

RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES

RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES POUR LA CONCEPTION ET LA RÉALISATION DE PLANCHERS COLLABORANTS ACIER BÉTON

JUILLET 2020

● NEUF ● RÉNOVATION



PROGRAMME D'ACTION POUR LA QUALITÉ DE LA CONSTRUCTION ET DE LA TRANSITION ÉNERGÉTIQUE

AVANT-PROPOS

Programme PACTE

Le Programme d'Action pour la qualité de la Construction et la Transition Énergétique a pour objectif d'accompagner la montée en compétences des professionnels du bâtiment dans le champ de l'efficacité énergétique dans le but d'améliorer la qualité dans la construction et les travaux de rénovation.

Financé par les Pouvoirs publics, le programme PACTE s'attache depuis 2015 à favoriser le développement de la connaissance, la mise à disposition de référentiels techniques et d'outils pratiques modernes adaptés aux pratiques des professionnels et, à soutenir les territoires dans toutes leurs initiatives dans ce champ.

Les actions menées s'inscrivent dans la continuité des travaux de modernisation des Règles de l'art initiés dans le cadre du programme RAGE.

Les Recommandations Professionnelles RAGE

Les Recommandations Professionnelles RAGE sont des documents techniques de référence, préfigurant un avant-projet NF DTU, sur une solution technique clé améliorant les performances énergétiques des bâtiments. Leur vocation est d'alimenter soit la révision d'un NF DTU aujourd'hui en vigueur, soit la rédaction d'un nouveau NF DTU.

Ces nouveaux textes de référence sont reconnus par les assureurs dès leur approbation.

Retrouvez gratuitement la collection sur www.programmepacte.fr

UNE COLLECTION
UNIQUE



PROGRAMME D'ACTION POUR LA QUALITÉ DE LA CONSTRUCTION ET DE LA TRANSITION ÉNERGÉTIQUE

SOMMAIRE

01 •	Objet des Recommandations Professionnelles.....	5
02 •	Références normatives.....	10
03 •	Termes et définitions.....	16
04 •	Notations.....	19
05 •	Matériaux et produits.....	21
06 •	Conception des ouvrages.....	26
07 •	Prescriptions relatives à l'exécution.....	30
08 •	Conditions de réalisation du plancher sur chantier.....	54
09 •	Finition, aspect et durabilité des planchers – réception des planchers.....	61
A •	Vérifications mécaniques des planchers collaborants.....	63
B •	Modalités d'essai et détermination des valeurs de calculs nécessaires à la justification en phase de coulage.....	112
C •	Modalités complémentaires et non contradictoires à la NF EN 1993-1-3 dans le cas d'un dimensionnement par calculs des profils en phase de coulage.....	137
D •	Modalités d'essai et détermination des valeurs de calculs nécessaires à la justification en phase mixte.....	140
E •	Dispositions complémentaires non contradictoires avec la NF EN 1994-1-2 relatives à la justification en phase d'incendie.....	144
F •	Dispositions complémentaires non contradictoires avec la NF EN 1998-1 relatives à la justification en situation sismique.....	148



VERSION	DATE DE LA PUBLICATION	MODIFICATIONS
INITIALE	Juillet 2020	

G • Dispositions complémentaires non contradictoires avec la NF EN 1990 relatives à la justification vis-à-vis du confort d'utilisation.	163
H • Dispositions technologiques permettant de satisfaire la réglementation thermique.	178
I • Dispositions technologiques permettant de satisfaire la réglementation acoustique	179
J • Documents et détails techniques nécessaire à l'exécution	180
K • Cahier des clauses administratives spéciales	195
L • Constance de la qualité – contrôle des produits sur chantier	202
M • Exemple de dossier technique	205
N • Fiche de suivi et autocontrôle des travaux	213
O • Bibliographie	214
• Table des matières	215
• Table des tableaux	223
• Table des figures	224



1.1 Contenu

Le présent document définit les règles minimales de fabrication, de conception et de mise en œuvre des ouvrages de planchers collaborants.

Les ouvrages visés par ce document sont :

- Les planchers de bâtiment ;
- Les planchers de toiture ;
- Les planchers d'ouvrage d'art ;
- Les passerelles et coursives ;
- Les rampes d'accès ;
- Les planchers de parking ;
- Les planchers chauffants ;
- Les planchers faisant office de diaphragme.

Les planchers sont sollicités sous charges statiques ou quasi-statiques.

Concernant les charges roulantes, seules les charges occasionnelles de faible intensité c'est-à-dire les véhicules dont la charge maximale par essieux ne dépasse pas 30 kN sont visés.

Toutefois en raison du caractère exceptionnel de leur intervention les véhicules de pompier, les véhicules transportant l'enrobé bitumeux et les efforts générés lors du compactage des enrobés sont admis.

Dans le cadre de ce document, les planchers peuvent être en béton courant (normal) ou léger au sens de la norme NF EN 206/CN.

Les planchers doivent toujours présenter une armature, assurant à minima la maîtrise du retrait et limitant la fissuration du béton.

Conformément à l'EN 1992-1-1, la fissuration est normale dans les structures en béton armé soumises à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant soit d'un chargement direct soit de déformations gênées ou imposées.

N'est pas visée :

- L'utilisation des planchers collaborants en vide sanitaire ventilé ou non ;
- L'utilisation des planchers collaborants en très forte hygrométrie, $W/n > 7.5 \text{ g/m}^3$;
- Les structures où les actions sont dans une large mesure répétitives (notamment les charges vibrantes continues : cribles, etc.) ;
- Le caractère esthétique final des ouvrages.

NOTE 1

Les présentes recommandations sont le fruit de plus de 30 ans d'expérience dans ce type d'ouvrage à base de bacs collaborants et béton armé.

NOTE 2

Les profils en tôles métalliques peuvent toutefois être utilisés en coffrage perdu sur vide sanitaire.

Dans tous les cas, ils devront être justifiés vis-à-vis des charges de coulage (cf. annexe A1 à A4).

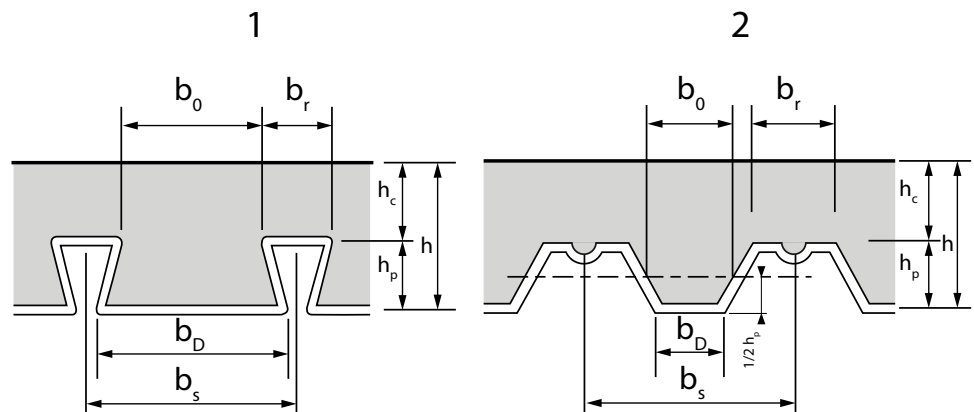
NOTE 3

Le présent document remplace les DTA des procédés concernés couverts par le domaine d'application des présentes recommandations.

1.2 Domaine d'application

Le domaine d'application est limité aux plaques nervurées à âmes faiblement espacées pour lesquelles la valeur limite du rapport b_r/b_s , est de $b_r/b_s \leq 0,65$ conformément à la clause 9.1.1 (2) de la norme NF EN 1994-1-1 (cf. figure 1).

Figure 1 – Dimensions de la plaque et de la dalle



Légende

- 1 Profil à nervure rentrante
- 2 Profil à nervure ouverte

Le domaine d'application de ces recommandations professionnelles s'étend à toutes les réalisations ou parties de réalisations, en France européenne et d'outre-mer, de plancher collaborant sur structures porteuses neuves ou existantes conformément au DTU 32.1, à partir de bac collaborant en tant que produit de construction, de béton conforme à la norme NF EN 206/CN et d'armatures (barres ou treillis soudé) conformes aux normes de la série NF EN 10080. Les ouvrages de plancher doivent être dimensionnés selon le panel des Eurocodes et de leurs annexes nationales et mis en œuvre conformément aux recommandations professionnelles pour l'application de la NF EN 1090-4. En outre, les ouvrages de planchers collaborants doivent être conformes aux présentes recommandations professionnelles.

Mise sur le marché au sens du règlement produit de construction

Les bacs font l'objet d'une déclaration de performances DoP au sens du Règlement Produit de Construction établie par le fabricant sur la base de la norme NF EN 1090-1. Les produits conformes à cette DoP sont identifiés par le marquage CE.

NOTE 1

A la date de publication du présent document, les recommandations CNC2M pour l'application de la NF EN 1090-4 et de la NF EN 1993-1-3 constituent le Complément National à la norme NF EN 1090-4, en cours de rédaction.

Dans le cadre de ce document, les bacs collaborants font l'objet d'une certification délivrée par un comité d'experts indépendants pouvant siéger au sein de l'Institut de l'Enveloppe Métallique, ou certification QB ou EPAQ ou équivalent. Etant donné que le marquage CE selon la NF EN 1090-1 ne vise pas la collaboration acier béton, cette certification est nécessaire afin de justifier celle-ci soit par la méthode m et k soit par la méthode tau.

De plus, ce document définit les conditions techniques de conception, de fabrication, de livraison, et de mise en œuvre pour les planchers mixtes acier-béton sur bacs acier collaborants, qui respectent les dispositions suivantes :

L'épaisseur de plancher au-dessus des nervures (h_c) est établie en tenant compte de l'enrobage des armatures en partie inférieure et supérieure d'une part et de l'encombrement (recouvrements,) du ferrailage.

L'attention du concepteur est attirée sur les points suivants :

- Les dispositions en matière d'enrobage sont définies notamment dans la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale ;
- Les dispositions en matière d'armature sont effectuées en faisant appel à toutes les technologies disponibles (treillis soudé à maille carrée, treillis à façons, barres à barres) ;
- Les dispositions à prendre concernant l'ensemble des armatures aussi bien en partie courante qu'en zone de renforts sont à étudier.

Par ailleurs, les minimas suivants sont à respecter :

Les dispositions données aux figures 2 à 7 ci-dessous s'appliquent en fonction des choix du concepteur du plancher en lien avec les exigences du maître d'ouvrages et d'œuvre :

Tout renfort d'armatures en sus du treillis soudé général fera l'objet d'une vérification du bon respect des enrobages requis.

Epaisseur de plancher en lien avec les dispositions constructives

Figure 2 – cas a

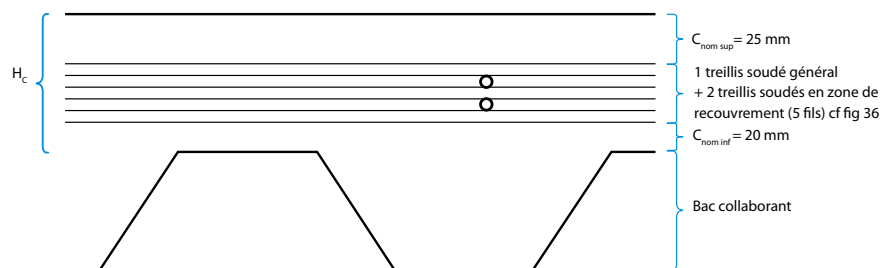


Figure 3 – cas b

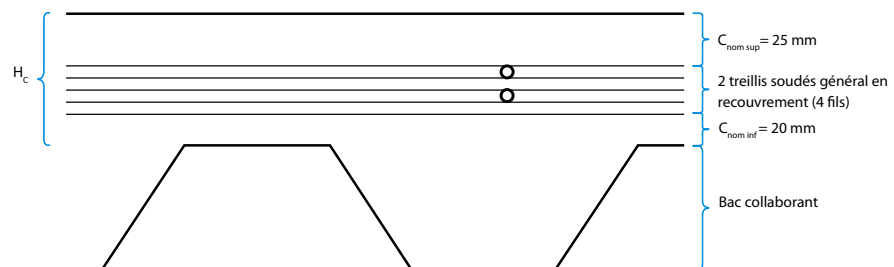
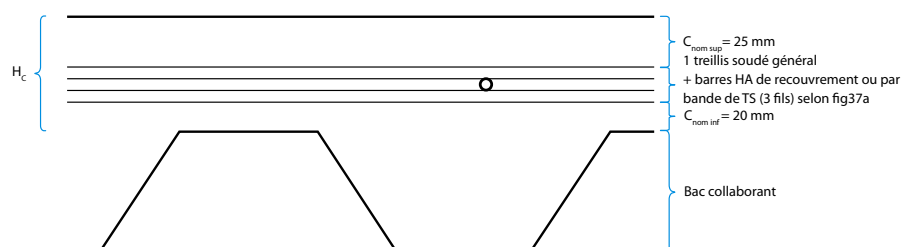


Figure 4 – cas c



Cas particulier avec plan d'assurance qualité
(selon article 4.4.1.3 de la norme NF EN 1992-1-1 afin de valider $\Delta C_{dev} = 5 \text{ mm}$)

Epaisseur de plancher en lien avec les dispositions constructives avec plan d'assurance qualité

Figure 5 – cas d

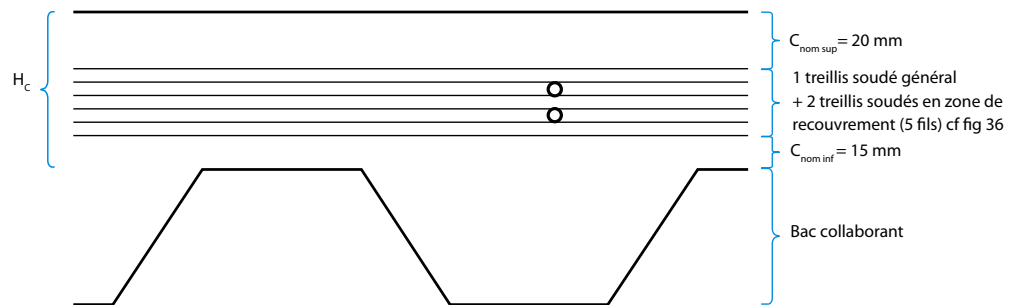


Figure 6 – cas e

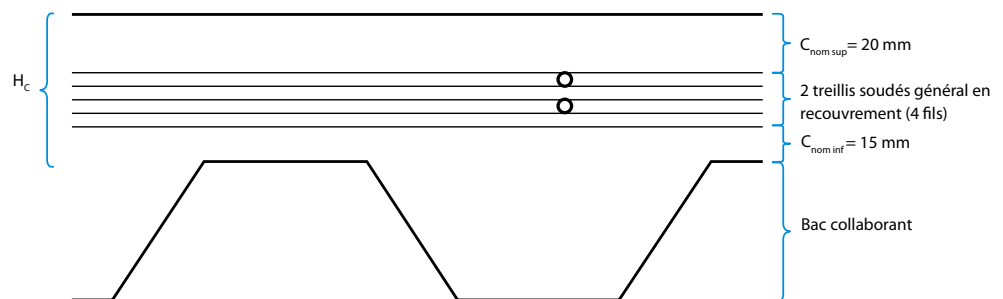
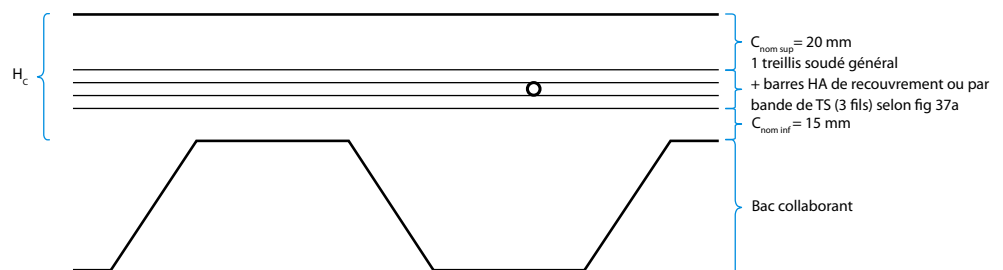


Figure 7 – cas f



- une armature transversale et longitudinale doit être mise en place dans l'épaisseur h_c du béton ;
- la quantité d'armatures présentes dans l'épaisseur h_c , dans chacune des deux directions, ne doit pas être inférieure à $0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- dans le cadre de ce document, les treillis soudés sont à maille carrées et à section identique dans les 2 directions ;
- l'espacement des barres d'armature ne doit pas excéder la plus petite des valeurs entre $2h$ et 250 mm ;
- les propriétés du béton sont celles par référence à la NF EN 1992-1-1 (section 3.1 et 11.3), à la NF EN 1992-1-2, et à la NF EN 1994-1-1 (section 3.1) et à la NF EN 1994-1-2 ;

- la dimension nominale des granulats de béton ne doit pas excéder la plus petite des valeurs suivantes :
 - $0,40 h_c$, avec h_c hauteur de béton au-dessus des nervures ;
 - $b_0/3$ avec b_0 la largeur moyenne des nervures (voir figure 1) ;
 - 31,5 mm, correspondant à un tamis C 31,5.
- les enrobages doivent respecter les règles de la NF EN 1992 –1-1.

