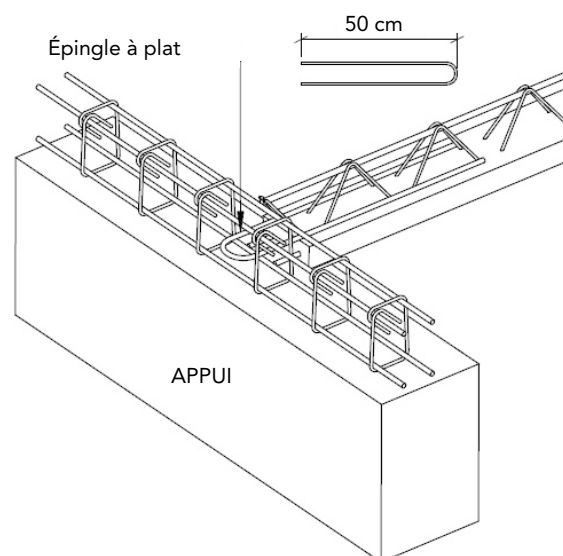
Dans la direction des poutrelles, le plancher doit présenter en tout point une capacité de résistance ultime à la traction de 15 kN/ml de largeur au minimum, en situation accidentelle, assurée par des armatures existantes ou ajoutées, continues ou en recouvrement, disposées dans les poutrelles ou dans la table de compression.

Les armatures doivent être ancrées pour reprendre les efforts déterminés par le calcul (sous sollicitations sismiques) suivant les prescriptions de la NF EN 1998-1 et de son annexe nationale NF EN 1998-1/NA. Les recouvrements avec des armatures de précontrainte sont majorés de 30 cm pour tenir compte de l'ancrage actif.

b) Dispositions particulières aux appuis de rive

Les armatures des poutrelles doivent être ancrées dans les chaînages pour reprendre les efforts de liaison déterminés par calcul. Lorsque l'ancrage est insuffisant, on peut disposer à l'extrémité de chaque poutrelle une épingle à plat, dont la boucle est approchée le plus possible du parement extérieur du chaînage, située à la mi-hauteur du chaînage, dont les branches sont longues d'au moins 50 cm, constituée d'acier HA de classe B500 et de diamètre :

- $\varnothing 6$ en zones 2,3 de sismicité ;
- $\varnothing 8$ en zone 4 de sismicité ;
- $\varnothing 10$ en zone 5 de sismicité.



c) Monolithisme des nervures

Le monolithisme des nervures doit être vérifié pour reprendre les efforts déterminés par le calcul suivant les prescriptions de la NF EN 1998-1 et son annexe nationale NF EN 1998-1/NA et de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

113 Comportement en cas d'incendie

Les dispositions figurant dans le présent article ont fait l'objet d'un avis favorable formulé par le CECMI lors de la séance du 28 mars 2014.

113,1 Généralités

Les planchers devront présenter la résistance au feu requise par la réglementation en vigueur en matière d'incendie et être utilisés en conformité avec celle-ci.

Les critères de classification de résistance au feu R, E et I définis au paragraphe 2 de la norme NF EN 1992-1-2 et son annexe nationale peuvent être vérifiés individuellement selon l'une des trois méthodes suivantes :

- Valeurs tabulées :
 - pour la nervure : 5.6.2 et 5.6.3 de la norme NF EN 1992-1-2 et son annexe nationale s'appliquent ;
 - pour la table, l'épaisseur minimale est définie dans le tableau 1 et la distance minimale « a » de l'axe des armatures à la sous-face est définie dans le Tableau 2.
- Méthode de calcul simplifiée : le paragraphe 4.2 de la norme NF EN 1992-1-2 et son annexe nationale s'applique.
- Méthode avancée : le paragraphe 4.3 de la norme NF EN 1992-1-2 et son annexe nationale s'applique.

Les actions dues à la température sont déterminées suivant la norme NF EN 1991-1-2 et son annexe nationale. Les actions mécaniques sont combinées en situation accidentelle conformément à la norme NF EN 1990 et son annexe nationale.

Les caractéristiques au feu et les conditions d'emploi des entrevous doivent satisfaire aux exigences des textes réglementaires visés par l'application prévue du plancher.

Les montages non traités dans le présent document relèvent de justifications au cas par cas : leur comportement devra faire l'objet d'une appréciation d'un laboratoire agréé.

L'étanchéité aux flammes est réputée satisfaisante si un treillis soudé est placé dans le béton coulé en œuvre et si la stabilité au feu est vérifiée.

Le critère d'isolation est satisfait si l'épaisseur de la membrure supérieure h_{sup} est au moins égale aux valeurs indiquées dans le tableau ci-dessous, avec :

$$h_{sup} = h + e_s + e_p$$

- h l'épaisseur de la dalle de répartition ;
- e_s l'épaisseur de la chape et de son revêtement de sol non combustible ;
- e_p l'épaisseur de la paroi supérieure des entrevous résistants en béton ou terre cuite.

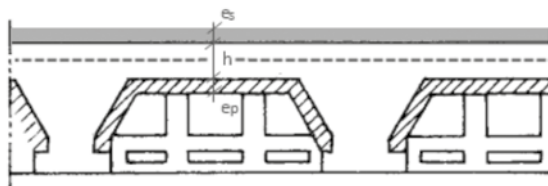


Figure 1 – Épaisseur prise en compte dans le critère d'isolation

Tableau 1 – Épaisseur minimale pour vérifier le critère d'isolation

Critère d'isolation	EI 30	EI 60	EI 90	EI 120	EI 180	EI 240
Épaisseur minimale h_{sup} [mm]	50	80	100	120	150	175

Le critère de résistance est satisfait si la distance à l'axe des armatures respecte le tableau ci-dessous :

Tableau 2 – Distance minimale des armatures à la sous-face de la table (en mm)

Résistance au feu	R30	R60	R90	R120	R180	R240
Dalles continues	10	10	15	20	30	40

Aucune justification n'est à fournir pour l'effort tranchant.

113,2 Planchers à entrevous céramique ou béton avec dalle coulée en œuvre

Ce paragraphe ne traite pas des planchers à entrevous porteurs.

113,21 Dispositions constructives

Les critères d'exigence de résistance au feu sont obtenus par adjonction d'une épaisseur d'enduit de protection qui est fonction de la durée à satisfaire et des conditions de mise en œuvre.

Pour des entrevous en béton ou en céramique à sous-face crantée :

- l'adhérence de la première couche de plâtre est considérée comme satisfaisante pour les enduits ordinaires et pour les durées jusqu'à 180 min. La vérification est faite en ne considérant que la première couche ;

- pour les enduits projetés monocouches, l'épaisseur totale est prise en compte.

Dans le cas d'un enduit plâtre ordinaire, mis en œuvre conformément au DTU 25.1, et pour des planchers dont l'épaisseur totale est supérieure à 14 cm et l'entraxe des poutrelles inférieur ou voisin de 0,60 m, les résultats des essais permettent de fixer les valeurs suivantes de l'épaisseur de l'enduit :

Tableau 3 – Épaisseur d'enduit en fonction de la durée au feu

Durée au feu	30 min	60 min	90 min	120 min
Épaisseur (cm)	0	1	1,3	1,6

Ces chiffres peuvent être appliqués aux planchers comportant un hourdis d'au moins 4 cm coulé sur les entrevous.

Pour des durées supérieures à 180 min, le plâtre projeté ou les plâtres spéciaux de protection incendie sont conseillés car ils donnent des résultats plus homogènes, notamment en ce qui concerne l'adhérence.

En outre, dans le cas 30 min, le fait de ne pas mettre d'enduit (épaisseur égale à 0) est conditionné pour le respect des dispositions suivantes :

- moment sur appui supérieur ou égal à 15 % du moment isostatique (M_0) dans le cas de poutrelles en béton armé à entrevous céramique ou béton ;
- 3 armatures au moins par poutrelle dans le cas de poutrelles en béton précontraint à entrevous céramique.

113,22 Autres justifications

Les planchers comportant ou non un enduit de protection complémentaire peuvent être calculés suivant les méthodes exposées dans la norme NF EN 1992-1-2 et son annexe nationale, les températures étant déterminées suivant la norme NF EN 1991-1-2 et son annexe nationale.

En l'absence d'enduits protecteurs, la pose des entrevous doit être faite de façon à réduire la largeur des joints entre entrevous ou entre entrevous et poutrelles. Sauf accident local, une dimension de 1,5 cm doit être considérée comme un maximum.

Les planchers à entrevous comportant à leur sous-face un enduit protecteur d'épaisseur suffisante e_s , avec un entraxe entre deux poutrelles voisines inférieur à 70 cm, sont à considérer comme une dalle pleine d'épaisseur égale à la hauteur totale du plancher (en conservant le poids réel pour le calcul des efforts), y compris l'épaisseur de l'enduit (avec ses caractéristiques thermiques) ou l'épaisseur équivalente de béton (Figure 2).

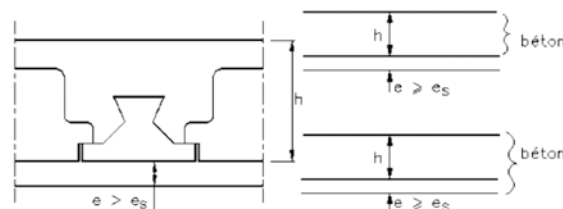


Figure 2 – Cas d'un plancher avec enduit protecteur d'épaisseur suffisante e_s

L'épaisseur équivalente de béton qui assure à un temps d'échauffement donné la même isolation thermique que l'épaisseur de protection est caractérisée par un essai au feu.

À défaut d'essais, on peut admettre les équivalences suivantes :

- 1 cm de mortier : 0,67 cm de béton ;
- 1 cm de vermiculite : 2,5 cm de béton ;
- 1 cm de fibres de roches : 2,5 cm de béton ;
- 1 cm de plâtre ordinaire : 2,5 cm de béton.

Le calcul des températures est mené en considérant le coffrage équivalent. La justification des sollicitations est faite en considérant le coffrage réel.

Pour le plâtre ordinaire, une épaisseur e_s de 1 cm peut être considérée comme suffisante, 1,5 cm pour un enduit de mortier.

113,23 Cas particulier des planchers à entrevous en béton sans protection avec un entraxe de poutrelles inférieur à 70 cm

Les dispositions suivantes sont applicables aux entrevous en béton dont la résistance caractéristique au poinçonnement flexion est conforme aux exigences définies dans la norme NF EN 15037-2+A1 pour la classe R1 et, qui font l'objet d'un contrôle de production par tierce partie.

La vérification de la résistance au feu vis-à-vis du critère R est réalisée comme suit :

- pour R15, le plancher est assimilé à une dalle pleine ;
- pour R30 et R60, le calcul des températures dans la partie inférieure de la poutrelle (armature) se fait en deux temps :
 - la paroi inférieure reste en place jusqu'à 15 min. Le calcul est mené par assimilation à une dalle pleine,
 - au-delà de 15 min, le calcul se fait en utilisant le contour résiduel conservant les parois d'entrevous au contact du béton coulé en œuvre (Figure 3).

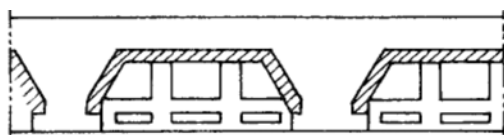


Figure 3 – Contour résiduel (partie hachurée) à considérer après 15 min d'exposition au feu

113,3 Planchers à entrevous de coffrage simple

Dans le cas des planchers à entrevous PSE laissé apparent (sans protection en sous-face) ainsi que dans le cas d'entrevous légers de coffrage simple, on ne tient pas compte de la présence de l'entrevous dans l'évaluation de leur résistance au feu.

114 Isolation acoustique

Bruits aériens

Les performances acoustiques dépendent du système de plancher fini considéré.

Les méthodes de détermination des performances acoustiques vis-à-vis des bruits aériens pour le cas des entrevous génériques et les lois d'extension pour les typologies de plancher ayant fait l'objet d'essais sont données en Annexe VI du présent chapitre.

Bruits d'impact

Les performances acoustiques vis-à-vis des bruits d'impact ne sont pas essentiellement liées à la nature du plancher.

Cette isolation peut être notablement améliorée par le revêtement de sol en fonction de son indice ΔL_w , par la présence d'une dalle flottante ou d'un sol flottant, ou par la présence d'un plafond rapporté avec une suspension dont l'élasticité confère à l'ensemble plancher-plafond un fonctionnement partiel en double paroi.

Les méthodes de détermination des performances acoustiques vis-à-vis des bruits d'impact pour le cas des entrevous génériques et les lois d'extension pour les typologies de plancher ayant fait l'objet d'essais sont données en Annexe VI du présent chapitre.

115 Isolation thermique

Les planchers à entrevous autres que polystyrène (béton, terre cuite, etc.), mis en œuvre sans isolation complémentaire, ne peuvent participer que dans une faible mesure à l'isolation thermique.

Selon les montages, la résistance thermique reste comprise entre les limites suivantes :

$$0,08 < R < 0,50 \text{ m}^2\text{C/W}$$

Les planchers à entrevous polystyrène présentent, de par leur conception, une isolation thermique renforcée pouvant permettre de satisfaire aux exigences de la réglementation thermique en vigueur.

Les résistances thermiques utiles à prendre en compte sont déterminées par le calcul en référence aux règles Th-U. Les performances thermiques des montages réalisés avec des entrevous certifiés sont définies dans les certificats desdits entrevous.

Annexe I : Modalités d'application des règles du béton armé

1 Aciers

Dans le cas où les caractères mécaniques des aciers utilisés sont obtenus par un traitement propre à un procédé, ils peuvent être admis dans le cadre d'un Avis Technique sous condition d'un autocontrôle surveillé donnant les mêmes garanties que l'agrément des aciers par la Commission interministérielle d'agrément et contrôle des aciers pour béton armé.

2 Béton

Pour le béton coulé en œuvre, dans tous les cas, et pour le béton des poutrelles préfabriquées en béton armé, les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont les suivantes :

- résistance caractéristique à la compression à 28 jours : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
- résistance caractéristique à la traction à 28 jours : $f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}$.

En cas de certification QB ou NF des poutrelles, des caractéristiques supérieures du béton de préfabrication peuvent être déduites des résultats des contrôles et prises en compte dans les calculs.

3 Fissuration

Sauf prescriptions particulières dans les DPM, dans les conditions d'utilisation visées à l'article 4 des généralités du présent CPT et pour les classes d'exposition dont l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité de la structure, il n'y a pas lieu d'effectuer une vérification relative à l'ouverture des fissures.

Commentaire

En dehors du domaine d'application du présent document, pour des éléments exposés aux condensations ou à des atmosphères agressives, sur prescription particulière du DPM, les articles 7.2 et 7.3 de la NF EN 1992-1-1 sont applicables.

En l'absence d'autres dispositions semblables à celles relatives à l'augmentation de l'enrobage des armatures dans la zone comprimée ou au confinement au moyen d'armatures transversales, il peut être pertinent de limiter les contraintes de compression à une valeur $0,6 \cdot f_{ck}$ dans les parties exposées à des environnements correspondant aux classes d'exposition XD, XF et XS (voir Tableau 4.1 de la NF EN 1992-1-1).

4 Armatures minimales des dalles de répartition coulées sur entrevous de coffrage

Armatures perpendiculaires aux nervures

- espacement maximal : 20 cm
- section minimale par m.l : la plus grande valeur de :
 $0,1 h_0 \text{ cm}^2/\text{m.l}$
 $200/f_{yk}$ (f_{yk} : limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa) si l'espacement des nervures est au plus égal à 50 cm)
 $240/f_{yk}$ si l'espacement des nervures est compris entre 50 et 75 cm

On désigne par h_0 l'épaisseur en cm de la dalle de répartition, limitée à 6 cm pour le calcul de $0,1 h_0 \text{ cm}^2/\text{m.l}$.

Commentaire

Dans le cas le plus fréquent d'un entraxe égal à 60 cm et d'une dalle de répartition d'épaisseur 4 ou 5 cm, l'acier utilisé pour l'armature étant du treillis soudé de diamètre au plus égal à 6 mm et de limite d'élasticité 500 MPa, les exigences ci-dessus conduisent à disposer comme armatures un treillis soudé dont la section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est au moins égale à $0,48 \text{ cm}^2/\text{m.l}$ pour une dalle de 4 cm et $0,50 \text{ cm}^2/\text{m.l}$ pour une dalle de 5 cm. On admet que le TS 3,5-3,5/200-300, présentant une section de $0,48 \text{ cm}^2/\text{m.l}$ est satisfaisant pour les épaisseurs $h_0 = 4$ et 5 cm.

Armatures parallèles aux nervures

- espacement maximal : 33 cm
- section minimale au m.l. : la moitié des valeurs ci-dessus

5 Coutures des reprises de bétonnage

Le dimensionnement des coutures des reprises de bétonnage doit être effectué conformément aux prescriptions du chapitre 6.2.5 de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

Annexe II : Déformations admissibles des planchers en béton

On traite uniquement dans ce qui suit des flèches (écarts avec la ligne droite joignant les appuis) et des fléchissements sous charges, ceux-ci pouvant être totaux ou différentiels, instantanés ou différés. Ce sont les fléchissements différés qui donnent son aspect particulier au problème des déformations admissibles des planchers en béton.

Les indications données s'appliquent aussi aux planchers mixtes acier-béton de poids et d'utilisation comparables portant entre éléments de structure verticaux sans l'intermédiaire d'une poutraison secondaire.

1 Généralités

Les déformations des planchers ont des conséquences à divers points de vue :

1,1 Sur la stabilité propre du plancher

- Il y a un lien direct entre fréquence propre de vibration et flexibilité et il y a lieu de se préoccuper des phénomènes de résonance pour les salles de danse, de spectacles, etc., ou encore en fonction du matériel en service, et de faire en sorte que la fréquence propre de vibration du plancher soit suffisamment plus élevée que les fréquences d'excitation possibles.
- La flèche d'un plancher-terrasse plat accroît la charge d'eau. Il y a lieu d'en tenir compte dans les calculs dès lors que cette flèche n'est pas faible par rapport à la hauteur d'eau à prendre en compte. On remarquera que c'est la valeur absolue de la flèche qui intervient et non sa valeur relative. On rappelle à ce sujet qu'il y a lieu de prendre en considération l'eau correspondant au niveau des trop-pleins ou crêtes de passage à une autre évacuation.

1,2 Sur la stabilité et le comportement des autres éléments porteurs de la même construction

Les déformations influent sur la résistance des jonctions murs-planchers ; elles peuvent créer des contraintes locales excessives, ainsi que des fissures extérieures dans le mur dans le cas où la charge supérieure n'est pas suffisante pour s'opposer à la rotation d'appui du plancher.

Ces effets dépendent de l'ensemble des dispositions de la construction. Mais il est utile que les rotations totales du plancher restent en dessous d'une certaine limite, de façon que cette dernière puisse servir de base générale au dimensionnement des éléments porteurs. Cette limite correspond à un fléchissement de l'ordre de 1/200 de la portée.

1,3 Sur l'exploitation des locaux

- Chaque fois que le plancher doit supporter un appareillage sensible à la non-planéité du plancher ou aux vibrations, il est le plus souvent nécessaire de prendre des dispositions spéciales de réglage et d'amortissement.
- La sensibilité des occupants aux déformations que leur déplacement engendre et aux vibrations qui en résultent est liée aux déformations sous charge concentrée. On admet 1 mm sous 100 daN. Ceci est normalement vérifié pour les planchers en béton.

1,4 Sur l'aspect

L'œil est sensible à des discontinuités de courbure, à la non-rectitude d'arêtes en relief.

Des repères optiques existants mettent aussi en évidence les déformations des planchers (effets dits de queues de billard).

L'appréciation est, dans de larges limites, subjective : elle dépend notamment des conditions d'éclairage.

S'il y a lieu, des exigences plus sévères que celles résultant des conditions d'exécution et des limitations de fléchissement usuelles peuvent être fixées dans les DPM. Une contreflèche de construction, lorsqu'elle est réalisable, permet de résoudre les problèmes de flèche qui font également intervenir les tolérances d'exécution (mais non les problèmes de fléchissement).

1,5 Sur la qualité et le comportement des éléments et ouvrages non porteurs adjacents ou supportés

Ces conséquences sont fréquemment déterminantes. Aussi leur consacre-t-on un paragraphe particulier (voir article 2 ci-après).

Elles mettent en cause les fléchissements intervenant après la réalisation de ces ouvrages, fléchissements dits actifs.

L'usage s'est aussi établi de raisonner en fléchissement actif pour tous les planchers courants, même si les ouvrages adjacents sont peu sensibles aux déformations des planchers.

1,6 Sur les conditions d'exécution des finitions

Pour le bon ordre des travaux ou le coût des finitions, il est généralement nécessaire que les ouvrages bruts ne présentent pas de flèches ou contreflèches trop importantes. Les prescriptions d'exécution fixent les limites à respecter.

2 Comportement des cloisons, sols et plafonds dans la construction

2,1 Cloisons

Non seulement les effets des déformations des planchers sur les cloisons sont divers, mais ils se combinent avec ceux des déformations de la structure. On distingue :

2,11 Mise en charge excessive des cloisons

Les planchers y contribuent. En effet, une cloison monolithique sans ouverture et bloquée entre les planchers constitue un appui parasite pour le plancher supérieur en cas de fonctionnement par voûte de décharge ou parce que les cloisons sont superposées. Mais les effets de retrait ou raccourcissement sous charge de l'ossature et de dilatation des cloisons sont prépondérants (voir prescriptions concernant le montage des cloisons en briques creuses données à l'article 3,3 de la norme P 10-202 [référence DTU 20.1] « Parois et murs en maçonnerie de petits éléments – Règles de calcul et dispositions constructives minimales »). Il faut en effet des charges importantes pour conduire au flambement de la plupart des cloisons. C'est seulement pour de grandes portées et des cloisons minces qu'une limitation du fléchissement du plancher en partie courante doit être envisagée (la charge transmise augmente avec la portée à déformation relative égale. Pour ces grandes portées, l'effet de voûte de décharge est d'ailleurs mal connu).

2,12 Déformations angulaires des cloisons

Les déformations des planchers conduisent à des déformations angulaires importantes des cloisons lorsque celles-ci présentent des ouvertures ou, de façon plus générale, lorsqu'il ne peut se former de voûtes de décharge.

Ces déformations angulaires peuvent résulter en outre de tassements de fondations, ou de dilatation d'ossatures extérieures. Ce dernier phénomène est particulièrement gênant parce qu'il s'agit de déformations répétées.

2,13 Mise en traction des cloisons du fait du fléchissement du plancher intérieur

Elle se produit essentiellement lorsque les cloisons ne sont pas superposées. La cloison, surtout si elle n'a pas d'ouverture, est peu déformable et ne peut suivre le plancher.

Cette mise en traction conduit à des fissures de grande ouverture, nécessitant des réparations, lorsque la cloison est adhérente au plancher, car l'on passe d'un état d'équilibre composite (ensemble cloison-plancher lié) à un fonctionnement isolé du plancher.

Aussi est-il fréquemment nécessaire de prendre dans ce cas des dispositions constructives particulières : éléments raidisseurs, liaisons entre les deux planchers entre lesquels est placée la cloison (suspentes), désolidarisation des cloisons nécessitant d'organiser leur propre autoportance.

2,2 Revêtements de sol

Des revêtements de sol à module d'élasticité élevé solides des planchers peuvent se soulever s'il se produit une redistribution excessive des contraintes de compression entre le béton de table de compression du plancher et ces revêtements par suite du fluage du béton.

Le comportement dépend aussi du retrait du béton, des gradients thermiques, de l'adhérence du revêtement de sol à son support, de la nature des joints et des dilatations éventuelles du revêtement de sol.

En pratique, dans le cadre des limitations de fléchissement usuelles, la solution est à rechercher dans les conditions de mise en œuvre de ces revêtements.

2,3 Plafonds

Les fléchissements du plancher peuvent conduire à la fissuration des plafonds.

En pratique, le retrait des entrevous, sur lesquels sont généralement appliqués ces enduits, est prépondérant. On rappelle que l'on prend des dispositions pour se prémunir contre les coupures des planchers par retrait d'ensemble (chaînages transversaux, etc.).

3 Fléchissements admissibles des planchers courants et mesures préventives complémentaires

Les limites de fléchissement sont indiquées à l'article I.A.106,2.

Toutefois, dans le cas où les cloisons ne sont pas superposées et laissent le plancher intérieur libre de se déformer, ces règles peuvent devenir insuffisantes. On doit, dans ce cas, examiner spécialement les risques, en tenant compte de la répartition transversale des charges par le plancher, et prendre les dispositions constructives utiles telles qu'évoquées en 2.13 ci-avant.

On rappelle que les fléchissements réels peuvent différer des fléchissements calculés bien plus que ne le justifie l'approximation des méthodes de calcul et la dispersion normale du phénomène.

Annexe III : Essai de pénétration

L'essai de pénétration a pour objet de vérifier le bon comportement du plancher aux charges de pénétration après exécution des revêtements de sols. La présente annexe a pour objet de définir un essai conventionnel consistant dans l'application, en des points du plancher où l'on croit que la résistance à la pénétration est moindre, d'une charge augmentant chaque fois de 1 kN et allant pour l'habitation de 0 à 5 kN par cycles de chargement et déchargement.

L'essai de pénétration pour les planchers sans dalle de répartition, à entrevous porteurs, visé à l'article I.A.109,21 du présent CPT correspond à un critère d'acceptation d'un élément de plancher fini.

Le processus d'essai décrit ci-après n'est intégralement applicable qu'aux planchers à entrevous porteurs TCI utilisés dans les planchers courants définis à l'article I.A.109.21 et c'est dans cette optique que la présente annexe a été rédigée.

Pour les autres emplois, ce processus d'essai doit être adapté en fonction du type des entrevous, de la charge requise ainsi que de son impact et de la finition de surface du plancher (ravoilage + revêtements de sol).

- Pour les entrevous porteurs simples, la neutralisation d'une bande de 5 cm de largeur dans la « détection du profil de moindre résistance » (voir article 2,1 ci-après) est limitée aux rives de l'entrevous coffrant le béton de clavetage.
- Lorsque la résistance requise est supérieure à 5 kN, il est tenu compte plus spécialement, dans le choix des entrevous utilisés pour la réalisation des modules d'essai, du fait que l'essai de pénétration doit constituer une justification non seulement de la résistance des entrevous au poinçonnement sous charge ponctuelle mais également de leur portance entre nervures (voir article I.A.109,21).

Commentaire

Vis-à-vis de cette portance, les entrevous de plus faible hauteur sont normalement les plus défavorables, sauf dispositions particulières. Les essais permettent éventuellement de déterminer la hauteur minimale que doivent présenter les entrevous pour une charge d'exploitation donnée.

1 Généralités

Compte tenu des remarques ci-dessus, il est nécessaire d'être assuré du bon comportement du plancher vis-à-vis de la pénétration à la mise en service de la construction.

Le Groupe spécialisé n° 3 a pu, à partir d'une série d'essais, mettre au point un processus permettant de se libérer de cette contrainte. Le processus peut être schématisé de la façon suivante dans le cas d'une usine ayant un certain nombre de produits utilisés pour des planchers à entrevous porteurs TCI :

- détection du profil de moindre résistance à partir d'un essai conventionnel sur la gamme complète d'entrevous TCI ;
- réalisation d'un module d'essai à partir du profil précité et vérification du bon comportement de l'élément.

Ces essais sont à effectuer lors de la demande d'Avis Technique du procédé et à chaque changement du matériau constitutif ou de la géométrie de l'entrevous. Par contre, ils ne sont pas à renouveler régulièrement dans le cadre général du contrôle de qualité des entrevous, une dérive éventuelle des caractères du matériau constitutif étant décelable par les autres essais effectués conformément aux prescriptions du référentiel de certification des entrevous.

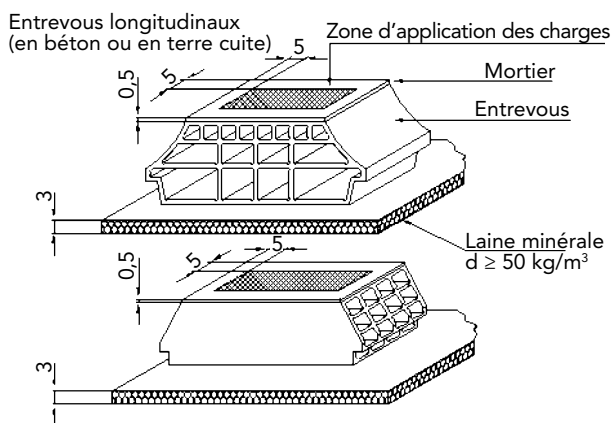
Commentaire

Ce qui précède n'est valable que dans le cas où le même matériau est utilisé pour l'ensemble des profils d'entrevous.

2 Méthodologie

2.1 Détection du profil de moindre résistance

Le centre de production réalise une série d'essais sur tous les entrevous TCI fabriqués. Ces entrevous sont revêtus d'une couche de mortier de 0,5 cm d'épaisseur et reposent sur un matelas de laine minérale de densité $\geq 50 \text{ kg/m}^3$ et d'épaisseur voisine de 3 cm.



On neutralise une bande de 5 cm de largeur sur le pourtour des entrevous. La charge d'essai est appliquée sur la zone ainsi délimitée, au moyen d'un cylindre métallique de 2,5 cm de diamètre (au bord inférieur arrondi avec $r = 1 \text{ mm}$), avec interposition d'un morceau de revêtement plastique de 15/10 mm. Le point d'application est choisi dans l'une des positions estimées les plus défavorables, entre deux cloisons les plus éloignées par exemple.

La charge est portée progressivement à 5 kN. Pour chaque entrevou, l'essai comporte quatre mises en charge en des points différents, la dernière étant poussée jusqu'à rupture. Quatre entrevous d'un même type sont ainsi essayés, la position de rupture étant différente dans chaque cas.

Commentaire

On distingue trois familles de revêtements de sols :

- les revêtements de sols minces collés ;
- les revêtements de sols scellés, éventuellement sur ravaillage, qui présentent par eux-mêmes une sécurité suffisante vis-à-vis du problème de la pénétration ;
- les revêtements de sols de toute nature, appliqués sur une dalle indépendante, pour lesquels l'expérience montre que le bon comportement aux charges de pénétration est généralement assuré.

Il est admis que l'essai ci-dessus défini est réalisé dans le cas le plus défavorable, après mise en place et durcissement entre le revêtement plastique de 15/10 mm et la face supérieure de l'entrevou d'une couche de mortier fin de ciment de 0,5 cm d'épaisseur, cette disposition étant la plus conforme aux conditions pratiques réelles d'emploi des entrevous.