NOTE 2

Une étude et un plan de calepinage des nappes de treillis sont nécessaires pour indiquer et limiter le nombre de recouvrements des nappes de treillis.

a) Pour la fonction diaphragme :

Les dimensions doivent répondre aux critères suivants :

- la hauteur h totale est de 9 cm minimum ;
- l'épaisseur $h_c (=h_1)$ de béton au-dessus de la tôle est de 5 cm minimum pour des portées entre poutres principales (dans le sens perpendiculaire aux nervures) inférieures à 6 m, et 7 cm pour des portées supérieures.

b) Pour les dalles faisant partie de poutre mixte :

Si la dalle fait partie d'une poutre mixte ou pour laquelle il est fait appel à son effet diaphragme, la hauteur hors-tout h ne doit pas être inférieure à 90 mm et h_c ne doit pas être inférieure à 50 mm.

c) Pour le critère de résistance au feu :

Conformément à la NF EN 1994-1-2, annexe D paragraphe D.5 tableau D.7, dans le cas de plaques nervurées (bacs) à profils rentrants dont la hauteur de nervure est inférieure à 30 mm ou à profils trapézoïdaux dont la hauteur de nervure est inférieure à 50 mm ; les dalles mixtes ne peuvent prétendre à des performances de résistance au feu.

Pour la résistance au feu, l'épaisseur minimale h_c est de 45 mm.

NOTE 3

Ce type de procédé est compatible avec la mise en œuvre de faux plafond permettant des traitements acoustiques, incendie ou esthétiques de l'ouvrage.

NOTE 4

Le présent document est dans la continuité du cahier 3730_V2 – octobre 2014 et s'inspire notamment d'un certain nombre de dessins et dispositions définis dans ce guide.



Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les amendements éventuels). Les références « Eurocode » doivent être accompagnées de leur annexe nationale française respective.

2.1 Règles de calcul

NOTE

Les extraits des normes ci-dessous sont reproduits avec l'accord d'AFNOR. Seul le texte original et complet de la norme telle que diffusée par AFNOR éditions – accessible via le site internet www.boutique.afnor.org – a valeur normative :

NF EN 1991-1-6, Eurocode 1 — Actions sur les structures — Partie 1-6 : Actions générales — actions en cours d'exécution,

Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 20 octobre 2005 pour prendre effet le 20 novembre 2005

NF EN 1993-1-3, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-3 : Règles générales – règles supplémentaires pour les profiles et plaques formes a froid,

Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 5 février 2007 pour prendre effet le 5 mars 2007

NF EN 1994-1-1, Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments,

Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 5 mai 2005 pour prendre effet le 5 juin 2005

- NF EN 1990 et NF EN 1990/A1, Eurocode – Bases de calcul des structures ;
- NF EN 1990/A1/NA, Eurocode – Bases de calcul des structure – Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 ;
- NF EN 1991-1-1, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (et son annexe nationale NF P 06-111-2) ;
- NF EN 1991-1-3, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : Actions générales – Charges de neige ;
- NF EN 1991-1-3/NA, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : Actions générales – Charges de neige – Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-3 ;
- NF EN 1991-1-4, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : Actions générales – Actions du vent ;
- NF EN 1991-1-4/NA, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : Actions générales – Actions du vent – Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-4 ;
- NF EN 1991-1-5, Eurocode 1 : Actions sur les structures – Partie 1-5 : Actions générales – Actions thermiques ;

- NF EN 1991-1-6, Eurocode 1 : Actions sur les structures – Partie 1-6 : Actions générales – Actions en cours d’exécution ;
- NF EN 1991-1-6/NA, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-6 : Actions générales – Actions en cours d’exécution – Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-6 ;
- NF EN 1992-1-1, Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments ;
- NF EN 1992-1-1/NA, Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1 ;
- EN 1992-1-2 Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : règles générales – Calcul du comportement au feu ;
- NF EN 1993-1-1, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments ;
- NF EN 1993-1-1/NA, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe Nationale à la NF EN 1993-1-1 ;
- NF EN 1993-1-3, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-3 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid ;
- NF EN 1993-1-3/NA, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-3 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid – Annexe Nationale à la norme NF EN 1993-1-3 ;
- NF EN 1993-1-5, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes ;
- NF EN 1993-1-5, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes. Amendement A1 ;
- NF EN 1993-1-5/NA, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes – Annexe Nationale à la norme NF EN 1993-1-5 ;
- NF EN 1994-1-1, Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments ;
- NF EN 1994-1-1/NA, Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe Nationale à la norme NF EN 1994-1-1 ;
- NF EN 1994-1-2, Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2 : règles générales – Calcul du comportement au feu ;
- NF EN 1994-1-2/NA, Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2 : règles générales – Calcul du comportement au feu – Annexe Nationale à la norme NF EN 1994-1-2 ;
- NF EN 1995-1-1, Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1 : généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments ;
- NF EN 1996-1-1, Eurocode 6 – Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-1 : règles communes pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée ;
- FD P 18-717, Guide d’Application Des Normes NF EN 1992 ;
- NF EN 1998-1, Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments ;
- NF EN 1998-1/NA, Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments – Annexe Nationale à la norme NF EN 1998-1.

2.2 Tôles d'acier non alliées ou faiblement alliées

2.2.1 Matériaux de base pour l'acier

- NF EN 10025-2 : « Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés – Conditions techniques de livraison » ;
- NF EN 10130 : « Produits plats laminés à froid, en acier à bas carbone pour formage à froid – Conditions techniques de livraison » ;
- NF EN 10346 : « Produits plats en acier à bas carbone revêtus en continu par immersion à chaud – Conditions techniques de livraison » ;
- NF EN 10143 : « Tôles et bandes en acier revêtues en continu par immersion à chaud – Tolérances sur les dimensions et sur la forme ».

2.2.2 Protection contre la corrosion

Tôles d'acier galvanisées :

- NF P 34-310 : « Tôles et bandes en acier de construction galvanisées à chaud en continu destinées au bâtiment – Classification et essais ».

Tôles d'acier revêtues de zinc – alu-magnésium :

- Les revêtements zinc-aluminium – magnésium font l'objet d'une ETPM visant la compatibilité avec le béton (ou ETPM classique avec un rapport de validation complémentaire pour le contact avec le béton).

Tôles d'acier prélaquées :

- NF P 34-301 : « Tôles et bandes en acier de construction galvanisées prélaquées ou revêtues d'un film organique calandré destiné au bâtiment – Conditions techniques de livraison » ;
- NF EN 10169 + A1 : « Produits plats en acier revêtu en continu de matières organiques (prélaqués) – Conditions techniques de livraison ».

2.3 Marquage CE des planchers collaborants

- NF EN 1090-1 : « Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – partie 1 exigences pour l'évaluation de la conformité des éléments structuraux » ;
- NF EN 508-1 : « Produits de couverture en tôle métallique – Spécification pour les plaques de couverture en tôles d'acier, d'aluminium ou d'acier inoxydable – Partie 1 : acier » ;
- NF EN 1993-1-3 « Calcul des structures en acier partie 1.3 règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid » ;
- NF EN 1090-4 « Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – partie 4 exigences techniques pour éléments et structures en profilés minces formé à froid, pour application en toiture, plafond, murs et plancher » ;
- Complément national à la norme 1090-4 – Recommandations professionnelles pour l'Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – partie 4 exigences techniques pour éléments et structures en profilés minces formé à froid, pour application en toiture, plafond, murs et plancher de 2020.

NOTE

A la date de publication du présent document, le complément national à la norme NF EN 1090-4 est en cours de rédaction.

2.4 Fixations

- NF A 35-053 : « Fil machine non allié pour fabrication réalisé par formage à chaud ou à froid – Qualités » ;
- NF EN 10084 : « Aciers pour cémentation – Conditions techniques de livraison » ;
- NF A 91-472 : « Traitement de chromatisation des dépôts électrolytiques de zinc ou de cadmium – Spécifications et méthodes d'essai » ;
- NF P 34-301 : « Tôles et bandes en acier de constructions galvanisées pré-laquées ou revêtues d'un film organique calandre destinées au bâtiment – Conditions techniques de livraison » ;
- NF EN ISO 1461 : « Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis en fonte et en acier – Spécifications et méthodes d'essai » ;
- NF EN ISO 3506-1 : « Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation en acier inoxydable résistant à la corrosion – Partie 1 : vis et goujons » ;
- NF E25-607 Vis à bois – Tête hexagonale (tirefonds) – Symbole H ;
- NF P30-314 : « Travaux de couverture et de bardage – Détermination de la résistance caractéristique d'assemblage – Méthode d'essai d'arrachement de l'assemblage des plaques en tôle d'acier ou d'aluminium au support » ;
- NF EN ISO 13918 : « Soudage – Goujons et bagues céramiques pour le soudage à l'arc des goujons » ;
- ISO 898-1 : « Caractéristiques mécaniques des éléments de fixation en acier au carbone et en acier allié – Partie 1 : Vis, goujons et tiges filetées de classes de qualité spécifiées – Filetages à pas gros et filetages à pas fin » ;
- NF EN ISO 3231 : « Peintures et vernis – Détermination de la résistance aux atmosphères humides contenant du dioxyde de soufre ».

2.5 Compléments d'étanchéité à la laitance

- NF EN ISO 11600 : « Construction immobilière – Produits pour joints – Classification et exigences pour les mastics » ;
- NF EN ISO 11600/A1 : « Construction immobilière – Produits pour joints – Classification et exigences pour les mastics » ;
- NF P 85-301 : « Profilés pour joints dans les façades légères – Matériaux à base de caoutchouc » ;
- NF DTU 44.1 : « Travaux de bâtiment – Etanchéité des joints de façade par mise en œuvre de mastics ».

2.6 Armatures pour béton armé

- NF EN 10080 Aciers pour l'armature du béton – Aciers soudables pour béton armé – Généralités.

2.7 Béton armé – Généralités

- NF EN 206/CN Béton – Spécification, performance, production et conformité et son complément national ;
- NF EN 1992-1-1 « Calcul des structures en béton Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments » ;
- NF EN 13670 Février 2013 « Exécution des structures en béton » ;
- NF EN 13670/CN « Exécution des structures en béton » ;

- Fascicule n° 65 du Cahier des clauses techniques générales (CCTG) applicable aux marchés de génie civil – Exécution des ouvrages de génie civil en béton (version 1.2, octobre 2014) ;
- Recommandations pour la définition des joints de dilatation dans les bâtiments à ossature métallique et planchers mixtes acier-béton ;
- NF EN 12620+A1 « Granulats pour béton ».

2.8 Textes réglementaires

- Guide ENS « Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti – Justifications parasismiques pour le bâtiment « à risque normal », MEDDTL/DGALN/DHUP.

NOTE

Le présent document n'est utile que dans le cas de l'étude sismique de l'interaction d'un éventuel plafond avec le plancher collaborant.

2.9 DTU

NOTE

Les extraits de la norme NF DTU 21 p1-1 (juin 2017) : travaux de bâtiment – Exécution des ouvrages en béton – Partie 1-1 : cahier des clauses techniques types (indice de classement : P18-201-1-1), sont reproduits avec l'accord d'AFNOR. Seul le texte original et complet de la norme telle que diffusée par AFNOR Editions – accessible via le site internet www.boutique.afnor.org – a valeur normative.

- DTU 20.1 (P10-202) : Ouvrage en maçonnerie de petits éléments-parois et murs ;
- DTU 20.12 (P10-203-1) : Maçonnerie des toitures et d'étanchéité - Gros œuvre en maçonnerie des toitures destinées à recevoir un revêtement d'étanchéité ;
- DTU 21 (P18-201-1-1) : Travaux de bâtiment – Exécution des ouvrages en béton – Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques types ;
- DTU 23.1 (P18-210) : Murs en béton banché ;
- DTU 25.41 (P72-203) : Travaux de bâtiment – Ouvrages en plaques de plâtre – Plaques à faces cartonnées – Partie 1-1 : cahier des clauses techniques types – Partie 1-2 : critères généraux de choix des matériaux – Partie 2 : Cahier des clauses administratives spéciales types (Référence commerciale des parties P1-1, P1-2 et P2 du NF DTU 25.41) ;
- DTU 31.2 : Constructions de maisons et de bâtiments à ossature bois ;
- DTU 32.1 (P22-201) : Travaux de construction métallique pour le bâtiment : charpente en acier ;
- DTU 32.3 (P22-203) : Travaux de bâtiment – Construction d'ossatures en acier pour maisons et bâtiments résidentiels ;
- DTU 43.1 (P84-204-1-1) : Étanchéité des toitures-terrasses et toitures inclinées avec éléments porteurs en maçonnerie en climat de plaine ;
- NF DTU 58.1 (P68-203) : Travaux de bâtiment – Plafonds suspendus – Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques types – Partie 1-2 : Critères généraux de choix des matériaux – Partie 2 : Cahier des clauses administratives spéciales types – (Référence commerciale des parties 1-1, 1-2 et 2 du DTU 58.1) ;
- DTU 65.14 (P52-207-1) : Exécution de planchers chauffants à eau chaude – Partie 1: Cahier des clauses techniques dalles désolidarisées isolées ;
- DTU 65.14 (P52-207-2) : Exécution de planchers chauffants à eau chaude – Partie 2 : Cahier des clauses techniques autres dalles que les dalles désolidarisées isolées.

2.10 Autres ouvrages de référence

- Règles PSMI NFP 06 –014 DTU règle PS-89 révisé 92 règles de constructions parasismiques – constructions parasismiques des maisons individuelles et des bâtiments assimilés ;
- Règles pour le dimensionnement parasismique des structures métalliques et mixtes non ou faiblement dissipatives ;
- Recommandations professionnelles de la FFB pour l'exécution des reprises de bétonnage Edition février 2001 ;
- Recommandations pour l'application de la NF EN 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment (CNC2M/REC EC1-CM) ;
- Recommandations pour la détermination des classes d'exécution selon la NF EN 1090-2 pour les structures en acier BNCM/CNC2M-N0169 ;
- Vérification de la résistance au feu des dalles mixtes acier-béton selon ENV1994-1-2 par B. Zao revue construction métallique n° 4 2003 ;
- Complément national de la NF EN 1090-4 BNCM/CNC2M ;
- NF EN ISO 10140-1 : « Acoustique – Mesurage en laboratoire de l'isolation acoustique des éléments de construction – Partie 1 : règles d'application pour produits particuliers » ;
- NF EN 15804+A1 : « Contribution des ouvrages de construction au développement durable – Déclarations environnementales sur les produits – Règles régissant les catégories de produits de construction » ;
- Calcul des structures en béton – Guide d'application de l'Eurocode 2, Paille, Jean-Marie – Collection Eurocode ;
- ISO 10137 : « Bases du calcul des constructions — Aptitude au service des bâtiments et des passerelles sous vibrations » ;
- NF EN ISO 6892-1 : « Matériaux métalliques – Essai de traction – Partie 1 : méthode d'essai à température ambiante » ;
- NF EN 10002-1 : « Matériaux métalliques – Essai de traction – Partie 1 : méthode d'essai à température ambiante ».



Par convention, le terme « poseur » est utilisé pour définir l'entreprise de pose des planchers collaborants.

3.1 Structure porteuse

La structure porteuse (portiques, poutres, solives, murs) doit assurer notamment la stabilité du bâtiment.

Ne sont visées que les structures porteuses suivantes :

- Béton armé conforme au NF DTU 23-1 et Eurocode 2 ;
- Maçonnerie d'éléments conforme au NF DTU 20-1 et Eurocode 6 ;
- Parois de Maisons et bâtiments à Ossature Bois (MOB) conformes au DTU 31-2 et Eurocode 5 ;
- Structure en acier conforme au DTU 32.1 et Eurocode 3 ;
- Structure en éléments minces conforme au DTU 32.3 et à la NF EN 1993-1-3 et à la NF EN 1993-1-5 et à leurs annexes nationales.

3.2 Définition de la portée

La portée L des planchers, à considérer dans les vérifications indiquées ci-après, est ainsi définie :

- Si les appuis sont des murs ou des poutres en béton : la portée L est la distance entre les nus intérieurs des appuis ;
- Si les appuis sont des murs en maçonnerie de petits éléments : la portée L est la distance entre les points situés à 2,5 cm en recul des nus intérieurs de ces murs ;
- Si les appuis sont des solives métalliques : la portée L est la distance entre axes des solives et peut être la distance entre nus intérieurs des solives en phase de coulage s'il est justifié que leur rigidité en torsion le permet ;
- ℓ est la portée du coffrage à considérer en phase de construction, en tenant compte de la présence éventuelle d'étais, et n'est donc pas systématiquement égale à L .

3.3 Définition des flèches (service, exécution, active)

3.3.1 Flèche de service ou flèche totale du plancher collaborant (f_s)

Cette flèche prend en considération l'ensemble des charges permanentes et variables appliquées en phase de service.

Il appartient au concepteur de l'ouvrage de prendre en compte dans son dimensionnement le cumul des flèches liées aux divers éléments (bacs, solives, poutres primaires et secondaires).

3.3.2 Flèche d'exécution ou de coulage (δ_s)

Cette flèche concerne les bacs collaborants en phase de coulage. Elle est établie sous l'effet du poids propre des bacs et du béton frais à l'exclusion des charges de construction (cf. article 9.6(2) de la NF EN 1994-1-1 et son annexe nationale).

Cette flèche ne doit pas dépasser $\delta_{s,max} = L/180$ donnée dans l'annexe nationale de la NF EN 1994-1-1.

3.3.3 Flèche active (f)

La flèche active, est la part de fléchissement qui intervient après l'achèvement des revêtements de sol ou cloisons selon les cas qui peuvent être considérés comme fragiles.

En l'absence de revêtement de sol, y compris revêtement de sol industriel fragile et de cloisons fragiles, la flèche active est limitée à :

- $L/350$ pour $L \leq 7,00$ m ;
- $1 \text{ cm} + L/700$ pour $L > 7,00$ m.

En présence de revêtement de sol, y compris revêtement de sol industriel fragile ou de cloisons fragiles, les prescriptions portant sur la limitation des flèches nuisibles du FD P18 717 sont adoptées, soit :

- $L/500$ pour $L \leq 7,00$ m ;
- $0,7 \text{ cm} + L/1000$ pour $L > 7,00$ m.

3.4 Planéité face supérieure du béton à l'exécution

L'état de surface peut être brut de règle, surfacé, lissé.

Les tolérances d'exécution exprimées sous la règle de 2 m et sous le réglet de 20 cm sont définies dans le tableau 1 ci-dessous (cf. DTU 21) :

Tableau 1 — Relation entre les différents états de surface et la planéité associée

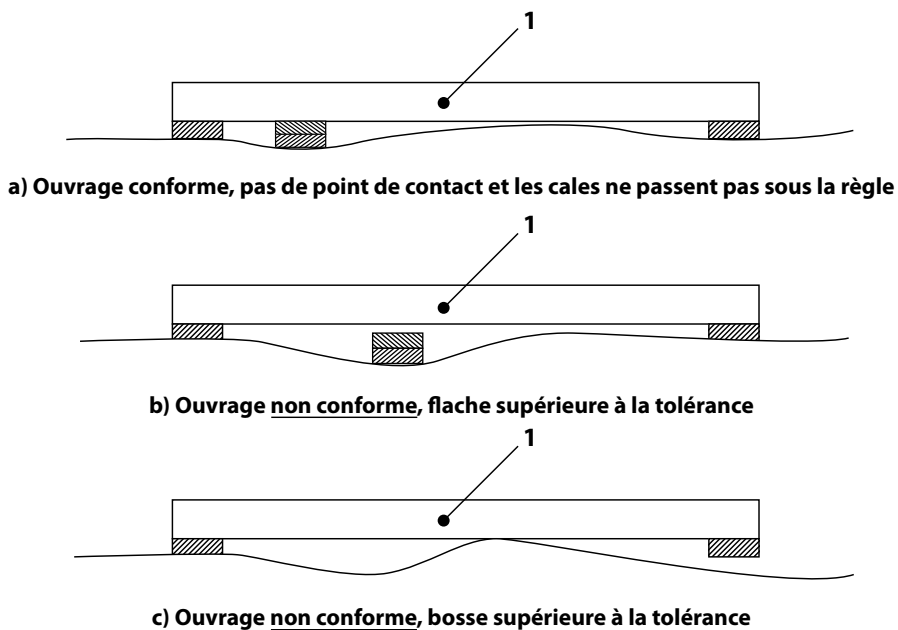
Etat de surface	Planéité rapportée de 2 mètres	Planéité locale hors joints rapportée à un réglet de 0.20 m (creux maximal sous ce réglet)
Brut de règle	15 mm	Pas de spécifications particulières
Surfacé	10 mm	3 mm
Lisse	7 mm	2 mm

En l'absence de toute indication dans les pièces du marché, l'état de surface est surfacé. Toutefois, si le support est destiné à recevoir un revêtement de sol collé ou une sous couche isolante ou encore un revêtement de sol en pose scellée désolidarisée l'état de surface sera lissé.

Les tolérances d'exécution sont contrôlées avant les enlèvements des étaielements dans un délai maximum de deux semaines. Au droit des appuis des bacs, il faut ajouter la part de flèche (sur 1m de part et d'autre) à la tolérance d'exécution de planéité de la face supérieure.

Le contrôle de planéité doit être effectué comme indiqué à la figure 8 ci-dessous :

Figure 8 – Contrôle de planéité



Légende

1 Règle de 2 m ou de 0,20 m posée sur cales d'épaisseur égale à la tolérance

3.5 Appuis l_{bs}

L_{bs} est la largeur de repos du bac collaborant sur l'appui.

3.6 Appuis l_{bc}

L_{bc} est la largeur d'appui de la dalle mixte sur la structure.



- g poids propre du plancher fini en phase définitive
- g' charges permanentes autres que le poids propre appliquées en phase définitive
- g_0 poids propre du coffrage
- g_1 poids propre de la tôle + béton frais + effet de marre éventuel
- g_{maj} poids du béton majoré en considérant l'accumulation due à la formation des mares
- q charges d'exploitation appliquées en phase définitive
- Q_{cf} charge du béton frais
- q_{ci} charge de construction à l'intérieur de la zone de travail
- q_{ce} charge de construction à l'extérieur de la zone de travail
- ρ_{vol} poids volumique du béton frais
- v volume des vides de nervures en sous face du plancher (m^3/m^2)
- b_s entraxe des nervures
- b_{sup} largeur d'ouverture en partie haute des nervures
- b_D largeur du fond de la nervure en béton
- b_0 largeur moyenne de la nervure en béton
- b_w minimum de la largeur dans la zone tendue correspondante à une nervure, donnée par la position de l'axe neutre à l'état limite ultime
- d_p distance entre l'axe neutre de la tôle et la fibre comprimée extrême de la dalle
- d_s distance du centre de gravité des armatures supérieures au nu inférieur de plancher
- e_a centre de gravité par rapport au nu inférieur du plancher des armatures de renfort et du profil
- e_p distance entre l'axe neutre plastique de la plaque et la fibre tendue extrême de la dalle mixte en flexion sous moment positif
- e distance entre l'axe neutre élastique de la plaque et la fibre tendue extrême de la dalle mixte en flexion sous moment positif
- h épaisseur nominale hors tout du plancher
- h_c épaisseur du béton au-dessus du sommet des nervures des tôles
- h_p hauteur d'onde
- L_g se substituant à L pour les justifications de la collaboration entre la tôle et le béton
- L_p position d'une charge localisée par rapport à l'appui le plus proche
- l_c périmètre de cisaillement dans le béton des nervures
- L portée entre appuis définitifs

ℓ	portée entre étais éventuels du coffrage à considérer en phase de construction
t	épaisseur de la tôle
z_u	bras de levier à l'ELU
A_c	Aire de section du béton
A_p	Aire de section de la tôle
A_{pe}	Aire de section efficace de la tôle sur la largeur b
A_{sl}	la section de barres d'armatures tendues ajoutées selon les cas en fond de nervure ou en chapeau
$\Psi_{0,2}$	coefficient de combinaison pour action variable d'accompagnement
η	taux de connexion acier/béton
I_{eff}	moment d'inertie efficace définies dans l'Avis Technique
θ	angle formé entre les plans tangents à la déformée de la tôle de part et d'autre de l'appui
f_{ck}	valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur cylindre à 28 jours
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance à la compression du béton sur cylindre
f_{ctm}	valeur moyenne de la résistance à la traction du béton
f_y	valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de construction
$f_{yp,d}$	valeur de calcul de la limite d'élasticité des tôles
$f_{ya,k}$	valeur caractéristique de la résistance en traction de l'armature
$f_{yp,k}$	valeur caractéristique de la limite d'élasticité des tôles
f_{yd}	valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier de construction
f	flèche sous charges propres de la tôle et du béton frais



5.1 Bacs collaborants

5.1.1 Acier

Les tôles sont en acier de construction, doux, laminé à froid, de nuance minimale garantie S320 GD selon la norme NF EN 10346.

L'épaisseur nominale minimale de la tôle est de 0,75 mm (épaisseur noire + revêtement métallique).

Les tolérances d'épaisseur sont spéciales conformément à la norme NF EN 10143.

Il convient de déterminer l'épaisseur de calcul selon le paragraphe 3.2.4(3) de la NF EN 1993-1-3.

5.1.2 Choix des revêtements

Les exigences pour la protection contre la corrosion de la tôle doivent être données dans le cahier des charges d'exécution en termes de spécification de performance ou sous forme d'exigences de performance pour le traitement de protection devant être utilisé.

La norme NF EN 10346 s'applique.

Les prescriptions et exigences sont définies dans la NF EN 1090-4 ainsi que dans son complément national.

La tôle peut être soit :

- galvanisée en continu suivant le procédé SENDZIMIR avec revêtement de désignation Z275, selon les normes NF P34-310 « Tôles et bandes en acier de constructions galvanisées à chaud en continu destinées au bâtiment » et NF EN 10346 « Produits plats en acier à bas carbone revêtus en continu par immersion à chaud » ou ;
- galvanisée prélaquée selon les normes NFP 34-301 « Tôles et bandes en acier prélaquées ou revêtues d'un film organique contrecollé ou colaminé destinées au bâtiment » et NF EN 10169+A1 « Produits plats en acier prélaqués » en Z225 minimum ou ;
- galvanisée en continu avec revêtement à base d'alliage de zinc, d'aluminium et de magnésium ;
- galvanisée prélaquée avec revêtement à base d'alliage de zinc, d'aluminium et de magnésium.

Les guides de choix définis dans les normes NF P34-310 et NFP 34-301 s'appliquent.

Dans le cas de l'utilisation d'un revêtement à base d'alliage de zinc, d'aluminium et de magnésium une étude doit démontrer la compatibilité du revêtement avec le béton frais.

Sauf spécifications contraires dans les documents du marché, les nuances et qualités d'acier utilisées doivent être conformes aux spécifications des normes données ci-dessus.

5.2 Armatures de béton armé

5.2.1 Barre

Les armatures de béton armé sont conformes à la norme NF EN 10080.

Les barres d'acier à haute adhérence doivent être de classe B500A et B500B.

5.2.2 Treillis soudé

Le treillis soudé est conforme à la norme NF EN 10080, il doit être de classe B500A et B500B.

Il est nécessaire de prévoir un treillis soudé de section minimale $0.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ dans les deux sens sur toute la surface de la dalle.

Les dispositions complémentaires liées au pourcentage minimum d'armatures sont données en annexe A.

Dans le cas de revêtements fragiles, cloisons fragiles ou revêtements de sol industriel fragile, il est nécessaire de prévoir un treillis de section minimale de 0,4 % de l'aire de béton sur la hauteur h_c au-dessus des nervures.

5.3 Béton

5.3.1 Béton

Les performances du béton sont conformes à la norme NF EN 206/CN.

La masse volumique du béton est de 2500 kg/m^3 à défaut d'information complémentaire.

Les propriétés du béton sont celles par référence à la NF EN 1992-1-1 (section 3.1 et 11.3), à la NF EN 1992-1-2, et à la NF EN 1994-1-1 (section 3.1).

Le béton de sable et de granulats est de classe de résistance au moins égale à C25/30 au sens de la norme NF EN 206/CN.

Pour les planchers sans pente, un béton de consistance maximale S4 est autorisée au sens de la norme NF EN 206/CN.

5.4 Fixations

5.4.1 Nature des fixations selon le type de l'ossature

Le tableau 2 présente les natures de fixations compatibles avec les différents types d'ossatures visées dans le cadre du présent document.

Tableau 2 – Nature des fixations pour tôles d'acier nervurées sur ossature

Ossature : épaisseur de l'appui	Nature des fixations		
	Vis autoperceuse ou autotaraudeuse ou clous pistoscellés (*)	Tire-fond à visser ou Vis autoperceuse à bois	Cheville à frapper
Acier : $e \geq 1,5$ mm	■	—	—
Béton avec insert d'épaisseur : $e \geq 2,5$ mm	■	—	■
Bois : hauteur ≥ 80 mm	—	■	—
■ Emploi autorisé — Emploi interdit (*) clous pistoscellés directement fixés dans le béton sans insert non admis			

5.4.1.1 CLOUS PISTOSCELLÉS

Les performances sont définies dans les cahiers des charges des fournisseurs. Les clous pistoscellés directement fixés dans le béton sans insert ne sont pas admis.

5.4.1.2 TIREFOND

Les tirefonds diamètre 8 mm sont conformes à la norme NF E25-607 Vis à bois – Tête hexagonale (tirefonds) – Symbole H

5.4.2 Caractéristiques des fixations

Elles sont définies ci-après :

- Dans le cas des vis par le tableau 3 ci-dessous :

Tableau 3 – Caractéristiques des fixations pour tôles d'acier nervurées sur ossature

Type	Dimensions	Matières
Vis autoperceuse (sur acier ou sur bois) ou autotaraudeuse (sur acier)	– $\Phi \geq 5,5$ mm (Diamètre sur filetage) – Longueur telle que le filet soit visible sous le support	– Fil acier de cémentation selon NF EN 10263-3 – Ou fil acier inoxydable selon NF EN 10263-5
Tire-fond à visser ou vis autoperceuse à bois	Tire-fond : – $\Phi \geq 8$ mm (Diamètre sur filetage) Vis à bois : – $\Phi \geq 6,3$ mm – Longueur telle que la profondeur d'ancrage soit ≥ 50 mm	– Fil acier de cémentation selon NF EN 10263-3 ou NF A 35-053 – Ou fil acier inoxydable selon NF EN 10263-5
Chevilles à expansion	– $\Phi \geq 5,0$ mm (Cf. cahier des charges des fabricants) – Longueur telle que la profondeur d'ancrage soit ≥ 25 mm	– Acier zingué

- Dans le cas des clous pistoscellés sur support acier uniquement, il convient de se référer au cahier des charges des fabricants.