Deux cas peuvent se présenter :

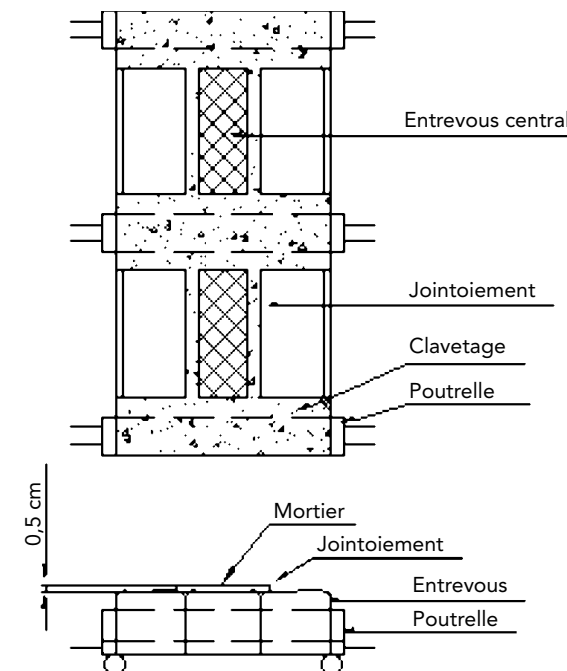
- la totalité des produits essayés dans tous les profils de la gamme a une résistance supérieure ou égale à 5 kN. La gamme complète des produits est réputée utilisable pour la réalisation de planchers à entrevous TCI, sous réserve d'un résultat favorable lors de l'expérimentation effectuée sur un module d'essai ;
- un ou plusieurs produits essayés ont une résistance inférieure à 5 kN. Ceux dont la résistance est supérieure à 5 kN sont acceptés. Pour les autres, une contre-épreuve est effectuée sur un module d'essai réalisé à partir de l'entrevou de moindre résistance.

2.2 Module d'essai

Il est conforme au dessin ci-dessous.

La charge d'essai, identique à la précédente, est appliquée sur les entrevous centraux avec interposition d'un morceau de revêtement plastique de 15/10 mm posé sur une couche de mortier de 0,5 cm d'épaisseur.

Le point d'application est choisi dans l'une des dispositions estimées les plus défavorables, entre deux cloisons les plus éloignées par exemple, et situé hors de la zone de renforcement des clavetages ou du jointoiement.



La charge est portée progressivement à 5 kN. La vérification comporte quatre mises en charges pour chacun des deux entrevous centraux, en des points différents, la dernière étant poussée jusqu'à rupture.

Commentaire

Cet essai a pour but de mettre le plancher dans des conditions voisines de celles de son utilisation normale. L'essai conventionnel permettant la détection du profil de moindre résistance place en effet l'entrevou dans des conditions défavorables vis-à-vis de la pénétration.

Deux cas peuvent se présenter :

- la résistance est, pour tous les chargements, supérieure à 5 kN. La gamme complète des produits est réputée utilisable pour la réalisation des planchers à entrevous TCI ;
- un ou plusieurs résultats ont une valeur inférieure à 5 kN. Le produit ne peut être retenu dans la gamme des entrevous TCI. On recommence l'essai sur le module avec l'entrevous pour lequel l'essai conventionnel a conduit à la résistance immédiatement supérieure.

Commentaire

Dans le cas où un produit a été rebuté, une modification de sa géométrie reste possible. On peut réaliser ensuite un nouveau module en suivant le processus d'essai décrit ci-dessus.

Annexe IV : Solidarisation transversale

A Essai de solidarisation transversale (introduit à l'article I.A.109,31)

1 Objet

L'essai de solidarisation transversale a pour objet de vérifier l'aptitude du plancher à répartir sur plusieurs nervures les sollicitations résultant de l'application de charges concentrées, comme par exemple celles apportées par les cloisons légères de distribution.

2 Constitution du corps d'épreuve

Plancher comportant 5 ou 7 nervures, dont la largeur totale n'est pas inférieure au 3/4 de la portée. À leurs extrémités, les nervures sont reliées par des chaînages.

Le plancher d'essai est plâtré en sous-face mais ne reçoit aucune finition de surface (absence de revêtements de sol).

3 Modalités d'essai

Le corps d'épreuve est posé sur deux appuis simples continus, l'un au moins étant constitué d'un rouleau.

Commentaire

Préalablement à l'essai proprement dit, le corps d'épreuve est soumis à une série de chocs d'ébranlement. Ces chocs sont produits par un sac en toile plein de sable sec et sans fines, pesant 30 daN, qu'on laisse tomber de hauteurs variant de 30 cm en 30 cm à mi-portée et à mi-largeur du plancher. Les essais seront conduits jusqu'à atteindre une hauteur de chute de 3 m.

Conventionnellement, la charge nominale est prise égale à la charge d'exploitation sur l'élément central plus une charge de 250 daN correspondant à une cloison répartie.

Cette charge est appliquée sur la nervure centrale en deux points situés au 1/4 et 3/4 de la portée par l'intermédiaire d'une platine carrée de 20 cm de côté.

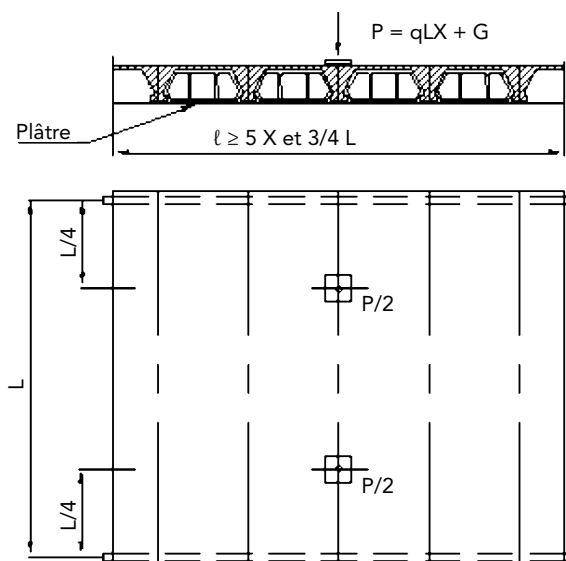
Elle est appliquée par moitié à chacun des deux points d'application précédents et a pour valeur :

$$P = q.L.\chi + G$$

avec :

- q : charges d'exploitation (daN/m²)
- χ : entraxe (m)
- L : portée libre entre appuis simples (m)
- G : poids total (daN)

Le chargement se fait par paliers : le total de la charge nominale sera appliqué par fractions au plus égale à 1/4 et, dans chaque intervalle, il y aura lieu d'attendre la stabilisation avant de procéder au chargement suivant ou au déchargement.



4 Exigences, critères d'acceptation

Sous la charge nominale, on ne doit pas observer de fissure dans l'enduit plâtre.

Le plancher doit pouvoir supporter à l'état limite ultime une charge au moins égale à deux fois la charge nominale.

B Méthode de calcul simplifiée (introduite au commentaire de l'article I.A.109.32)

1 Objet

La méthode exposée ci-après a pour but de déterminer, de façon approchée, la répartition des efforts longitudinaux et transversaux, sous l'effet des charges concentrées linéaires (cloisons) ou ponctuelles.

Pour une détermination plus précise de la répartition des efforts, il y a lieu de se reporter à la théorie des dalles anisotropes appuyées sur deux côtés ou à celle des systèmes de poutres croisées.

Commentaire

Par contre cette méthode de calcul ne permet pas de juger du comportement d'un enduit de plafond appliqué en sous-face du plancher selon la prescription de l'article I.A.109.31, ceci ne pouvant être fait que par voie expérimentale.

2 Domaine de validité

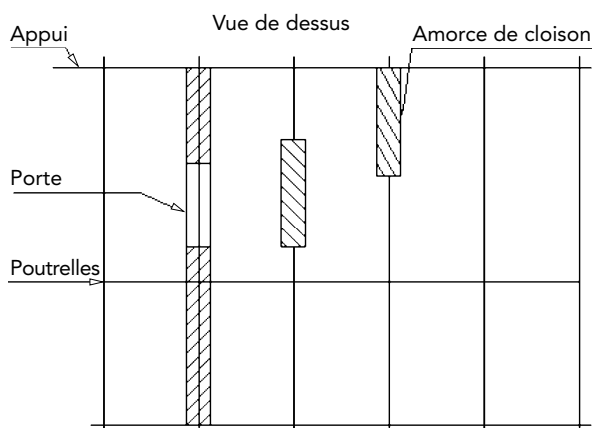
La méthode approchée ci-après est seulement applicable :

- aux planchers à table de compression complète coulée en place ;
- si l'entraxe des poutrelles n'excède pas 75 cm ;
- pour les charges ponctuelles, si elles sont appliquées sur la moitié centrale de la portée ;

Commentaire

Dans le cas d'une charge concentrée appliquée sur un quart extrême de la portée, on admet que la fraction de charge requise directement par la poutrelle chargée varie linéairement entre 1 à l'appui et la valeur donnée dans le tableau de l'article 3 pour une charge appliquée au quart de la portée. Corrélativement, les fractions de charges requises par les poutrelles extrêmes sont diminuées.

- si les cloisons (ou autres charges concentrées linéairement) règnent sur la quasi-totalité de la portée du plancher ou partiellement sur la partie centrale de la portée.



Par quasi-totalité, on admet une ouverture dans la cloison, dont la largeur n'affecte qu'une faible fraction de la longueur de la cloison, comme une porte par exemple. La méthode n'est pas directement applicable dans le cas d'une amorce de cloison qui ne régnerait que sur une fraction de la portée près d'un appui, du fait du moindre effet de répartition transversale dans ce cas. On peut toutefois s'inspirer des indications données ci-avant pour une charge concentrée proche d'un appui.

3 Cas d'une charge appliquée en zone centrale du plancher

3.1 Répartition transversale

Le tableau qui suit donne la répartition des efforts dans le sens transversal pour une charge unitaire, en fonction du nombre de poutrelles sur lesquelles il est possible de répartir cette charge. Le choix du nombre de poutrelles concernées par la répartition est libre dans les limites du tableau tant que la charge linéaire n'excède pas 7,5 kN/m.l. Sinon, il convient d'admettre la répartition maximale possible en fonction du nombre exact de poutrelles en zone de plancher considérée.

Nombre de poutrelles	N° des poutrelles						
	1	2	3	4	5	6	7
5	26	22	15	0			
7	24	19	13	6	0		
9	22	17	12	7	3	0	
11	21	17	12	7	3	0,5	0
> 11	21	17	12	7	3	0,5	0

Pourcentage de charge repris par poutrelles

Commentaire

Exemple :

Soit à supporter une cloison pesant 1 000 daN/m.l sur un plancher comportant au minimum 11 poutrelles.

Compte tenu de sa valeur, la charge doit être répartie obligatoirement sur les 11 poutrelles.

La poutrelle 1 reprend 210 daN/m.l.

Chaque poutrelle 2 reprend 170 daN/m.l.

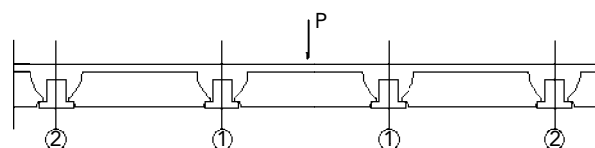
Chaque poutrelle 3 reprend 120 daN/m.l.

Chaque poutrelle 4 reprend 70 daN/m.l.

Chaque poutrelle 5 reprend 30 daN/m.l.

Chaque poutrelle 6 reprend 5 daN/m.l.

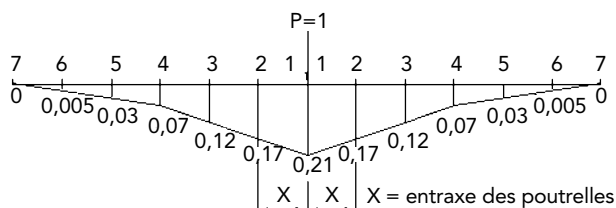
Dans le cas où les poutrelles ne se trouvent pas sous la zone d'application de la charge, on peut, en première approximation, considérer que le pourcentage de charge à reprendre par chaque poutrelle adjacente à la charge est celui de la poutrelle 1. On conserve la loi de décroissance du tableau ci-dessus en arrêtant la répartition lorsque le pourcentage total atteint 100.



Pour assurer la transmission correcte de ces efforts, il est nécessaire de disposer, dans le sens perpendiculaire aux poutrelles une armature complémentaire calculée pour équilibrer un moment forfaitaire unitaire égal à « M_t » avec :

- $M_t = 0,3 \times p$ cas d'une charge linéaire
- $M_t = 0,125 \times P$ cas d'une charge ponctuelle
- p : charge linéaire en daN/m.l
- P : charge ponctuelle en daN
- M_t : moment transversal en daN.m/m.l

Les coefficients 0,3 et 0,125 tiennent compte de la résistance à la torsion développée par le plancher dans sa déformation transversale.



Par dérogation aux règles habituelles, le diamètre des aciers constitutifs de l'armature complémentaire précédente peut atteindre, mais ne pas dépasser, le cinquième de l'épaisseur de la table de compression au-dessus des entrevous.

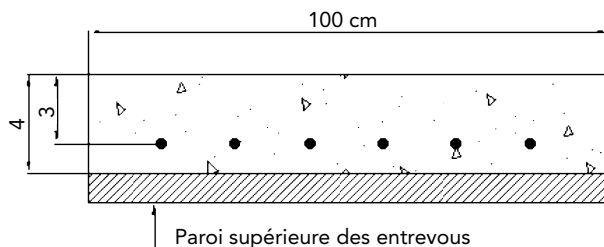
Commentaire

Exemple :

Soit à supporter une cloison pesant 750 daN/m.l (charge pondérée)

$M_t = 0,3 \times 750 = 225$ daN m/m.l (à l'ELU)

Dans le cas d'un plancher à table de compression complète coulée en place, de 4 cm d'épaisseur au-dessus des entrevous, on obtient, pour 1 m de longueur de poutrelle :



En considérant des armatures de nuance B500 et un béton de 25 MPa

Soit d la hauteur utile de la table de compression : $d = 3$ cm

On a :

$$\mu = Mt / (bd^2 f_{cd}) = 2250 / (1 \cdot (0,03)^2 \cdot 16,7 \cdot 10^6) = 0,150$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,204$$

$$z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d = (1 - 0,4 \times 0,204) \times 0,03 = 0,027 \text{ m}$$

$\sigma_s = 435 + 728 (\epsilon_s - 2,17 \cdot 10^{-3})$ pour les aciers du type B en utilisant le diagramme de calcul bilinéaire avec branche ascendante défini au 3.2.7 (2).a de la NF EN 1992-1-1.

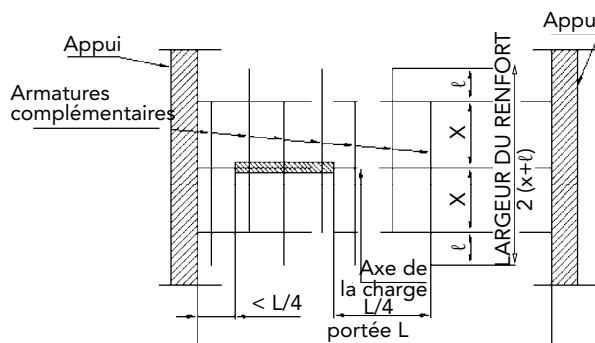
$$\epsilon_s = \frac{3,5(1-\alpha)}{1000\alpha} = 0,0136 ; \sigma_s = 443,3 \text{ MPa}$$

$$A = Mt / (z \cdot \sigma_s) = 2250 / (0,027 \cdot 443,3 \cdot 10^6) = 1,88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m.l} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

Si la table est déjà armée d'un treillis soudé 4,5 x 4,5/200 x 200 de 0,80 cm²/m.l de section, l'armature complémentaire a pour section 1,08 cm²/m.l soit par exemple : 5 aciers HA ϕ 6 B500 par mètre.

L'armature complémentaire doit régner sur la largeur définie sur le schéma ci-dessous et sur une longueur correspondant à l'emprise de la charge augmentée de $L/4$ de part et d'autre de la charge, en se limitant aux appuis.

- avec :
- l : longueur d'ancrage de l'acier utilisé
- χ : entraxe ou 50 cm, si l'entraxe est inférieur à 50 cm
- L : portée des poutrelles



3,2 Absence de répartition transversale

Il est toléré de porter la totalité de la charge par un renforcement local sans tenir compte de la répartition transversale, à la condition de s'assurer de la compatibilité de déformation entre les éléments renforcés et les éléments courants adjacents.

Commentaire

On peut admettre que cette compatibilité est satisfaisante, si la flèche des éléments renforcés ne diffère pas de plus de 25 % de celle des éléments courants adjacents, ces éléments étant supposés indépendants.

4 Cas d'une charge appliquée près d'une rive du plancher

- Dans le cas où la distance entre l'axe de la charge et la rive du plancher est inférieure à 2χ (ou 1 m si $\chi < 50$ cm), on peut considérer deux hypothèses :

4,1 La rive du plancher est raidie par une poutre, un mur ou tout autre système

La méthode développée ci-avant reste valable en considérant un plancher fictif dont les poutrelles sont disposées symétriquement par rapport à la charge.

L'élément raidisseur est calculé pour équilibrer la plus importante des actions suivantes :

- soit la fraction de charge non équilibrée par les poutrelles réellement existantes ;
- soit la fraction de charge obtenue en multipliant le pourcentage de charge qui affecterait la poutrelle implantée à l'aplomb du raidisseur dans le cas d'un plancher non interrompu, par le rapport du moment d'inertie du raidisseur à celui d'une largeur de plancher égale à l'entraxe des poutrelles. La fraction de charge à prendre en compte doit être limitée à la valeur de la charge, lorsque le résultat de la multiplication précédente conduit à une valeur plus grande. Le ferrailage transversal est déterminé comme pour les charges en zone centrale.

4,2 Le bord de la cellule est libre

La méthode de Guyon-Massonet permet de connaître la répartition dans les deux sens sous réserve de faire une approximation quant à la prise en compte du supplément de rigidité apporté par les entrevous lorsque ceux-ci sont des entrevous résistants.

Commentaire

En l'absence d'autres renseignements, cette approximation peut être faite en majorant forfaitairement l'épaisseur de la table de compression de 2 cm si les entrevous ont une géométrie satisfaisant aux conditions de dérognation-couture, 1,5 cm dans le cas contraire.

5 Charges appliquées en rive de plancher

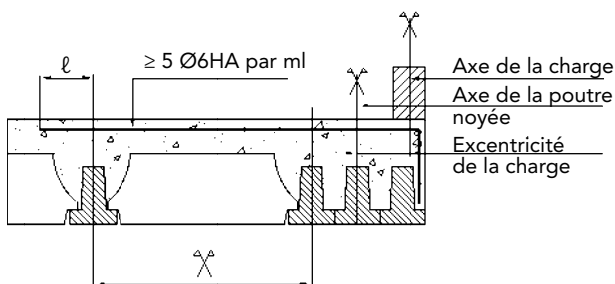
Dans le cas de charges lourdes en rive de plancher (cas d'un joint de dilatation, par exemple), il est nécessaire de prévoir une poutre de rive avec soffite ou tout autre dispositif susceptible de porter la totalité des charges.

Commentaire

Dans le cas où l'on ne peut pas réaliser de soffite, il est loisible de renforcer en rive par des poutrelles jointives, à condition que la charge n'excède pas 1 000 daN/m.l. Il est alors nécessaire de s'assurer de la compatibilité des déformations entre éléments renforcés et éléments courants adjacents comme indiqué ci-dessus. On dispose un ferrailage en chapeau, calculé en fonction de l'excentricité de la charge par rapport à l'axe de l'élément porteur, la section de ces chapeaux ne devant pas être inférieure à 5 Ø 6 HA par m.l.

Cette solution peu satisfaisante n'est donc acceptable que pour des charges relativement limitées : pour des charges supérieures à 1 000 daN/m.l, il est obligatoire de prévoir en rive une poutre de renfort avec soffite ou, éventuellement, une poutre extradossée.

ℓ = longueur d'ancrage des aciers utilisés



Annexe V : Principe de vérification lors de la mise en œuvre des planchers

Les vérifications décrites ci-dessous font référence à des valeurs résistantes qui peuvent être définies :

- pour les poutrelles treillis, soit dans l'Avis Technique à partir d'essais initiaux (voir l'Annexe I du chapitre 2 du présent CPT), soit dans la certification produit à partir d'essais initiaux et/ou de suivi ;
- pour les poutrelles précontraintes, dans la certification produit avec suivi.

1 Définition des charges

Concernant les charges à prendre en compte, l'annexe utilise la terminologie suivante :

g_1 : poids des poutrelles exprimé en daN/m

χ : entraxe des poutrelles dans le plancher en m

$$G_1 = \frac{g_1}{\chi}$$

G_1 : poids des poutrelles exprimé en daN/m² de plancher

G_b : Poids propre des entrevous exprimé en daN/m² de plancher

Q_{c0} : poids propre du béton coulé en place exprimé en daN/m² de plancher

Q_s : sollicitations dues aux charges de construction, définies comme la combinaison de deux actions

$Q_s = E\{Q_{s1} + \Psi_{0,2} Q_{s2}\}$ avec :

- $Q_{s1} = 1,5 \text{ kN/m}^2$, charge appliquée sur une aire de travail de dimensions en plan 3 m x 3 m
- $Q_{s2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$, charge appliquée à l'extérieur de la zone de travail, avec un coefficient de combinaison $\Psi_{0,2} = 0,6$

Q'_{c0} : poids du béton de chantier en intégrant l'accumulation de béton du fait de la déformation de la poutrelle sous la combinaison de charges $E\{G_1 + G_b + Q_{c0} + Q_s\}$

Q''_{c0} : poids du béton de chantier en intégrant l'accumulation de béton du fait de la déformation de la poutrelle sous la combinaison de charges $E\{G_1 + G_b + Q_{c0}\}$

Le surcroît de charge est représenté par une charge uniformément répartie équivalente correspondant à une épaisseur de béton constante, égale à $0,70 w_{\max}$ où w_{\max} est la flèche résiduelle totale calculée à mi-portée, compte tenu de l'éventuelle contre-flèche w_c (poutrelles précontraintes). Pour ce calcul, le système de charges $Q_s\{Q_{s1}; Q_{s2}\}$ est positionné de manière à créer la sollicitation de flexion la plus défavorable sur la travée.



2 Méthode de vérification des critères de sécurité, de déformation et d'intégrité

2-a) Configurations de chantier à prendre en compte

Il convient de tenir compte des systèmes statiques illustrés au paragraphe H.2.1 de l'Annexe H de la NF EN 15037-1 en intégrant la charge de chantier définie à l'article I.A.104,11 c).

Commentaire

La portée d'étalement L_{er} est celle qui est définie à l'article I.A.105,13.

Pour la vérification des critères de sécurité et d'intégrité en travée, le système de charges $Q_s\{Q_{s1}; Q_{s2}\}$ est disposé dans la situation la plus défavorable : la zone de travail de 3 m x 3 m est axée sur la portée L_{er} (portée de mise en œuvre définie à l'article I.A.105,13) pour la vérification à la flexion ; la zone de travail de 3 m x 3 m est positionnée en bordure de l'appui vérifié pour la vérification à l'effort tranchant.

La charge Q_s doit être considérée comme une action variable. Sa zone d'application est celle produisant les effets défavorables vis-à-vis de la sollicitation examinée. Par exemple, dans le cas d'une portée d'étalement inférieure à 3 m, la zone de travail peut être limitée à la longueur de la travée afin de développer le moment maximal dans la travée considérée.

En ce qui concerne les vérifications relatives au critère de déformation, le calcul des déformations devra être effectué en considérant une poutrelle chargée (sous les actions $G_1 + G_b + Q'_{co}$) sur toute sa longueur (sans distinction des cas de figure avec travées non chargées).

Exemples de configurations de chantier à prendre en compte :

– Critère de déformation :

Critère déformation

Configuration 1	
Configuration 2	

1) $G_1 + G_b$

2) Q'_{co}

– Critère du moment fléchissant :

Critère moment fléchissant

	Portée d'étalement ≤ 3 m	Portée d'étalement > 3 m
Configuration 1		
Configuration 2		
Configuration 3		
Configuration 4		

1) $1,35 K_{R1} (G_1 + G_b)$

2) $1,35 K_{R1} Q'_{co}$

3) $1,50 K_{R1} Q_{s,1}$

4) $1,50 K_{R1} \psi_{0,2} Q_{s,2}$

– Critère d'intégrité en travée :

	Portée d'étalement ≤ 3 m	Portée d'étalement > 3 m
Configuration 1		
Configuration 2		
Configuration 3		
Configuration 4		

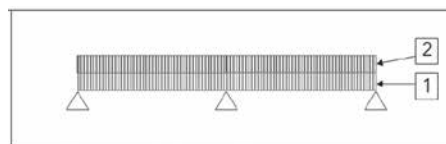
1) $(G_1 + G_b)$

2) Q'_{co}

3) $Q_{s,1}$

4) $\psi_{0,2} Q_{s,2}$

– Critère d'intégrité sur étau :



1) $G_1 + G_b$

2) Q_{co}

– Critère de l'effort tranchant :

Critère effort tranchant

	Portée d'étalement ≤ 3 m	Portée d'étalement > 3 m
Configuration 1		
Configuration 2		

- 1 $1,35 K_{FI} (G_1 + G_b)$
- 2 $1,35 K_{FI} Q'_{co}$
- 3 $1,50 K_{FI} Q_{s,1}$
- 4 $1,50 K_{FI} \Psi_{0,2} Q_{s,2}$

2-b) Détermination des sollicitations

- Le moment sollicitant $M_{Ed,prov}$ est déterminé en considérant la combinaison suivante :
- $E\{1,35 K_{FI} G_1 ; 1,35 K_{FI}(G_b + Q'_{co}) ; 1,50 K_{FI} Q_{s,1} ; 1,50 K_{FI} \Psi_{0,2} Q_{s,2}\}$
expression dans laquelle :
 - $K_{FI} = 0,90$ dans le cas de planchers dont la hauteur, mesurée par rapport au sol, n'est pas supérieure à 1 m ;
 - $K_{FI} = 1,00$ dans les autres cas.
- L'effort tranchant sollicitant $V_{Ed,prov}$ est déterminé en considérant la même combinaison d'actions que celle retenue pour la vérification de la résistance en flexion.
- Le calcul des déformations est déterminé en considérant la combinaison suivante :
 $E\{G_1 ; G_b ; Q'_{co}\}$
- Le moment sollicitant $M_{fi,prov}$ pour la vérification de l'intégrité de la section à mi-travée est déterminé en considérant la combinaison suivante :
 $E\{G_1 ; G_b ; Q'_{co} ; Q_{s,1} ; \Psi_{0,2} Q_{s,2}\}$

2-c) Vérifications

→ Critères de déformation :

On doit vérifier que :

La déformation maximale w_{max} calculée sous l'action du poids propre du plancher doit respecter la relation suivante :

$$w_{max} \leq \frac{L_{er}}{n_f}$$

Avec :

L_{er} : la portée de mise en œuvre définie à l'article I.A.105,13

n_f : suivant le critère de flèche retenu :

$n_f = 200$ dans le cas de planchers posés sans étai et pour lesquels il n'y pas d'exigence sur l'aspect en sous-face (vides sanitaires par exemple)

$n_f = 500$ dans les autres cas

Le calcul de w_{max} est explicité à l'article 204,2 pour les poutrelles treillis et à l'article 306,1 pour les poutrelles précontraintes.

→ Critères de sécurité :

– Vérification de la résistance en flexion

On doit vérifier que :

$$M_{Ed,prov} \leq M_{Rd}$$

Le moment résistant des poutrelles M_{Rd} est donné soit dans l'Avis Technique (à partir d'essais initiaux : voir l'Annexe I du chapitre 2), soit dans la certification produit.

– Vérification de la résistance à l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{Ed,prov} \leq V_{Rd}$$

L'effort tranchant sollicitant $V_{Ed,prov}$ est déterminé en considérant la même combinaison d'actions que celle retenue pour la vérification de la résistance en flexion.

L'effort tranchant résistant des poutrelles V_{Rd} est donné à l'article 204,3 pour les poutrelles treillis et à l'article 306,2 pour les poutrelles précontraintes.

– Vérifications d'intégrité de la section sur étai et en travée

Ces vérifications concernent uniquement les poutrelles précontraintes. Elles sont détaillées à l'article 306,3.

Annexe VI : Comportement acoustique des planchers à poutrelles et entrevous

1 Lois de comportement acoustique des planchers

1.1 Planchers avec entrevous de coffrage en voute mince (CL)

L'indice d'affaiblissement $R_{\text{plagenCL-Ms}}$ (en dB) pour un plancher générique de masse surfacique M_s est évalué sur la base de la formule suivante :

$$R_{\text{plagenCL-Ms}} = R_{\text{ref-CL}} + 32 \log_{10}(M_s/300) - 4$$

Une marge de sécurité de 4 dB est prise en compte pour évaluer la performance du générique de masse surfacique M_s .

L'indice d'affaiblissement de référence du plancher avec entrevous de coffrage en voute mince $R_{\text{ref-CL}}$ en dB est donné dans le tableau ci-dessous par tiers d'octave de 100 à 500 Hz.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
$R_{\text{ref-CL}}$ (dB)	42,3	40,9	43,4	42,5	43,5	45,7	47,1	50,5	53,3	55,1	55,2	56,2	56,2	59,4	62,5	62,3	64,0	65,7

Le niveau de bruit de choc $L_{\text{n plagenCL-Ms}}$ pour un plancher générique de masse surfacique M_s est évalué sur la base de la formule suivante :

$$L_{\text{n plagenCL-Ms}} = L_{\text{n ref-CL}} - 32 \log_{10}(M_s/300) + 4$$

Le niveau de bruit de choc de référence du plancher avec entrevous de coffrage en voute mince $L_{\text{n ref-CL}}$ en dB est donné dans le tableau ci-dessous par tiers d'octave de 100 à 5 000 Hz.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
$L_{\text{n ref-CL}}$ (dB)	63,7	66,0	64,5	69,3	69,7	69,6	70,5	71,1	72,1	73,9	76,3	77,1	79,1	78,8	78,1	80,0	79,3	77,7

Cette méthode est estimée être utilisable dans les domaines suivants :

- masse surfacique totale entre 170 et 500 kg/m² ;
- hauteur coffrante¹ des entrevous entre 12 et 20 cm.

La hauteur totale du plancher mentionnée dans les tableaux de cette section est donnée à titre indicatif ; elle dépend notamment de la hauteur coffrante et aussi de l'épaisseur de la dalle de compression.

1. La hauteur coffrante est définie comme la hauteur entre la sous-face du talon de la poutrelle et le point supérieur de l'entrevous.