5.4.3 Résistance caractéristique

Elle est établie selon la résistance caractéristique déclarée par le fabricant de fixation dans les conditions de la norme NF P 30-314.

5.4.4 Protection contre la corrosion

Les fixations sont classées vis-à-vis de la protection contre la corrosion au moyen de l'essai Kesternich (selon la norme NF EN ISO 3231 avec 2l de SO₂ et apparition de rouille rouge : la partie de fixation examinée à l'issue des cycles étant limitée à la zone supérieure en saillie par rapport au support d'ancrage lors de l'essai).

5.4.4.1 LOCAUX À FAIBLE, MOYENNE OU FORTE HYGROMÉTRIE (CLASSES D'HYGROMÉTRIE DÉFINIES SELON ANNEXE B DU PRÉSENT DOCUMENT)

La protection de la fixation est assurée par un revêtement métallique (électrozingage, galvanisation), éventuellement complété par un revêtement organique.

Cette protection doit permettre une tenue minimale à :

- deux cycles Kesternich avant apparition de rouille rouge dans le cas d'appui métallique ;
- douze cycles Kesternich avant apparition de rouille rouge dans le cas d'appui en bois.

NOTE

Les fixations protégées par galvanisation au trempé à chaud (450 g/m² environ) sont reconnues satisfaire à cette dernière prescription.

5.4.4.2 LOCAUX À TRÈS FORTE HYGROMÉTRIE

Non visés dans le cadre du présent document.

5.4.4.3 BACS EN CONTACT AVEC L'ATMOSPHÈRE EXTÉRIEURE

Il convient d'adapter la protection de la vis à l'atmosphère extérieure (cf. fabricant de fixations).

5.5 Vis de couture

5.5.1 Caractéristiques des coutures

Elles sont définies dans le tableau 4 ci-dessous :

Tableau 4 – Caractéristiques des fixations de couture

Type	Dimensions	Matières
Vis autoperceuse	Ø ≥ 4,6 mm et longueur ≥ 16 mm	Fil acier de cémentation selon NF EN 10263-3 ou acier inoxydable selon NF EN 10263-5.
Rivet à expansion	Ø ≥ 4,8 mm	Rivet et mandrin en acier ou aluminium ou alliage d'aluminium ou inox austénitique.

NOTE

Certains profils peuvent avoir un emboîtement permettant de se passer de vis de couture.

5.5.2 Résistance caractéristique des coutures

Les fixations de couture doivent présenter une résistance caractéristique à l'arrachement supérieure ou égale à 100 daN selon l'essai défini par la norme NF P 30-314.

5.5.3 Protection contre la corrosion des coutures

Locaux à faible, moyenne ou forte hygrométrie : les coutures doivent résister à deux cycles Kesternich avant apparition de rouille rouge.

5.6 Accessoires

5.6.1 Goujons à souder

Les caractéristiques mécaniques des éléments de fixation en acier au carbone et en acier allié sont données dans la norme ISO 898-1.

Les goujons doivent être conformes à la norme NF EN ISO 13918.

5.6.2 Connecteurs pistoscellés

Les performances des connecteurs pistoscellés sont établies par le cahier des charges du fabricant.

5.6.3 Costière métallique d'arrêt de bétonnage

Les costières ont une épaisseur minimale de 0.75 mm et sont en acier de nuance S220 GD minimum.

5.6.4 Cales à armature (bagues, barrettes)

Les cales peuvent être en béton ou en plastique ou en acier et sont conformes au cahier technique des fournisseurs.

5.6.5 Dispositifs de protection collective

Ils doivent être placés sur la structure porteuse et doivent permettre l'intervention des phases ultérieures en toute sécurité (pose des bacs, du ferrailage, coulage, lissage, intervention des autres entreprises sur l'ouvrage en phase provisoire).

Le guide de sécurité pour les travaux couverture de l'OPPBTP est applicable aux ouvrages de plancher.

NOTE

Des gardes corps doivent être disposés en périphérie du plancher.

Les dispositifs de protections collectives contre les risques de chute à l'intérieur du bâtiment (i.e. trémies) peuvent être des filets placés au plus près de la sous face du plancher ou des bacs laissés en continu en fonction du plan de calepinage.



6.1 Exigences requises sur un plancher collaborant

6.1.1 Dispositions générales

Un ouvrage de plancher collaborant doit satisfaire les exigences suivantes :

- En phase d'exécution (coulage) :
 - Aux ELU : Stabilité mécanique sous les actions permanentes (béton, poids propre bac, etc.) et sous les actions variables (personnel d'exécution, équipement de bétonnage et finition, etc.) ;
 - Aux ELS : Limitation de la flèche du bac collaborant.
- En phase d'exploitation :
 - Aux ELU durables :
 - Stabilité mécanique sous les actions verticales (actions permanentes, actions d'exploitation, actions climatiques dans le cas de terrasses, poinçonnement) et horizontales (diaphragme sous l'action du vent, sous l'action des charges roulantes, ...) ;
 - Stabilité dans les zones particulières : balcons, porte à faux, trémies, différence de niveaux, pente (rampe).
 - Aux ELU pour des actions dans les situations de projets accidentelles ou sismiques :
 - Aux ELU pour des actions dans les situations de projets accidentelles
 - Stabilité mécanique en situation accidentelle (actions d'incendie)
 - Aux ELU pour des actions dans les situations de projets sismiques
 - Stabilité mécanique en situation accidentelle (actions sismiques)
 - Aux ELS :
 - Maîtrise de la fissuration, (voir annexe A.7) ;
 - Limitation de la flèche active en adéquation avec les revêtements de sols, cloisons, exploitation des locaux ;
 - Confort d'utilisation.
- Autres :
 - Etanchéité aux flammes et gaz chaud, isolation thermique en cas d'incendie ;
 - Limitation des ponts thermiques ;
 - Performances acoustiques ;
 - Durabilité des revêtements ;
 - Environnementale (FDES, émission dans l'air, Reach).

6.1.2 Joints de dilatation

Les joints de dilatation doivent être conçus conformément à la clause 2.3.3(3) de la note de l'ANF de la NF EN 1992-1-1.

Pour les planchers de grandes longueurs sans joints de dilatation le retrait du béton peut générer un ferrailage complémentaire. Un coulage par bande permet de libérer une partie de ce retrait et donc de diminuer le ferrailage. La

contrepartie est une mise en œuvre plus longue due aux différents phasages. Ces dispositions sont donc à étudier avant le coulage du béton en lien avec le concepteur du bâtiment.

Des dispositions sont également données dans les « Recommandations pour la définition des joints de dilatation dans les bâtiments à ossature métallique et planchers mixtes Acier-Béton ».

6.1.3 Gestion des pentes

6.1.3.1 CAS DES TOITURES

Cas du dernier niveau à usage de parking aérien :

- une étanchéité devra être réalisée au sens du DTU 43-1 et ;
- une pente supérieure à 2 % sera prévue évitant toute stagnation.

Dans les autres cas :

La pente est définie dans le NF DTU 20.12, selon l'accessibilité de la toiture.

6.1.3.2 CAS DES RAMPES EXTÉRIEURES

Trois cas sont à considérer :

- cas des rampes de pente égale à 5 % ne se trouvant pas au-dessus de locaux ;
Une étanchéité devra être réalisée au sens du DTU 43-1.
- cas des rampes de pente supérieure à 5 % et inférieure à 18 % ne se trouvant pas au-dessus de locaux ;
Il n'est pas nécessaire de mettre en œuvre une étanchéité.
- Cas des rampes se trouvant au-dessus de locaux quelle que soit la pente ;
Une étanchéité doit être réalisée au sens du NF DTU 43.1.

NOTE

Une rampe a une pente mini de 5 %.

6.1.3.3 CAS DES DALLES DE NIVEAUX INTERMÉDIAIRES DE PARKING AÉRIEN LARGEMENT VENTILÉS

6.1.3.3.1 Avec étanchéité selon DTU 43.1

Pour les niveaux intermédiaires de parkings aériens largement ventilés ou de rampes intérieures, il faut :

- Pour la partie courante :
 - une pente de 2 % mini.
- Pour les noues :
 - une pente mini de la noue de 2 %.
- Pour les cunettes et caniveaux :
 - une pente mini du fil d'eau de la cunette ou du caniveau de 2 %.

Figure 9 – Pente dans le cas des noues



Figure 10 – Pente dans le cas des caniveaux



Figure 11 – Pente dans le cas des cunettes



6.1.3.3.2 Sans étanchéité

Pour les niveaux intermédiaires de parkings aériens largement ventilés ou de rampes intérieures, il faut :

- Pour la partie courante :
 - une pente en partie courante supérieure ou égale 1.5 %, permettant l'écoulement naturel des éventuelles eaux de pluies ;
 - le cas échéant, appliquer un traitement adapté à la destination (finition lissée à la truelle mécanique, peinture, résine époxydique,...).

NOTE

L'attention est attirée sur le fait que par suite des tolérances d'exécution les pentes inférieures à 2 % peuvent présenter des contre pentes, flashes et retenues d'eau.

- Pour les noues :
 - une pente mini de la noue de 1.5 %.

Figure 12 – Pente dans le cas des noues



- Pour les cunettes et caniveaux :
 - une pente mini du fil d'eau de la cunette ou du caniveau de 1 % mini.

Figure 13 – Pente dans le cas des caniveaux

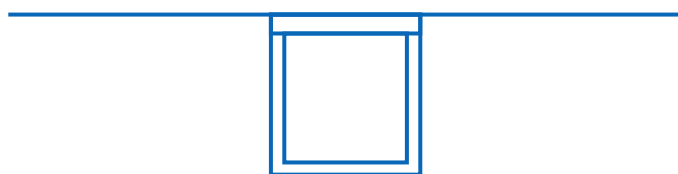


Figure 14 – Pente dans le cas des cunettes



6.1.3.4 AUTRES CAS DE PLANCHERS NÉCESSITANT DES PENTES

Dans le cas de process de type industriel (agroalimentaire, industrie chimique...) pour lequel les documents du marché demandent une pente, alors, la pente requise est au minimum de 2 %.

6.1.4 Coffrage en contact direct avec l'atmosphère extérieure

Dans ce cas, le revêtement du bac collaborant doit être compatible avec l'atmosphère extérieure (cf. paragraphe 5.1.2).

6.2 Principes de justification aux exigences requises

Les DPM (Documents Particuliers du Marché) fixent le principe de justification et le référentiel à considérer. A défaut, les principes des présentes recommandations s'appliquent.

Dans tous les cas le dimensionnement du plancher peut être effectué selon l'annexe A « vérifications mécaniques des planchers collaborants ».

Le dimensionnement du plancher doit être effectué en utilisant les caractéristiques de calcul (valeurs d'utilisation) données dans la déclaration de performance et la fiche technique du bac (cf. annexe M).

L'annexe A traite de la vérification mécanique des planchers collaborants,
 L'annexe B définit les modalités d'essai et la détermination des valeurs de calculs nécessaires à la justification en phase de coulage,
 L'annexe C définit les modalités complémentaires et non contradictoires avec la NF EN 1993-1-3 pour la détermination des valeurs de calculs nécessaires à la justification en phase de coulage,
 L'annexe D traite les modalités d'essai et la détermination des valeurs de calculs nécessaires à la justification en phase mixte,
 L'annexe E fixe les dispositions complémentaires non contradictoires avec la NF EN 1994-1-2, relatives à la justification en situation d'incendie,
 L'annexe F fixe les dispositions complémentaires non contradictoires avec la NF EN 1998-1, relatives à la justification en situation sismique,
 L'annexe G fixe les dispositions complémentaires non contradictoires avec la NF EN 1990 relatives à la justification vis-à-vis du confort d'utilisation,
 L'annexe H donne des dispositions technologiques permettant de satisfaire la réglementation thermique,
 L'annexe I donne les dispositions technologiques permettant de satisfaire la réglementation acoustique,
 L'annexe J donne les documents et détails techniques nécessaires à l'exécution,
 L'annexe K donne les clauses administratives spéciales,
 L'annexe L donne les éléments nécessaires à la constance de la qualité et aux contrôles des produits sur chantier,
 L'annexe M donne un exemple de dossier technique,
 L'annexe N donne un exemple de fiche de suivi et d'autocontrôle.

6.3 Dimensionnement par défaut des planchers collaborants

A défaut d'informations certaines (cf. encart ci-dessous), les performances des planchers collaborants à considérer, pour justifier les ouvrages sont données dans le tableau 5 suivant :

! Les caractéristiques de performances sont certaines dans le cas de produits bénéficiant de suivi de la constance de la qualité de fabrication par tierce partie ou d'un contrôle des performances sur le lieu de livraison à réception (cf. annexe L). Ce sont ces valeurs garanties qu'il faut retenir pour le dimensionnement. Dans ce cas le tableau 5 ci-dessous est sans objet.

Tableau 5 — Dispositions forfaitaires en l'absence d'informations certaines en phase de coulage

Performances du plancher en phase de coulage	Valeurs
Epaisseur nominale mini de la tôle d'acier	1.25 mm
Hauteur de bac mini	80 mm
Limite d'élasticité mini	140 MPa
Portée maxi en 2 appuis	1.50m
Largeur d'appui mini	80 mm
Porte à faux maxi	10 cm
Charge roulante ou poinçonnant	aucune



7.1 Conditions d'exécution

Les éléments **obligatoires** pour l'exécution du plancher sont énumérés ci-après :

- Note de calcul : mention de toutes les charges (réparties, ponctuelles, roulantes) dans les hypothèses, en précisant le degré de fragilité des éléments rapportés (cloisons, revêtements, etc.) ;
- Plan de pose : positionnement et longueur des tôles, positionnement des files d'étais, position des nus d'appuis, entraxes d'appuis, fixations entre tôles, positionnement des trémies éventuelles ;
- Coupe courante : enrobage nappe basse, nappe haute, mention du treillis soudé général ;
- Coupe sur appui, y compris dans les zones de recouvrement (pour validation des enrobages), en représentant les différents recouvrements en fonction du calepinage et de l'étude associée visant à les limiter à 3 recouvrements de treillis ou barres si nécessaires ;
- En cas de ΔC_{dev} réduit à 5 mm un PAQ est nécessaire ;
- Plan de ferrailage de la nappe supérieure : armatures chapeaux, section des armatures, avec espacement maximal des fils, positionnement, mention des armatures de bonne construction et en chainage, armatures pour porte-à-faux ;
- Détails d'appuis, précisant la nature et les dispositions des fixations en fonction du type de support, position des connecteurs ;
- Plan de calepinage des armatures avec leur nomenclature ;
- Plan de ferrailage de la nappe inférieure si nécessaire : section des armatures, y compris armatures au feu, positionnement, calage en tenant compte des recouvrements ;
- Détails autour des trémies ;
- Détails d'exécution en cas de sciage sur appuis ;
- Type de béton, nuances d'acier utilisées ;
- Les dispositions constructives des armatures en conformité au DTU 21 ;
- Les détails d'incorporation de gaines techniques et canalisations, en vue du respect des enrobages conformément au DTU 21 ;
- Notice décrivant les conditions de stockage et de manutention ;
- Les reprises de bétonnage éventuelles ;
- Les notes de calcul sont orientées pour avoir l'épaisseur minimale de béton tout en s'assurant que l'épaisseur de la dalle en béton reste compatible avec la superposition des armatures en treillis soudés ;

- Dans ce cas trois superpositions de treillis maximum sont systématiquement considérées. Dans le cas contraire, il conviendra de se rapprocher de l'entreprise qui a fait la note de calcul afin de prendre en compte 4 recouvrements de nappes de treillis pour respecter les enrobages béton.

La note de calcul est établie soit par un bureau d'études, soit par le fabricant. Les indications du plan de pose doivent être complétées par le bureau d'études en charge de l'étude d'exécution du bâtiment en ce qui concerne les poutres, les chainages, les trémies et chevêtres et, plus généralement, les parties en béton armé coulées 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.

Sauf cas particulier avec une étude spécifique l'incorporation de gaines et canalisations dans les planchers collaborants est proscrite.

7.2 Conditions d'appui minimales en phase de service

Les exigences du paragraphe 9.2.3 de la NF EN 1994-1 s'appliquent (cf. figure 15).

Pour un appui de rive ou en cas de tôle discontinue sur un appui intermédiaire :

- Sur de l'acier $l_{bc} = 75\text{ mm}$ et $l_{bs} = 50\text{ mm}$;
- Sur du béton $l_{bc} = 75\text{ mm}$ et $l_{bs} = 50\text{ mm}$;
- Sur d'autres matériaux $l_{bc} = 100\text{ mm}$ et $l_{bs} = 70\text{ mm}$;
- La longueur de recouvrement $L_R = 40\text{ mm}$ minimum.

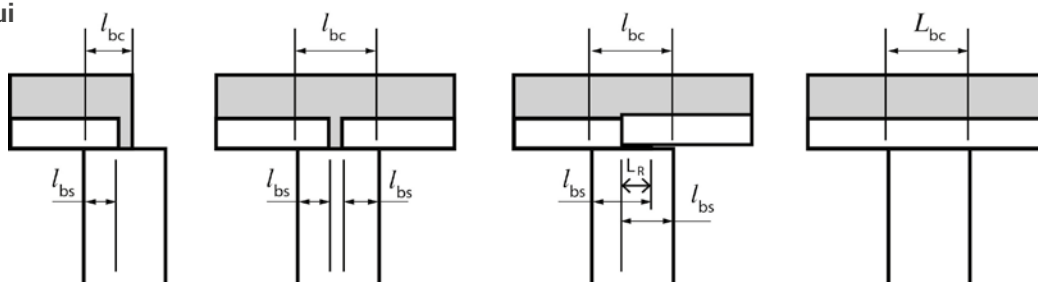
NOTE

Dans le cas de plancher dont le recouvrement est impossible du fait de la géométrie du profil, un ruban adhésif doit être appliqué sur une distance minimale de 30 mm afin d'assurer l'étanchéité et limiter les coulées de laitance

Pour un appui de continuité d'une tôle :

- Sur de l'acier $L_{bc} = L_{bs} = 60\text{ mm}$;
- Sur du bois ou de la maçonnerie $L_{bc} = L_{bs} = 70\text{ mm}$.

Figure 15 – Conditions d'appui minimales



7.3 Tolérances d'exécution

Les tolérances d'exécution du plancher sont celles définies dans le DTU 21 auxquelles il faut ajouter les flèches admissibles du plancher.

7.4 Détails d'exécution

7.4.1 Hors zone sismique

Les détails d'assemblages (type, positionnement) doivent être indiqués sur les plans et coupes d'exécution. Les dispositions sont données en 7.7.

Les liaisons des bacs avec l'ossature doivent être assurées par les fixations définies au paragraphe 5.4.

Ces liaisons doivent exister à raison de deux fixations par appui d'extrémité et réparties sur la largeur du bac.

Le placement des étais sous les bacs avant le coulage du béton doit respecter les distances prévues dans les plans de pose.

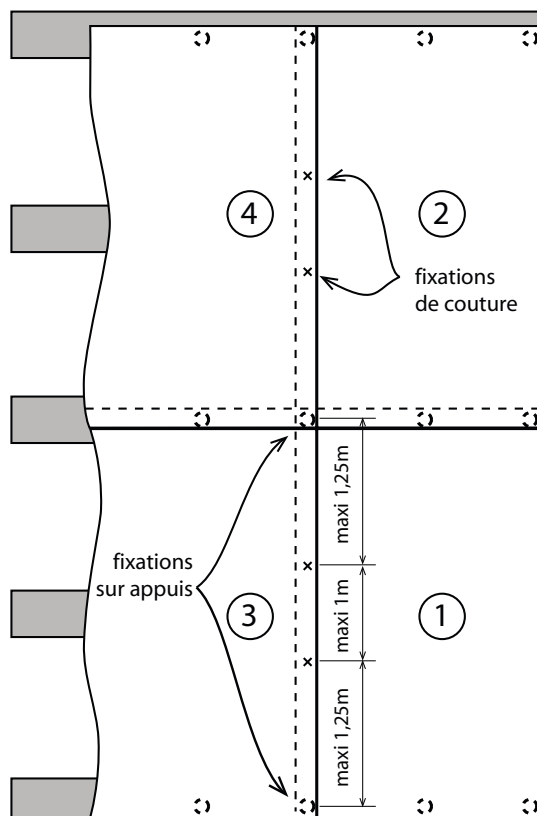
7.4.2 En zone sismique

Les détails d'assemblages (type, positionnement) doivent être indiqués sur les plans et coupes d'exécution.

Dans la direction parallèle à l'effort horizontal :

- la tôle doit être fixée sur tous les appuis (intermédiaires et d'extrémités) à l'aide de deux fixations au minimum dont l'une au recouvrement de bacs et une supplémentaire sur la nervure de rive ;
- les bacs doivent respecter les dispositions de la figure 16 ci-dessous concernant les liaisons au recouvrement dans le sens longitudinal.
 - Les bacs adjacents sont couturés entre eux par des vis auto perceuses de diamètre 6,3 mm à pointe réduite ou par des rivets de diamètre 4,8 x 12 ;
 - L'espacement maximal entre deux fixations de couture successives doit être limité selon les cas ci-après :
 - Entre fixations sur appuis et coutures : 1.25m.
 - Entre deux coutures : 1m.

Figure 16 – Positionnement des vis de couture



NOTE

Certains profils peuvent avoir un emboîtement permettant de se passer de vis de couture toutefois pour les portées supérieures à 2 m, un sertissage à la pince doit être effectué.

7.5 Phase de pose des bacs dans le cas de planchers mixtes avec connecteurs soudés

Les dispositions des figures 17 et 18 ci-dessous s'appliquent.

Les tôles utilisées dans ce procédé de construction de poutres mixtes acier-béton comportent des ouvertures oblongues pour le passage libre des goujons à la pose de la tôle.

Figure 17 – Appui intermédiaire avec simple connecteur

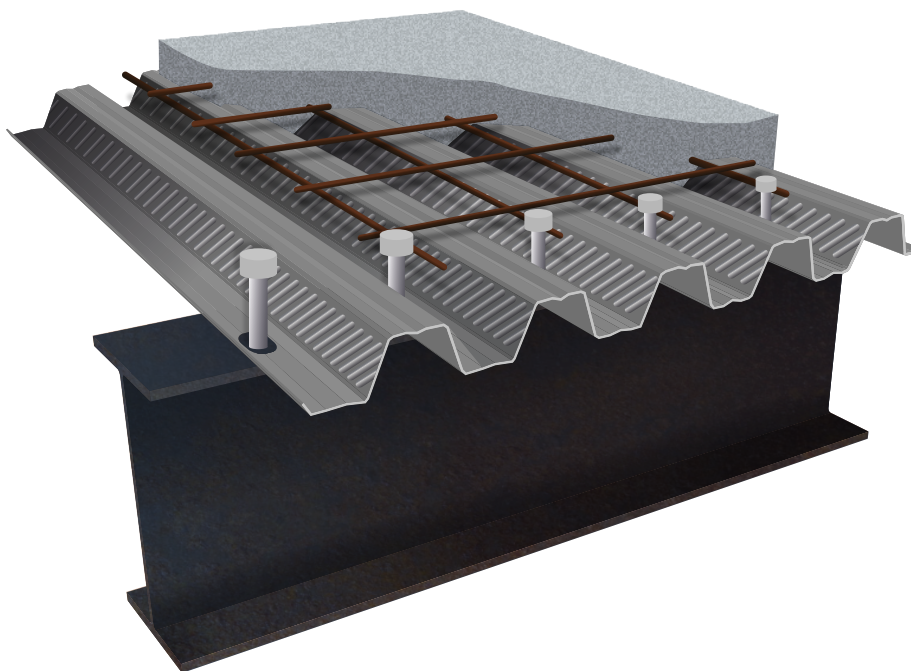
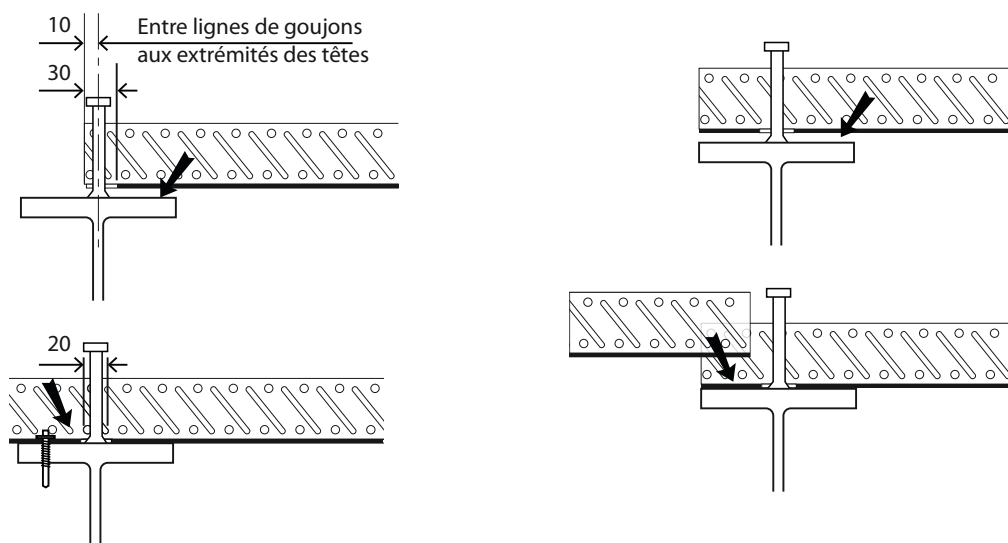
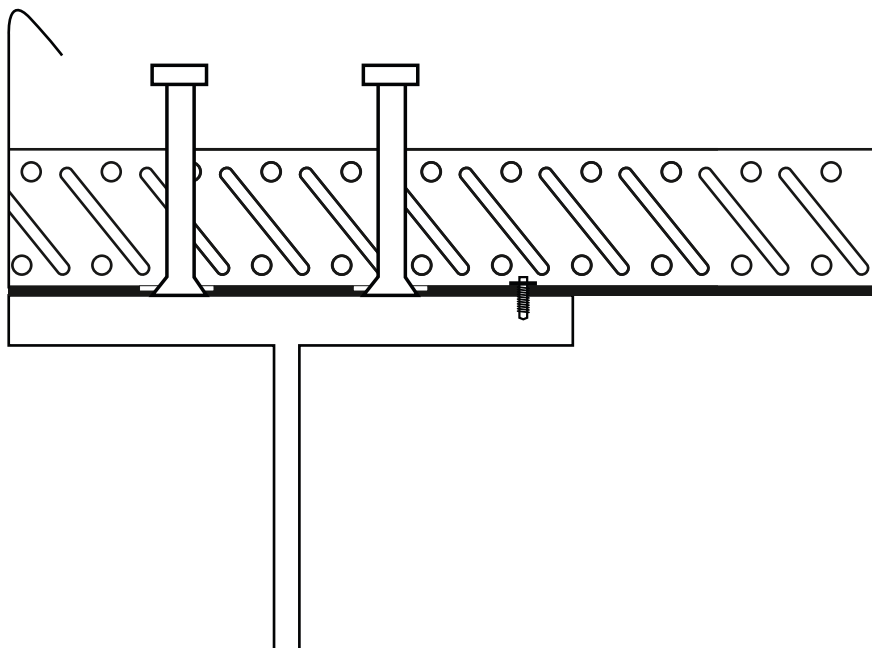
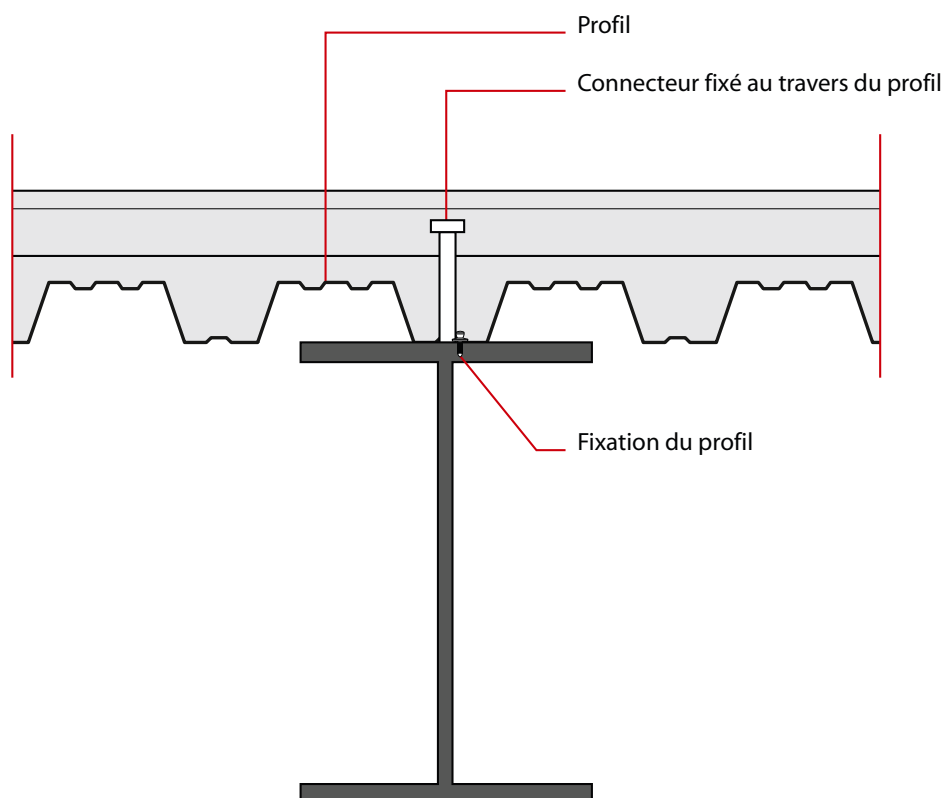


Figure 18 – Appui de rive avec double connecteurs



La coupe à longueur des tôles peut être réalisée à l'axe d'un préperçage.
 Le préperçage peut aussi être réalisé en retrait de la coupe recouverte.
 Les goujons peuvent être soudés au travers de la tôle sur le chantier ou en atelier (cf. figure 19).
 Les plans de pose préciseront les suggestions prévues entre le bac et la poutre pour l'étanchéité au coulage (coulure de laitance).
 Un plan d'étalement du plancher et des poutres porteuses sera établi le cas échéant.

Figure 19 – Goujons soudés au travers de la tôle



7.6 Phase de pose des bacs dans le cas de planchers mixtes avec connecteurs pistoscellés

Des connecteurs pistoscellés peuvent être utilisés. Pour la mise en œuvre, il convient de se référer au cahier des charges des fabricants de ces systèmes de connecteurs.

7.7 Fixations

7.7.1 Fixation des bacs sur l'ossature

Les liaisons des bacs avec l'ossature doivent être assurées par des clous, ou des vis autotaraudeuses, ou des vis autoperceuses, soit sur les solives métalliques dans le cas d'ossature métallique, soit sur des inserts métalliques dans les supports en béton, soit sur des appuis bois. Ces liaisons doivent exister à raison de deux fixations par bac, à chaque extrémité, plus une fixation par bac supplémentaire. Les caractéristiques des fixations en fonction de la nature du support sont données au paragraphe 5.4.