Le tableau ci-dessous donne des exemples de performances acoustiques calculées sur la base des formules proposées ci-dessus pour les planchers avec entrevous en voûte mince.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
Ms = 185 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 160 et 180 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenCL-185}} - R_w + C = 42 \text{ dB}$																		
	31.5	30.2	32.6	31.8	32.8	35.0	36.4	39.8	42.6	44.4	44.5	45.5	45.5	48.7	51.8	51.6	53.2	55.0
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenCL-185}} - L_{n,w} = 96 \text{ dB}$																		
	74.4	76.7	75.2	80.0	80.4	80.3	81.3	81.8	82.8	84.6	87.0	87.8	89.9	89.5	88.8	90.7	90.1	88.5
Ms = 210 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 180 et 210 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenCL-210}} - R_w + C = 44 \text{ dB}$																		
	33.3	32.0	34.4	33.5	34.5	36.8	38.1	41.5	44.3	46.1	46.2	47.2	47.3	50.4	53.5	53.4	55.0	56.8
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenCL-210}} - L_{n,w} = 94 \text{ dB}$																		
	72.6	75.0	73.5	78.3	78.6	78.5	79.5	80.1	81.0	82.8	85.3	86.1	88.1	87.8	87.1	88.9	88.3	86.7
Ms = 240 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 200 et 240 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenCL-240}} - R_w + C = 46 \text{ dB}$																		
	35.2	33.8	36.3	35.4	36.4	38.6	40.0	43.4	46.2	48.0	48.1	49.1	49.1	52.3	55.4	55.2	56.9	58.6
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenCL-240}} - L_{n,w} = 92 \text{ dB}$																		
	70.8	73.1	71.6	76.4	76.8	76.7	77.6	78.2	79.2	81.0	83.4	84.2	86.2	85.9	85.2	87.1	86.4	84.8
Ms = 285 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 220 et 250 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenCL-285}} - R_w + C = 48 \text{ dB}$																		
	37.5	36.2	38.6	37.8	38.8	41.0	42.4	45.8	48.6	50.4	50.5	51.5	51.5	54.7	57.8	57.6	59.2	61.0
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenCL-285}} - L_{n,w} = 90 \text{ dB}$																		
	68.4	70.7	69.2	74.0	74.4	74.3	75.3	75.8	76.8	78.6	81.0	81.8	83.9	83.5	82.8	84.7	84.1	82.5
Ms = 320 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 230 et 260 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenCL-320}} - R_w + C = 50 \text{ dB}$																		
	39.2	37.8	40.3	39.4	40.4	42.6	44.0	47.4	50.2	52.0	52.1	53.1	53.1	56.3	59.4	59.2	60.9	62.6
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenCL-320}} - L_{n,w} = 88 \text{ dB}$																		
	66.8	69.1	67.6	72.4	72.8	72.7	73.6	74.2	75.2	77.0	79.4	80.2	82.2	81.9	81.2	83.1	82.4	80.8
Ms = 380 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 240 et 270 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenCL-380}} - R_w + C = 52 \text{ dB}$																		
	41.5	40.2	42.6	41.8	42.8	45.0	46.4	49.8	52.6	54.4	54.5	55.5	55.5	58.7	61.8	61.6	63.2	65.0
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenCL-380}} - L_{n,w} = 86 \text{ dB}$																		
	64.4	66.7	65.2	70.0	70.4	70.3	71.3	71.8	72.8	74.6	77.0	77.8	79.9	79.5	78.8	80.7	80.1	78.5

Les performances ΔL et ΔR des revêtements de sol et des plafonds suspendus mesurées en laboratoire sur un plancher en béton de 140 mm d'épaisseur peuvent être utilisées sur ces planchers poutrelles entrevous en voûte mince.

1.2 Planchers avec entrevous PSE (PSE)

Une marge de 5 dB est prise en compte pour évaluer la performance de référence.

L'indice d'affaiblissement $R_{\text{plagenPSE-}M_s}$ pour un plancher générique de masse surfacique M_s est évalué sur la base de la formule suivante :

$$R_{\text{plagenPSE-}M_s} = R_{\text{ref-PSE}} + 45 \log_{10}(M_s/300) - 5$$

La performance de référence $R_{\text{ref-PSE}}$ en dB est donnée dans le tableau ci-dessous par tiers d'octave de 100 à 5 000 Hz.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
$R_{\text{ref-PSE}}$ (dB)	45,7	45,6	42,4	46,1	45,7	45,8	47,0	47,3	45,9	48,0	50,3	53,0	55,1	57,2	58,4	61,2	64,8	66,6

Le niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenPSE-}M_s}$ pour un plancher générique de masse surfacique M_s est évalué sur la base de la formule suivante :

$$L_{n \text{ plagenPSE-}M_s} = L_{n \text{ ref-PSE}} - 45 \log_{10}(M_s/300) + 5$$

La performance de référence $L_{n \text{ ref-PSE}}$ en dB est donnée dans le tableau ci-dessous par tiers d'octave de 100 à 5 000 Hz.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
$L_{n \text{ ref-PSE}}$ (dB)	60,9	62,1	65,8	66,8	68,4	69,3	72,5	76,9	80,8	81,7	81,2	79,6	81,8	81,9	82,7	82,0	79,7	77,9

Cette méthode est estimée être utilisable dans les domaines suivants :

- masse surfacique totale entre 175 et 350 kg/m² ;
- hauteur coffrante des entrevous entre 10 et 20 cm (+ languette éventuellement).

Le tableau ci-dessous donne des exemples de performances acoustiques calculées sur la base des formules proposées ci-dessus pour les planchers avec entrevous en PSE.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
Ms = 200 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 170 et 190 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenPSE-200}} - R_w + C = 38 \text{ dB}$																		
	32.8	32.7	29.5	33.2	32.8	32.9	34.1	34.4	33.0	35.1	37.4	40.0	42.1	44.2	45.5	48.3	51.9	53.7
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenPSE-200}} - L_{n,w} = 101 \text{ dB}$																		
	73.8	75.0	78.7	79.8	81.3	82.3	85.4	89.8	93.7	94.6	94.1	92.6	94.8	94.8	95.6	95.0	92.6	90.9
Ms = 225 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 190 et 220 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenPSE-225}} - R_w + C = 40 \text{ dB}$																		
	35.1	35.0	31.8	35.5	35.1	35.2	36.4	36.7	35.3	37.4	39.7	42.3	44.4	46.5	47.8	50.6	54.2	56.0
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenPSE-225}} - L_{n,w} = 99 \text{ dB}$																		
	71.5	72.7	76.4	77.5	79.0	80.0	83.1	87.5	91.4	92.3	91.8	90.3	92.5	92.5	93.3	92.7	90.3	88.6
Ms = 250 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 200 et 240 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenPSE-240}} - R_w + C = 42 \text{ dB}$																		
	37.2	37.1	33.9	37.6	37.1	37.3	38.5	38.8	37.4	39.4	41.8	44.4	46.5	48.6	49.9	52.7	56.3	58.1
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenPSE-240}} - L_{n,w} = 97 \text{ dB}$																		
	69.4	70.7	74.4	75.4	76.9	77.9	81.0	85.4	89.3	90.3	89.7	88.2	90.4	90.5	91.2	90.6	88.2	86.5
Ms = 280 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 230 et 260 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenPSE-280}} - R_w + C = 44 \text{ dB}$																		
	39.4	39.3	36.1	39.8	39.3	39.5	40.7	41.0	39.6	41.6	44.0	46.6	48.7	50.8	52.1	54.9	58.5	60.3
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenPSE-280}} - L_{n,w} = 94 \text{ dB}$																		
	67.2	68.5	72.2	73.2	74.7	75.7	78.8	83.2	87.1	88.1	87.5	86.0	88.2	88.3	89.0	88.4	86.0	84.3
Ms = 315 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 240 et 280 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenPSE-315}} - R_w + C = 47 \text{ dB}$																		
	41.7	41.6	38.4	42.1	41.6	41.8	43.0	43.3	41.9	43.9	46.3	48.9	51.0	53.1	54.4	57.2	60.8	62.6
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenPSE-315}} - L_{n,w} = 92 \text{ dB}$																		
	64.9	66.2	69.9	70.9	72.4	73.4	76.5	80.9	84.8	85.8	85.2	83.7	85.9	86.0	86.7	86.1	83.7	82.0
Ms = 350 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 270 et 300 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenPSE-350}} - R_w + C = 49 \text{ dB}$																		
	43.8	43.7	40.5	44.1	43.7	43.9	45.0	45.3	43.9	46.0	48.3	51.0	53.1	55.2	56.5	59.3	62.8	64.6
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenPSE-350}} - L_{n,w} = 90 \text{ dB}$																		
	62.8	64.1	67.8	68.8	70.4	71.3	74.5	78.8	82.8	83.7	83.2	81.6	83.8	83.9	84.6	84.0	81.7	79.9

Les performances ΔL et ΔR des revêtements de sol et des plafonds suspendus mesurées en laboratoire sur un plancher en béton de 140 mm d'épaisseur peuvent être utilisées sur ces planchers poutrelles entrevous en PSE.

1.3 Planchers avec entrevous béton creux (BC)

Une marge de 4 dB est prise en compte pour évaluer la performance de référence.

L'indice d'affaiblissement $R_{\text{plagenBC-Ms}}$ pour un plancher générique de masse surfacique M_s est évalué sur la base de la formule suivante :

$$R_{\text{plagenBC-Ms}} = R_{\text{ref-BC}} + 40 \log_{10}(M_s/300) - 4$$

La performance de référence $R_{\text{ref-BC}}$ en dB est donnée dans le tableau ci-dessous par tiers d'octave de 100 à 5 000 Hz.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
$R_{\text{ref-BC}}$ (dB)	35,5	37,5	39,2	39,3	41,9	43,0	45,6	50,0	53,0	52,4	55,2	56,6	58,5	59,2	56,2	56,2	62,0	64,8

Le niveau de bruit de choc $L_{\text{n plagenBC-Ms}}$ pour un plancher générique de masse surfacique M_s est évalué sur la base de la formule suivante :

$$L_{\text{n plagenBC-Ms}} = L_{\text{n ref-BC}} - 40 \log_{10}(M_s/300) + 4$$

La performance de référence $L_{\text{n ref-BC}}$ en dB est donnée dans le tableau ci-dessous par tiers d'octave de 100 à 5 000 Hz.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
$L_{\text{n ref-BC}}$ (dB)	66,3	63,5	66,1	67,7	68,6	70,1	69,5	69,5	70,2	73,6	73,7	75,4	75,7	78,2	83,6	85,7	81,2	78,2

Cette méthode est estimée être utilisable dans les domaines suivants :

- masse surfacique totale entre 230 et 550 kg/m² ;
- hauteur coffrante des entrevous entre 7 et 25 cm.

Le tableau ci-dessous donne des exemples de performances acoustiques calculées sur la base des formules proposées ci-dessus pour les planchers avec entrevous en béton creux.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
Ms = 290 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 180 et 210 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBC290}} - R_w + C = 46 \text{ dB}$																		
	30.9	32.9	34.6	34.7	37.3	38.4	41.0	45.4	48.4	47.8	50.6	52.0	53.9	54.6	51.6	51.6	57.4	60.2
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagen BC290}} - L_{n,w} = 92 \text{ dB}$																		
	70.9	68.1	70.7	72.3	73.2	74.7	74.1	74.1	74.8	78.2	78.3	80.0	80.3	82.8	88.2	90.3	85.8	82.8
Ms = 330 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 190 et 250 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBC-330}} - R_w + C = 49 \text{ dB}$																		
	33.1	35.1	36.8	36.9	39.6	40.7	43.2	47.7	50.6	50.0	52.9	54.2	56.2	56.8	53.8	53.8	59.7	62.4
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBC-330}} - L_{n,w} = 90 \text{ dB}$																		
	68.7	65.9	68.4	70.0	71.0	72.4	71.8	71.9	72.6	75.9	76.0	77.8	78.1	80.5	86.0	88.1	83.5	80.5
Ms = 370 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 210 et 260 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBC-370}} - R_w + C = 51 \text{ dB}$																		
	35.1	37.1	38.8	38.9	41.6	42.7	45.2	49.7	52.6	52.0	54.8	56.2	58.2	58.8	55.8	55.8	61.6	64.4
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBC-370}} - L_{n,w} = 88 \text{ dB}$																		
	66.7	63.9	66.4	68.1	69.0	70.4	69.8	69.9	70.6	73.9	74.0	75.8	76.1	78.6	84.0	86.1	81.6	78.6
Ms = 415 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 230 et 280 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBC-415}} - R_w + C = 53 \text{ dB}$																		
	37.1	39.1	40.8	40.9	43.6	44.7	47.2	51.7	54.6	54.0	56.8	58.2	60.2	60.8	57.8	57.8	63.6	66.4
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBC-415}} - L_{n,w} = 86 \text{ dB}$																		
	64.7	61.9	64.4	66.1	67.0	68.4	67.8	67.9	68.6	71.9	72.0	73.8	74.1	76.6	82.0	84.1	79.6	76.6
Ms = 460 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 250 et 300 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBC-460}} - R_w + C = 54 \text{ dB}$																		
	38.9	40.9	42.6	42.7	45.4	46.4	49.0	53.5	56.4	55.8	58.6	60.0	62.0	62.6	59.6	59.6	65.4	68.2
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBC-460}} - L_{n,w} = 84 \text{ dB}$																		
	62.9	60.1	62.6	64.3	65.2	66.7	66.1	66.1	66.8	70.2	70.2	72.0	72.3	74.8	80.2	82.3	77.8	74.8
Ms = 530 kg/m² – hauteur totale du plancher entre 270 et 320 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBC-530}} - R_w + C = 57 \text{ dB}$																		
	41.4	43.4	45.0	45.2	47.8	48.9	51.4	55.9	58.9	58.2	61.1	62.5	64.4	65.1	62.0	62.1	67.9	70.7
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBC-530}} - L_{n,w} = 81 \text{ dB}$																		
	60.5	57.6	60.2	61.8	62.7	64.2	63.6	63.7	64.4	67.7	67.8	69.5	69.8	72.3	77.8	79.8	75.3	72.3

Les performances ΔL et ΔR des revêtements de sol et des plafonds suspendus mesurées en laboratoire sur un plancher en béton de 140 mm d'épaisseur peuvent être utilisées sur ces planchers poutrelles entrevous en béton creux.

1.4 Planchers avec entrevous béton pleins (BP)

Une marge de 4 dB est prise en compte pour évaluer la performance de référence.

L'indice d'affaiblissement $R_{\text{plagenBP-Ms}}$ pour un plancher générique de masse surfacique M_s est évalué sur la base de la formule suivante :

$$R_{\text{plagenBP-Ms}} = R_{\text{ref-BP}} + 40 \log_{10}(M_s/300) - 4$$

La performance de référence $R_{\text{ref-BP}}$ en dB est donnée dans le tableau ci-dessous par tiers d'octave de 100 à 5 000 Hz.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
$R_{\text{ref-BP}}$ (dB)	35,9	40,4	38,1	41,4	39,7	45,0	47,7	50,9	53,0	55,9	58,1	60,8	62,6	65,2	65,9	66,9	69,4	71,3

Le niveau de bruit de choc $L_{\text{n plagenBP-Ms}}$ pour un plancher générique de masse surfacique M_s est évalué sur la base de la formule suivante :

$$L_{\text{n plagenBP-Ms}} = L_{\text{n ref-BP}} - 40 \log_{10}(M_s/300) + 4$$

La performance de référence $L_{\text{n ref-BP}}$ en dB est donnée dans le tableau ci-dessous par tiers d'octave de 100 à 5 000 Hz.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
$L_{\text{n ref-BP}}$ (dB)	67,0	64,9	68,2	68,4	69,7	69,1	68,9	70,4	70,5	70,8	71,4	72,1	72,7	73,7	74,9	75,9	74,6	72,8

Cette méthode est estimée être utilisable dans les domaines suivants :

- masse surfacique totale entre 320 et 570 kg/m² ;
- hauteur coffrante des entrevous entre 4 et 10 cm.

Le tableau ci-dessous donne des exemples de performances acoustiques calculées sur la base des formules proposées ci-dessus pour les planchers avec entrevous en béton plein.

F(Hz)	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800	1k	1,25k	1,60k	2,00k	2,50k	3,15k	4,00k	5,00k
Ms = 375 kg/m² – hauteur totale du plancher 170 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBP-375}} - R_w + C = 52 \text{ dB}$																		
	35.8	40.3	38.0	41.3	39.6	44.9	47.6	50.8	52.9	55.8	58.0	60.6	62.5	65.0	65.8	66.8	69.3	71.1
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBP-375}} - L_{n,w} = 80 \text{ dB}$																		
	67.2	65.0	68.3	68.5	69.8	69.3	69.1	70.5	70.6	70.9	71.5	72.2	72.8	73.9	75.0	76.0	74.7	73.0
Ms = 420 kg/m² – hauteur totale du plancher 190 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBP-420}} - R_w + C = 54 \text{ dB}$																		
	37.8	42.3	40.0	43.2	41.5	46.9	49.6	52.8	54.9	57.7	60.0	62.6	64.5	67.0	67.7	68.8	71.3	73.1
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBP-420}} - L_{n,w} = 78 \text{ dB}$																		
	65.2	63.1	66.4	66.6	67.8	67.3	67.1	68.5	68.7	69.0	69.5	70.3	70.8	71.9	73.1	74.1	72.7	71.0
Ms = 465 kg/m² – hauteur totale du plancher 210 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBP-465}} - R_w + C = 56 \text{ dB}$																		
	39.5	44.0	41.7	45.0	43.3	48.6	51.3	54.5	56.6	59.5	61.7	64.4	66.2	68.8	69.5	70.5	73.0	74.9
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBP-465}} - L_{n,w} = 77 \text{ dB}$																		
	63.4	61.3	64.6	64.8	66.1	65.5	65.3	66.8	66.9	67.2	67.8	68.5	69.1	70.1	71.3	72.3	71.0	69.2
Ms = 510 kg/m² – hauteur totale du plancher 230 mm																		
Indice d'affaiblissement acoustique $R_{\text{plagenBP-510}} - R_w + C = 58 \text{ dB}$																		
	41.1	45.6	43.3	46.6	44.9	50.2	52.9	56.1	58.2	61.1	63.3	66.0	67.8	70.4	71.1	72.1	74.6	76.5
Niveau de bruit de choc $L_{n \text{ plagenBP-510}} - L_{n,w} = 75 \text{ dB}$																		
	61.8	59.7	63.0	63.2	64.5	63.9	63.7	65.2	65.3	65.6	66.2	66.9	67.5	68.5	69.7	70.7	69.4	67.6

Les performances ΔL et ΔR des revêtements de sol et des plafonds suspendus mesurées en laboratoire sur un plancher en béton de 140 mm d'épaisseur peuvent être utilisées sur ces planchers poutrelles entrevous en béton plein.

1.5 Planchers avec entrevous composites (COM)

Vu la spécificité de ces planchers et le fait que les performances ΔL et ΔR des revêtements de sol et des plafonds suspendus mesurées en laboratoire sur un plancher en béton de 140 mm d'épaisseur ne peuvent pas être utilisées, il a été décidé de ne pas proposer de définition pour l'évaluation de la performance de plancher générique en fonction de la masse surfacique.

Cependant l'extension des rapports d'essais est proposée dans la section suivante.

2. Lois d'extensions des rapports d'essais

2.1 Planchers avec entrevous de coffrage en voute mince (CL), pour les entrevous PSE (PSE), entrevous béton creux (BC), entrevous béton plein (BP)

- 1) Variation de masse surfacique du plancher bénéficiant de l'extension (M_{s-ext}) par rapport à celui testé (M_{s-mes}) ne dépassera pas 50 %, soit :

$$|(M_{s-mes} - M_{s-ext}) / M_{s-mes}| \leq 50 \%$$

- 2) La variation de la performance évaluée sur la base d'une loi de masse est forfaitairement pénalisée de

35 % ; cette pénalisation est préférentiellement appliquée à chaque 1/3 d'octave mais peut aussi l'être sur l'indice global de performance ($R_w + C$ ou $L_{n,w}$), soit une correction de :

$$0.65 (\alpha \log_{10}[M_{s-ext} / M_{s-mes}]) \text{ si } M_{s-ext} \geq M_{s-mes}$$

$$1.35 (\alpha \log_{10}[M_{s-ext} / M_{s-mes}]) \text{ si } M_{s-ext} \leq M_{s-mes}$$

La correction ainsi obtenue est à rajouter à l'indice d'affaiblissement acoustique et à retirer du niveau de bruit de choc. Le terme α correspond à celui choisi pour la loi de masse moyenne permettant de déterminer les données génériques des planchers ($\alpha = 32$ pour les entrevous en voile mince, $\alpha = 45$ pour les entrevous en PSE, $\alpha = 40$ pour les entrevous en béton plein ou creux).

Les limites de la méthode de la loi de masse ont été indiquées dans la section précédente pour chaque type de plancher concerné ici. Ces limites s'appliquent aussi aux extensions des rapports d'essais.

2.2 Planchers avec entrevous composites (COM)

- 1) Variation de masse surfacique du plancher bénéficiant de l'extension (M_{s-ext}) par rapport à celui testé (M_{s-mes}) ne dépassera pas 30 %, soit :

$$|(M_{s-mes} - M_{s-ext}) / M_{s-mes}| \leq 30 \%$$

- 2) La variation de la performance évaluée sur la base d'une loi de masse est forfaitairement pénalisée de 35 % ; cette pénalisation est préférentiellement appliquée à chaque 1/3 d'octave mais peut aussi l'être sur l'indice global de performance ($R_w + C$ ou $L_{n,w}$), soit une correction de :

$$0.65 (40 \log_{10}[M_{s-ext} / M_{s-mes}]) \text{ si } M_{s-ext} \geq M_{s-mes}$$

$$1.35 (40 \log_{10}[M_{s-ext} / M_{s-mes}]) \text{ si } M_{s-ext} \leq M_{s-mes}$$

La correction ainsi obtenue est à rajouter à l'indice d'affaiblissement acoustique et à retirer du niveau de bruit de choc.

La limite sur la variation de masse surfacique est plus limitée que pour les autres planchers poutrelles entrevous par manque de mesures disponibles pour ce type d'entrevous composites.

Cette méthode est estimée être utilisable dans les domaines suivants :

- masse surfacique totale entre 160 et 340 kg/m² ;
- hauteur coffrante des entrevous entre 12 et 20 cm ;
- entrevous en PSE de coffrage plein et non élastifié de 80 mm minimum avec une sous-face collée en OSB de 8 à 10 mm.

3. Comportement vibratoire des jonctions en périphérie

On notera les règles suivantes pour l'évaluation de la performance acoustique du bâtiment comportant des planchers poutrelles entrevous :

- 1) Orientation du sens de pose des poutrelles est sans effet sur les résultats des indices d'affaiblissement de jonction Kij
- 2) Les indices d'affaiblissement Kij des jonctions en croix ou en té égaux aux valeurs forfaitaires du logiciel Acoubat (données en fonction des masses surfaciques comme indiqué dans la norme NF EN 12354-1).
- 3) Pour toutes simulations avec le logiciel Acoubat, une marge de sécurité d'au moins 1 dB est à prendre en compte.

Chapitre 2

Prescriptions particulières aux planchers à poutrelles légères en treillis métallique à base préenrobée ou non préenrobée

201 Définition des poutrelles terminologie

Commentaire

Les conditions dans lesquelles les prescriptions du présent chapitre peuvent être appliquées, lorsque les poutrelles ne répondent pas intégralement aux définitions qui suivent, sont précisées dans les Avis Techniques ; c'est le cas notamment pour les poutrelles dont la membrure basse et/ou les treillis sont réalisés en feuillard profilé à froid.

201,1 Poutrelles légères en treillis métallique à base préenrobée ou non préenrobée

Les poutrelles sont constituées d'une structure métallique triangulée, en treillis, généralement associée par enrobage à un talon en béton de granulats lourds, ou encore rendue solidaire, par un moyen approprié, d'un socle en bois formant coffrage perdu de la nervure.

201,2 Treillis raidisseur

L'armature en treillis de la poutrelle comprend les éléments suivants :

- une membrure basse formée généralement d'aciers ronds pour béton armé, crantés ou lisses, appelés « aciers de base » ;
- une membrure haute en acier rond lisse ou cranté ;
- un treillis reliant ces deux membrures, généralement fixé à ces dernières par soudure et formé d'acier rond lisse ou cranté.

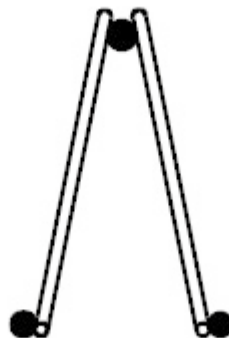
201,3 Treillis raidisseur ouvert

Les poutrelles dont les aciers de base ne sont pas reliés entre eux sont dites à treillis ouvert.

On appelle nappe de treillis, le treillis constitué par les branches situées dans un même plan.

Commentaire

Le schéma qui suit donne la coupe transversale d'une poutrelle à treillis à deux nappes ouvert.



201,4 Talon des poutrelles

On entend par « talon » la section rectangulaire de béton préfabriqué coulé autour de la base de l'armature avant l'emploi de la poutrelle. La fabrication du talon peut comporter la mise en place d'aciers longitudinaux et/ou transversaux complémentaires.

Commentaire

Le talon peut être coulé sur des plaquettes en terre cuite ou dans les éléments de coffrage en terre cuite en forme de U.

202 Rappel des prescriptions communes applicables

Les principaux articles spécifiques applicables à ces planchers sont rappelés ci-dessous :

- I. Généralités – 1,7 : Définition des entrevous
- I.A.103 : Forme des sections de béton coulé en œuvre
- I.A.105,2 : Sections résistantes
- I.A.106,2 : Déformations admissibles des planchers courants
- I.A.107 : Efforts tranchants (sauf I.A 107,22)

203 Armatures

203,1 Aciers de l'armature en treillis

203,11 Armatures longitudinales

Ce sont soit des aciers HA définis par le paragraphe 3.2 de la NF EN 1992 1-1 et par les normes NF de la série A35 et bénéficiant de la certification NF-AFCAB, soit des aciers HA propres au procédé de plancher.

Dans ce dernier cas, ils font l'objet d'une vérification permanente de leurs caractères mécaniques dans le cadre de l'autocontrôle de la fabrication des treillis, surveillé par le CSTB.

Par ailleurs, les Avis Techniques précisent les limites dans lesquelles ces aciers sont admis comme aciers complémentaires.

Les enrobages et les distances entre armatures longitudinales doivent être conformes aux prescriptions de la NF EN 1992 1-1 et NF EN 1992 1-1/NA (cf. *section 4* et *chapitre 8.2*) ainsi qu'aux exigences définies dans la norme NF EN 15037-1.

En outre, pour les poutrelles à talon en béton, l'enrobage supérieur des armatures dans le talon doit être au minimum de 1 cm.

203,12 Diagonales du treillis

Ces aciers sont généralement des fils lisses ou crantés en acier rond, de \varnothing 4 à \varnothing 9 mm, écrouis ou non, formant un cours d'armatures transversales, liées par soudure aux aciers de base, éventuellement par l'intermédiaire d'entretôises.

203,2 Aciers complémentaires

203,21 Armatures longitudinales

Ces aciers, ajoutés si nécessaire à la membrure basse des poutrelles à treillis, sont aussi appelés « aciers de renfort ». Ce sont obligatoirement des aciers HA qui doivent répondre, en outre, aux prescriptions de l'article I.A.203,11.

Si leur limite d'élasticité f_{yk} est différente de celle des aciers de base auxquels ils sont associés, il y a lieu de prendre en compte la plus faible de ces limites f_{yk} dans les calculs.

203,22 Armatures transversales ou d'effort tranchant

Les armatures transversales complémentaires peuvent être constituées par :

- des étriers ;
- des grecques ;
- des éléments de poutrelles superposés aux éléments à renforcer.

Les conditions de prise en compte de ces armatures, en fonction de leurs dispositions, sont précisées à l'article I.A.208,7.

204 Vérification à la mise en œuvre

204,1 Généralités

Ces vérifications sont expérimentales. Elles ont pour but de déterminer les distances entre étais ou les distances maximales sans étais indiquées dans les Avis Techniques. Elles concernent la sécurité sur chantier et, lorsque les planchers comportent un enduit en sous-face, les déformations.

Les principes de vérification lors de la mise en œuvre des planchers sont explicités à l'Annexe V du chapitre 1.

Dans le cas des poutrelles ne faisant pas l'objet d'une certification produit, les modalités d'essai et l'interprétation des résultats sont données en *Annexe I* du présent chapitre. Cette annexe a pour objet de définir à partir d'essais les valeurs résistantes qui seront nécessaires au calcul.

204,2 Détermination de la déformation maximale w_{\max}

Ce paragraphe est introduit à l'article 2-c) de l'Annexe V du chapitre 1.

Pour le calcul de la flèche résiduelle w_{\max} , on prend en compte le module de rigidité $[EI]$ de la poutrelle suivant le critère de déformation et les conditions d'appui :

- $[EI]_{500,i}$ pour les poutrelles dans la configuration isostatique et un critère de déformation de $L/500$
- $[EI]_{200,i}$ pour les poutrelles dans la configuration isostatique et un critère de déformation de $L/200$
- $[EI]_{500,h}$ pour les poutrelles dans la configuration hyperstatique et un critère de déformation de $L/500$

La valeur de ces modules de rigidité est donnée soit dans l'Avis Technique (à partir d'essais initiaux : voir l'*Annexe I* du présent chapitre), soit dans la certification produit.

204,3 Détermination de l'effort tranchant résistant V_{rd}

Ce paragraphe est introduit à l'article 2-c) de l'Annexe V du chapitre 1.

L'effort tranchant résistant V_{rd} est donné soit dans l'Avis Technique (à partir d'essais initiaux : voir l'*Annexe I* du présent chapitre), soit dans la certification produit.

205 Moments résistants des planchers

Les moments résistants des planchers à l'état limite ultime peuvent être calculés par application directe des règles NF EN 1992-1-1.

Dans le cas de planchers à table de compression coulée en place, l'allongement des armatures permet d'atteindre une contrainte dans l'acier égale à f_{yk}/λ_s .

En désignant par :

- b_{eff} : la largeur utile définie au chapitre 105,3 du présent CPT
- d : la distance entre le centre de gravité de la force F_A ($F_A = A_s \cdot f_{yk}$) et la membrure comprimée supérieure en mm
- A_s : la section de l'armature d'une poutrelle
- f_{yk} : la limite élastique de l'acier

- f_{cd} : la valeur de calcul de la résistance en compression du matériau le plus faible dans la membrure comprimée de la section composite pour l'état limite ultime (ELU)
- γ_R : le coefficient de sécurité global pour le moment ultime
 - $\gamma_R = 1,1$ pour des poutrelles marquée NF
 - $\gamma_R = 1,15$ pour des produits sans certification

Le moment résistant du plancher pour une largeur égale à l'entraxe s'exprime par :

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_R} \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s f_{yk}}{b_{eff} f_{cd}} \right)$$

Il s'agit de la formule générale du moment résistant sans limitation de l'allongement des armatures.

Il est également possible d'utiliser le diagramme de calcul bilinéaire avec branche supérieure inclinée défini au paragraphe 3.2.7 (2).a de la NF EN 1992-1-1 avec limitation de l'allongement de l'armature la plus basse à ϵ_{ud} .

Dans le cas d'armatures sur un seul lit, le moment résistant s'exprime alors par :

$$M_{Rd} = \frac{A_s \sigma_s}{\gamma_R} \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s \sigma_s}{b_{eff} f_{cd}} \right)$$

avec :

$$\sigma_s = \left[1 + (k - 1) \left(\frac{\epsilon_{ud} - \epsilon_0}{\epsilon_{uk} - \epsilon_0} \right) \right] f_{yk}$$

où,

$$\epsilon_0 = \frac{1}{E_s} \frac{f_{yk}}{\gamma_R}$$

ϵ_{uk} est défini à l'annexe C de la norme NF EN 1992-1-1

$$\epsilon_{ud} = 0,90 \epsilon_{uk}$$

Commentaire

À titre d'exemple, pour des armatures de classe A, la contrainte de calcul dans l'armature a pour valeur $\sigma_s = 1,0445 f_{yk}$.

Pour les montages à poutrelles seules résistantes (poutrelles autoportantes), le moment résistant est défini dans l'Avis Technique et suivi dans le cadre de la certification produit (QB ou NF).

Commentaire

Ces formules supposent que la hauteur de béton comprimé n'excède pas l'épaisseur de la table de compression :

$$F_A / (b_{eff} \cdot f_{cd}) < h_0$$

206 Continuité

206,1 Généralités

Commentaire

Ainsi qu'il est indiqué à l'article I.A.105,14, la prise en compte de continuités entre travées voisines est le mode normal de dimensionnement.