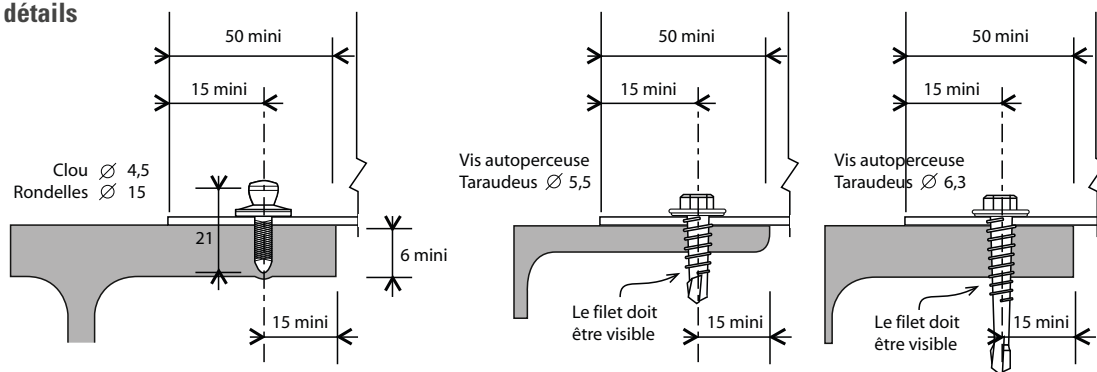
7.7.1.1 DÉTAIL DES FIXATIONS SUR APPUIS MÉTALLIQUES

Les éléments sont posés et fixés sur les poutres porteuses de la structure par des clous en acier mis en place à l'aide de pistolets et de cartouches adéquats, ou par des vis autotaraudeuses ou par des vis autoperceuses (par exemple $\Phi 5,5$ ou $6,3$) ou par clous.

Par mesure de sécurité, les tôles sont fixées au fur et à mesure de la pose.

Les dispositions données à la figure 20 s'appliquent.

Figure 20 – Exemple de détails de principe de fixation sur support métallique



NOTE

Les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur de fixations.

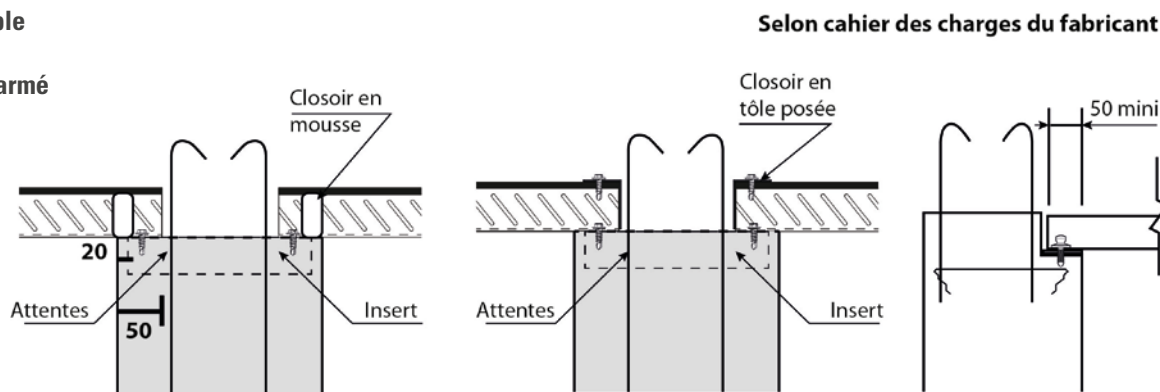
7.7.1.2 DÉTAIL D'EXÉCUTION SUR APPUIS BÉTON ARMÉ

Il est possible d'utiliser soit des platines métalliques ou des cornières scellées dans le béton, soit des inserts métalliques noyés dans le béton.

Les dispositions de la figure 21 ci-dessous d'appliquent.

Les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

Figure 21 – Exemple de pose de bacs sur appuis béton armé



Par mesure de sécurité, les tôles sont fixées au fur et à mesure de la pose.

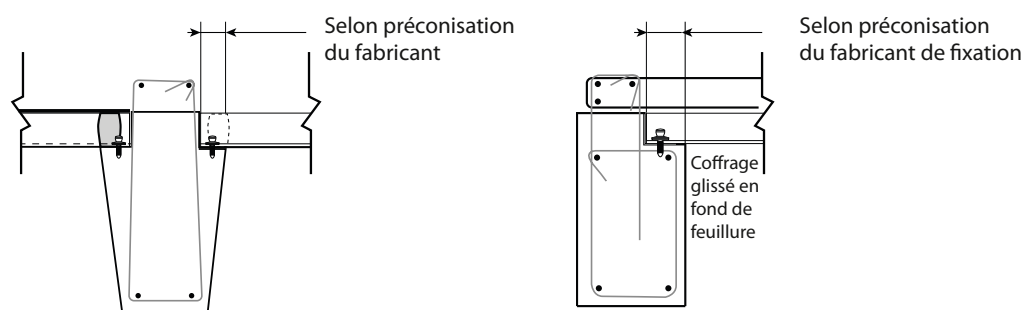
7.7.1.3 DÉTAIL DE FIXATION SUR APPUIS BÉTON PRÉFABRIQUÉS

Il est possible d'utiliser soit des platines métalliques ou des cornières scellées dans le béton, soit des inserts métalliques noyés dans le béton.

Les dispositions de la figure 22 ci-dessous d'appliquent.

Les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

Figure 22 – Exemple de pose des bacs sur appuis béton préfabriqués



Par mesure de sécurité, les tôles sont fixées au fur et à mesure de la pose.

7.7.1.4 DÉTAIL DE FIXATION SUR APPUIS EN MAÇONNERIE

Les dispositions des figures 23.a et 23.b ci-dessous s'appliquent.

Les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

Figure 23.a – Exemple de pose des bacs sur appuis maçonnés – cas 1

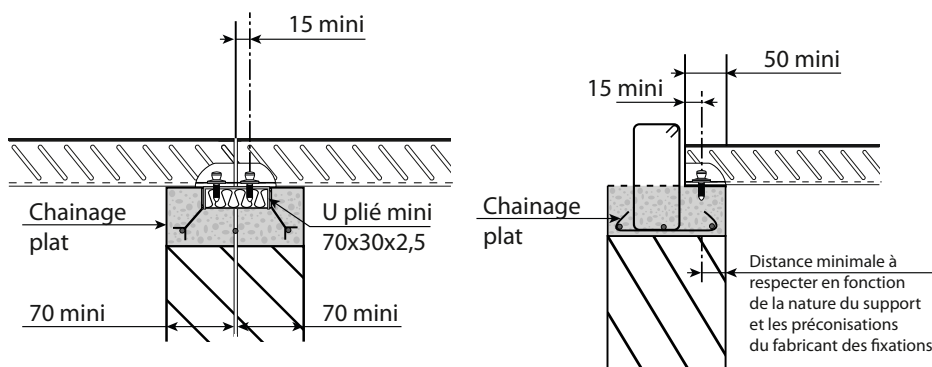
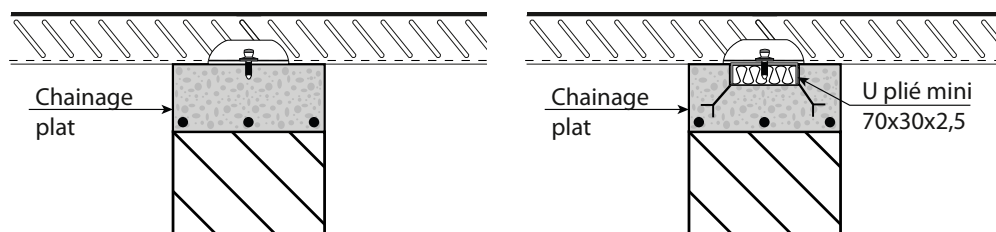


Figure 23.b – Exemple de pose des bacs sur appuis maçonnés – cas 2

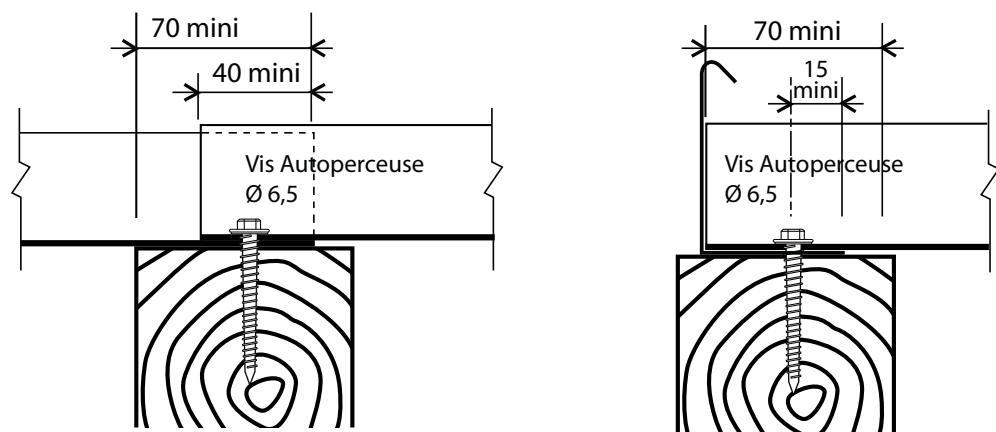


7.7.1.5 DÉTAIL DE FIXATIONS SUR APPUIS BOIS

Les dispositions de la figure 24 ci-dessous s'appliquent.

Les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations.

Figure 24 – Exemple de pose des bacs sur appuis bois

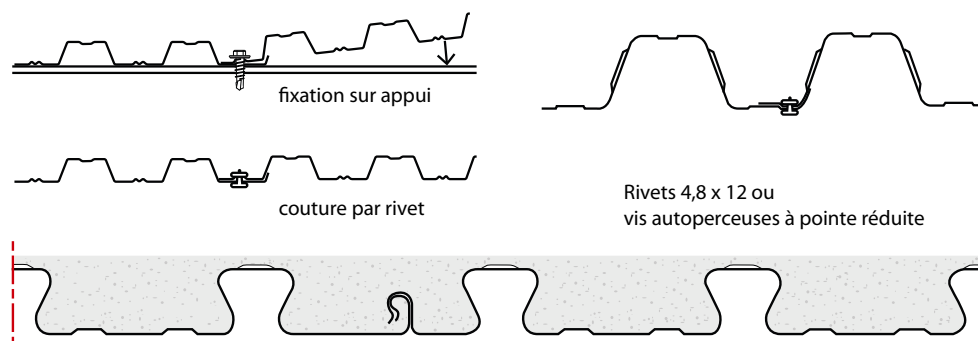


7.7.2 Dispositions de coutures

7.7.2.1 NATURE DES COUTURES

Les coutures peuvent être des rivets ou des vis soit auto perceuses soit auto-taraudeuses comme indiqué à la figure 25 ci-dessous. Pour certains profils, l'emboîtement se fait directement par la géométrie des rives latérales. Dans ce cas, les vis de couture ne sont pas nécessaires.

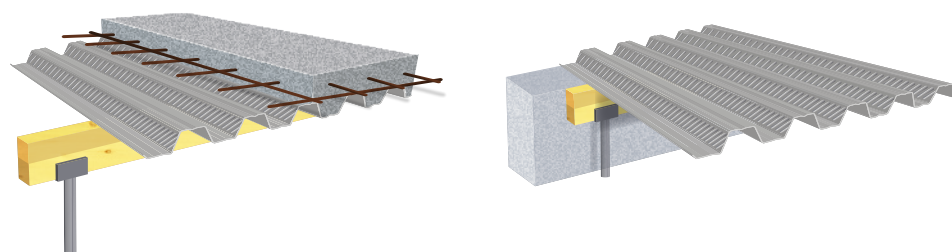
Figure 25 – Nature des fixations de couture



7.8 Etalement

Le placement des étais sous les bacs avant coulage du béton doit respecter les distances prévues dans les plans de pose. Il est réalisé avec des étais traditionnels pour dalle en béton armé. Cependant, il faut s'assurer, dans le cas d'étais métalliques, du non poinçonnement de la tôle, en utilisant des protections (planches ou poutres de bois offrant une largeur minimale d'appui de 8 cm). Les étais, de préférence posés et réglés avant la mise en œuvre des bacs, doivent rester en place au moins 8 jours après coulage. Des contreflèches artificielles ne sont pas autorisées (cf. figure 26).

Figure 26 – Détail d'étalement



7.9 Dispositions de protections collectives

Il y a lieu de se référer au guide de sécurité pour les travaux de couvertures de l'OPPBT.

7.10 Dispositions contre les coulées de laitances dans le cas de bacs aboutés

Pour limiter les pertes de laitance du béton lors du coulage, notamment lorsque la sous-face des bacs reste visible, on peut mettre des closoirs mousses, des bandes adhésives (figure 27.a), des bouchons, des aplatissements de bacs (figure 27.b) dans le cas de pose sans recouvrement. De plus, un soin particulier doit être apporté au niveau des rives de plancher et des pourtours de poteaux, trémies et réservations.

Figure 27.a – Dispositions pour lutter contre les coulées de laitance

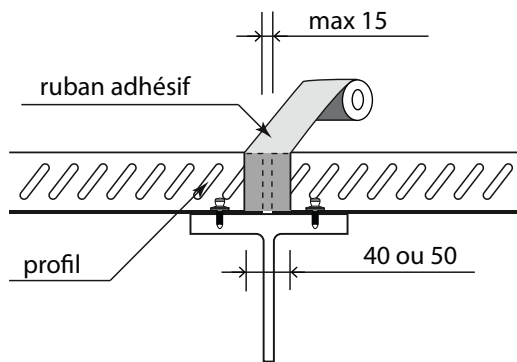
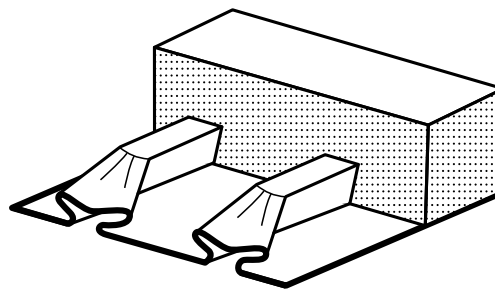


Figure 27.b – Dispositions pour lutter contre les coulées de laitance – cas des bacs aplatis en extrémité



NOTE

Une attention particulière concernant l'étanchéité du bac dans le cas des bacs prépercés sera apportée.

7.11 Coffrages de rives

7.11.1 Généralités

Dans le cas d'une ossature métallique, on place des cornières en tôle d'acier galvanisé glissées sous les bacs en rives longitudinales et transversales de plancher. Elles sont clouées, soit avant, soit en même temps que les tôles.

Dans le cas d'une ossature en béton, les rives et les reprises de bétonnage sont coffrées soit par les cornières précédemment mentionnées, soit par des coffrages classiques en bois, ou par les éléments d'ossatures eux-mêmes selon les dispositions définies par le bureau d'étude.

Les reprises de bétonnage respectent les Recommandations Professionnelles de la FFB pour l'exécution des reprises de bétonnage Edition février 2001, (condition de coffrage etc.).

Les costières doivent être fixées entre elles.

Lorsque nécessaire une bande de rappel doit être mise en œuvre pour éviter les déformations au coulage et permettre un bon réglage de l'alignement suivant coulage.

Les dispositions du tableau 6 permettent de ne pas mettre en place de bande de rappel.

7.11.2 Accostage direct du coffrage contre la costière et rive en porte-à-faux

La costière se présente sous la forme d'une équerre coffrant le nez de plancher et obturant les nervures. Le bac acier peut venir toucher la costière (cf. figures 28.a, 28.b et 28.c). Des indications sur l'épaisseur de la costière sont données dans le Tableau 6. Cette épaisseur est fonction de l'épaisseur du plancher et du débord en porte-à-faux mesuré entre le relevé de costière et l'arrête de la semelle.

Une bande métallique de rappel doit être prévue sauf lorsque l'épaisseur de la costière correspond à minima aux indications du Tableau 6. Il est toutefois possible de riveter la costière sur une équerre posée et fixée en sommet de nervure. Si cette disposition est retenue, l'épaisseur de métal de la costière est celle correspondant à un débord nul.