Les charges agissant perpendiculairement à la fibre moyenne de la poutrelle étudiée sont habituellement constituées des charges permanentes (G, en daN/m²) et des charges d'exploitation (Q, en daN/m²). Elles peuvent également provenir des actions climatiques.

La répartition des moments fléchissants entre les sections en travées et sur appuis peut être déterminée par les méthodes de la résistance des matériaux, en tenant

compte des effets de la réduction d'inertie des sections résistantes au voisinage des appuis, notamment la méthode de Caquot peut être appliquée (pour des planchers à charges d'exploitation modérées ou non).

Pour les planchers à charges d'exploitation modérées, la répartition des moments fléchissants peut être forfaitaire, comme indiqué à l'article I.A. 206.2 ci-après.

Commentaire

En outre, les Avis Techniques des procédés précisent les cas où la membrure supérieure de l'armature en treillis peut être prise en compte comme armature de continuité.

206,2 Méthode de calcul applicable aux planchers à charges d'exploitation modérées, dite méthode forfaitaire

206,21 Domaine d'application

Il est le même que celui défini à l'article I.A. 105,142 avec la condition complémentaire suivante :

- pour les planchers à poutrelles en béton armé, l'élanement l/d (portée de calcul / hauteur utile) des travées est limité à 25.

Cette valeur est portée à 27 dans le cas de poutrelles bénéficiant d'une certification QB ou NF.

206,22 Principe de la méthode

Il est le même que celui défini à l'article I.A. 105,142.

206,23 Condition d'application de la méthode

$M_{Ed,0}$ est la valeur maximale du moment fléchissant sollicitant dans la « travée de comparaison » définie au paragraphe I.A.105,142, les charges étant prises en totalité, y compris le poids propre du plancher, et affectées de leurs coefficients partiels de sécurité à l'ELU.

$M_{Rd,w}$ et $M_{Rd,E}$ sont respectivement les valeurs absolues des moments résistants sur appuis de gauche et de droite, compte tenu des sections de chapeaux mises en place, et $M_{Rd,T,max}$ est le moment résistant en travée, dans la zone de moment sollicitant maximal pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

1) Moments minimaux sur appuis

La valeur absolue de chaque moment résistant sur appui intermédiaire $M_{Rd,w}$ et $M_{Rd,E}$ n'est pas inférieure à la valeur figurant dans le tableau suivant :

Valeurs minimales de moment sur appui intermédiaire

	Plancher à poutrelles en béton armé
Plancher à deux travées	0,65 M'_{0}
Appuis voisins des appuis de rive d'un plancher à plus de deux travées	0,55 M'_{0}
Autres appuis intermédiaires d'un plancher à plus de trois travées	0,45 M'_{0}

Dans le cas de planchers mis en œuvre avec étais : $M'_{0} = M_{Ed,0}$.

Dans le cas de planchers mis en œuvre sans étais, M'_{0} est évalué comme $M_{Ed,0}$ mais en considérant seulement 50 % du poids propre du plancher.

Commentaire

Cette distinction dans le cas du plancher mis en œuvre sans étais est justifiée par le fait que le poids propre du plancher, initialement appliqué aux poutrelles seules, se trouve partiellement reporté sur le système continu par le jeu des redistributions de contraintes dues au fluage.

Dans le cas de travées de portées utiles inégales ou chargées inégalement de part et d'autre de l'appui considéré, la valeur de M'_0 intervenant dans la détermination des bornes du moment sur appui, est prise égale à la demi-somme des M'_0 des deux travées.

En ce qui concerne les appuis de rive, lorsque des liaisons efficaces établies entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (murs armés, etc.) permettent de justifier un encastrement partiel, le moment correspondant peut être pris en compte dans les vérifications, sans dépasser toutefois $0,5 M'_0$.

Commentaire

En règle générale, il n'est pas admis de prendre en compte la rigidité de torsion de l'élément porteur pour assurer cet encastrement (cas d'un appui sur poutre).

Si les calculs font intervenir un encastrement partiel sur un appui de rive, il convient de ne pas omettre de justifier la résistance de l'élément porteur.

2) Vérification de la capacité portante

On vérifie l'inégalité suivante :

$$M_{Rd,T,max} + (M_{Rd,w} + M_{Rd,E})/2 \geq c_{ferm} M_{Ed+0}$$

avec $c_{ferm} = 1,1$ dans le cas des travées intermédiaires des planchers à plus de trois travées, $c_{ferm} = 1,15$ dans le cas de planchers à deux travées ou dans le cas des travées de rive d'un plancher à plus de deux travées.

206,24 Dispositions d'armatures

Les prescriptions relatives aux armatures de continuité sont données à l'article I.A.105,5.

Dans le cas général, on applique les règles suivantes :

- les armatures longitudinales (armatures inférieures et supérieures) doivent être disposées de manière à équilibrer, en toute section, les moments fléchissants résultant du tracé des courbes enveloppes décalées de la hauteur utile z , bras de levier du couple élastique ;
- des armatures supérieures capables d'équilibrer un moment fléchissant égal à $0,15 M_{T,max}$ doivent être prévues au droit des appuis simples et de rives ;
- la section des armatures supérieures prévues au droit des appuis de continuité doit être supérieure ou égale à la section minimale définie au paragraphe 9.2.1.1 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son annexe nationale française (NF EN 1992-1-1/NA).

Si l'on prend pour les moments sur appuis les valeurs absolues minimales définies au paragraphe 206,23 ci-dessus, à moins de justifications plus précises, la longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- à $1/5$ de la plus grande portée utile des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive ;
- à $1/4$ de la plus grande portée utile des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive ;

- en outre, la moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $1/10$ de la portée utile.

Commentaire

En tout état de cause, l'attention est appelée sur le fait que, dans une poutre continue comportant des travées inégales ou inégalement chargées, les chapeaux doivent s'étendre dans les travées les plus courtes et les moins chargées sur une longueur plus grande que dans les travées les plus longues et les plus chargées.

206,3 Méthode de calcul applicable aux planchers d'exploitation élevées

Cette méthode s'appuie sur les théories usuelles de la résistance des matériaux. Elle prend en compte les redistributions de sollicitations et la variation du moment d'inertie des sections transversales. La méthode de Caquot peut notamment être appliquée.

207 Évaluation des déformations des planchers

Les portées des planchers doivent être limitées de telle sorte que les déformations de ces derniers ne soient ni excessives ni sources d'incidents, notamment dans les ouvrages supportés ou complémentaires.

Les méthodes simplifiées ci-après peuvent être appliquées pour l'évaluation de la flèche active dans le cas de charges uniformément réparties.

La méthode de détermination des déformations est celle donnée à l'article E 4.2.3.2 de l'Annexe E de la norme NF EN 15037-1.

207,1 Principe

La vérification de l'état limite de déformation des systèmes de planchers à poutrelles et entrevous implique la limitation de la flèche active afin d'éviter des désordres (fissuration, décollement, etc.) dans les ouvrages supportés par le plancher.

La flèche active est due à :

- la partie de la charge permanente appliquée au système de plancher fini avant la construction des ouvrages supportés – résultant d'un fluage de longue durée et considérée comme une action à long terme –, pour laquelle on effectue la vérification ;
- la charge permanente appliquée après la construction des ouvrages supportés – considérée comme une action à long terme –, pour laquelle on effectue la vérification ;
- les charges variables appliquées après la construction des ouvrages supportés – considérées comme une action à court terme –, pour lesquelles on effectue la vérification ;
- la partie du retrait différentiel entre la poutrelle en béton et le béton coulé en place et considérée comme une action à long terme, qui intervient après la construction des ouvrages supportés.

La valeur limite de la flèche active est définie au paragraphe I.A. 106.2 en fonction du type d'ouvrage supporté.

207,2 Notation

Les notations suivantes sont utilisées dans les expressions de la flèche active :

- g_1 est le poids propre de la ou des poutrelles, par mètre linéaire de poutrelle, en kN/m ;
- g_2 est le poids propre du système de plancher moins le poids propre de la ou des poutrelles, par mètre linéaire de poutrelle, en kN/m ;
- g_a est la charge permanente correspondant aux éléments supportés (cloisons, revêtements de sol, etc.) pour lesquels la flèche active est vérifiée, par mètre linéaire de poutrelle, en kN/m ;
- g_v sont les charges permanentes appliquées au plancher avant la charge g_a , par mètre linéaire de poutrelle, en kN/m ;
- g_p sont les charges permanentes appliquées sur le plancher après la charge g_a , par mètre linéaire de poutrelle, en kN/m ;
- g_q est la partie permanente (si elle existe) des charges d'exploitation appliquées au plancher, par mètre linéaire de poutrelle, en kN/m ;
- q est la partie variable des charges d'exploitation appliquées au plancher, par mètre linéaire de poutrelle, en kN/m ;
- L est la portée libre du plancher, en mm ;
- $E_{c,eff}$ est le module d'élasticité à long terme du béton, en MPa ;
- k_a est un coefficient tenant compte de l'augmentation de rigidité due aux entrevous ; les valeurs du coefficient d'adaptation k_a sont données dans le tableau ci-après.

Types de planchers	Valeurs du coefficient k_a pour une hauteur de montage	
	$h_i \leq 20$ cm	$h_i \geq 30$ cm
Planchers à table partielle, limitée aux nervures, avec des entrevous		
en terre cuite	1,30	1,15
en béton	1,25	1,10
Planchers à table de compression complète coulée en œuvre sur des entrevous de coffrage résistants	1,20	1,10
Planchers à table composite avec des entrevous porteurs TCI en béton ou en terre cuite	1,10	1,10
Planchers à table de compression complète, sans entrevous, ou avec entrevous de coffrage simples	1,00	1,00

Ces coefficients prennent des valeurs intermédiaires par interpolation linéaire entre les valeurs données pour les deux limites de hauteur considérées.

- α est le rapport de la charge d'exploitation sur la charge totale (charge d'exploitation et charge permanente) ;

$$\alpha = \frac{g_q + q}{g_1 + g_2 + g_v + g_p + g_q + g_a + q}$$

- m est le moment statique de la section totale S_p de la poutrelle par rapport à l'axe neutre du système de plancher fini, en mm³ : $m = S_p (V_i - v_i)$, où V_i et v_i sont respectivement les distances de l'axe neutre de la section du plancher et de l'axe neutre de la section de la poutrelle à la fibre inférieure ;

- ϵ_{cs} est la déformation totale de retrait du béton coulé en place conformément au 3.1.4 de la NF EN 1992-1-1. À moins d'un calcul plus précis, dans des conditions normales, $\epsilon_{cs} = 3,5 \cdot 10^{-4}$;

- n_s est la contrainte de traction due au retrait supposé empêché du béton coulé en place ($n_s = 3,0$ MPa) ;

- d est la hauteur utile de la section transversale, en mm ;

- δ_w , δ_e sont les rapports des moments au niveau des appuis gauche et droit respectivement (en valeur absolue) sur le moment à mi-portée de la portée isostatique correspondante (en valeur absolue) :

$$\delta_w = \frac{M_w}{M_0}$$

$$\delta_e = \frac{M_e}{M_0}$$

- a est un coefficient tenant compte de la réduction de la flèche due à la continuité :

$$a = 1 - 1,2 \left(\frac{\delta_w + \delta_e}{2} - 0,3 \alpha \right) \text{ pour une travée continue}$$

et 1 pour une travée indépendante.

207,3 Calcul de la flèche active

La méthode ci-après peut être employée pour déterminer la flèche active, en mm, due à des charges uniformément réparties lorsque le plancher est exécuté en utilisant des étais.

Pour les produits non traités dans la norme NF EN 15037-1 (plaquettes, coques à terre cuite, etc.), les méthodes de calcul des déformations sont données dans les Avis Techniques.

La flèche active f_a est la différence entre la flèche totale w_t et la flèche w_a évaluée immédiatement après la pose des éléments supportés, selon la déformation vérifiée :

$$f_a = w_t - w_a$$

La flèche totale w_t est égale à :

$$w_t = \frac{L^2}{8k_a E_{c,eff}} \left[\frac{(1 - \zeta_t)}{l_{uc}} + \frac{\zeta_t}{l_{ic}} \right] \left[\left(g_1 + g_2 + g_v + g_a + g_p + g_q + \frac{1}{3} q \right) \frac{aL^2}{9,6} \right] + \frac{\epsilon_{cs} L^2}{8d}$$

où :

- $E_{c,eff}$ est le module d'élasticité à long terme du béton, conformément au paragraphe 7.4.3 de l'EN 1992-1-1 :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \text{ et } \varphi(\infty, t_0) = 2$$

et E_{cm} est le module d'élasticité sécant du béton coulé en place conformément au tableau 3.1 de la NF EN 1992-1-1 ;

- I_{uc} est le moment d'inertie uniforme de la section non fissurée, en mm⁴ ;

- I_{ic} est le moment d'inertie uniforme de la section totalement fissurée, en mm⁴ ;

- le coefficient d'équivalence effectif acier-béton est pris égal à 15 ;

- le coefficient d'équivalence effectif béton préfabriqué-béton coulé en place est pris égal à 1 pour le calcul sur la base d'une section non fissurée.

$$\zeta_t = 0 \quad \text{si} \quad M_0 \leq M_{cr}$$

$$\zeta_t = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_0}} \quad \text{si} \quad M_0 > M_{cr}$$

$$M_0 = (g_1 + g_2 + g_v + g_p + g_q + g_a + q) \frac{L^2}{8}$$

– M_{cr} est le moment de fissuration correspondant à une contrainte en traction du béton f_{ctm} dans la section homogénéisée ;

– la flèche w_a est calculée en fonction de la durée t entre le retrait des étais et la mise en œuvre du revêtement de sol fragile :

$$w_a = w_1 + \Psi (w_2 - w_1)$$

où

Ψ est un coefficient d'interpolation compris entre 0 et 0,5. Sauf pour des calculs plus précis, il convient de prendre pour Ψ :

$$\Psi = 0,5 \frac{t}{90} \text{ pour } t \leq 90 \text{ jours (avec } t \text{ en jours)}$$

$$\Psi = 0,5 \text{ pour } t > 90 \text{ jours}$$

– Si la mise en œuvre des ouvrages fragiles supportés se produit immédiatement après le retrait des étais :

$$w_1 = \frac{L^2}{8k_a E_{cm}} \left[\frac{(1-\zeta)}{l_{uc}} + \frac{\zeta}{l_{fc}} \right] \left[(g_1 + g_2 + g_v + g_a) \frac{aL^2}{9,6} \right] + \frac{2}{5} \frac{\epsilon_{cs} L^2}{8d}$$

– Si la mise en œuvre des ouvrages fragiles supportés se produit longtemps après le retrait des étais :

$$w_2 = \frac{L^2}{8k_a E_{c,eff}} \left[\frac{(1-\zeta)}{l_{uc}} + \frac{\zeta}{l_{fc}} \right] \left[(g_1 + g_2 + g_v + \frac{1}{3} g_a) \frac{aL^2}{9,6} \right] + \frac{\epsilon_{cs} L^2}{8d}$$

où

$$\zeta = 0 \quad \text{si } M_{Gv+Ga} \leq M_{cr} \text{ et}$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{Gv+Ga}}} \quad \text{si } M_{Gv+Ga} > M_{cr}$$

$$M_{Gv+Ga} = (g_1 + g_2 + g_v + g_a) \frac{L^2}{8}$$

Pour les poutrelles à treillis, cette flèche peut être minorée au moyen d'un coefficient (supérieur ou égal à 0,85) qui peut être établi sur la base d'essais. On peut soumettre à essais deux poutrelles identiques (type de béton, dimension, etc.), la seule différence étant l'absence d'armature diagonale. La flèche des poutrelles est comparée afin de démontrer l'influence positive du raidisseur à treillis.

Commentaire

La flèche active ainsi calculée correspond au fléchissement du plancher mesuré immédiatement après la mise en place de la charge g_a . Lorsqu'il est nécessaire de déterminer le fléchissement du plancher à compter de la mise en service, il convient de considérer que g_v englobe l'ensemble des charges permanentes et que $w_a = w_1$.

2074 Limitation de la flèche sous combinaison quasi permanente

Les vérifications qui suivent portent sur la limitation de la déformation sous charges quasi permanentes :

$$w_{qp} = \frac{L^2}{8k_a E_{c,eff}} \left[\frac{(1-\zeta_{qp})}{l_{uc}} + \frac{\zeta_{qp}}{l_{fc}} \right] \left[g_1 + g_2 + g_v + g_p + g_q + g_a \right] \frac{aL^2}{9,6} + \frac{\epsilon_{cs} L^2}{8d}$$

$$g_q = \Psi_2 q$$

$$\zeta_{qp} = 0 \quad \text{si } M_{qp} \leq M_{cr}$$

$$\zeta_{qp} = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{qp}}} \quad \text{si } M_{qp} > M_{cr}$$

$$M_{qp} = (g_1 + g_2 + g_v + g_p + g_q + g_a) \frac{L^2}{8}$$

La flèche totale w_{qp} dont la formule est explicitée ci-dessus sera limitée selon les critères du paragraphe 7.4.1 de la NF EN 1992-1-1, soit $L/250$.

2075 Moments d'inertie

Dans le calcul des moments d'inertie, effectué conformément à la NF EN 1992-1-1, on considère les sections de table de compression définies à l'article I.A.105,3.

2076 Modules de déformation longitudinale

Le module d'élasticité du béton E_{cm} est déterminé selon le tableau 3.1 de la NF EN 1992-1-1, soit :

$$E_{cm} = 22\,000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,30} \text{ en MPa}$$

Le module d'élasticité à long terme du béton $E_{c,eff}$ est déterminé suivant le paragraphe 7.4.3 de la norme NF EN 1992-1-1, soit :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \text{ et } \varphi(\infty, t_0) = 2$$

208 Efforts tranchants

Les formules suivantes ne sont valables que pour des poutrelles treillis constituées de diagonales de diamètre identique.

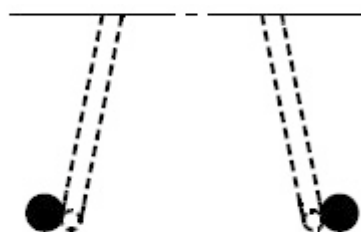
Commentaire

Les prescriptions qui suivent ont été établies dans le cas de planchers à travées indépendantes. On admet qu'elles couvrent également le cas de planchers en continuité.

208,1 Généralités – Formes du treillis – Zones de vérification

Commentaire

Le schéma ci-dessous représente la forme usuelle de la partie basse des armatures en treillis.

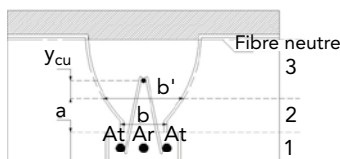


Il convient de vérifier les contraintes ultimes de cisaillement du béton à tous les niveaux de la section et les forces que peuvent équilibrer les diagonales de l'armature en treillis.

Cela conduit à diverses vérifications à chacune desquelles correspond un effort tranchant limite ultime :

Effort tranchant ultime	Cause de limitation	Article traitant de la vérification
V_{au}	Cisaillement de la zone d'enrobage	I.A. 208.4
V_{cu} et $V_{c'u}$	Cisaillement du béton de nervure	I.A. 208.5
V_{wu}	Couture de reprise de bétonnage	I.A. 208.3
V_{du}	Résistance des étriers	I.A. 208.51

Le schéma qui suit explicite les zones où doivent être effectuées les diverses vérifications :



3 - Vérification de $V_{c'u}$

2 - Vérification de V_{cu} , V_{du}
Vérification de V_{wu} (interface 1 et 2)

1 - Vérification de V_{au}

y_{cu} est la distance depuis la sous-face de l'armature supérieure assurant l'ancrage des diagonales du raidisseur à treillis, égale à :

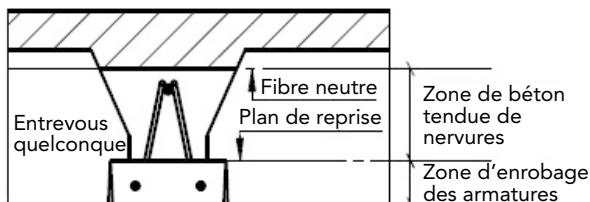
- 2 cm si la résistance des soudures supérieures est égale à la résistance des diagonales ;
- 3 cm si la résistance des soudures supérieures est égale à 60 % de la résistance des diagonales.

On distingue les poutrelles en treillis métallique dont la base est préenrobée par un talon en béton, des poutrelles à socle bois.

Les poutrelles à talon préfabriqué en béton exigent la vérification primordiale de la couture de la reprise de bétonnage entre les deux bétons, couture obligatoire assurée par le treillis métallique et éventuellement par des armatures transversales complémentaires. Cette couture étant réalisée, les autres vérifications sont les mêmes, que les poutrelles soient en béton ou à socle en bois (nervure monolithe).

Pour les vérifications autres que celle de la couture on considère deux zones :

- la zone d'enrobage des armatures de flexion définie ci-dessous ;



- la zone de béton tendu de nervure, située entre la zone d'enrobage et la fibre neutre de la section.

Commentaire

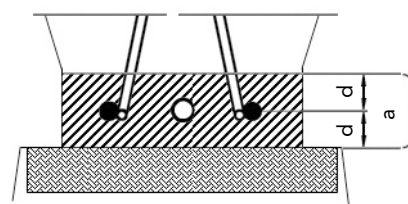
Lorsque la fibre neutre de la section se situe dans la table de compression et lorsque celle-ci est entièrement coulée en œuvre sur des entrevous de coffrage, la zone de béton tendu de nervure est comprise entre le niveau supérieur de la zone d'enrobage et le niveau supérieur des entrevous.

La zone d'enrobage des armatures de flexion est limitée conventionnellement à une hauteur égale ou double de la distance « d » du centre de gravité des armatures de flexion, y compris les armatures de renfort éventuelles, à la fibre inférieure, sans dépasser, s'il y a lieu, le niveau du plan de reprise de bétonnage.

Hauteur de la zone d'enrobage : a



Poutrelle avec talon en béton



Poutrelle à talon bois

Commentaire

Les très nombreux essais de recherche effectués en laboratoire (en particulier au CERIB, au CEBTP et au CSTB) ont montré que la présence dans une nervure d'une armature métallique en treillis, du type de celles visées dans le présent chapitre, fait toujours apparaître un accroissement de résistance à l'effort tranchant par rapport aux évaluations théoriques concernant V_{wu} et V_{du} , à condition que cette armature règne sur la totalité de la hauteur de la nervure. Les résultats obtenus recoupent et confirment les études théoriques et statistiques menées par l'Américain Zsutti, et les Anglais Placas et Regan.

Un programme d'essais a été mis au point. Il peut permettre de déterminer expérimentalement pour chaque type de poutrelles à treillis métallique si des valeurs admissibles d'effort tranchant supérieures à celles données par l'application des règles françaises du béton armé peuvent être retenues dans les Avis Techniques.

208,2 Résistance des soudures

208,21 Treillis soudé directement sur les aciers de base

Les soudures des branches du treillis aux aciers de base font l'objet de mesures systématiques de leur résistance dans le cadre d'un autocontrôle permanent surveillé.

Commentaire

Il est rappelé que ne sont admises que les soudures électriques par points sans métal d'apport.

Le principe de la mesure est de préférence un essai de traction exercée sur une branche du treillis, dans sa direction, l'acier de base étant maintenu fixe, sans rotation possible.

Commentaire

Les dispositifs expérimentaux et les résultats sont étudiés par le Groupe spécialisé n° 3 qui détermine les corrections éventuelles à apporter aux résultats bruts.

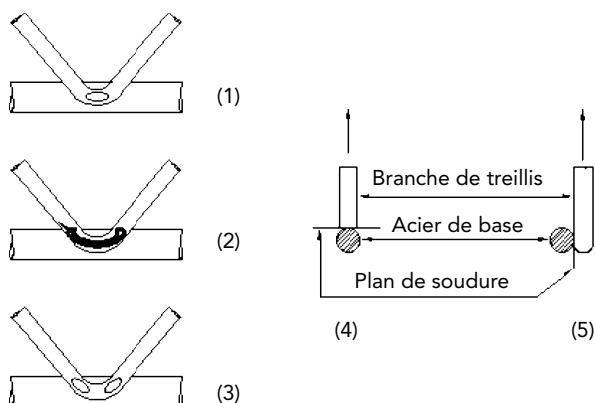
Dans les Avis Techniques, le Groupe spécialisé n° 3 peut accepter des principes différents d'essai, comme par exemple « l'essai allemand » de cisaillement, avec traction exercée suivant l'armature de flexion.

La valeur « R » est déterminée par le Groupe spécialisé n° 3 à partir d'un grand nombre d'essais, au moins une centaine, avec une garantie à 95 %.

Commentaire

La valeur de « R » retenue par le Groupe spécialisé n° 3 tient compte de la forme de la surface de soudure : les figures qui suivent montrent comment le niveau d'implantation d'un acier de base par rapport à une boucle de treillis continue influe sur la surface de soudure (surfaces hachurées).

Dans le cas de figure (1), un seul point de soudure est sollicité.



Dans le cas de figure (3), il y a deux points de soudure et les valeurs mesurées aux essais doivent être divisées par deux à moins qu'on ne se ramène au cas (1) par un « coup de scie » perpendiculaire aux aciers et situés entre les deux points de soudure.

Dans le cas de figure (2), intermédiaire entre les cas (1) et (3), le Groupe spécialisé n° 3 apprécie les valeurs à prendre en compte.

Suivant la forme de l'armature en treillis, la traction d'une branche du treillis sollicite la soudure soit par fraction perpendiculaire à son plan (4), soit par cisaillement dans son plan (5). L'essai par traction sur la branche du treillis dans sa direction donne la limite de l'ancrage de cette branche du treillis.

208,3 Couture de la reprise de bétonnage

Commentaire

Cet article ne concerne que les poutrelles à talon préfabriqué en béton préenrobant la base de l'armature en treillis métallique, la reprise de bétonnage entre le talon et le béton de nervure coulé en œuvre devant être obligatoirement cousue par des armatures transversales.

La couture du plan horizontal de reprise de bétonnage est assurée par les branches inclinées du treillis de la poutrelle à condition que l'angle de leur inclinaison sur le plan de reprise soit au moins égal à 45°.

Les deux branches inclinées, l'une dans un sens favorable, l'autre dans un sens défavorable, sont prises en compte en appliquant les prescriptions de l'article I.A.107,2, soit :

$$V_{Edi} \leq \tau_{wu} = \min (V_{Rdi} ; 0,5 v f_{cd})$$

avec

$$V_{Rdi} = c.f_{ctd} + \rho_{\alpha}.f_t (\mu.\sin\alpha + \cos\alpha) + \rho_{\alpha'}.f_t (\mu.\sin\alpha' + \cos\alpha')$$

$$f_t = \min (f_{yk} / \gamma_s ; R / [A_d \cdot \gamma_s])$$

- R est la résistance garantie des soudures
- A_d : section d'une diagonale du raidisseur treillis
- α et α' : angles d'inclinaison des brins considérés
- μ : coefficient de frottement
- ρ_{α} et $\rho_{\alpha'}$: pourcentages des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle α ou α' , Dans le cas d'une poutrelle à treillis à deux nappes, on prend en compte la section des armatures transversales des deux nappes dans le calcul de ρ_{α} et $\rho_{\alpha'}$.

Les valeurs de $c.f_{ctd}$ et de μ sont renseignées dans le tableau 3 de la NF EN 15037-1 en fonction de l'état de surface des poutrelles.

Commentaire

Pour les cas non traités dans le tableau 3 de la NF EN 15037-1, les valeurs sont fixées dans les Avis Techniques.

La force F_d , disponible dans chaque branche de treillis est limitée par la résistance de la soudure qui la lie aux aciers de base de la poutrelle. On limite F_d à la plus faible des deux valeurs :

$$A_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \text{ et } \frac{R}{\gamma_s}$$

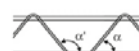
Commentaire

Exemple de vérification de la couture à la reprise de bétonnage

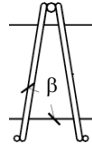
Définition du treillis utilisé : 2 plans de diagonales

Caractéristique poutrelle

Ø tête	Ø _t =	8,0 mm
Ø treillis	Ø _t =	4,0 mm
Pas du treillis	S _t =	18 cm
Acier longitudinal	Ø _{l1} =	6 mm
Ø base 1	Ø _{l2} =	6 mm
Ø base 2		
Hauteur raidisseur	h _r =	10 cm
Angle d'inclinaison du brin 1 (45° ≤ α ≤ 90°)	α =	48,01°
Angle d'inclinaison du brin 2 (90° ≤ α' ≤ 135°)	α' =	131,99°



Angle d'inclinaison β des diagonales
dans le plan transversal : $\beta = 70^\circ$



Matériaux

Béton de chantier coulé en place :

Résistance caractéristique du béton en compression	$f_{ck} =$	25 MPa
Coefficient partiel du béton	$\gamma_c =$	1,5
Résistance moyenne du béton en traction	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Résistance caractéristique du béton en traction	$f_{ctk,0,95} =$	1,80 MPa
Résistance de calcul du béton en traction	$f_{ctd} =$	1,20 MPa
	$\alpha_{ct} =$	1

Acier du treillis :

Limite élastique de l'acier	$f_{yk} =$	500 MPa
Coefficient partiel de l'acier	$\gamma_s =$	1,15
Résistance garantie de la soudure inférieure	$R =$	628 daN
Contrainte ft disponible dans chaque branche de treillis	$f_t =$	438 MPa

Avec $f_t = \min(f_{yk}/\gamma_s; R/[A_d \cdot \gamma_s])$ où A_d est la section d'une diagonale du raidisseur treillis

Géométrie de la section :

Hauteur totale	$h =$	0,16 m
Épaisseur de la table	$h_y =$	0,04 m
Largeur du talon	$b_y =$	0,12 m
Hauteur du talon	$h_{td} =$	45 mm
Enrobage	$enr =$	15 mm
Hauteur utile	$d =$	0,142 m
Bras de levier $z = 0,9d$	$z =$	0,128 m
Montage		
Largeur de nervure au niveau du talon (appui entrecrois = 2 cm)	$b =$	0,08 m

Calcul de τ_{wu}

Détermination du pourcentage d'armatures transversales ρ_a et $\rho_{a'}$ (le treillis utilisé dans l'exemple correspond au cas d'un raidisseur courant de section triangulaire type treillis Warren)

$$\rho_a = \rho_{a'} = (2 \cdot A_d \cdot \sin \beta) / (s_d \cdot b)$$

avec :

- A_d : section d'une diagonale (m^2)
- b : largeur de l'interface au niveau de la surface de reprise (m)
- s_d : pas de sinusoïde (m)
- β : inclinaison des diagonales dans le plan transversal

On obtient $\rho_a = \rho_{a'} = 0,16 \%$

État de surface : on considère une surface lisse conformément à l'article 6.2.5 (2) de la NF EN 1992-1-1, soit :

Coefficient c	$c =$	0,2
Coefficient μ	$\mu =$	0,6

Sous charges dynamiques, il convient de diviser par deux les valeurs du coefficient c .

On en déduit la valeur de v_{Rdi} (sous charges statiques) :

$$v_{Rdi} = 0,2 \cdot 1,2 + 1,64^{E-3} \cdot 434(0,6 \cdot \sin 48,01^\circ + \cos 48,01^\circ) + 1,64^{E-3} \cdot 434(0,6 \cdot \sin 131,99^\circ + \cos 131,99^\circ) = \mathbf{0,88 \text{ MPa}}$$

$$v_{Rdi} < 0,5 \cdot v_{f_{cd}} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot (1 - 25 / 250) \cdot 16,7 = \mathbf{4,5 \text{ MPa}}$$

On a donc :

$$\tau_{wu} = \min(v_{Rdi}; 0,5 \cdot v_{f_{cd}}) = \mathbf{0,88 \text{ MPa}}$$

$$V_{wu} = \tau_{wu} \cdot b \cdot z = \mathbf{901 \text{ daN}}$$

208,4 Vérification du cisaillement dans la zone d'enrobage

208,41 Opportunité de la vérification

Cette vérification n'est à effectuer qu'en présence d'acier(s) de renfort en flexion.

Commentaire

Lorsque les aciers de renfort ne règnent pas jusqu'à l'appui, l'effort tranchant V_{au} défini ci-après, est à comparer à l'effort tranchant sollicitant dans la section d'ancrage de l'acier de renfort.

Cette vérification n'est pas à faire pour les planchers à poutrelles à socle bois (sans reprise de bétonnage : aucune vérification de V_{wu}) lorsqu'il n'est pas nécessaire de faire appel à la résistance du treillis en tant qu'armature transversale de la nervure (vérification relative à V_{du} non déterminante).

208,42 Nature de la vérification

On considère que chaque acier de flexion équilibre une part d'effort tranchant au prorata de sa section dans la section totale des armatures de flexion et on écrit que la transmission de cette part d'effort à un (aux) acier(s) de renfort de section A_r , au travers d'une section de hauteur égale à celle de la zone d'enrobage, et de longueur unitaire, n'introduit pas une contrainte tangente ultime supérieure à la contrainte ultime de cisaillement du béton de la zone d'enrobage.

Commentaire

L'effort ultime tranchant pour une nervure de plancher limitée par ce cisaillement vaut :

$$V_{au} = 2a\tau_{cu} \frac{\sum A}{A_r} z$$

– a : hauteur du talon d'enrobage

– τ_{cu} : contrainte ultime de cisaillement du béton du talon ($0,03 \cdot f_{ck}$, f_{ck} étant la résistance caractéristique en compression du béton au niveau considéré, en MPa)

– $\sum A$: section totale des aciers de flexion y compris armatures de renfort

– $\sum A_r$: section des aciers de renfort

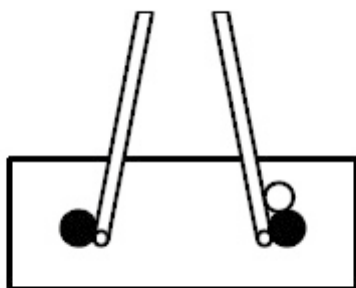
– z : bras de levier = 0,9 d

- Acier de base
- Acier de renfort



La formule précédente est valable pour une disposition symétrique des armatures de renfort par rapport aux aciers de base (croquis ci-dessus).

Dans le cas d'une disposition dissymétrique (telle que celle du schéma ci-dessous), l'effort tranchant ultime admissible ne comporte pas le facteur 2 dans son expression.

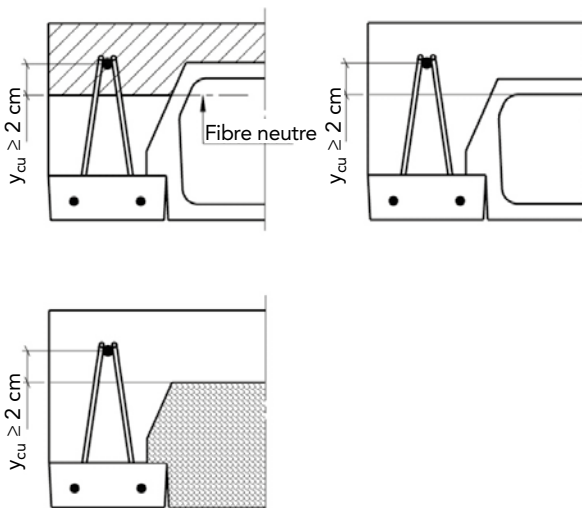


Disposition dissymétrique

208,5 Vérifications dans la zone de béton tendu de nervure

On considère deux cas :

- les poutrelles arment la totalité de la hauteur de la nervure : on admet qu'il en est ainsi lorsque la membrure supérieure de la poutrelle se trouve en totalité à 2 cm au moins au-dessus soit de la fibre neutre de la section, soit du niveau de la sous-face de la paroi supérieure des entrevous résistants alvéolés, soit du niveau de la surface des entrevous de coffrage simple ;



Commentaire

On admet que la cote $y_{cu} = 2$ cm (uniquement si le treillis est sous certification) est suffisante pour assurer l'ancrage du treillis en pleine masse. Cette prescription diffère de celle relative aux grecques de couture surmontées d'un acier (article I.A. 107,21) en raison de l'effet de paroi à la mise en place du béton au-dessus de la poutrelle.

Dans le cas où le treillis est non certifié, la valeur de y_{cu} est obtenue telle que :

$$y_{cu} = -2,5 \left(\frac{R}{A_d f_{yk}} \right) + 4,5$$

avec

R : résistance de la soudure garantie

A_d : section d'une branche du treillis

f_{yk} : résistance à la traction des diagonales

La résistance exigible pour les soudures hautes, soudures qui font l'objet de contrôles systématiques de résistance, dans le cadre de l'autocontrôle surveillé de la fabrication des treillis est fixée dans les Avis Techniques.

- les poutrelles arment partiellement la nervure, il en est ainsi quand aucune des conditions précédentes n'est réalisée.

208,51 Cas des poutrelles armant la totalité de la hauteur de la nervure

L'effort tranchant ultime est limité par la plus grande des deux valeurs, V_{du} équilibré par le treillis de la poutrelle et V_{cu} résultant de la limitation de la contrainte de cisaillement du béton de nervure.

Les efforts développés dans les diagonales du treillis sont calculés selon l'hypothèse du treillis de Morsch, retenue dans les règles du béton armé.

Prendre en compte V_{cu} lorsqu'il est plus grand que V_{du} revient à considérer que la résistance de la nervure à l'effort tranchant est assurée par le béton seul.

V_{cu} est calculé par :

$$V_{cu} = \tau_{cu} b z$$

$$\tau_{cu} = 0,03 f_{ck}$$

avec

f_{ck} : résistance caractéristique en compression du béton coulé en place

b : plus petite largeur horizontale de la nervure augmentée de l'épaisseur de paroi conventionnelle des entrevous

z : bras levier à l'ELU, $z = 0,9 d$

d : hauteur utile de la section

V_{du} est calculé conformément à l'article E5.3.2 de la NF EN 15037-1.

L'effort maximal dans une branche de treillis, soit verticale, soit inclinée dans le sens favorable, est limitée à la plus faible des deux valeurs $\left(\frac{A_d f_{yk}}{\gamma_s} ; \frac{R}{\gamma_s} \right)$ (R défini en I.A. 208,2). Si F_d désigne cet effort maximal, on a :

$$V_{du} = F_d (\cos \alpha + \sin \alpha) \frac{z}{s_d} + 0,35 f_{ctk0.05} b z$$

avec

s_d : espacement entre deux diagonales parallèles

208,52 Cas des poutrelles armant partiellement la nervure

Dans la zone non armée, c'est-à-dire comprise entre la fibre neutre de la section et le niveau « N » situé à $y_{cu} \geq 2$ cm en dessous de la membrure supérieure de la poutrelle, on vérifie que la contrainte ultime de cisaillement du béton à l'ELU n'est pas dépassée dans les sections horizontales de la nervure.

La vérification relative à l'effort tranchant est effectuée conformément au paragraphe I.A.107,31 avec $b_i = b'$ ou $b_i = 1$ selon les deux cas de figure énoncés ci-après.

L'un ou l'autre des deux cas de figure suivants peut se présenter :

- le niveau « N » est situé dans la nervure formée entre les entrevous : $b_i = b'$, b' étant la moindre largeur horizontale recherchée dans la zone non armée, généralement au niveau « N » (voir schéma 1) ;
- le niveau « N » est situé dans la dalle de répartition, au-dessus des entrevous : $b_i = l$, l étant la longueur de la ligne de moindre résistance atteignant les angles supérieurs des entrevous tant que l'angle ϕ (voir schéma 2) est supérieur à 45° ; sinon, la ligne de moindre résistance ne doit pas faire un angle ϕ plus petit que 45° et la longueur l est alors limitée par la paroi rencontrée de l'entrevous.

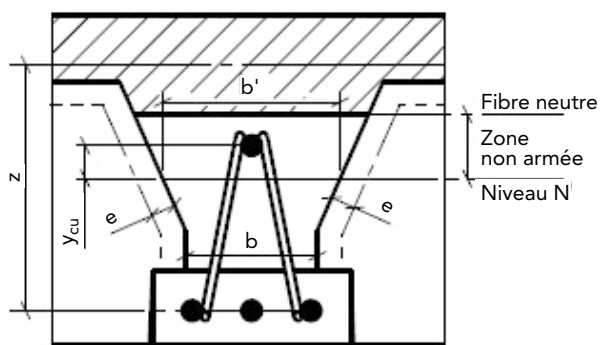


Schéma 1

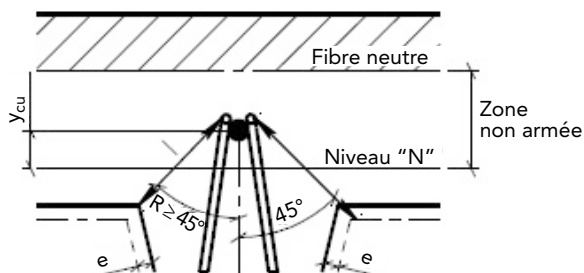


Schéma 2

Dans la zone armée, située sous le niveau précédent, on procède aux vérifications prévues en I.A. 208,51.

208,6 Effort tranchant ultime

Commentaire

Les vérifications prescrites aux articles précédents conduisent à calculer trois efforts tranchants au moins et cinq au plus.

L'effort tranchant ultime est :

$$\text{la plus petite valeur de } \begin{cases} V_{au} \\ V_{wu} \\ \text{la plus grande valeur de } \begin{cases} V_{cu} \\ V_{du} \end{cases} \end{cases} \quad \begin{cases} V_{cu} \\ V_{du} \end{cases} \text{ (s'il y a lieu)}$$

208,7 Renforcement à l'effort tranchant

Le principe du calcul consiste à déterminer, indépendamment les uns des autres, les valeurs limites d'effort tranchant équilibrées par le treillis de la poutrelle et par celui des armatures transversales de renfort, pour chacune des deux vérifications V_{wu} et V_{du} puis de les additionner pour les niveaux de vérification qui le permettent.

Les calculs de V_{wu} et de V_{du} sont menés conformément aux articles précédents (I.A. 208,3 et I.A. 208,5), en ne comptant cependant qu'une seule fois le terme « béton » ($0,35 f_{ctk0,05} bz$) dans la somme des deux V_{du} .

Commentaire

On distingue ci-après le principal type de renforcement et on affecte de l'indice 1 les valeurs de V_{wu} et V_{du} équilibrées par le treillis de la poutrelle et de l'indice 2 celles équilibrées par les armatures de renfort.

Exemple :

$$\begin{aligned} V_{du(1+2)} &= V_{du1} + V_{du2} = F_{d1}(\cos\alpha_1 + \sin\alpha_1) \frac{z}{s_d} \\ &+ F_{d2}(\cos\alpha_2 + \sin\alpha_2) \frac{z}{s_d} \\ &+ 0,35 f_{ctk0,05} bz \end{aligned}$$

$$F_{d1} = \left(\frac{A_{d1} f_{yk,1}}{\gamma_s}; \frac{R}{\gamma_s} \right)$$

$$F_{d2} = \left(\frac{A_{d2} f_{yk,2}}{\gamma_s}; \frac{R}{\gamma_s} \right)$$

Avec

A_{d1} : Section de la diagonale de la poutrelle (n° 1) résistant à l'effort tranchant

A_{d2} : Section de la diagonale de l'armature de renfort (n° 2)

$f_{yk,1}$: Résistance à la traction des aciers (n° 1) résistant à l'effort tranchant

$f_{yk,2}$: Résistance à la traction des aciers (n° 2) résistant à l'effort tranchant

R : Résistance garantie des soudures des aciers résistant à l'effort tranchant

Les schémas sont donnés pour des poutrelles à talon en béton, les prescriptions s'appliquent de la même façon pour les poutrelles à socle en bois pour ce qui concerne V_{du} .

Le calcul des autres limites V_{au} et V_{cu} reste inchangé.

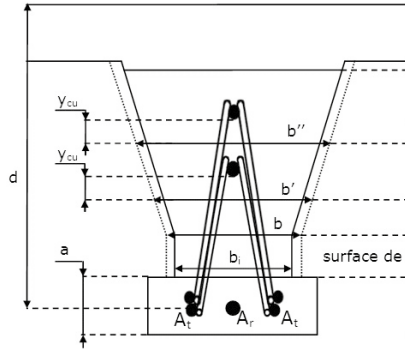
208,71 Renforcement par éléments de poutrelles superposés

Commentaire

Ce type de renforcement est aussi appelé « poutrelle à cheval ».

Le schéma de fonctionnement est semblable à celui des grecques munies de barres filantes soudées à leurs deux extrémités.

Cas d'une poutrelle de base avec treillis superposé ancré dans le talon.

	Zones	Vérification à effectuer
	4	$V_{cu} = \tau_{cu} b'' z$ OU $V_{cu} = \tau_{cu} l z$
	3	$V_{du}(2) = 2F_{d2}(\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2) z / S_d + 0,35 f_{ctk0,05} b' z$
	2	$V_{du}(1+2) = V_{du1} + V_{du2}$ (2) $V_{wu}(1+2) = V_{wu1} + V_{wu2}$ (1)
	1	$V_{su} = 2a \tau_{cu} D z$ $D = \min \{ (V_{out} + V_{du2}) / V_{du2} ; \Sigma A / A_r \text{ si présence de renfort } A_s \}$

$$(1) V_{wu}(1+2) = \min \left\{ \left[c f_{ctd} + \rho_{a1} f_{t1} (\mu \sin \alpha_1 + \cos \alpha_1) + \rho_{a1} f_{t1} (\mu \sin \alpha'_1 + \cos \alpha'_1) + \rho_{a2} f_{t2} (\mu \sin \alpha_2 + \cos \alpha_2) + \rho_{a2} f_{t2} (\mu \sin \alpha'_2 + \cos \alpha'_2) \right] b_i z \right. \\ \left. 0,5 \nu f_{cd} b_i z \right\}$$

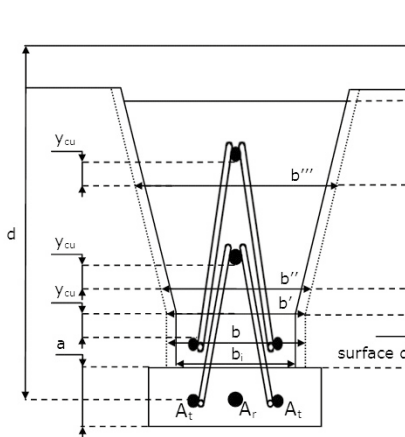
$$(2) V_{du}(1+2) = 2F_{d1}(\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1) z / S_d + 2F_{d2}(\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2) z / S_d + 0,35 f_{ctk0,05} b z$$

$$z = 0,9d$$

l : longueur de la ligne de moindre résistance à considérer dans la configuration décrite à la fin de l'article I.A. 208,52

b_i : largeur de l'interface au niveau de la surface de reprise

Cas d'une poutrelle de base avec treillis superposé posé sur le talon.

	Zones	Vérification à effectuer
	5	$V_{cu} = \tau_{cu} b''' z$ OU $V_{cu} = \tau_{cu} l z$
	4	$V_{du}(2) = 2F_{d2}(\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2) z / S_d + 0,35 f_{ctk0,05} b' z$
	3	$V_{du}(1+2) = 2F_{d1}(\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1) z / S_d + 2F_{d2}(\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2) z / S_d + 0,35 f_{ctk0,05} b' z$
	2	$V_{du}(1)$ (2) $V_{wu}(1)$ (1)
	1	$V_{su} = 2a \tau_{cu} \Sigma \frac{A}{A_r} z$ Aucune vérification si aucun renfort A _s

$$(1) V_{wu}(1) = \min \left\{ \left[c f_{ctd} + \rho_{a1} f_{t1} (\mu \sin \alpha_1 + \cos \alpha_1) + \rho_{a1} f_{t1} (\mu \sin \alpha'_1 + \cos \alpha'_1) \right] b_i z \right. \\ \left. 0,5 \nu f_{cd} b_i z \right\}$$

$$(2) V_{du}(1) = 2F_{d1}(\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1) z / S_d + 0,35 f_{ctk0,05} b z$$

$$z = 0,9d$$

l : longueur de la ligne de moindre résistance à considérer dans la configuration décrite à la fin de l'article I.A. 208,52

b_i : largeur de l'interface au niveau de la surface de reprise

209 Vérification des conditions d'appui

Elles concernent le cas d'appui sur des poutrelles, murs ou tout autre support en retombée par rapport à la sous-face du plancher.

209,1 Phase provisoire (pendant la mise en œuvre)

Compte tenu de la conception des poutrelles et en particulier de leurs conditions de coupe à longueur, la position du dernier nœud inférieur du treillis par rapport à l'appui peut être très variable.

On admet que la stabilité en phase provisoire est assurée dans les cas courants lorsque, en l'absence d'essai, les dispositions qui suivent sont satisfaites. Dans le cas contraire, des étais complémentaires près de l'appui doivent être mis en place.

Commentaire

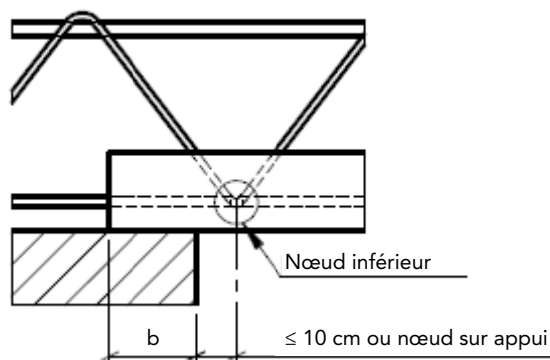
Les cas particuliers sont traités dans les Avis Techniques qui peuvent également s'appuyer sur des justifications expérimentales.

209,11 Poutrelles à talon en béton

La longueur d'appui b des talons sur les éléments porteurs doit être au moins égale à :

- 2 cm sur les éléments en béton armé ;
- 5 cm sur les éléments maçonnés.

Un nœud inférieur du treillis doit se trouver au-dessus de l'appui, sinon à une distance du nu n'excédant pas 10 cm.



209,12 Poutrelles à socle en bois

La longueur d'appui b des socles sur les éléments porteurs doit être égale aux valeurs indiquées dans le cas des talons en béton.

Si les distanciers ne sont pas situés au droit ou à proximité immédiate des nœuds inférieurs du treillis, un distancier doit être ajouté au droit ou à proximité immédiate du dernier nœud inférieur d'extrémité.

Ce distancier doit alors se trouver sur l'appui ou à une distance n'excédant pas 3 cm (Figure 1). Sinon, mais sans que ce distancier soit à plus de 10 cm du nu de l'appui, un autre distancier doit être ajouté au-dessus de l'appui (Figure 2).

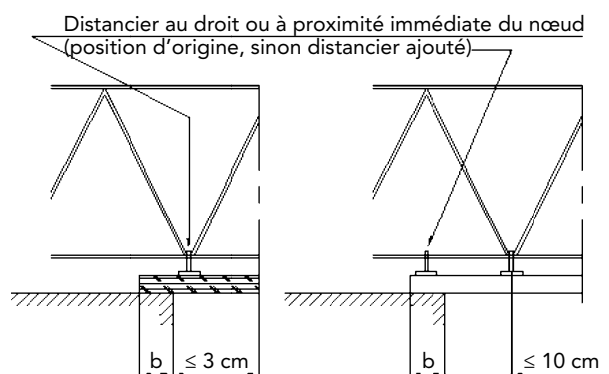


Figure 1

Figure 2

209,2 Phase définitive

209,21 Ancrage des armatures longitudinales inférieures

Les prescriptions données à l'article I.A. 108,11 sont applicables en totalité.

Il en résulte que lorsque les armatures de base ou de renfort des poutrelles sont en aciers HA, les longueurs d'ancrage de ces armatures sur appui sont calculables de manière usuelle.

En cas d'insuffisance d'ancrage, la force égale à la partie non équilibrée de $M_{Ed}/0,9 d + V_{Ed}$ doit être ancrée par un ou des aciers complémentaires placés au-dessus du talon. La longueur de recouvrement des aciers complémentaires et du treillis de la poutrelle doit tenir compte de la longueur de scellement propre aux aciers complémentaires et des résistances de chaque nœud du treillis.

Dans le cas de poutrelles à socle en bois, l'ancrage de l'effort tranchant, selon les dispositions ci-dessus, doit être assuré à partir de l'extrémité du socle.

Dans tous les cas, il est loisible de tenir compte d'une possibilité de relevage des charges sur l'appui par la dernière diagonale du treillis à condition qu'un nœud supérieur du treillis soit au-dessus de l'appui et dans la limite de l'ancrage de ce nœud ainsi que la résistance de la diagonale.

209,22 Vérification de la bielle d'about comprimée

Cette vérification doit être effectuée conformément au chapitre 108,12.

Commentaire

Cette vérification est rarement déterminante.

209,3 Cas particuliers

Toutes les prescriptions et dispositions indiquées à l'article I.A.108,2 sont applicables en tenant compte du fait que les branches d'extrémités du treillis de la poutrelle peuvent remplacer les armatures de suspension prévues à cet article si leur position et leur résistance le permettent, et qu'il est toujours possible d'ajouter des aciers longitudinaux complémentaires (voir article I.A. 209,21).

Annexe I : Vérification des poutrelles à treillis métallique en phase provisoire (annexe introduite à l'article I.A. 204)

La présente annexe décrit les modalités d'essais permettant de définir des valeurs résistantes dans le cas de poutrelles ne faisant pas l'objet d'une certification de produit.

1 Généralités

La présente annexe utilise la terminologie suivante :

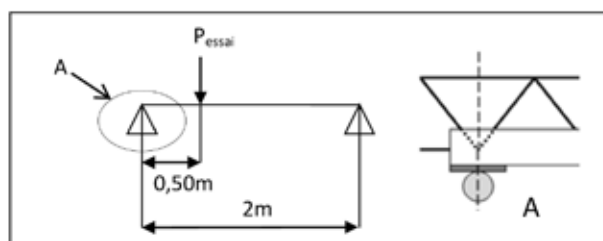
g_1	poids de la poutrelle en daN/ml
L_i	portée d'étaielement retenue pour les essais dans la configuration isostatique (Figure H.2 a de la norme NF EN 15037-1)
$P_{b,i}$	la charge globale supportée par la poutrelle avant rupture lors des essais de flexion dans la configuration isostatique (Figure H.2 a de la norme NF EN 15037-1)
$P_{500,i}$	la charge globale provoquant à mi-portée d'étaielement, dans la configuration isostatique, une flèche supérieure ou égale à $L_i/500$
$w_{500,i}$	la déformation mesurée à mi-travée d'étaielement, dans la configuration isostatique, sous la charge $P_{500,i}$
$[E]_{500,i}$	la raideur apparente de la poutrelle, dans la configuration isostatique, pour une déformation égale à $L_i/500$
$P_{200,i}$	la charge globale provoquant à mi-portée d'étaielement, dans la configuration isostatique, une flèche supérieure ou égale à $L_i/200$
$w_{200,i}$	la déformation mesurée à mi-travée d'étaielement, dans la configuration isostatique, sous la charge $P_{200,i}$
$[E]_{200,i}$	la raideur apparente de la poutrelle, dans la configuration isostatique, pour une déformation égale à $L_i/200$
L_h	portée d'étaielement retenue pour les essais dans la configuration avec appui intermédiaire (Figure H.2 b de la norme NF EN 15037-1)
$P_{b,h}$	la charge globale supportée par la poutrelle avant rupture lors des essais de flexion dans la configuration avec appui intermédiaire (Figure H.2 b de la norme NF EN 15037-1)
$P_{500,h}$	la charge globale provoquant à mi-portée d'étaielement, dans la configuration avec appui intermédiaire, une flèche supérieure ou égale à $L_h/500$
$w_{500,h}$	la déformation mesurée à mi-travée d'étaielement, dans la configuration avec appui intermédiaire, sous la charge $P_{500,h}$
$[E]_{500,h}$	la raideur apparente de la poutrelle, dans la configuration avec appui intermédiaire, pour une déformation égale à $L_h/500$
P_s	la charge supportée par la poutrelle avant rupture lors des essais de cisaillement (Figure H.3 a de la norme NF EN 15037-1)
$M_{R,ind,i}$	Moment résistant obtenu par essai sur une poutrelle dans la configuration isostatique
$M_{R,ind,h}$	Moment résistant obtenu par essai sur une poutrelle dans la configuration avec appui intermédiaire
$V_{R,ind}$	Effort tranchant résistant obtenu par essai sur une poutrelle
M_{Rk}	Moment résistant caractéristique déterminé par essai (à partir des résultats des essais initiaux)

V_{Rk}	Effort tranchant résistant caractéristique déterminé par essai (à partir des résultats des essais initiaux)
γ_E	coefficient de modèle : $\gamma_E = 1,42$
$M_{Rd,i}$	Moment résistant de calcul sous moment positif dans la configuration isostatique
$M_{Rd,h}$	Moment résistant de calcul sous moment positif dans la configuration avec appui(s) intermédiaire(s)
V_{Rd}	Effort tranchant résistant de calcul

2 Données nécessaires au dimensionnement des poutrelles à treillis : valeurs résistantes déterminées par essais

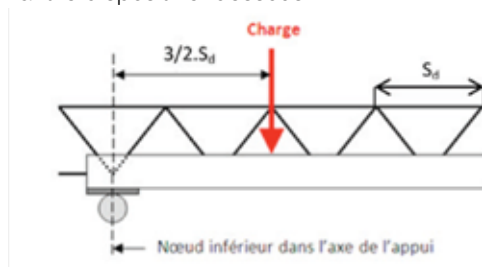
2.1 Effort tranchant résistant

Les essais sont réalisés avec une portée d'essai de 2 m, la charge ponctuelle étant positionnée à 0,50 m de l'appui.



$$V_{R,ind} = \left[g_1 + \frac{3}{4} P_s \right]$$

Si lors de l'essai de cisaillement réalisé suivant le dispositif ci-dessus, la rupture de la poutrelle se fait en flexion (flambement de la membrure supérieure), il convient de recommencer l'essai de cisaillement sur une portée de 2 m en modifiant la position de la charge ponctuelle suivant le dispositif ci-dessous :



$$V_{R,ind} = \left[g_1 + P_s \left(\frac{2 - 1,5.S_d}{2} \right) \right]$$

où S_d est le pas du treillis en m.

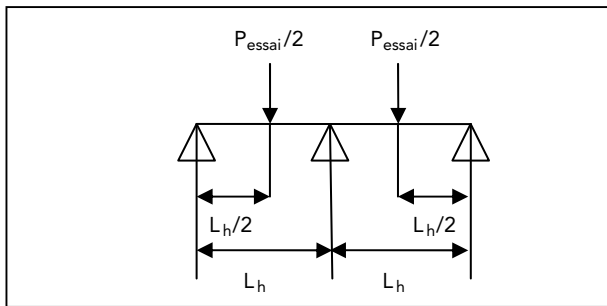
Commentaire

Dans ce nouveau dispositif d'essai en cisaillement, la distance entre le point d'application de la charge et l'appui gauche a été diminuée afin que la rupture se fasse en cisaillement (flambement de la diagonale ou cisaillement du talon en béton).

La détermination de ce dispositif d'essai de cisaillement complémentaire (position des nœuds par rapport à l'axe de l'appui et par rapport au point d'application de la charge) s'est basée sur une campagne d'essais.

2,2 Moments résistants et raideurs apparentes

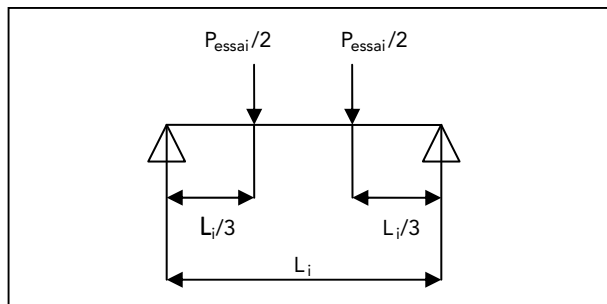
2,21 Cas de la pose avec étais



$$M_{R,ind,h} = \frac{9}{128} \left[g_1 L_h^2 + \frac{10}{9} P_{b,h} L_h \right]$$

$$[EI]_{500,h} = \frac{1}{96\sqrt{5}} \frac{P_{500,h} L_h^3}{w_{500,h}}$$

2,22 Cas de la pose sans étais



$$M_{R,ind,i} = \left[g_1 \frac{L_i^2}{8} + \frac{P_{b,i} L_i}{6} \right]$$

$$[EI]_{500,i} = \frac{23}{1\,296} \frac{P_{500,i} L_i^3}{w_{500,i}}$$

$$[EI]_{200,i} = \frac{23}{1\,296} \frac{P_{200,i} L_i^3}{w_{200,i}}$$

3 Essais initiaux

3,1 Portées d'essais

Essai de flexion

La portée d'essai est fixée forfaitairement comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Caractéristiques du raidisseur			Portée d'essai (m)
Hauteur (mm)	Ø Acier de tête (mm)	Ø Diagonale (mm)	
100 ≤ H _r ≤ 140	Ø _T ≤ 10	4	2,00
		> 4	2,20
	10 < Ø _T ≤ 12	≤ 5	2,50
		> 5	2,70
	12 < Ø _T ≤ 14	≤ 6	3,20
		> 6	3,50
	Ø _T > 14	≤ 7	3,70
		> 7	4,00
140 < H _r ≤ 170	Ø _T ≤ 10	4	2,70
		> 4	3,00
	10 < Ø _T ≤ 12	≤ 5	3,20
		> 5	3,50
	12 < Ø _T ≤ 14	≤ 6	3,70
		> 6	4,00
	Ø _T > 14	≤ 7	4,20
		> 7	4,50
H _r > 170	Ø _T ≤ 10	4	3,20
		> 4	3,50
	10 < Ø _T ≤ 12	≤ 5	3,70
		> 5	4,00
	12 < Ø _T ≤ 14	≤ 6	4,20
		> 6	4,50
	Ø _T > 14	≤ 7	4,70
		> 7	5,00

Dans le cas de raidisseurs avec deux aciers de tête, la portée d'essai sera augmentée de 50 cm. Il conviendra de retenir le diamètre maximal des aciers de tête pour une lecture dans le tableau.

Essai de cisaillement

La portée d'essai est fixée à 2 m.

3,2 Échantillons

Pour chaque type de poutrelle (section béton et armatures), les essais portent sur un nombre minimal de :

- 5 poutrelles pour l'essai de flexion sur deux appuis ;
- 5 poutrelles pour l'essai de flexion avec appui intermédiaire ;
- 5 poutrelles pour l'essai d'effort de cisaillement.