Tableau 6 — Epaisseur de métal galvanisé pour les costières

Epaisseur de la dalle h [cm]	Epaisseur de métal nominal galvanisé pour les costières [mm]												
	Débord en porte-à-faux : f [mm]												
	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225(*)	250(*)	275(*)	300(*)
9	0,88	0,88	1,00	1,00	1,20	1,20	1,50	2,00	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00
10	0,88	0,88	1,00	1,00	1,20	1,20	1,50	2,00	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00
11	0,88	0,88	1,00	1,20	1,20	1,50	1,50	2,00	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00
12	0,88	0,88	1,00	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00
13	0,88	1,00	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	
14	1,00	1,20	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	
15	1,20	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00	
16	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00		
17	1,20	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00		
18	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00		
19	1,50	1,50	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00		
20	2,00	2,00	2,50	2,50	2,50	3,00	3,00	3,00	3,00				

(*) un étais est nécessaire pour ces porte à faux.

Figure 28.a – Rive en bout de plancher accostage du bac contre la costière avec bande de rappel

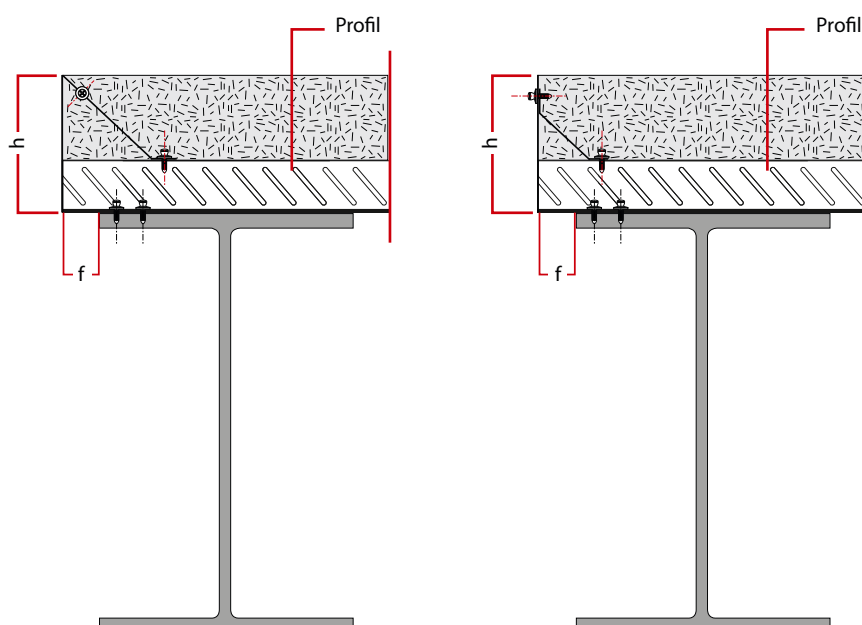


Figure 28.b – Rive en bout de plancher accostage du bac contre la costière

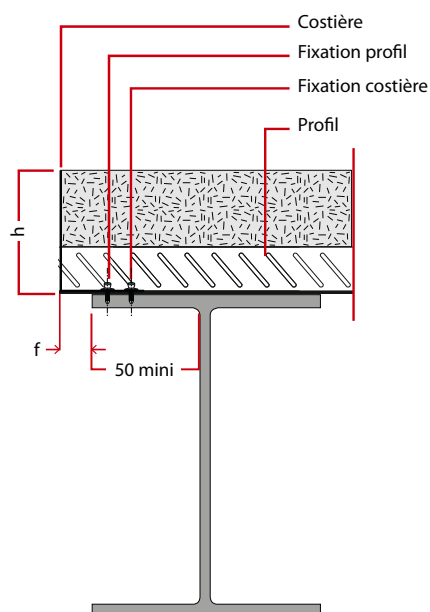
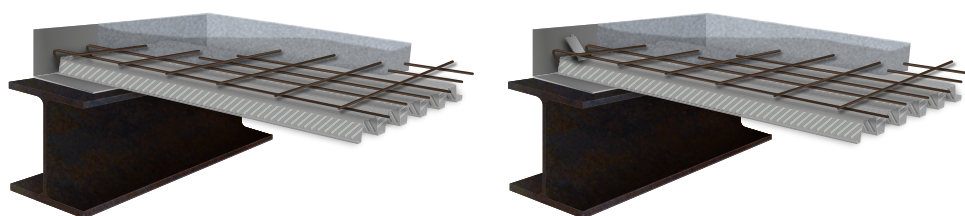


Figure 28.c – Détail de costière

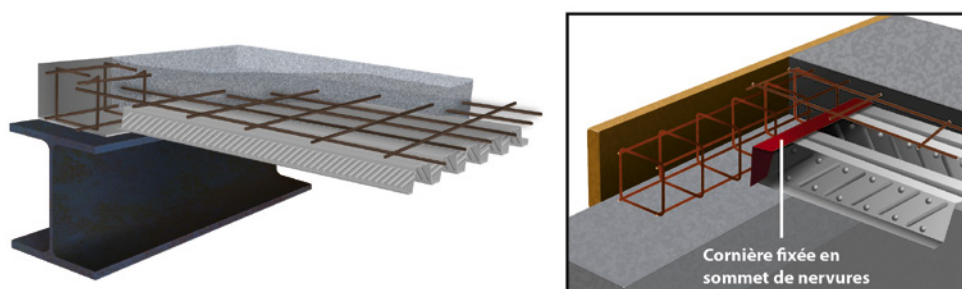


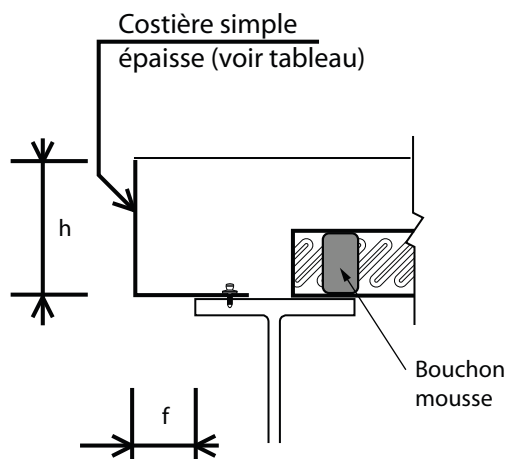
7.11.3 Coffrage à distance de la costière et rives en porte-à-faux

Les dispositions mentionnées au 7.11.2 quant à l'épaisseur, la fixation et le débord de la costière pour un accostage direct s'appliquent.

Néanmoins, du fait que le coffrage ne touche pas la costière, le vide sous la nervure doit être obturé par un bouchon d'étanchéité ou une cornière fixée en sommet de nervure (cf. figure 29).

Figure 29 – Détail de costière

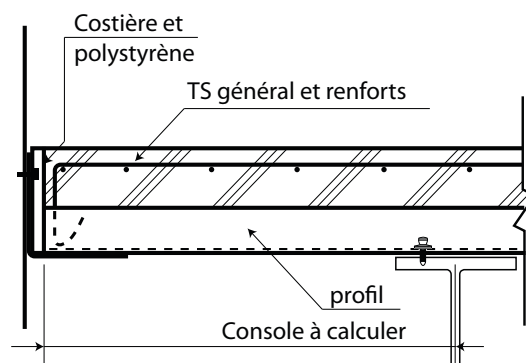




7.11.4 Rives contre existant

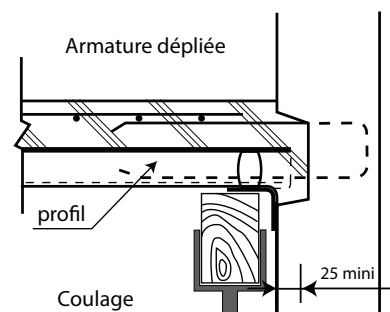
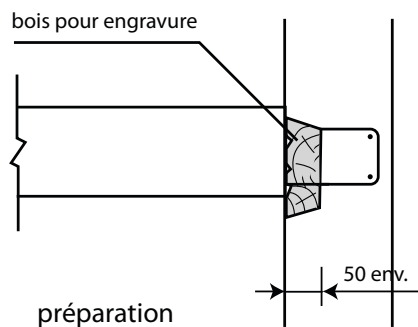
Les dispositions des figures 30.a et 30.b s'appliquent suivant le cas considéré.

Figure 30.a – Rive contre existant. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



Détail : Porte à faux Raccord contre existant

Figure 30.b – Appui sur mur. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



Détail : D8 Préparation de l'appui du plancher

Détail : D9 Appui du plancher

7.12 Dispositions au droit des trémies

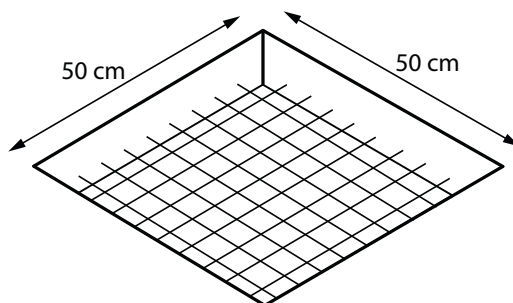
La réservation des trémies, quand elle est préparée avant le coulage du béton, peut être réalisée par bloc de mousse ou tout autre système adéquat. Dans ce cas, la tôle n'est découpée qu'après durcissement du béton.

Dans le cas de trémies de petites dimensions, inférieures ou égales à 50 x 50 cm et percées avant coulage, le renforcement est effectué en fixant des cornières sur quatre nervures de part et d'autre de l'ouverture (cf. figure 31.b) Les dimensions de ces cornières sont indiquées tableau 7.

Dans le cas de trémies de petites dimensions, inférieures ou égales à 50 x 50 cm dont la tôle est découpée après coulage (disqueuse interdite), le renforcement peut être apporté par un complément d'armatures mises en œuvre avant coulage.

Des treillis peuvent être laissés filants au droit des trémies, inférieures ou égales à 50 x 50 cm pour assurer la prévention de la sécurité collective. (cf. Figure 31.a)

Figure 31.a – Protection par treillis laissés filants



Dans le cas de trémies de plus grandes dimensions (> 50x50cm), ou lorsque l'épaisseur de dalle ne permet pas la mise en œuvre des renforts, il est nécessaire de prévoir des éléments de structures complémentaires (chevêtres).

Dans tous les cas, un dispositif assurant la sécurité des personnes doit être mis en place (filets, bacs filants et découpés au moment de la pose des équipements dans la trémie par exemple).

Figure 31.b – Exemple dans le cas de trémie de dimensions inférieures à 500 mm x 500 mm

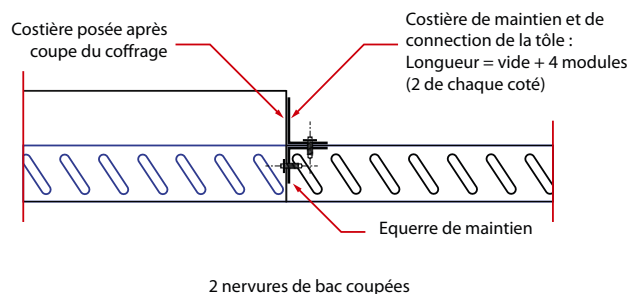
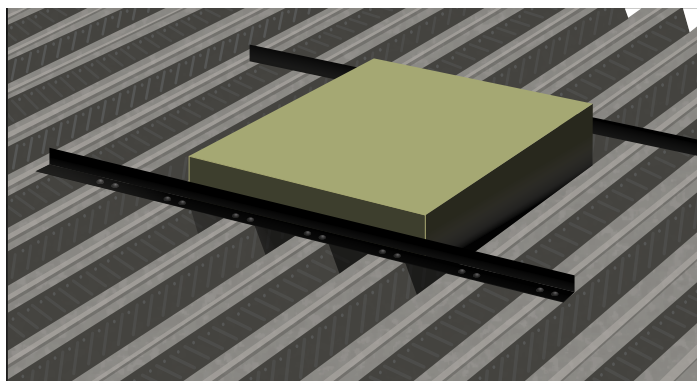


Tableau 7 – Dimension de la cornière pour le coffrage de trémie

Epaisseur de béton h , au-dessus du bac (en cm)	Section de la cornière $H \times b \times e$ (en mm)
≥ 4 et < 6	20 x 20 x 3
≥ 6 et < 9	30 x 30 x 3
≥ 9	50 x 50 x 5

7.13 Changement de sens de portée du coffrage

Lorsque, pour des raisons de conception notamment, le sens de portée du coffrage change, un closoir noyé en Z ou en L, de même hauteur que le coffrage, peut être fixé sur la semelle pour obturer les nervures du bac. Ce closoir Z présente 2 retours horizontaux de 50 mm minimum (figure 32.a et 32.b).

Dans ce cas, les dispositions de ferrailage du paragraphe A.7 permettent de maîtriser la fissuration du béton. Un renfort de ferrailage est nécessaire pour limiter l'ouverture de fissure.

Figure 32.a – Changement de sens de pose closoir L

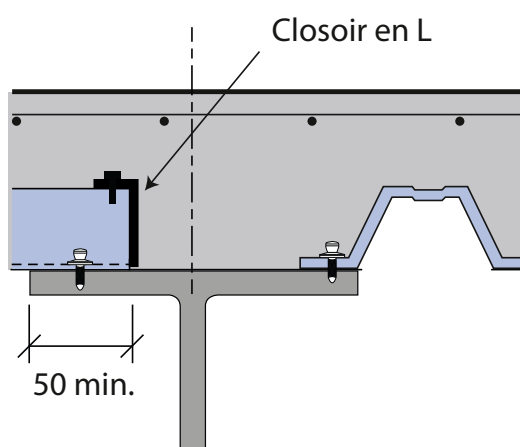
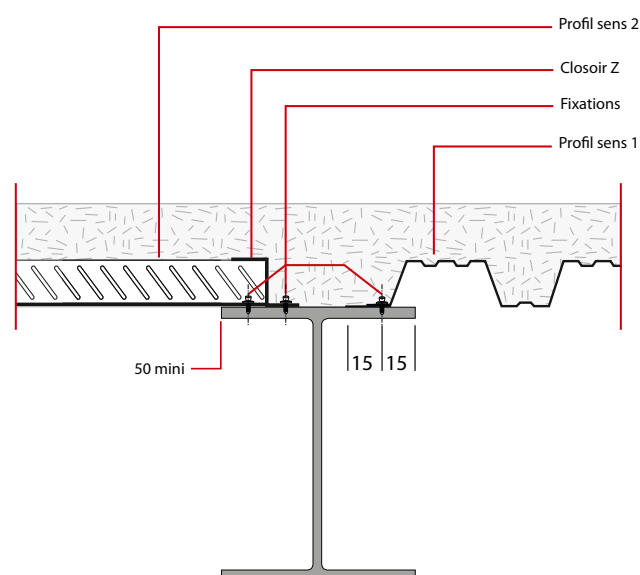


Figure 32.b – Changement sens de pose closoir Z



7.14 Reprise de bétonnage

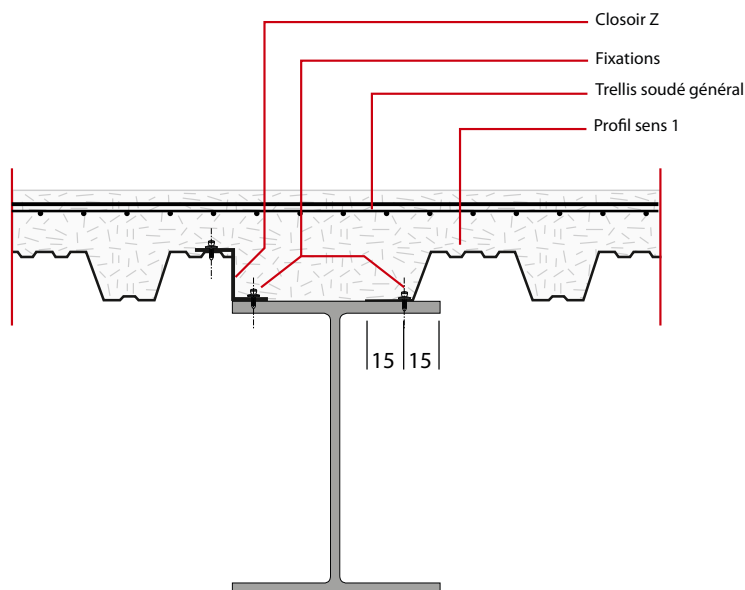
- Elles doivent être positionnées sur les plans de ferrailage et de préférence au droit des appuis ayant le moins de flèche. Dans tous les cas, une coupe de principe avec incidence sur le ferrailage sera dessinée sur les plans d'exécution. Il convient de se référer aux Recommandations professionnelles de la FFB pour l'exécution des reprises de bétonnage Edition février 2001,

7.15 Cloisons lourdes sur appuis et parallèles aux nervures du coffrage

Lorsque des cloisons lourdes, parallèles aux nervures du coffrage, sont situées au droit de poutres, il est recommandé d'interrompre le coffrage sur la semelle (cf. figure 33) :

- si le coffrage est interrompu en fond de nervure, celui-ci est directement fixé sur la semelle ;
- si le coffrage est interrompu en sommet de nervure, il est cloué sur un closoir en Z de dimension 50 x h x 50 mm de même épaisseur d'acier. Ce closoir est également cloué sur la semelle.