Ces poutrelles doivent être issues de fabrications différentes.

La résistance du béton correspond à celle garantie à la livraison à ± 20 %.

3,3 Procédure d'essais

Les essais sont réalisés suivant les modalités définies à l'annexe H de la norme NF EN 15037-1, à l'exception du point 3 de l'article H.5.b.3.

La charge est montée par paliers suivant le tableau ci-dessous :

Charge P en % de P ₀	Durée en s
10	30
Retrait de la charge	30
25	30
50	30
75	30
90*	30
95*	30
100	60
Poutrelles à treillis raidisseur : retrait de la charge et mesure de la flèche résiduelle	10 min maxi
Paliers suivants par pas de 5 %* jusqu'à rupture	60

*Paliers complémentaires à la norme

P₀ étant la charge totale correspondant à la valeur du M_{rk} visé

Commentaire

D'autres paliers intermédiaires peuvent être envisagés, notamment pour des besoins de mesures de la flèche.

À chaque palier on relève l'intensité de la charge P et la flèche w correspondante (mesurée en fin de palier).

Commentaire

Dans le cas où la machine d'essai ne permettrait pas de réaliser les premiers paliers de chargement, la charge minimale réalisable doit être maintenue pendant une durée correspondant à la durée cumulée de tous les paliers de chargement inférieur.

La charge devra cependant être inférieure à 50 % des charges visées (flexion, cisaillement et/ou déformation).

Valeurs résistantes en flexion et cisaillement

Si la rupture intervient avant que l'on ait atteint 100 % de la charge visée, la valeur enregistrée est celle correspondant au dernier palier supporté.

Au-delà de 100 %, la valeur enregistrée est alors la charge maximale supportée.

3,4 Interprétations

La détermination des valeurs caractéristiques M_{rk} et V_{rk} est effectuée conformément à l'Annexe D de la NF EN 1990 en utilisant le *tableau D.1* suivant et considérant le coefficient de variation V_x inconnu :

Tableau D.1 – Valeurs de k_n pour la valeur caractéristique de 5 %

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V _x connu	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V _x inconnu	–	–	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Les valeurs de calcul M_{Rd} (M_{Rd,i} et M_{Rd,h}) et V_{Rd} sont déterminées à partir des valeurs caractéristiques de la façon suivante :

$$M_{Rd} = M_{Rk} / \gamma_E$$

$$V_{Rd} = V_{Rk} / \gamma_E$$

avec $\gamma_E = 1,42$

Pour le calcul des valeurs du module de rigidité [EI], on retient la valeur moyenne calculée à partir des résultats individuels.

Chapitre 3 Prescriptions particulières aux planchers à poutrelles en béton précontraint

300 Domaine d'application

Les règles du présent chapitre sont établies pour des montages de plancher dont la hauteur totale n'excède pas 2,5 fois la hauteur des poutrelles, sauf dans le cas de montages à entrevous résistants (en béton ou en terre cuite) et dans lesquels la liaison entre poutrelles et béton complémentaire de nervure est réalisée par des armatures transversales dites de couture.

Commentaire

Cette limitation forfaitaire a pour but d'éviter des montages de proportions différentes de ceux qui, dérogeant aux règles françaises du béton armé, ont fait l'objet d'études et d'expérimentations nombreuses.

C'est pourquoi seuls les montages à entrevous résistants et avec armatures transversales de couture rétablissant le monolithisme des nervures échappent à cette limitation.

Par contre, même avec le monolithisme établi par des armatures de couture, les montages à entrevous de coffrage simple sont assujettis à la limitation sur les hauteurs car les règles du béton armé n'ont admis l'absence de véritables étriers d'effort tranchant que pour les montages à « corps creux » résistants et sous certaines conditions (contrainte tangente limitée). Cependant, des dérogations sur la limitation des hauteurs peuvent être admises dans les Avis Techniques pour certains montages à entrevous de coffrage simple et comportant des armatures de couture.

301 Définition des poutrelles

Ces poutrelles en béton, généralement en forme de T renversé, peuvent comporter en sous-face une plaquette de terre cuite. Leur géométrie doit être compatible avec les fonctions de base du produit.

Les poutrelles dont la hauteur est supérieure à 20 cm ne sont pas visées dans le présent chapitre.

Commentaire

Les poutrelles de hauteur supérieure à 20 cm sont considérées comme des poutres relevant du DTU 23.3 « Éléments linéaires ».

Sont assimilées, pour l'application des prescriptions qui suivent sauf indications particulières de l'Avis Technique, les poutrelles en céramique et béton précontraint, poutrelles formées d'éléments de terre cuite précontraints par adhérence d'une armature enrobée dans le béton que coffrent ces éléments en céramique.

302 Rappel des prescriptions communes applicables

Les principaux articles spécifiques applicables à ces planchers sont rappelés ci-dessous :

- I. Généralités – 1.7 : Définition des entrevous
- I.A.103 : Forme des sections de béton coulé en œuvre
- I.A.104,1 : Vérifications à la mise en œuvre – Vérifications concernant les poutrelles
- I.A. 105,3 : Calcul du plancher en flexion : table de compression prise en compte
- I.A.106,2 : Déformations admissibles
- I.A.107 : Efforts tranchants
- I.A.108 : Vérification des conditions d'appui des planchers

303 Prise en compte des actions dans les calculs justificatifs

La nature et l'intensité des actions à introduire dans les calculs sont fixées par les documents particuliers du marché (DPM), par référence à la norme NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale NF EN 1991-1-1/NA (NF P 06-111-2).

Les combinaisons d'actions sont définies dans la norme NF EN 1990 avec son annexe nationale française NF P 06-100-2.

304 Caractéristiques mécaniques des sections

Il est loisible d'effectuer les calculs sans homogénéisation du béton ou de l'acier, considérant la section béton brute. Il est cependant possible d'homogénéiser les matériaux de nature différente. Les coefficients d'homogénéisation sont déterminés en considérant le module différé du béton pris égal à $E_{cm}/3$.

Le calcul des contraintes dues à la précontrainte doit être réalisé en homogénéisant les sections des armatures longitudinales passives, considérant un coefficient d'homogénéisation $n = 5$ pour les vérifications à la mise en précontrainte ou à la mise en œuvre et $n = 15$ pour les vérifications en service. Les sections des armatures actives ne doivent pas être homogénéisées.

Pour la détermination des contraintes liées aux charges appliquées à la mise en œuvre, les sections d'armatures sont homogénéisées en considérant un coefficient d'homogénéisation $n = 5$ pour les armatures passives et pour les armatures actives.

Pour les poutrelles comportant des éléments en terre cuite (coque ou plaquette), les coefficients d'homogénéisation sont définis dans les Avis Techniques.

Dans le cas de matériaux autres que le béton et les armatures de la table et des entrevous, les modalités de prise en compte des matériaux et les coefficients d'homogénéisation sont définis dans les Avis Techniques.

305 Armatures de flexion

305,1 Conditions de prise en compte des armatures actives

Les armatures de précontraintes doivent être agréées par l'Association pour la qualification de la précontrainte et des équipements des ouvrages de bâtiment et de génie civil (ASQPE).

Les valeurs caractéristiques de la précontrainte à prendre en compte dans les vérifications à l'état limite de service sont définies au paragraphe 5.10.9 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale française NF EN 1992-1-1/NA, avec $r_{sup} = 1,05$ et $r_{inf} = 0,95$.

Dans le cas d'une certification QB ou NF, les valeurs r_{sup} et r_{inf} sont ramenées à 1 compte tenu des contrôles de tension réalisés en production.

305,11 Force de précontrainte initiale

C'est la tension des armatures en partie courante du banc, tension qui peut être différente de celle à l'ancrage lorsque des déviations d'armature en extrémité de banc entraînent une chute de tension non négligeable.

La tension à l'ancrage côté mise en tension ne doit pas dépasser $0,95 F_{p0,1k}$.

La tension à l'origine est indiquée dans les Avis Techniques.

305,12 Force de précontrainte à long terme

Elle est obtenue à partir de la tension à l'origine par déduction de « pertes de précontrainte ».

Les pertes de précontrainte finales sont déterminées conformément au paragraphe 5.10.4 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

En l'absence de calcul plus précis, il convient de déduire les valeurs du tableau ci-dessous :

Tableau — Pertes de précontrainte finales

Contrainte initiale dans les armatures de précontrainte (σ_{0max})	Pertes finales au bout d'un temps infini, en pourcentage de la force de précontrainte initiale ($\Delta P/P_0$ %)
$0,95 f_{p0,1k}$	22 %
$0,80 f_{pk}$	21 %
$0,75 f_{pk}$	20 %
$0,70 f_{pk}$	19 %
$0,65 f_{pk}$	17 %

La tension finale et/ou les pertes de précontrainte prises en compte dans les calculs sont indiquées dans les Avis Techniques.

Pour les vérifications en phases provisoires, mise en précontrainte et manutention, la perte de précontrainte est prise égale à 8 %.

305,13 Précontraintes admissibles

305,131 Précontrainte minimale

La contrainte finale minimale due à la précontrainte est fixée conventionnellement à :

- 2 MPa en moyenne dans la section ;
- 4 MPa en fibre inférieure.

305,132 Précontrainte maximale

La contrainte finale maximale en fibre inférieure due à la précontrainte est limitée par la résistance du béton à la compression au moment de la détension des armatures, suivant le référentiel de certification QB ou NF, en fonction des résultats de l'autocontrôle surveillé.

La contrainte finale de traction en fibre supérieure due à la précontrainte est limitée à 3 MPa.

Commentaire

Le gradient des contraintes sur la hauteur des poutrelles a une importance non négligeable sur la rectitude du produit fini : une appréciation peut être portée sur ce point cas par cas dans les Avis Techniques.

305,14 Longueur de transmission de la précontrainte

La longueur de transmission de la précontrainte se calcule suivant l'article 8-10-2-2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

305,15 Longueur de la régularisation des contraintes

La longueur de régularisation L_{disp} le long de laquelle les contraintes dans le béton se diffusent progressivement jusqu'à une distribution linéaire dans la section de béton est calculée suivant l'article 8-10-2-2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

305,2 Armatures passives

Elles peuvent être :

- soit des armatures de béton armé ;
- soit des armatures de précontrainte non tendues.

Dans les vérifications à la rupture on limitera les allongements des armatures passives à 1 % lorsqu'elles sont des armatures de précontrainte non tendues.

Commentaire

Leur ancrage à rupture doit être vérifié en fonction de leur caractère d'adhérence. L'ancrage des armatures de précontrainte non tendues est vérifié suivant l'article 8-10-2-3 de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

306 Vérifications à la mise en œuvre

Les principes de vérification lors de la mise en œuvre des planchers sont explicités à l'Annexe V du chapitre 1.

Sauf indication contraire portée dans le DTA, les vérifications sont effectuées en considérant la portée d'étalement isostatique l_{er} .

306,1 Détermination de la déformation maximale w_{max}

Ce paragraphe est introduit à l'article 2-c) de l'Annexe V du chapitre 1.

Dans le cas de présence d'aciers passifs ou d'éléments de terre cuite, les vérifications qui suivent sont réalisées en section homogénéisée. Pour les aciers, on considère un coefficient d'homogénéisation $n = 5$. Pour les éléments en terre cuite (plaquette et coque), les coefficients d'homogénéisation sont définis dans les Avis Techniques.

306,11 Détermination de la contreflèche

La contreflèche w_c doit être évaluée au moment de la mise en œuvre du plancher.

En l'absence de vérification particulière, on pourra considérer :

$$w_c = 1,50 \times \left[\frac{5 g_1 L_b^4}{384 E_{cm,b,r} I_b} - \frac{P_{m,r} e_b L_b^2}{8 E_{cm,b,r} I_b} \right]$$

expression dans laquelle :

L_b est la longueur béton de la poutrelle considérée ;

$E_{cm,b,r}$ est la valeur du module d'élasticité du béton de la poutrelle au moment de la mise en précontrainte ;

$$E_{cm,b,r} = 22\,000 \left[\frac{f_{c,r} + 8}{10} \right]^{0,30}, \text{ valeur en MPa avec}$$

$f_{c,r}$: résistance minimale sur cylindre exigée à la mise en précontrainte (valeur en MPa),

I_b : inertie de la poutrelle déterminée à partir de sa géométrie nominale,

$P_{m,r}$: force de précontrainte en N, au moment de la mise en précontrainte, déterminée en considérant une perte forfaitaire de tension égale à 8 % de la tension initiale,

e_b : excentricité de la force de précontrainte $P_{m,r}$ par rapport au centre de gravité de la section transversale de la poutrelle.

306,12 Détermination de la flèche résiduelle w_{max} dans le cas de pose sans étai

$$w_{max} = w_{tot} - w_c$$

avec

w_{tot} : la déformation calculée sous la combinaison de charges $\{G_b + Q'_{co} + Q_s\}$ en considérant le module d'élasticité du béton de la poutrelle au moment du coulage du béton complémentaire.

La portée de calcul L_{er} est définie à l'article I.A.105,13.

En l'absence d'indication particulière, on suppose que le béton de la poutrelle est âgé de 7 jours.

$$E_{cm,b,7} = 22\,000 \left[\frac{f_{c,7} + 8}{10} \right]^{0,30}$$

avec :

$$f_{c,7} = f_{c,r} + 0,60 \times (f_{ck} - f_{c,r})$$

f_{ck} : résistance en compression du béton à 28 jours mesurée sur cylindre, valeur en MPa.

Commentaire

La valeur de $f_{c,7}$ est déterminée à partir de l'équation (10.1) du chapitre 10.3.1.1 de la NF EN 1992-1-1.

306,13 Détermination de la flèche résiduelle w_{max} dans le cas de pose avec étai

On considère dans ce cas que w_{max} est négligeable.

306,2 Détermination de l'effort tranchant résistant V_{rd}

Ce paragraphe est introduit à l'article 2-c) de l'Annexe V du chapitre 1.

L'effort tranchant résistant $V_{rd,c}$ est déterminé à partir de la formule (6.4) au chapitre 6.2.2 de la NF EN 1992-1-1, qui s'écrit sous la forme :

$$V_{rd,c} = \frac{I_b b_w}{S_b} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}}$$

avec :

$$f_{ctd} = f_{ctd,7} = \frac{0,21 f_{c,7}^{(2/3)}}{\gamma_c}$$

avec $\gamma_c = 1,30$

$I_x = \frac{h}{2}$, où h représente la hauteur de la poutrelle ;

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{m,r}}{A_c}$$

$P_{m,r}$ est la force de précontrainte définie ci-dessus ;

A_c est l'aire de la section transversale de la poutrelle ;

I_b est l'inertie de la poutrelle ;

b_w est la largeur de la poutrelle au niveau où le cisaillement est maximal ;

S_b est le moment statique par rapport au centre de gravité de la section de poutrelle, de la surface située en dessous du niveau pour lequel le cisaillement est maximal.

Commentaire

L'ordonnée pour laquelle le cisaillement est maximal est celle pour laquelle le rapport $\frac{b_w}{S_b}$ est minimal.

La résistance à l'effort tranchant peut également être déterminée à partir de l'expression suivante :

$$V_{Rd,c} = 0,03 f_{c,7} b_w \frac{I_b}{S_b}$$

Le modèle de calcul utilisé pour déterminer l'effort tranchant résistant $V_{Rd,c}$ devra être validé par des essais (vérification par le calcul assisté par des essais) dans les conditions définies à l'Annexe H de la norme NF EN 15037-1 et plus particulièrement suivant la méthode définie à l'article H.6.1 de l'Annexe H de la norme NF EN 15037-1 comme suit.

Pour la calibration du modèle de calcul, des essais de type initiaux doivent être réalisés sur trois corps d'épreuve pour le dispositif d'essai de cisaillement (Figure H.3 b de la norme NF EN 15037-1). Les essais doivent être réalisés pour chaque famille de poutrelles (conformément aux prescriptions du référentiel de certification produit) en retenant pour chaque famille la poutrelle la plus précontrainte.

Les résultats doivent être considérés comme positifs si les conditions suivantes sont satisfaites :

$V(P_s)/V_{calc} \geq 0,95$ pour chaque corps d'épreuve soumis à l'essai ;

$Moy\{V(P_s)/V_{calc}\} \geq 1,0$ pour la valeur moyenne du rapport pour les trois essais ;

où :

P_s est la charge supportée par la poutrelle avant rupture lors des essais de cisaillement (Figure H.3 b de la norme NF EN 15037-1) ;

V_{calc} est l'effort tranchant résistant calculé ($V_{Rd,c}$) pour la section critique du corps d'épreuve dans le dispositif d'essai, pour les dimensions et les propriétés des matériaux réelles (paramètres de résistance réelle de l'acier et paramètres de résistance réelle du béton déduits de leur résistance à la compression mesurée), avec $\gamma_s = \gamma_c = 1$.

Le mode de rupture observé dans l'essai doit correspondre au modèle pris comme hypothèse dans les calculs.

306,3 Vérification d'intégrité de la section sur étau et en travée

Ce paragraphe est introduit à l'article 2-c) de l'Annexe V du chapitre 1.

306,31 Vérification d'intégrité de la section sur étais

On vérifie, sous l'action du poids propre du plancher, pris en valeur nominale $\{G_1 + G_b + Q_{co}\}$, que la contrainte de traction en partie supérieure de la poutrelle n'excède pas $f_{ctm}(t)$.

$f_{ctm}(t)$ est la contrainte résistante moyenne de traction du béton de poutrelle âgé de t , avec t pris égal à 7 jours par défaut sauf indications contraires dans l'Avis Technique ou dans le certificat NF associé, le cas échéant.

306,32 Vérification d'intégrité de la section en travée

On vérifie que la traction en fibre inférieure σ_i de la poutrelle précontrainte n'excède pas $f_{ctm}(t)$ sous la combinaison d'action suivante : E $\{G_1 ; G_b ; Q'_{co} ; Q_{s,1} ; \psi_{0,2} \cdot Q_{s,2}\}$

$$\sigma_i = \frac{M_{fl,prov}}{i} \cdot \nu_i - \sigma_{i,p} \leq f_{ctm}(t)$$

Où :

σ_i est la contrainte en fibre inférieure de la poutrelle, sous l'action des sollicitations extérieures et de la précontrainte.

$M_{fl,prov}$ est le moment sollicitant en considérant la combinaison d'action E $\{G_1 ; G_b ; Q'_{co} ; Q_{s,1} ; \psi_{0,2} \cdot Q_{s,2}\}$ telle que définie à l'annexe V du chapitre 1 de la section A.

i est l'inertie de la poutrelle.

ν_i est la distance de la fibre inférieure à l'axe neutre de la poutrelle.

$\sigma_{i,p}$ est la contrainte de compression en fibre inférieure du fait de la précontrainte seule, avec pertes de précontrainte égale à 8 %.

Note : Pour cette vérification, les caractéristiques géométriques des poutrelles i et ν_i sont déterminées en considérant un coefficient d'homogénéisation $n = 5$ pour les armatures passives et pour les armatures actives.

307 Vérifications relatives à la flexion des planchers sous moments positifs

Commentaire

Ces vérifications concernent les planchers terminés.

307,1 Nature des vérifications

Les vérifications concernent à la fois l'état limite de service (ELS) et l'état limite ultime de résistance (ELU).

307,2 Vérifications à l'état limite de service

Le calcul des contraintes est effectué en tenant compte des phases de mise en œuvre, par superposition des états de contrainte successifs.

La vérification de la résistance à la flexion à l'ELS porte sur la limitation des contraintes et sur la maîtrise de la fissuration.

L'Annexe I du présent chapitre explicite des formules de vérification en flexion à l'ELS dans l'hypothèse d'une section non fissurée.

307,3 Vérification à l'état limite ultime

307,31 Moment sollicitant M_{Edu}

La valeur de calcul du moment de flexion à mi-portée à l'ELU, M_{Edu} (en N.m), est déterminée comme indiqué aux chapitres 6.4 et A.1.3 de la NF EN 1990 et son annexe nationale NF EN 1990/NA.

307,32 Moment résistant ultime du montage M_{rdu}

Pour les montages à table de compression complète coulée en œuvre ou à table composite, la valeur de calcul du moment de flexion à l'ELU M_{rdu} peut être déterminée à l'aide de l'équation suivante :

$$M_{rdu} = \frac{1}{\gamma_R} F_A * \left(d - \frac{1}{2} \frac{F_A}{b_{eff} f_{cd}} \right) \text{ avec } F_A = (n_p F_{pk} + F_{rk})$$

γ_R est le coefficient de sécurité global pour le moment ultime ($\gamma_R = 1,10$) ;

d est la distance entre le centre de gravité de la force F_A et la membrure comprimée supérieure, en mm ;

b_{eff} est la largeur participante de la membrure comprimée de la section résistante définie à l'article I.A. 105,3 ;

f_{cd} est la valeur de calcul de la résistance en compression du matériau le plus faible dans la membrure comprimée de la section composite pour l'ELU, en MPa ;

n_p est le nombre d'armatures de précontrainte actives dans la poutrelle ;

F_{pk} est la force de rupture garantie pour chaque armature de précontrainte, en N ;

$F_{rk} = A_s * F_{yk}$ pour les armatures pour béton armé, A_s étant l'aire totale de la section d'armatures, en N ;

$F_{n'p} = n'_p * A_p * F_{p0,1k}$ pour les armatures de précontrainte, n'_p étant le nombre d'armatures utilisées comme armatures passives, en N.

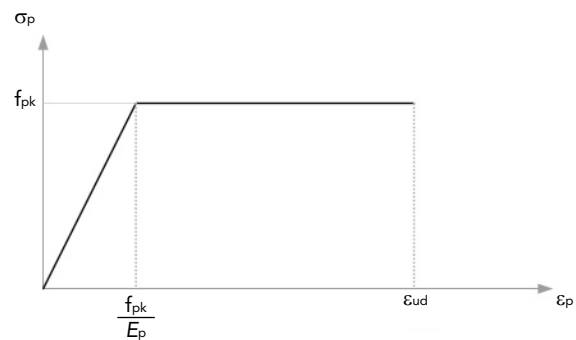
Commentaire

Ces formules supposent que la hauteur de béton comprimé n'excède pas l'épaisseur de la table de compression :

$$F_A / (b_{eff} \cdot f_{cd}) < h_0$$

Cette formule suppose par ailleurs que les armatures subissent des allongements suffisants. Dans certains cas (table de compression partielle, armatures proches de la fibre supérieure), il est nécessaire de contrôler cette hypothèse en vérifiant la compatibilité des déformations. Les déformations des sections sont limitées par un raccourcissement unitaire du béton de 3,5 ‰ et un allongement maximal de l'armature la plus critique fixé à ϵ_{ud} .

Le diagramme déformations-contraintes de l'acier est conventionnellement le diagramme bilinéaire défini ci-dessous :



La formule du moment résistant est issue du chapitre E.3 de l'annexe E de la NF EN 15037-1.

Du fait que, pour les planchers à table de compression complète, le pourcentage mécanique est faible, il n'y a pas de risque de rupture par le béton, car les armatures subissent de grands allongements et atteignent leur limite de rupture. Ceci est indépendant du mode de pose.

Pour les montages à table de compression partielle, la formule précédente reste valable lorsque la table de compression a une largeur suffisante. C'est le cas des montages entrant dans le cadre de la dérogation-couture.

Dans les autres cas, il convient de vérifier la compatibilité des déformations à rupture du béton comprimé et des aciers tendus.

Commentaire

Lorsque l'écrasement du béton est atteint avant l'épuisement de la résistance des armatures, le calcul est conduit comme pour les poutrelles autoportantes.

308 Continuité

308,1 Généralités

Commentaire

Ainsi qu'il est indiqué à l'article I.A.105.14, la prise en compte de continuités entre travées voisines est le mode normal de dimensionnement.

Pour les planchers à poutrelles précontraintes, il est tenu compte de la réduction des moments négatifs sur les appuis de continuité, réduction due aux déformations différées différentielles.

Commentaire

Il s'agit d'une redistribution des contraintes due aux effets antagonistes du fluage des poutrelles sous précontrainte et du retrait différentiel entre la table coulée en œuvre et la poutrelle préfabriquée.

Les charges agissant perpendiculairement à la fibre moyenne de la poutrelle étudiée sont habituellement constituées des charges permanentes (G , en daN/m²) et des charges d'exploitation (Q , en daN/m²). Elles peuvent également provenir des actions climatiques.

La répartition des moments fléchissants entre les sections en travées et sur appuis peut être déterminée par les méthodes de la résistance des matériaux, en tenant compte des effets de la réduction d'inertie des sections résistantes au voisinage des appuis, notamment la méthode de Caquot peut être appliquée (pour des planchers à charges d'exploitation modérées ou non).

Pour les planchers à charges d'exploitation modérées, la répartition des moments fléchissants peut être forfaitaire, comme indiqué à l'article I.A. 308.2 ci-après.

308,2 Méthode de calcul applicable aux planchers à charges d'exploitation modérées, dite méthode forfaitaire

308,21 Domaine d'application

Il est le même que celui défini à l'article I.A. 105,142.

308,22 Principe de la méthode

Il est le même que celui défini à l'article I.A. 105,142.

308,23 Condition d'application de la méthode

$M_{Ed,0}$ est la valeur maximale du moment fléchissant sollicitant dans la « travée de comparaison » définie au paragraphe I.A. 105,142, les charges étant prises en totalité, y compris le poids propre du plancher, et affectées de leurs coefficients partiels de sécurité à l'ELU.

$M_{Rd,w}$ et $M_{Rd,e}$ sont respectivement les valeurs absolues des moments résistants sur appuis de gauche et de droite, compte tenu des sections de chapeaux mises en place, et $M_{Rd,t,max}$ est le moment résistant en travée, dans la zone de moment sollicitant maximal pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

1) Moments minimaux sur appuis

La valeur absolue de chaque moment résistant sur appui intermédiaire $M_{Rd,w}$ et $M_{Rd,e}$ n'est pas inférieure à la valeur figurant dans le tableau suivant :

Valeurs minimales de moment sur appui intermédiaire

	Plancher à poutrelles précontraintes
Plancher à deux travées	$0,55 M'_{0}$
Appuis voisins des appuis de rive d'un plancher à plus de deux travées	$0,50 M'_{0}$
Autres appuis intermédiaires d'un plancher à plus de trois travées	$0,40 M'_{0}$

Dans le cas de planchers mis en œuvre avec étais :

$$M'_{0} = M_{Ed,0}$$

Dans le cas de planchers mis en œuvre sans étais, M'_{0} est évalué comme $M_{Ed,0}$ mais en considérant seulement 50 % du poids propre du plancher.

Commentaire

Cette distinction dans le cas du plancher mis en œuvre sans étais est justifiée par le fait que le poids propre du plancher, initialement appliqué aux poutrelles seules, se trouve partiellement reporté sur le système continu par le jeu des redistributions de contraintes dues au fluage.

Dans le cas de travées de portées utiles inégales ou chargées inégalement de part et d'autre de l'appui considéré, la valeur de M'_{0} intervenant dans la détermination des bornes du moment sur appui est prise égale à la demi-somme des M'_{0} des deux travées.

En ce qui concerne les appuis de rive, lorsque des liaisons efficaces établies entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (murs armés, etc.) permettent de justifier un encastrement partiel, le moment correspondant peut être pris en compte dans les vérifications, sans dépasser toutefois $0,5 M'_{0}$.

Commentaire

En règle générale, il n'est pas admis de prendre en compte la rigidité de torsion de l'élément porteur pour assurer cet encastrement (cas d'un appui sur poutre).

Si les calculs font intervenir un encastrement partiel sur un appui de rive, il convient de ne pas omettre de justifier la résistance de l'élément porteur.

2) Vérification de la capacité portante

On vérifie l'inégalité suivante :

$$M_{Rd,t} + \frac{M_{Rd,w} + M_{Rd,e}}{2} \geq C_{ferm} * M_{Ed,0}$$

avec $C_{ferm} = 1,1$ dans le cas des travées intermédiaires des planchers à plus de trois travées, $C_{ferm} = 1,15$ dans le cas de planchers à deux travées ou dans le cas des travées de rive d'un plancher à plus de deux travées.

La vérification des sections en travées peut être effectuée en considérant une portée fictive de calcul égale à une fraction de la portée réelle.

L'Annexe II explicite la méthode de détermination de la portée libre fictive pour la vérification en flexion des sections en travée des planchers en continuité.

308,24 Dispositions d'armatures

Les prescriptions relatives aux armatures de continuité sont données à l'article I.A. 105,5.

Dans le cas général, on applique les règles suivantes :

- les armatures longitudinales (armatures inférieures et supérieures) doivent être disposées de manière à équilibrer, en toute section, les moments fléchissants résultant du tracé des courbes enveloppes décalées de la hauteur utile z , bras de levier du couple élastique ;
- des armatures supérieures capables d'équilibrer un moment fléchissant égal à $0,15 M_{T,max}$ doivent être prévues au droit des appuis simples et de rives ;
- la section des armatures supérieures prévues au droit des appuis de continuité doit être supérieure ou égale à la section minimale définie au paragraphe 9.2.1.1 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

Si l'on prend pour les moments sur appuis les valeurs absolues minimales définies au paragraphe I.A. 308,23 ci-dessus, à moins de justifications plus précises, la longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- à 1/5 de la plus grande portée utile des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive ;
- à 1/4 de la plus grande portée utile des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive, cette longueur pouvant être réduite au 1/5 de la portée utile dans le cas de travées de portées utiles égales et également chargées.

Commentaire

En tout état de cause, l'attention est appelée sur le fait que, dans une poutre continue comportant des travées inégales ou inégalement chargées, les chapeaux doivent s'étendre dans les travées les plus courtes et les moins chargées sur une longueur plus grande que dans les travées les plus longues et les plus chargées.

308,25 Méthode de calculs applicables aux planchers à charges d'exploitation élevées

Cette méthode s'appuie sur les théories usuelles de la résistance des matériaux. Elle prend en compte les redistributions de sollicitations et la variation du moment d'inertie des sections transversales. La méthode de Caquot peut notamment être appliquée.

309 Évaluation des déformations

Dans le cas d'une portée chargée uniformément reposant librement sur ses appuis, la flèche active, en mm, peut être exprimée par l'équation suivante :

$$f_a = \frac{L^2}{8k_a E_{c,eff} I} \left[(k_1 g_1 + k_2 g_2 + k_3 (g_v + g_a) + k_4 (g_p + g_q) + k_5 q) * \frac{aL^2}{9,6} + k_s m n_s - k_p P_{m,o} e_p \right]$$

Commentaire

Cette formule est issue de l'annexe E article E 4.2.3.3 de la norme NF EN 15037-1.

Dans le cas d'un calcul avec homogénéisation, le module pris en compte est le module différé du matériau de référence pour les coefficients d'homogénéisation.

La valeur de $E_{c,eff}$ est égal à $E_{cm} / (1 + \phi)$ en retenant un coefficient ϕ égal à 2.

Les coefficients k_1, k_5, k_p sont ceux définis dans le tableau de l'annexe E 4.2.3.3 de la norme NF EN 15037-1.

Les coefficients k_2, k_3, k_4, k_5 sont pris respectivement à 1/2, 2/3, 1, 1/3 dans le cas courant des poutrelles en béton précontraint. Des valeurs adaptées peuvent être données dans les Avis Techniques pour les autres poutrelles (comme par exemple les poutrelles à coque en terre cuite) en fonction du type de montage.

Les valeurs du coefficient d'adaptation k_a sont données dans le tableau de l'article I.A. 207,2.

310 Efforts tranchants

Les calculs de vérification de l'établissement du monolithisme doivent être effectués conformément aux prescriptions de l'article I.A. 107,2.

La vérification à l'effort tranchant (dans la nervure rendue monolithique) des systèmes de plancher à poutrelles précontraintes est celle donnée par l'article E 5.2 de la norme NF EN 15037-1.

311 Ancrage

La force à ancrer sur appui de rive est définie au chapitre 9.2.1.4 de la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

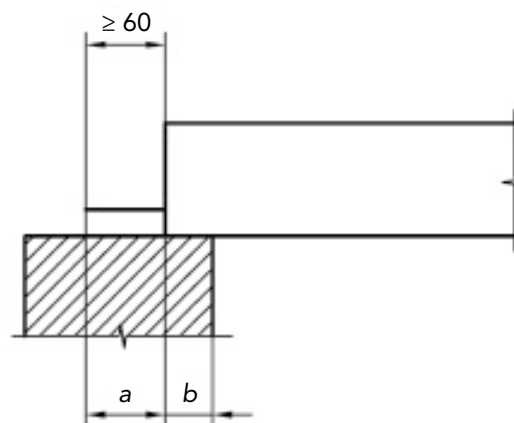
Dans le cas courant de planchers sans armatures transversales, l'effort à ancrer est égal à $\frac{M_{Ed}}{0,9d} + V_{Ed}$ avec un

minimum de $1/2 V_{Ed}$, M_{Ed} étant le moment de continuité sur l'appui considéré pris avec son signe.

311,1 Cas avec armature dépassante sur appui direct

Commentaire

Il s'agit du cas courant de pose des poutrelles précontraintes.



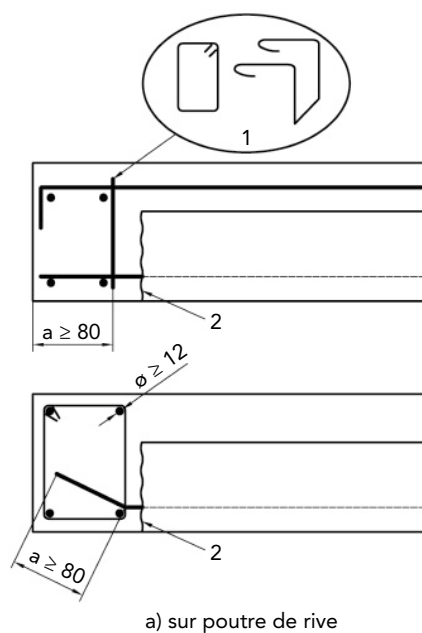
a) poutrelle avec armature dépassante

La vérification est effectuée en considérant un ancrage de l'armature dans le béton armé sur une distance $(a + b)$, en prenant la valeur suivante comme valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence sous l'effet d'une pression transversale : $f_{bd} = k f_{ctk0,05}$

où :

- k est un coefficient dépendant du type d'armature :
 - $k = 1,30$ pour les armatures de béton armé lisses ou à empreintes et pour les armatures de précontrainte à empreintes ou ondulées,
 - $k = 2,6$ pour les armatures de béton armé à verrous et pour les armatures de précontrainte (fils ou torons) torsadées ;
- $f_{ctk0,05}$ est la valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 5 %) relative au béton de la zone considérée : béton de la poutrelle préfabriquée sur la distance b et béton coulé en œuvre sur la distance a .

311,2 Cas avec armature dépassante sur appui indirect



Légende

- 1 Cadre utilisé comme suspente
- 2 Extrémité rugueuse

L'effort supplémentaire équilibré sur la profondeur $(a + b)$ est évalué en considérant une contrainte d'adhérence égale respectivement à f_{bd} pour les armatures à haute adhérence et f_{bpd} pour les armatures de précontrainte et une longueur droite équivalente égale à (l_b/α) où l_b est la longueur d'ancrage de référence, mesurée le long de l'axe de l'armature et $\alpha = \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$ tels que définis au paragraphe 8.4.4 (Tableau 8.2) de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA.

La détermination des contraintes ultimes d'adhérence f_{bd} et f_{bpd} est explicitée respectivement aux paragraphes 8.4.2 et 8.10.2.3 de la NF EN 1992 1-1. Le calcul de f_{bd} et f_{bpd} est réalisé en prenant en compte la résistance de calcul en traction relative au béton de la zone considérée : béton de la poutrelle préfabriquée sur la distance b et béton coulé en œuvre sur la distance a .

Commentaire

Les prescriptions énoncées ci-dessus correspondent au cas général. Dans le cas illustré dans la figure, on a $b = 0$.

Annexe I

Formules de vérification en flexion à l'état limite de service (ELS) (annexe introduite à l'article I.A.307,2)

1) Notations et unités utilisées dans ces formules

- G_1 : poids propre des poutrelles pour 1 m² de plancher terminé (daN/m²)
- G_2 : poids propre du plancher brut au m² diminué de G_1 (daN/m²)
- G_3 : charge uniformément répartie équivalente au poids des cloisons (daN/m²)
- G_4 : poids des revêtements de sol plafond et autres charges permanentes (daN/m²)
- Q_B : charge d'exploitation (daN/m²)
- χ : entraxe des poutrelles (m)
- l : portée du plancher (m)
- i/v_i : module de résistance de la poutrelle par rapport à sa fibre inférieure (cm³)
- I/V_i : module de résistance du plancher pour une largeur d'entraxe par rapport à la fibre inférieure (cm³)
- I/V_s : module de résistance du plancher pour une largeur d'entraxe par rapport à la fibre supérieure (cm³)
- i/v_a : module de résistance de la poutrelle par rapport au lit d'armatures actives le plus bas (cm³)
- I/V_a : module de résistance du plancher, pour une largeur d'entraxe, par rapport au lit d'armatures actives le plus bas (cm³)
- σ_i : contrainte calculée au niveau de la fibre inférieure dans la poutrelle sous la seule action de la précontrainte finale (après déduction des pertes) (MPa)
- σ_a : contrainte calculée au niveau de l'axe des armatures actives sur le lit le plus bas, sous la seule action de la précontrainte finale (après déduction des pertes) (MPa).
- ψ_1 : coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable
- ψ_2 : coefficient définissant la valeur quasi permanente d'une action variable
- $\alpha = (I/V_i) / (i/v_i)$
- $\alpha_a = (I/V_a) / (i/v_a)$
- n_p : coefficient d'équivalence appliqué à la section de poutrelle, égal au rapport du module différé du béton de poutrelle sur le module du béton pris pour référence
- n_{ch} : coefficient d'équivalence appliqué à la section du béton de chantier, égal au rapport du module différé du béton de chantier sur le module du béton pris pour référence
- $f_{ck,ch}$: résistance caractéristique en compression du béton de chantier (MPa)
- $f_{ctm,p}$: résistance moyenne à la traction du béton de la poutrelle (MPa)

2) Vérifications à effectuer

Les vérifications sont à effectuer en fibre inférieure (et au niveau du lit inférieur des armatures actives dans le cas de la combinaison permanente) et en fibre supérieure du montage.

Commentaire

Les formules ci-dessous sont applicables aux vérifications à l'ELS des planchers isostatiques de portée l et aux planchers en continuité de portée fictive L_1 (voir article I.A. 308,23).

Les coefficients d'étalement k_{ci} , k_{QPI} , k_{Fi} , k_{CS} , k_{QPS} ci-dessous sont issus des calculs de la résistance des matériaux dans le cas de charges uniformément réparties.

Lorsque les sections sont homogénéisées, les différents bétons et les armatures passives de flexion doivent être homogénéisés.

Dans le cas des poutrelles comportant des éléments en terre cuite (coque ou plaquette), les coefficients d'homogénéisation et les formules de vérification en flexion à l'ELS sont explicités dans les Avis Techniques.

3) Vérification en fibre inférieure du montage

Les critères de limitations des contraintes en fibre inférieure (et au niveau des armatures actives sur le lit le plus bas) sont synthétisés dans le tableau ci-dessous, en fonction des combinaisons d'action et de la classe d'exposition :

Classes d'exposition	Contrainte limite dans le béton en combinaison			
	Permanente	Quasi-permanente	Fréquente	Caractéristique
XC0, XC1	0 (à l'axe des armatures actives sur le lit le plus bas)	$f_{ctk0,05}/10$	$f_{ctk0,05}/4^*$	min $\{0,6 \cdot f_{ctm,p} ; (0,5 + \sigma_i/20) \cdot f_{ctk0,05}\}$
XC2, XC3, XC4		0		
XD1, XD2, XS1, XS2		0	0	

* Vérifications associées aux phénomènes pouvant engendrer de la fatigue

3-1) Sous toutes classes d'exposition

Sous sollicitations caractéristiques

$$[\alpha (G_1 + G_2) - k_{ci}(\alpha - 1) G_2 + G_3 + G_4 + Q_B] \frac{\chi l^2}{8} \leq M_{fc}$$

M_{fc} est le moment de flexion maximal admissible en travée sous sollicitations caractéristiques (en daN.m) pour limiter la contrainte de traction dans le béton en fibre inférieure à la valeur correspondant au minimum entre $0,6 \cdot f_{ctm,p}$ et $(0,5 + \sigma_i/20) \cdot f_{ctk0,05}$.

$$\Delta\sigma = \min \{0,6 \cdot f_{ctm,p} ; (0,5 + \sigma_i/20) \cdot f_{ctk0,05}\}$$

$$M_{fi,c} = \frac{1}{n_p} \times \frac{1}{10} \times (\sigma_i + \Delta\sigma) \times I/V_i$$

Sous sollicitations permanentes

$$[\alpha_a (G_1 + G_2) - k_{pa}(\alpha_a - 1) G_2 + G_3 + G_4] \frac{\chi l^2}{8} \leq M_{fa,0}$$

$M_{fa,0}$ est le moment de flexion maximal admissible en travée (en daN.m) pour avoir une contrainte de traction nulle à l'axe des armatures actives sur le lit le plus bas.

$$M_{fa,0} = \frac{1}{n_p} \times \frac{1}{10} \times (\sigma_a) \times I/V_a$$

Sous sollicitations fréquentes

$$[\alpha (G_1 + G_2) - k_{Fi}(\alpha - 1) G_2 + G_3 + G_4 + \psi_1 Q_B] \frac{\chi l^2}{8} \leq M_{fi,F}$$

$$M_{fi,F} = \frac{1}{n_p} \times \frac{1}{10} \times \left(\sigma_i + \frac{f_{ctk,0.05}}{4} \right) \times I / V_i$$

3-2) Sous-classe d'exposition XC0, XC1

Sous sollicitations quasi permanentes

$$[\alpha (G_1 + G_2) - k_{QPi}(\alpha - 1) G_2 + G_3 + G_4 + \psi_2 Q_B] \frac{\chi l^2}{8} \leq M_{fi,QP}$$

$$M_{fi,QP} = \frac{1}{n_p} \times \frac{1}{10} \times \left(\sigma_i + \frac{f_{ctk,0.05}}{10} \right) \times I / V_i$$

3-3) Sous-classe d'exposition XC2, XC3, XC4

Sous sollicitations quasi permanentes

$$[\alpha (G_1 + G_2) - k_{QPi}(\alpha - 1) G_2 + G_3 + G_4 + \psi_2 Q_B] \frac{\chi l^2}{8} \leq M_{fi,0}$$

$M_{fi,0}$ est le moment de flexion maximal admissible en travée (en daN.m) pour ne pas avoir de traction dans la fibre inférieure.

$$M_{fi,0} = \frac{1}{n_p} \times \frac{1}{10} \times (\sigma_i) \times I / V_i$$

3-4) Sous-classe d'exposition XD1, XD2, XS1, XS2

Sous sollicitations fréquentes

$$[\alpha (G_1 + G_2) - k_{Fi}(\alpha - 1) G_2 + G_3 + G_4 + \psi_1 Q_B] \frac{\chi l^2}{8} \leq M_{fi,0}$$

4) Vérification en fibre supérieure du montage

4-1) Sous sollicitations caractéristiques

$$[k_{Cs} G_2 + G_3 + G_4 + Q_B] \frac{\chi l^2}{8} \leq M_{bc}$$

M_{bc} est le moment de flexion maximal admissible en travée (en daN.m) pour limiter la contrainte de compression en fibres supérieures à $0,6 * f_{ck,ch}$

$$M_{bc} = \frac{1}{n_{ch}} * \frac{1}{10} * (0,6 * f_{ck,ch}) * I / V_s$$

4-2) Sous sollicitations quasi permanentes

$$[k_{QPs} G_2 + G_3 + G_4 + \psi_2 Q_B] \frac{\chi l^2}{8} \leq M_{bqp}$$

M_{bqp} est le moment de flexion maximal admissible en travée (en daN.m) pour limiter la contrainte de compression en fibres supérieures à $(0,45 * f_{ck,ch})$

$$M_{bqp} = \frac{1}{n_{ch}} * \frac{1}{10} * (0,45 * f_{ck,ch}) * I / V_s$$

avec :

Pose sans étau	$k_{Ci} = 0$
Une file d'étais à mi-portée	$k_{Ci} = 1,25 \left[1 - \frac{5}{16} \frac{(\alpha - 1) G_2}{\alpha (G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + Q_B} \right]$
Deux files d'étais aux 1/3 et 2/3 de la portée	$k_{Ci} = 0,98$
Deux files d'étais aux 2/5 et 3/5 de la portée	$k_{Ci} = \min \left[\begin{array}{c} \frac{4 \eta}{(\alpha - 1) G_2 \chi} \left(1 - \frac{\eta}{\zeta} \right) \\ 1,063 \end{array} \right]$ $\zeta = (\alpha (G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + Q_B) \chi$ $\eta = (\alpha - 1) \frac{93}{280} G_2 \chi$
Trois files d'étais ou plus	$k_{Ci} = 1$

Pose sans étau	$k_{QPi} = 0$
Une file d'étais à mi-portée	$k_{QPi} = 1,25 \left[1 - \frac{5}{16} \frac{(\alpha - 1) G_2}{\alpha (G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + \psi_2 Q_B} \right]$
Deux files d'étais aux 1/3 et 2/3 de la portée	$k_{QPi} = 0,98$
Deux files d'étais aux 2/5 et 3/5 de la portée	$k_{QPi} = \min \left[\begin{array}{c} \frac{4 \eta}{(\alpha - 1) G_2 \chi} \left(1 - \frac{\eta}{\zeta} \right) \\ 1,063 \end{array} \right]$ $\zeta = (\alpha (G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + \psi_2 Q_B) \chi$ $\eta = (\alpha - 1) \frac{93}{280} G_2 \chi$
Trois files d'étais ou plus	$k_{QPi} = 1$

Pose sans étau	$k_{Cs} = 0$
Une file d'étais à mi-portée	$k_{Cs} = 1,25$
Deux files d'étais aux 1/3 et 2/3 de la portée	$k_{Cs} = 0,98$
Deux files d'étais aux 2/5 et 3/5 de la portée	$k_{Cs} = 1,063$
Trois files d'étais ou plus	$k_{Cs} = 1$

Pose sans étai	$k_{QPs} = 0$
Une file d'étais à mi-portée	$k_{QPs} = 1,25$
Deux files d'étais aux 1/3 et 2/3 de la portée	$k_{QPs} = 0,98$
Deux files d'étais aux 2/5 et 3/5 de la portée	$k_{QPs} = k_{Cs} = 1,063$
Trois files d'étais ou plus	$k_{QPs} = 1$

Pose sans étai	$k_{Fi} = 0$
Une file d'étais à mi-portée	$k_{Fi} = 1,25 \left[1 - \frac{5}{16} \frac{(\alpha - 1) G_2}{\alpha (G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + \psi_1 Q_B} \right]$
Deux files d'étais aux 1/3 et 2/3 de la portée	$k_{Fi} = 0,98$
Deux files d'étais aux 2/5 et 3/5 de la portée	$k_{Fi} = \min \left[\begin{array}{c} \frac{4 \eta}{(\alpha - 1) G_2 \chi} \left(1 - \frac{\eta}{\zeta} \right) \\ 1,063 \end{array} \right]$ $\zeta = (\alpha (G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + \psi_1 Q_B) \chi$ $\eta = (\alpha - 1) \frac{93}{280} G_2 \chi$
Trois files d'étais ou plus	$k_{Fi} = 1$

Pose sans étai	$k_{Pa} = 0$
Une file d'étais à mi-portée	$k_{Pa} = 1,25 \left[1 - \frac{5}{16} \frac{(\alpha_c - 1) G_2}{\alpha_c (G_1 + G_2) + G_3 + G_4} \right]$
Deux files d'étais aux 1/3 et 2/3 de la portée	$k_{Pa} = 0,98$
Deux files d'étais aux 2/5 et 3/5 de la portée	$k_{Pa} = \min \left[\begin{array}{c} \frac{4 \eta}{(\alpha_c - 1) G_2 \chi} \left(1 - \frac{\eta}{\zeta} \right) \\ 1,063 \end{array} \right]$ $\zeta = (\alpha_c (G_1 + G_2) + G_3 + G_4) \chi$ $\eta = (\alpha_c - 1) \frac{93}{280} G_2 \chi$
Trois files d'étais ou plus	$k_{Pa} = 1$

Annexe II

Détermination de la portée libre fictive pour la vérification en flexion des sections en travée des planchers en continuité (annexe introduite à l'article I.A. 308,23)

1 Généralités

Le plancher considéré a une portée réelle L . Il est soumis à l'ensemble des charges permanentes $G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$ et d'exploitation Q_B définies dans l'Annexe I du chapitre I.A.3.

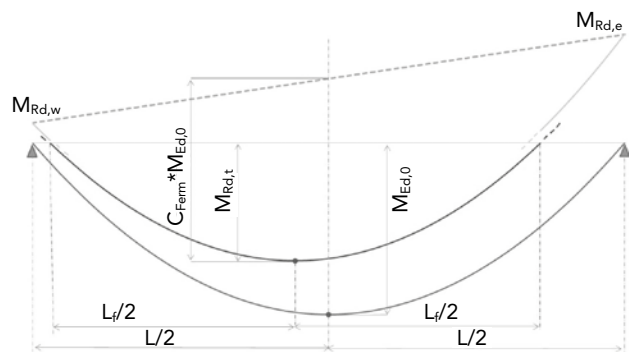
À ces charges correspond le moment fléchissant maximal dans la travée de comparaison (voir article I.A. 308.22) :

$$M_{Ed,0} = \frac{(1,35G + 1,5Q_B) * \chi * L^2}{8}$$

Les moments sur appui $M_{Rd,w}$ et $M_{Rd,e}$ ont été choisis par application de l'article I.A. 308,23, en fonction du moment M'_0 qui tient compte des conditions d'étalement.

La présente annexe a pour but de déterminer la portée isostatique d'un plancher fictif qui, supportant les mêmes charges $G + Q_B$, serait soumis au même moment $M_{Rd,t}$ en travée :

$$M_{Rd,t} = \frac{(1,35G + 1,5Q_B) * \chi * L_f^2}{8}$$



La portée fictive L_f est égale à une fonction β de la portée réelle : $L_f = \beta * L$ avec $\beta = \sqrt[2]{\frac{M_{Rd,t}}{M_{Ed,0}}}$ qu'il convient de déterminer.

2 Détermination du coefficient β

Rappel des limitations de l'application de la méthode de l'article 308,23 :

$$M_{Rd,t} + \frac{M_{Rd,w} + M_{Rd,e}}{2} \geq C_{ferm} * M_{Ed,0}$$

avec $C_{ferm} = 1,1$ dans le cas des travées intermédiaires des planchers à plus de trois travées, $C_{ferm} = 1,15$ dans le cas de planchers à deux travées ou dans le cas des travées de rive d'un plancher à plus de deux travées.

Posons $M_{Rd,w} = \delta_w M_{Ed,0}$ et $M_{Rd,e} = \delta_e M_{Ed,0}$

$$M_{Rd,t} + \frac{\delta_w + \delta_e}{2} * M_{Ed,0} \geq C_{ferm} * M_{Ed,0}$$

Commentaire

L'attention est attirée sur la nécessité d'évaluer δ_w et δ_e en fonction de $M_{Ed,0}$ et non $M'_{0,0}$, dans le cas de planchers mis en œuvre sans étai bien que les moments sur appuis $M_{Rd,w}$ et $M_{Rd,e}$ aient été calculés à partir de $M'_{0,0}$ d'où :

$$\beta = \sqrt{C_{ferm} - \frac{\delta_w + \delta_e}{2}}$$

Section D

Transport, mise en œuvre et pose

Chapitre 1

Prescriptions communes aux divers types de planchers à poutrelles

Les prescriptions relatives à la prévention des accidents figurent notamment dans le code du travail (4^e partie, Livre V, Titre III).

101 Manutention

Les poutrelles sont saisies en deux points situés près des extrémités et levées dans une position horizontale ne conduisant pas à des sollicitations parasites inacceptables.

Le levage se fait en respectant les conditions prévues par l'étude.

Commentaire

En particulier l'étude prévoit les porte-à-faux admissibles éventuels.

Les organes de levage doivent répondre aux spécifications en vigueur relatives à la manutention des éléments préfabriqués et notamment aux fiches de sécurité publiées par l'organisme professionnel de prévention du bâtiment et des travaux publics (OPPBTP).

Par dérogation à ces spécifications, dans le cas de manutention par boucles de levage, celles-ci peuvent être des grecques de diamètre au moins égal à 5 mm en acier B235, B400 ou B500, ou des grecques réalisées avec un fil de précontrainte ϕ 5 mm.

Commentaire

La dérogation ci-dessus a été admise après consultation des organismes de prévention.

Les dispositions d'élingage sont définies sur les plans de pose.

Dans le cas de poutrelles ne comportant pas de boucles de levage ni de dispositions assimilées (grecques, treillis des poutrelles légères à treillis métallique), les poutrelles peuvent être levées :

- soit en groupe sur plateau, ou cerclées par des cadres ou des élingues accrochés à un palonnier ;

Nota : lorsque les élingues entourent les poutrelles sans être bloquées, leur inclinaison ne doit pas permettre leur glissement sous les poutrelles.

Les palonniers doivent comporter au moins deux points de suspension de façon à assurer leur stabilité horizontale.

- soit individuellement par un dispositif auto-serrant (câblette, pince, etc.) conforme à la réglementation (cf. document INRS).

Dans le cas de levage par chariot élévateur, l'écartement des bras de la fourche doit être adapté à la longueur des poutrelles. La stabilité de la charge doit être assurée pendant le levage.

Il y a lieu d'éviter les chocs sur les poutrelles, notamment sur les aciers en attente.

102 Stockage (en usine et sur chantier)

Le stockage doit être effectué sur une aire horizontale propre, conformément à des conditions d'appui définies par le fabricant.

Les distances entre appuis et les modes d'empilage adoptés ne doivent pas entraîner le développement d'efforts susceptibles de provoquer des déformations permanentes ou des fissures.

Pour les poutrelles comportant des aciers apparents, une inspection visuelle devra être conduite avant la livraison (à la charge du fabricant ou du négociant), consistant à s'assurer que la surface des armatures est exempte de rouille non adhérente et de substances délétères susceptibles d'affecter les propriétés de l'acier, du béton, ou de l'adhérence acier-béton; une oxydation superficielle est acceptable.

Commentaire

Il convient d'aligner verticalement les cales d'appui et d'éviter l'empilage des poutrelles sur de trop grandes hauteurs et la création de porte-à-faux excessifs.

Les files de poutrelles en stock doivent être facilement identifiables.

103 Transport

Les poutrelles sont placées en position droite en respectant les conditions d'appui et les précautions particulières définies ci-dessus pour le stockage. L'arrimage doit être réalisé au droit des appuis et de façon à éliminer tout rebond. Un schéma de principe de chargement doit être remis par le fournisseur au transporteur.

104 Réception sur chantier

Dans le cas de fabrication faisant l'objet d'une certification QB ou NF, la réception sur chantier consiste seulement à vérifier que les poutrelles ne comportent ni fissure, ni épaufrure inacceptable, ni détérioration quelconque.

Pour les poutrelles comportant des aciers apparents, une inspection visuelle devra être conduite à la réception (à la charge de l'entreprise), consistant à s'assurer que la surface des armatures est exempte de rouille non adhérente et de substances délétères susceptibles d'affecter les propriétés de l'acier, du béton, ou de l'adhérence acier-béton; une oxydation superficielle est acceptable.

Commentaire

Le transport s'il est mal conduit peut en effet être la source de désordres.

Dans le cas de fabrication ne faisant pas l'objet d'une certification QB ou NF, il appartient au responsable de la construction (entreprise générale, maître d'œuvre, etc., selon les cas) de définir les conditions de réception des poutrelles sur chantier.

On peut s'inspirer utilement des prescriptions de contrôles données dans le référentiel de certification QB ou NF.

105 Pose des poutrelles

La pose est effectuée dans les conditions prévues par l'étude et indiquées sur le plan de pose.

L'attention est particulièrement attirée sur l'ordre de pose, prévu sur les plans.

L'écartement des poutrelles est réglé et assuré en les calant à leurs extrémités, par les entrevous par exemple.

105,1 Appuis

105,11 Sécurité à la mise en œuvre du plancher

La pose des poutrelles peut se faire soit sur appuis préalablement réglés de niveau, soit sur une lisse en bois placée contre l'appui.

Dans le cas où il est prévu à l'étude de poser sur une lisse en bois, il doit en être fait mention sur les plans de pose.

Les repos minimaux définis aux articles I.A.108,1 pour les poutrelles en T renversé en B.P. et I.A. 209 pour les poutrelles légères en treillis métallique à talon en béton (2 cm sur une poutre ou sur un mur en béton, 5 cm sur maçonnerie) sont normalement suffisants pour assurer la sécurité à la mise en œuvre compte tenu de la présence des armatures en attente susceptibles de s'opposer aux déplacements.

Si le repos réel relevé sur chantier s'avère être inférieur aux minimums définis ci-dessus, ou si les conditions d'appuis sont défectueuses, une lisse en bois doit être obligatoirement placée contre les appuis.

Commentaire

Cette disposition est conseillée dans tous les cas, car elle permet d'éliminer la plupart des risques.

105,12 Appuis vis-à-vis de la stabilité du plancher terminé

Dans le cas de repos effectifs insuffisants ou nuls, on se réfère à l'article I.A.108,24 et, pour les poutrelles légères en treillis, à l'article I.A. 209,3.

105,2 Étalement

Les étais et leur mise en œuvre répondent aux règles de l'art en ce qui concerne leur entretien, leur résistance, leurs conditions d'appui, leur contreventement. Les lisses doivent avoir une rigidité suffisante compte tenu de l'espacement des étais et ne pas présenter de porte-à-faux notables.

Commentaire

On peut utilement se reporter aux documents suivants :

- guide pratique OPPBTP – « Étalement des planchers de bâtiment » ;
- annales de l'ITBTP, n° 316, avril 1974 ;
- note documentaire de l'INRS n° 230-22-61.

Lorsque les sous-faces des poutrelles sont masquées à la mise en œuvre (par exemple, dans le cas d'utilisation d'entrevous à languette), des modalités spéciales d'étalement sont fixées cas par cas dans les Avis Techniques de façon à assurer un repos effectif des poutrelles sur les étais.

En ce qui concerne l'étalement des sous-toitures, il convient de se référer à l'article I.A.110, 4.

105,3 Cas de la pose sans étau

Sauf prescription contraire, les poutrelles dont la pose est prévue sans étau à l'étude doivent être âgées d'au moins sept jours au moment du coulage du béton.

Commentaire

Dans ce cas de pose, l'absence de défectuosité en partie haute des poutrelles ainsi que la qualité des appuis est particulièrement importante.

106 Coffrages et entrevous

L'entreprise doit s'assurer que les coffrages et les entrevous livrés sont conformes à ceux prévus à l'étude.

Commentaire

Pour les planchers à poutrelles en T renversé en B.P., les entrevous ont généralement une forme pouvant permettre la dérogation-couture. Pour les planchers à poutrelles légères en treillis métallique, les entrevous sont de forme différente. Cependant, il est possible d'associer des entrevous de la famille des poutrelles en béton précontraint à celle des planchers à poutrelles treillis sous réserve de respecter les prescriptions de l'article I.A.103,212 et de prendre en compte dans les calculs l'augmentation du poids propre dû à un litrage béton plus important.

L'entreprise doit s'assurer que :

- les entrevous satisfont aux prescriptions des normes NF EN 15037-2 à 4 et des référentiels de certification QB ou NF.

Il existe des entrevous faisant l'objet d'une marque ou d'une certification de qualité permettant de se dispenser des essais de réception ;

- les entrevous en terre cuite sont adaptés au type de construction (en fonction de leur mise en compression transversale sous les effets conjugués de la dilatation à l'humidité de la terre cuite et du retrait du béton de structure).

En outre, l'entreprise doit éliminer les entrevous, qui, lors du transport ou des manutentions, auraient subi des détériorations (fissures, manques, etc.).

Dans le cas où des rehausses en matière plastique alvéolaire sont prévues sur les entrevous de coffrage, elles doivent être collées sur ceux-ci à moins que le montage permette leur emboîtement sur l'entrevous.

Dans le cas d'entrevous en matière plastique alvéolaire recoupés sur chantier en éléments de longueur inférieure à 60 cm (en extrémité de travée de plancher), il y a lieu de prendre toutes les précautions nécessaires (par exemple, chemin de planches), la résistance au poinçonnement-flexion se trouvant réduite.

Dans le cas d'entrevous, quelle que soit leur nature, découpés latéralement, cette découpe doit être effectuée sans affecter la résistance de l'entrevous. En cas de doute, il y a lieu de placer une lisse en rive.

Commentaire

Dans le cas d'entrevous résistants alvéolés, la coupe doit être nette et sans détérioration de l'entrevous ; pour les entrevous longitudinaux, une paroi verticale doit se trouver au droit d'un appui, nécessitant s'il y a lieu la mise en place d'une lisse en rive, située sous cette paroi.

Pour le passage des brouettes, ou autres accessoires roulants, il faut impérativement prévoir un « chemin de planches ».

D'une façon générale, pour tous les déplacements, il convient d'éviter les effets dynamiques sur les entrevous.

107 Chaînages – Trémies et chevêtres – Encorbellements – Armatures complémentaires

Les liaisons entre les divers éléments de construction, en particulier les chaînages, au niveau des planchers, doivent répondre à l'article I.A. 111,1, les trémies et chevêtres à l'article I.A. 111,2, les chaînages transversaux intermédiaires à l'article I.A. 111,5.

La mise en place des armatures de continuité doit être conforme à l'article I.A. 105,5 et la réalisation des encorbellements, à l'article I.A. 105,6.

En ce qui concerne les armatures complémentaires à mettre en place *in situ*, leur réception, leur façonnage, leur soudage, et leur mise en place (calage, etc.), on se réfère aux règles générales relatives à l'exécution des constructions en béton armé.

Commentaire

L'attention est plus spécialement attirée sur les dispositions à adopter pour assurer le maintien en place des armatures des encorbellements.

108 Bétonnage

Se reporter aux règles générales relatives à l'exécution des constructions en béton armé.

108,1 Confection du béton

Le béton de classe minimale C25/30 doit être conforme aux prescriptions de la norme NF EN 206-1.

La granulométrie du béton est limitée à 15 mm sauf pour ce qui concerne le jointoiement entre entrevous porteurs TCI pour lequel cette limitation est réduite à 10 mm.

La teneur en eau doit être adaptée à la nature des entrevous.

Commentaire

Les entrevous en matière plastique alvéolaire n'étant pas susceptibles d'absorber un excès d'eau, on doit veiller tout particulièrement à utiliser un béton à faible teneur en eau et à assurer sa protection pendant sa prise et son durcissement.

À l'inverse, dans le cas d'entrevous en terre cuite, la teneur en eau doit être relativement plus importante.

La teneur en chlorures du béton doit respecter les prescriptions de l'article 5.2.7 de la norme NF EN 206-1. Le chlorure de calcium et les adjuvants à base de chlorures ne doivent pas être ajoutés au béton contenant une armature en acier, ou une armature de précontrainte en acier ou des pièces métalliques noyées.

L'utilisation d'adjuvants non chlorés est possible suivant les prescriptions de la norme NF EN 934-2.

Commentaire

Il est rappelé que dans le cas d'incorporation de canalisations ou de conducteurs dans les dalles, aucun adjuvant chloré n'est autorisé, conformément aux DTU n° 65.7, 65.10 et 65.14.

108,2 Mise en place du béton

108,21 Généralités

Il y a lieu de s'assurer de la propreté de l'extrados et des flancs des poutrelles et des entrevous, et d'humidifier ceux-ci avant bétonnage.

Il est rappelé également l'utilité de vibrer le béton qui doit en outre être protégé en fonction des conditions climatiques, conformément aux règles de l'art.

En règle générale, le bétonnage des nervures ou des clavetages et des dalles doit être simultané.

Commentaire

Un bétonnage fractionné est possible à condition qu'il ait été prévu à l'étude et que la couture des reprises de bétonnage soit assurée.

Les modalités de bétonnage, compte tenu des effets dynamiques éventuels, doivent permettre de garantir le non-dépassement des charges de chantier définies à l'article I.A.104. Dans le cas contraire on doit augmenter le nombre des étais.

Commentaire

Cette prescription implique notamment de déverser très progressivement le béton sur le plancher et, simultanément, de le répartir transversalement aux poutrelles de façon à éviter toute surépaisseur locale, même momentanée, de plus de quelques centimètres par rapport à l'épaisseur nominale de la dalle de répartition.

L'épaisseur de la dalle, prévue au plan de pose, doit être constante sur toute la portée.

Les contre-flèches de montage doivent donc être respectées au coulage de la dalle.

108,22 Cas d'utilisation d'entrevous transversaux en terre cuite

Dans ce cas, le béton ne doit pas être déversé directement sur les entrevous et les poutrelles mais sur une plaque posée sur le plancher.

Cette mise en œuvre est destinée à limiter les pénétrations du béton dans les alvéoles aux valeurs prévues à l'article I.A. 101.

108,23 Cas d'utilisation de coffrages en feuilles cintrées (en métal, en matériau plastique, etc.)

Dans ce cas, il est exigé de prendre les précautions suivantes :

- mise en place de larges platelages de circulation prenant appui sur les poutrelles ;
- non-déversement du béton directement sur le plancher mais sur un platelage ;
- coulage du béton d'abord le long des poutrelles, sur toute la surface du plancher, de façon à bloquer les feuilles cintrées, puis coulage à la suite de la dalle de répartition.

108,24 Cas des sous-toitures

Dans ce cas, il est nécessaire d'adapter la plasticité du béton à la pente de la sous-toiture.

Voir aussi l'article I.A. 110,4.

109 Délai d'utilisation du plancher

L'attention est attirée, dans le cas d'utilisation du plancher comme support des étais du ou des planchers supérieurs, sur la nécessité de s'assurer que les vérifications nécessaires (voir l'article I.A. 104,3) ont été effectuées à l'étude. Il en est de même lorsque le plancher sert de plateforme pour le stockage des matériaux ou matériels divers pendant les travaux.

109,1 Planchers étayés à la mise en œuvre

Les étais ne peuvent être enlevés que lorsque la résistance nécessaire du béton est atteinte.

Commentaire

À titre indicatif, dans les cas courants et pour des conditions moyennes de température, un délai de sept jours est généralement suffisant. Un délai plus court n'est envisageable que sur justifications particulières.

109,2 Planchers posés sans étau

L'accès du plancher, puis son utilisation pour l'exécution du reste de la construction, nécessite l'obtention d'une résistance suffisante du béton.

Commentaire

Un délai de sept jours est normalement suffisant, sauf justifications particulières, dans des conditions moyennes de température et dans les cas courants.

110 Mise en place de canalisations incorporées dans le plancher

110,1 Généralités

Les gaines et canalisations incorporées dans le plancher doivent être prévues lors de la conception.

Note : Une solution consiste à incorporer les gaines dans des plafonds techniques.

Lorsque l'épaisseur de la dalle de compression est inférieure ou égale à 5 cm, toutes incorporations de gaines (électrique, eau, chauffage) est interdite.

Les canalisations, gaines, fourreaux, etc., incorporés au béton coulé en place, doivent satisfaire, tous corps d'état confondus, les spécifications suivantes :

- passer impérativement sous la nappe de treillis soudé ;
- permettre un enrobage par rapport à la surface au moins égal au diamètre de la plus grosse gaine, avec un minimum égal à 4 cm dans le cas de plancher à entrevous de coffrage résistants et de 5 cm pour les autres types de planchers ;
- présenter, sauf localement, une distance horizontale entre elles au moins égale à leur diamètre, avec un minimum de 50 mm ;

Note : Les zones ne respectant pas ce critère sont assimilées à une réservation. Il convient d'anticiper ce cas lors de la conception.

- au droit des croisements ou empilages localisés, les prescriptions précédentes s'appliquent également.

Toutes les incorporations non prévues à l'étude sont interdites.

Pour faciliter les incorporations, on pourra utiliser des entrevous bas ou négatif.

Aucune canalisation ni conducteur ne doit être placé dans le béton de clavetage de part et d'autre des poutrelles.

Les canalisations ou conducteurs placés au-dessus et parallèlement aux poutrelles ne doivent pas être posés à une distance de celles-ci inférieure à la plus grande dimension de ces conducteurs ni à 2 cm.

110,2 Canalisation d'eau chaude ou d'eau froide sous pression

Se référer au DTU n° 65.10 « Canalisation d'eau chaude ou froide sous pression et canalisations d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales à l'intérieur des bâtiments »

110,3 Panneaux chauffants à tubes métalliques

Se référer au DTU n° 65.14 « Exécution de planchers chauffants à eau chaude »

110,4 Panneaux chauffants par conducteurs et câbles électriques

Se référer au DTU n° 65.7 « Exécution de planchers chauffants par câbles électriques enrobés dans le béton »

110,5 Installations électriques à basse tension

Se référer au guide UTE C 15-520 « Canalisations – Modes de pose – Connexions »

111 Protection des entrevous en matière plastique alvéolaire contre les rongeurs

Il n'y a pas lieu de prendre d'autres précautions que celle qui consiste à placer des grilles à mailles fines sur les bouches d'aération des vides sanitaires.

112 Essais *in situ* des planchers terminés

Commentaire

Le but de ces essais non destructifs ne peut être que de vérifier un bon comportement de l'ouvrage malgré une malfaçon accidentelle.

Ne sont pas visés par le présent article les essais d'étude ou de recherche interprétés dans le cadre des Avis Techniques et destinés à justifier soit des dérogations au présent CPT, soit de nouvelles prescriptions, ni des essais destructifs particuliers effectués pour un chantier déterminé et interprétés par les participants à la construction.

Pour ces essais, l'attention est attirée sur les points suivants :

1. La charge d'essai ne doit en aucun point du plancher dépasser la charge de calcul en service.
2. La surface de chargement doit être suffisante pour que, compte tenu de la solidarisation transversale, les éléments les plus sollicités à l'essai soient soumis aux sollicitations de calculs.

Chapitre 2

Prescriptions particulières aux planchers à poutrelles légères en treillis métallique

201 Stockage (en usine et sur chantier)

Les poutrelles sont posées sur des appuis dont l'espacement ne dépasse pas 15 fois la hauteur totale des poutrelles, les porte-à-faux n'excédant pas six fois cette hauteur.

Les appuis doivent être situés le plus près possible des nœuds du treillis.

202 Réception sur chantier

Le contrôle visuel a notamment pour but d'éliminer les poutrelles dont la membrure supérieure ou les diagonales présenteraient des déformations locales.

203 Pose des poutrelles

La sécurité à la pose des poutrelles est assurée si les prescriptions de l'article I.A. 209,1 sont satisfaisantes. Dans le cas contraire, il convient de placer une lisse près de l'appui.

204 Étaielement

Le nombre, l'espacement et la position des files d'étais sont déterminés par l'étude conformément à l'article I.A. 204.

Les étais sont mis en place après la pose des poutrelles. Les étais sont réglés au niveau de l'arase de maçonnerie et non simplement posés au contact des poutrelles.

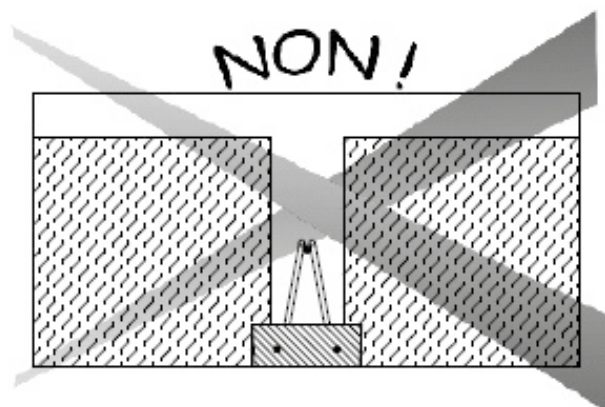
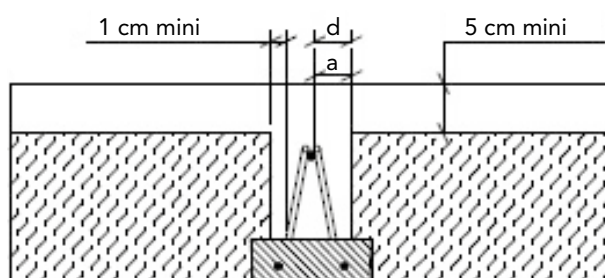
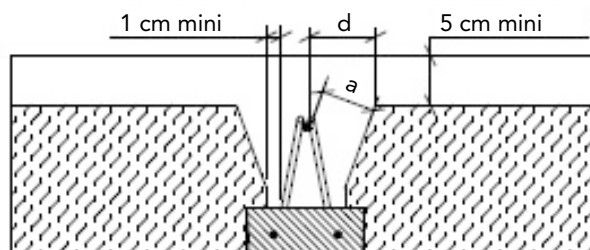
205 Entrevous

Les Avis Techniques fixent des dimensions minimales pour les nervures en béton coulé en œuvre entre les entrevous. Les cotes « a » et « d » définies à l'article I.A. 103,212 sont d'autant plus grandes que les entrevous sont plus hauts que les poutrelles, afin d'éviter une forme en cheminée nuisible au bon remplissage des nervures.

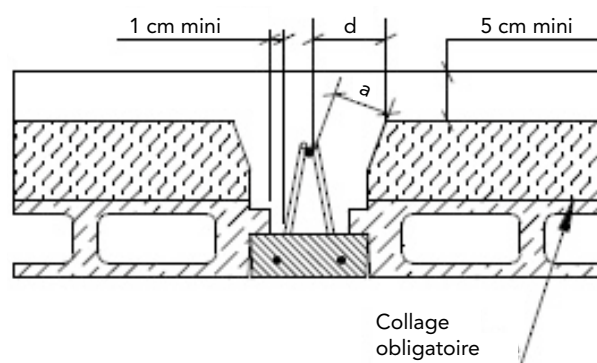
Commentaire

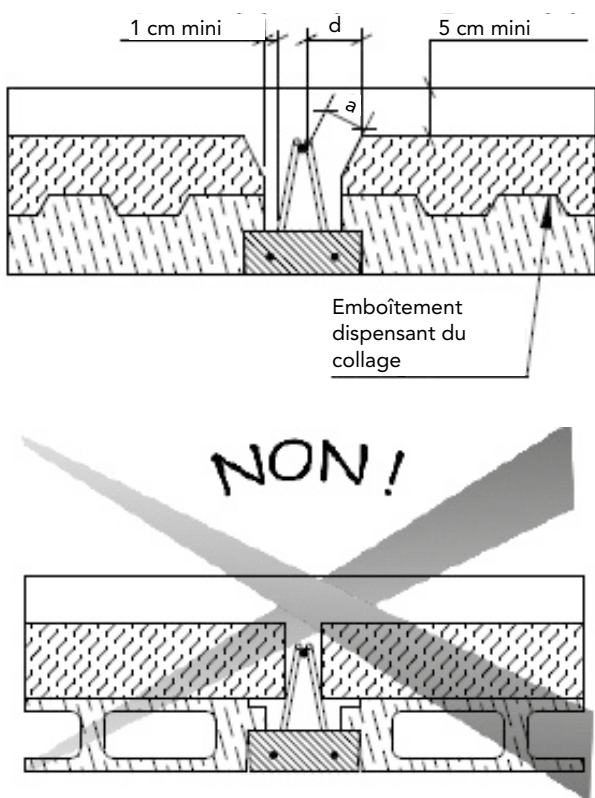
Les schémas qui suivent illustrent les dispositions acceptables ou non pour quelques cas types usuels.

a. Cas des entrevous en matière plastique alvéolaire, homogène ou hétérogène (partie inférieure en un autre matériau) :



b. Cas des rehausses en matière plastique alvéolaire sur entrevous bas





Chapitre 3 Prescriptions particulières aux planchers à poutrelles en béton précontraint

301 Stockage (en usine et sur chantier)

Les poutrelles sont posées sur deux appuis placés le plus près possible de leurs extrémités, sans dépasser 50 cm.

Commentaire

Des porte-à-faux importants sont en effet une des causes de contre-flèches excessives.

Les cales d'appui séparant les lits de poutrelles superposées ne doivent pas reposer sur les armatures transversales éventuelles.

302 Réception sur chantier

Le contrôle visuel est particulièrement important lorsque les poutrelles sont utilisées sans étau ou dans des montages à poutrelles assurant seules la résistance du plancher (poutrelles autoportantes).

303 Pose des poutrelles

L'appareillage des poutrelles doit tenir compte de leurs éventuels écarts de rectitude afin d'éviter que ceux-ci cumulent leurs effets.

Il est également possible de redresser les poutrelles. L'attention est attirée dans ce cas sur la nécessité de centrer l'effort de redressement pour éviter les risques de basculement.

304 Étalement

Le nombre, l'espacement et la position des files d'étais sont déterminés par l'étude conformément à l'article I.A. 306.

La mise en place des étais se fait après la pose des poutrelles. Les étais sont mis en place obligatoirement au contact des poutrelles, sans soulever celles-ci.

Commentaire

Cette condition de mise en place des étais est conforme à l'hypothèse prise en compte dans les calculs de dimensionnement. Des étais réglés trop bas entraîneraient dans les poutrelles des contraintes supplémentaires inacceptables. Il en serait de même dans le cas de déblocage d'étau en cours de bétonnage, ce qui entraînerait en outre une décohérence du béton frais.

305 Entrevous

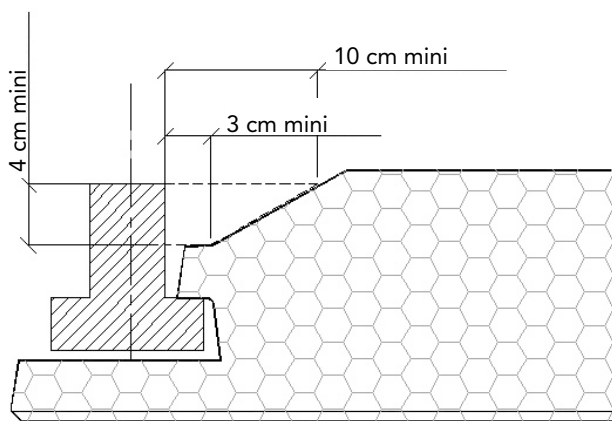
Les Avis Techniques fixent des dimensions minimales pour les nervures en béton coulé en œuvre entre les entrevous. Les cotes « a » et « d » définies aux articles I.A.103, 211 et 103,22 sont d'autant plus grandes que les entrevous sont plus hauts que les poutrelles, afin d'éviter une forme en cheminée nuisible soit au bon clavetage des poutrelles dans le cas de la dérogation-couture, soit au bon enrobage des armatures transversales.

Commentaire

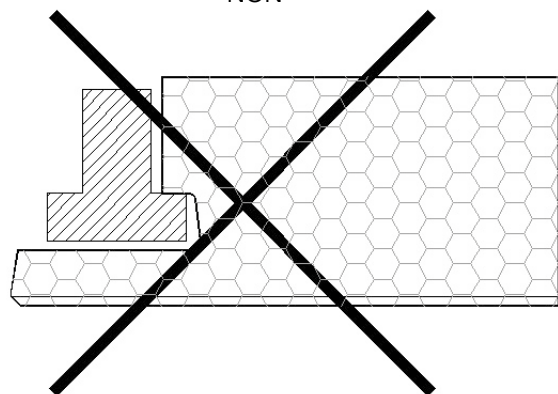
Dans le cas des entrevous en matière plastique alvéolaire et des entrevous composites, les schémas qui suivent illustrent pour quelques cas types usuels les dispositions acceptables ou non.

a. Cas de la dérogation-couture (les poutrelles ne comportent pas d'armature de couture régnant au moins sur les tiers des portées) :

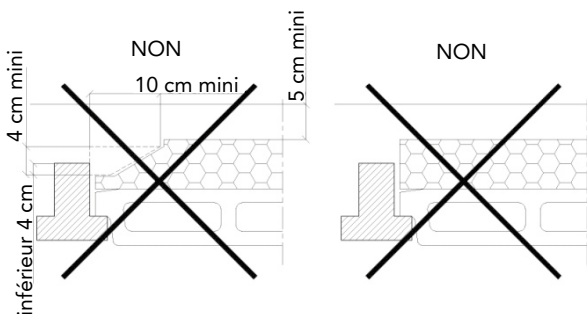
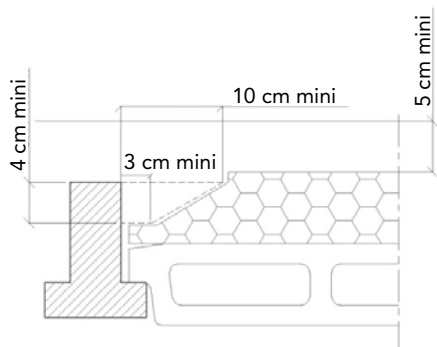
- avec entrevous en matière plastique alvéolaire homogènes ou hétérogènes (partie inférieure en un autre matériau)



NON

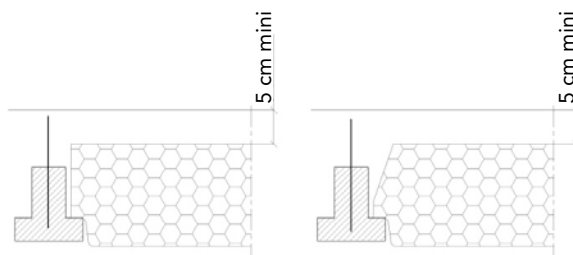


- avec rehausses en matière plastique alvéolaire, posées sur entrevous bas et, d'une façon générale, avec entrevous composites (en deux parties distinctes assemblées sur chantier) quels qu'en soient les matériaux constitutifs

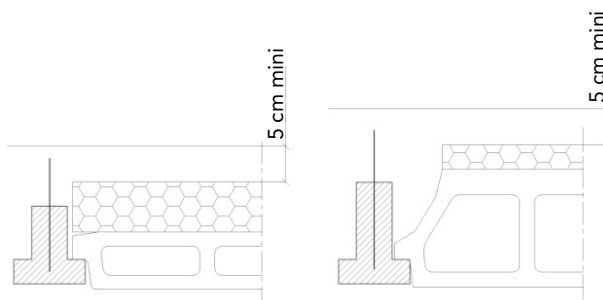


b. Cas des poutrelles comportant des armatures transversales de couture :

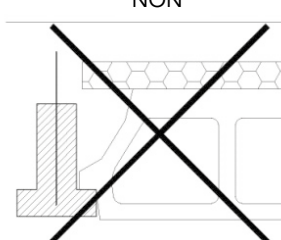
- avec entrevous en matière plastique alvéolaire homogènes ou hétérogènes



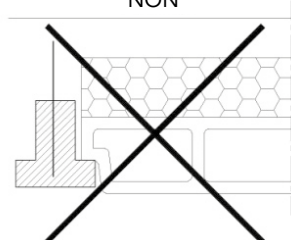
- avec rehausses en matière plastique alvéolaire, posées sur entrevous bas



NON



NON



Les deux derniers schémas ne sont pas acceptables, l'un parce que la rehausse vient en débord de l'entrevous (soit en raison de ses dimensions, soit par déplacement possible en l'absence de collage ou d'emboîtement), l'autre parce que la hauteur et la forme de la rehausse crée une « cheminée » nuisible au bon enrobage des armatures de couture par le béton.

306 Bétonnage

L'épaisseur de la dalle, prévue au plan de pose, doit être constante pour toute la portée.

Commentaire

Les contre-flèches de précontrainte doivent donc être respectées au coulage de la dalle.

Section E

Finitions et ouvrages complémentaires

Chapitre 1

Réalisation des plafonds

La sous-face des planchers peut rester apparente, recevoir un enduit ou être cachée par un plafond suspendu.

101 Sous-face restant apparente

Les poutrelles et les entrevous apparents doivent être propres.

Aucune prescription particulière concernant l'état de la sous-face du plancher n'est requise.

Commentaire

C'est le cas général des planchers sur vide sanitaire. Ce cas se rencontre aussi en plancher haut de sous-sol, sous réserve du respect des prescriptions particulières relatives notamment à la protection incendie.

Éventuellement, la sous-face peut recevoir une finition élémentaire par travaux de peinture conformément au DTU 59.1 « Travaux de peinture des bâtiments ».

102 Sous-face enduite

102,1 Enduit plâtre

102,11 Cas de sous-face en béton ou en terre cuite

Commentaire

Les poutrelles à sous-face en béton ou en terre cuite, les entrevous en béton de granulats lourds et les entrevous en terre cuite peuvent recevoir un enduit plâtre traditionnel si la conception du plancher répond à l'une au moins des conditions suivantes :

- le plancher comporte une table de compression complète coulée en œuvre (dalle armée d'au moins 4 cm d'épaisseur) ;
- les entrevous sont en terre cuite ;
- le plancher comporte des chaînages transversaux intermédiaires (art. I.A.111,5), les entrevous étant en béton.

Pour ce qui concerne la planéité d'ensemble de la sous-face du plancher brut, la tolérance suivante doit être respectée : écart maximal de 10 mm sous la règle de 2 m, mis à part les écarts locaux dus par exemple aux sous-faces des poutrelles en retrait par rapport à celles des entrevous.

Les poutrelles et les entrevous reçoivent directement l'enduit qui doit être exécuté conformément au DTU n° 25.1 « Enduits intérieurs en plâtre ».

Commentaire

L'attention est attirée sur la nécessité de respecter les épaisseurs et les duretés minimales d'enduits.

Dans les cas d'entrevous en béton de granulats légers, les risques de fissuration peuvent être accrus et les Avis Techniques précisent les interdictions éventuelles d'enduire au plâtre suivant la nature du béton léger.

Pour ce qui concerne la planéité d'ensemble de la sous-face du plancher enduit, il est rappelé qu'il n'existe aucune autre prescription que celle relative à l'exécution des enduits (écart de 10 mm sous la règle de 2 m).

L'épaisseur du plâtre, aux accidents locaux près, peut donc, en général, être constante de manière à suivre la courbure éventuelle du parement inférieur des poutrelles, sauf indications spéciales dans les DPM.

102,12 Cas de sous-face en matériaux isolants

Commentaire

Les matériaux isolants peuvent régner sur toute ou partie de la sous-face.

Dans le cas de panneaux ou d'éléments de fibragglo solidaires du béton (par exemple : semelles de poutrelles, entrevous homogènes en fibragglo), un enduit plâtre peut être appliqué sous le fibragglo à condition d'être armé, conformément à l'article 6.4.6 du DTU n° 25.1.

Dans tous les autres cas (par exemple : panneaux fibragglo rapportés et fixés *a posteriori* par collage en sous-face de plancher, fibragglo collé sur un isolant plastique alvéolaire, matière plastique alvéolaire), l'enduit plâtre est exécuté sur des éléments (lattis en bois, lattis métallique ou grillage) fixés aux poutrelles ou, par des suspentes, au béton coulé en œuvre. Se reporter au DTU n° 25.1 « Enduits intérieurs en plâtre ».

Des dispositions particulières peuvent être admises dans les Avis Techniques.

Commentaire

Pour ce qui concerne la planéité d'ensemble de la sous-face du plancher avant et après exécution de l'enduit, se reporter à l'article précédent.

102,2 Enduit au mortier de liants hydrauliques

Les indications de l'article précédent s'appliquent intégralement, le DTU de référence étant toutefois le DTU n° 26.1 « Travaux d'enduits de mortiers ».

103 Plafonds suspendus

103,1 Mise en œuvre

Suivant les types de plafonds, les conditions d'exécution sont définies dans les DTU suivants :

- 25.1 « Enduits intérieurs en plâtre »
- 25.231 « Plafonds suspendus en éléments de terre cuite »
- 25.41 « Ouvrages en plaques de plâtres »
- 58.1 « Plafonds suspendus »

Les dispositifs de suspension sont fixés aux planchers.

Commentaire

Les modalités de fixation aux poutrelles sont données à l'article I.A.111,6.

Des dispositifs particuliers de fixation peuvent être admis dans les Avis Techniques, notamment dans le cas de fixation aux entrevous.

103,2 Protection en cas d'incendie

Lorsque ce type de plafond est destiné à améliorer le comportement au feu du plancher, le plafond ne doit pas pouvoir, après dépose occasionnelle, être remonté dans des conditions défectueuses, en cours d'exploitation. Cette éventualité n'est pas exclue dans les conditions usuelles des opérations d'entretien notamment lorsque des canalisations sont placées dans le vide entre plancher et plafond. Cela suppose également que le plafond rapporté protecteur, qui ne fait pas partie intégrante du plancher, ne soit pas modifié dans un sens défavorable, en cas de changement d'affectation ou d'occupation des locaux par exemple. Le maître d'ouvrage à qui incombe la maintenance du plafond rapporté doit donc être informé de ces particularités.

Il convient également que les raccordements entre planchers, cloisons et plafonds soient convenablement traités.

103,3 Isolation acoustique

103,31 Vis-à-vis des bruits aériens

L'adjonction à un plancher d'un plafond suspendu crée une double paroi qui, vis-à-vis de la transmission directe des bruits aériens, augmente d'autant plus l'indice d'affaiblissement acoustique de l'ensemble plancher et plafond, par rapport à celui d'une paroi simple de même masse, que le découplage entre vibration du plancher et vibration du plafond est plus efficace. La théorie, confirmée par les essais, montre que l'indice d'affaiblissement acoustique est d'autant plus élevé que la fréquence des sons est supérieure à la fréquence de résonance de la double paroi (ensemble plancher et plafond). Par contre, pour des fréquences inférieures à la fréquence de résonance, la double paroi se comporte sensiblement comme une paroi simple. On a donc tout intérêt à ce que la fréquence de résonance de l'ensemble plancher et plafond suspendu soit basse.

Seuls des essais permettent d'apprécier l'isolation acoustique de l'ensemble.

103,32 Limitation des bruits d'impact

La présence d'un plafond suspendu ne peut qu'améliorer la protection contre les bruits d'impact. Toutefois, cette amélioration risque d'être vite limitée par les transmissions latérales qui peuvent être importantes dans le cas de parois verticales (cloisons) solidaires par le haut avec les planchers.

Il en résulte que la protection contre les bruits d'impact nécessite une étude cas par cas.

104 Cas particuliers des balcons, auvents et plancher sur passages ouverts

La sous-face de ces planchers ne peut pas rester apparente. Sa protection vis-à-vis des intempéries et des agressions mécaniques doit être assurée soit par un enduit au mortier de liants hydrauliques, soit par un plafond rapporté.

Chapitre 2 Réalisation des sols

201 Généralités

Sauf indication contraire dans les Avis Techniques, il n'existe aucune incompatibilité de réalisation des sols usuels sur les planchers à poutrelles et entrevous visés par le présent titre I, sous réserve de la réalisation éventuelle d'ouvrages d'interposition prévus dans les règles DTU et professionnelles se rapportant à ces revêtements.

Les spécifications concernant l'état de surface des planchers sont données à l'article 7.2.2 du DTU 21.

Commentaire

Ces documents sont actuellement les suivants :

- DTU n° 52.1 « Revêtements de sol scellés »
- DTU n° 52.2 « Pose collée des revêtements céramiques et assimilés »
- DTU n° 53.1 « Revêtements de sol textiles »
- DTU n° 53.2 « Revêtements de sol plastiques collés »
- DTU n° 54.1 « Revêtements de sol coulés à base de résine de synthèse »
- DTU n° 59.3 « Peinture de sols »
- DTU n° 51.1 « Pose des parquets à clouer »
- DTU n° 51.2 « Parquets collés »

202 Cas particulier des planchers sans dalle de répartition, avec entrevous porteurs

202,1 Résistance à la pénétration

Indépendamment des dispositions nécessaires à la pose des revêtements de sol, la satisfaction à l'essai de pénétration (voir article I.A. 109,21) implique la réalisation d'une chape mince au mortier de ciment, de 1 cm d'épaisseur minimale dans le cas des revêtements de sol minces collés.

202,2 Formes en sable

Lorsque les entrevous sont porteurs simples, la retenue du sable nécessite l'interposition d'un écran (film plastique, papier goudronné, etc.).

202,3 Étanchéité à l'eau entre locaux superposés

En l'absence d'ouvrages particuliers ou de revêtement de sol imperméable, l'étanchéité normalement requise n'est pas assurée pour les planchers à entrevous porteurs simples.

Chapitre 3

Planchers utilisés en supports d'étanchéité

301 Conception

Ces planchers doivent être conçus en conformité avec le DTU n° 20.12 « Gros œuvre en maçonnerie des toitures destinées à recevoir un revêtement d'étanchéité ».

Chapitre 4

Percements et scellements *a posteriori* dans les planchers terminés

401 Généralités

Les fixations rapportées sous les poutrelles doivent être conformes aux prescriptions de l'article I.A.111,62.

Les fixations en sous-face d'entrevous alvéolés, par pitons à bascule passés dans des trous forés, sont acceptables pour les entrevous résistants (en béton ou en terre cuite) à condition que la charge supportée reste faible en chaque point.

Commentaire

En l'absence d'étude sur ce problème, il est prudent de limiter la charge à 10 daN par fixation.

Cette valeur permet l'accrochage des petites canalisations d'alimentation en eau ou de chauffage et celui des conducteurs électriques.

Les possibilités de fixation en sous-face des entrevous d'un autre type sont examinées dans les Avis Techniques.

SIÈGE SOCIAL

84, AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2
TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX (33) 01 60 05 70 37 | www.cstb.fr

CSTB
le futur en construction

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT | MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA ANTIPOLIS