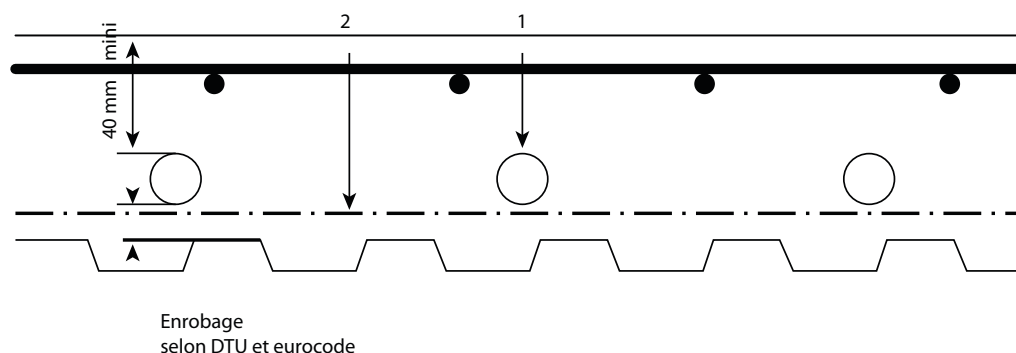
Figure 33 – Appui parallèle au sens des nervures



7.16 Plancher Chauffant

Le plancher collaborant admet les systèmes de chauffage à basse température, incorporés dans la dalle. La mise en œuvre respecte les prescriptions de la norme NF P 52-307 (DTU 65.14) cf. figure 34.

Figure 34 – Définition des enrobages minimum des tubes chauffants



Légende

- 1 Tube
- 2 Dispositif de fixation

Le cahier des charges du fabricant du système de chauffage doit mentionner les enrobages nécessaires.

Les enrobages et dispositions de constructions devront respecter à minima le DTU 21 (diamètre maximum des armatures, position des treillis soudés etc.). Un pourcentage d'armature minimale de $0.4 \% h_c$ est nécessaire. Il convient également de respecter le DTU 65-14 en matière de joint de fractionnement et de dilatation thermique.

7.17 Mise en œuvre des armatures

7.17.1 Dispositions des armatures

Dans tous les cas, un bureau d'étude structure doit établir un plan de coffrage du plancher ainsi qu'un plan de ferrailage de la nappe basse et un plan de ferrailage de la nappe haute en respectant les enrobages et en traitant les recouvrements de treillis ou barres.

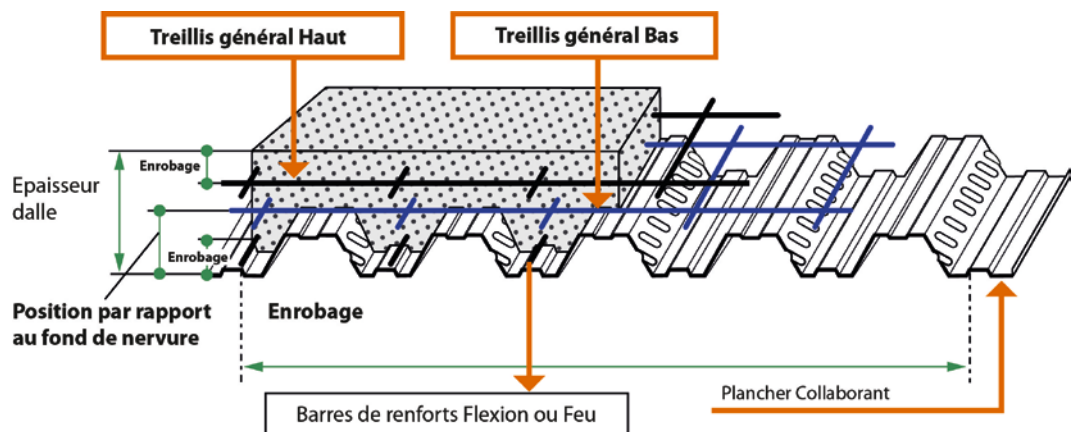
Les dispositions suivantes s'appliquent :

- la quantité d'armature, dans chacune des deux directions, doit être au minimum de $80 \text{ mm}^2/\text{m}$;
- l'espacement des barres d'armature ne doit pas excéder la valeur suivante : $\min(2h ; 250 \text{ mm})$;

Par ailleurs, il y a lieu de vérifier l'interaction entre le treillis soudé général et les renforts HA spécifiques (trémies, épingles, ...) et les connecteurs de poutre courante et en rive.

- Les dispositions de position générale des armatures sont explicitées figure 35 ci-dessous :

Figure 35 – Identification des couches d'armatures



7.17.2 Calages des armatures

Le maintien en position des armatures prévues dans les calculs doit être assuré par un calage permettant de respecter les enrobages prévus aux projets.

Ce calage peut être assuré par :

- des bagues en forme d'étoile pour les barres en creux de nervure ;
- des barrettes positionnées perpendiculairement aux nervures pour les armatures situées dans la table de compression ;
- des barres d'armatures filantes de diamètre suffisant afin de respecter les enrobages.

NOTE

A la rédaction de ce document la hauteur courante des barrettes est de 20 mm.

7.17.3 Conditions d'enrobage des armatures

Elles doivent être conformes aux exigences de l'annexe I et de la NF EN 1992-1-1, et son annexe nationale. Une fiche de réception de ferrailage doit être remplie par l'entreprise de gros œuvre avec contrôle préalable avant coulage du béton ce qui revient au respect impératif des calages.

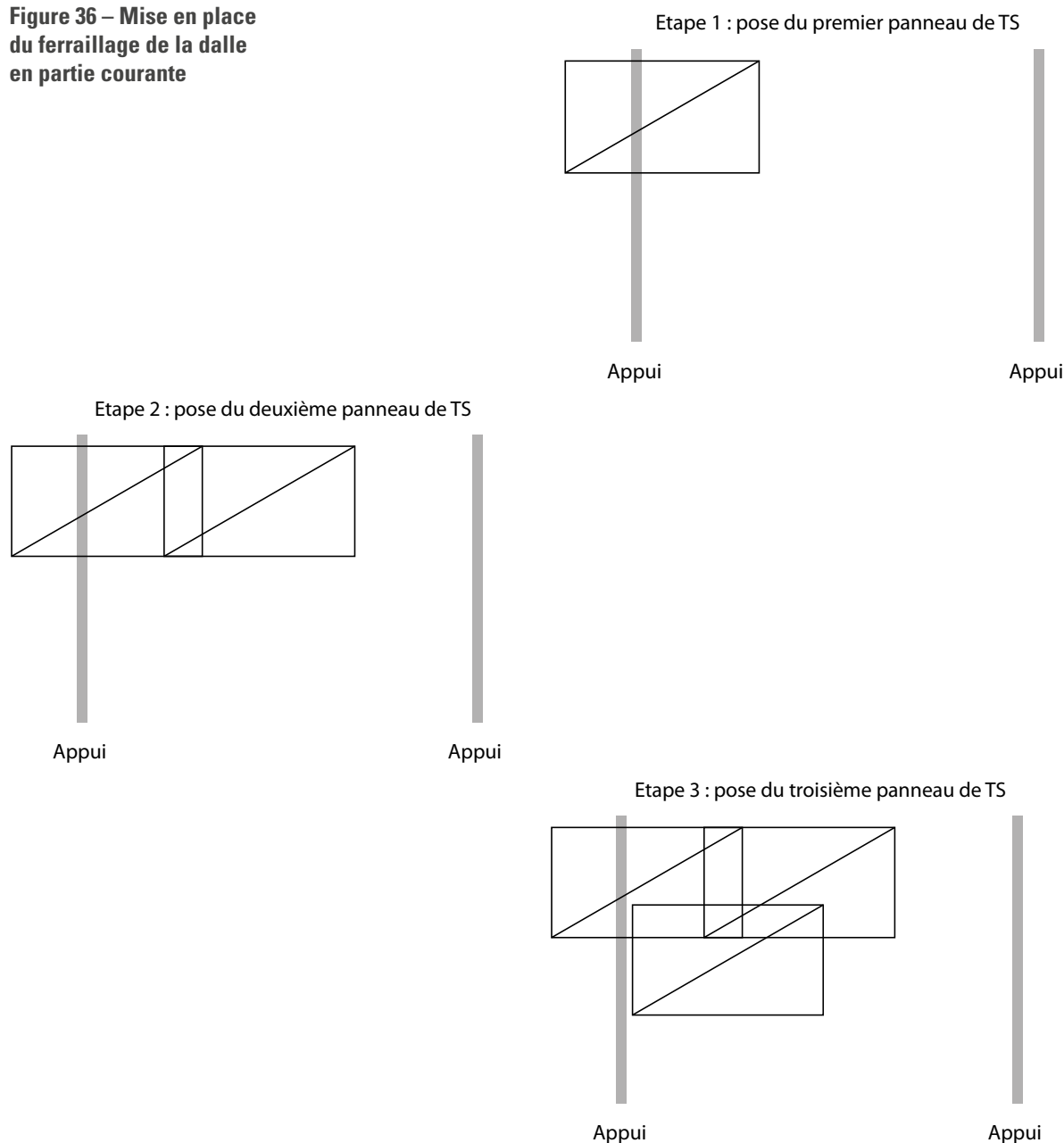
Les solutions pour réaliser les recouvrements avec un minimum de superpositions doivent être recherchées.

Les notes de calcul sont orientées pour avoir l'épaisseur minimale de béton tout en s'assurant que l'épaisseur de la dalle en béton reste compatible avec la superposition des armatures en treillis soudés. Dans ce cas trois superpositions de treillis maximum sont systématiquement considérées. Dans le cas contraire il conviendra de se rapprocher de l'entreprise qui a fait la note de calcul afin de prendre en compte 4 recouvrements de nappe de treillis pour respecter les enrobages béton.

7.17.4 Illustrations de superpositions des treillis soudés

Dans le cas de spécifications d'un treillis généralisé assurant également la reprise des efforts sur appuis, les schémas ci-après (figure 36) décrivent un exemple de disposition en 3 étapes.

Figure 36 – Mise en place du ferrailage de la dalle en partie courante



L'étude de calepinage des treillis en partie courante (utilisation de treillis à mailles carrées) permet de limiter à :

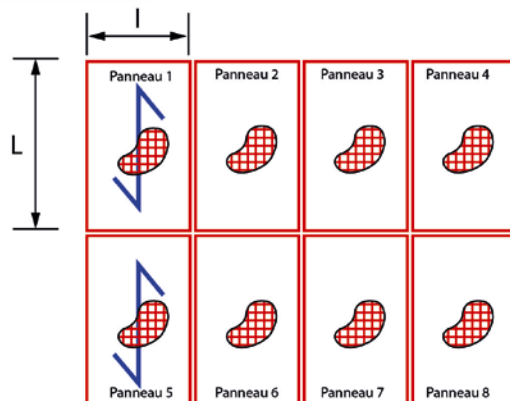
- 4 diamètres dans le cas des barres ;
- 5 recouvrements dans le cas de panneaux de treillis soudés.

Des exemples de calepinage sont donnés aux figures 37.a et 37.b ci-dessous.

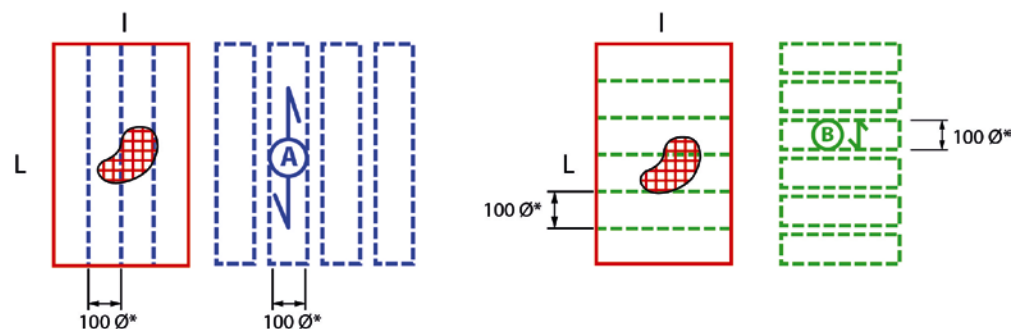
Figure 37.a – Mise en place de ferrailage : recouvrement par panneaux à mailles carrées

CAS 2

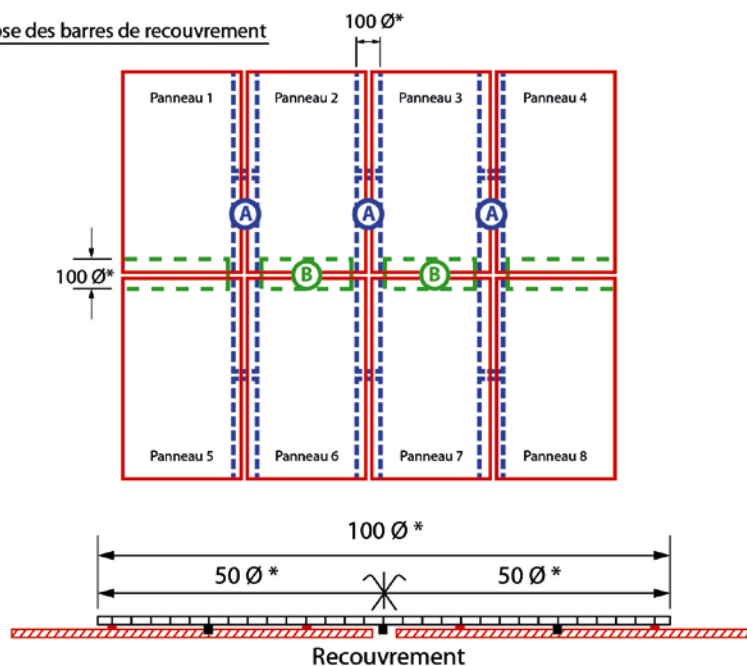
1. Pose des panneaux de treillis.



2. Découpe des panneaux de recouvrement



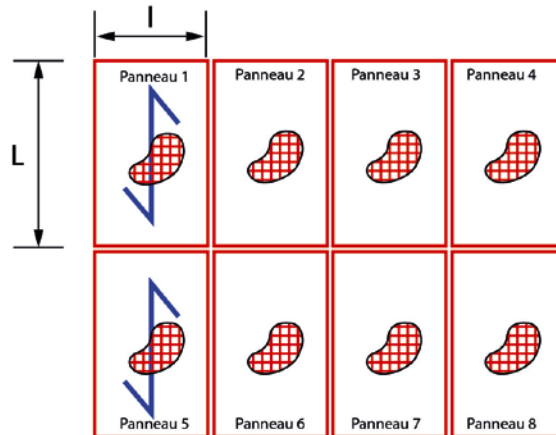
3. Pose des barres de recouvrement



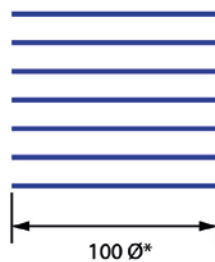
* Le dimensionnement exact du recouvrement est calculé selon la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale

Figure 37.b – Mise en place de ferrailage : recouvrement par barres

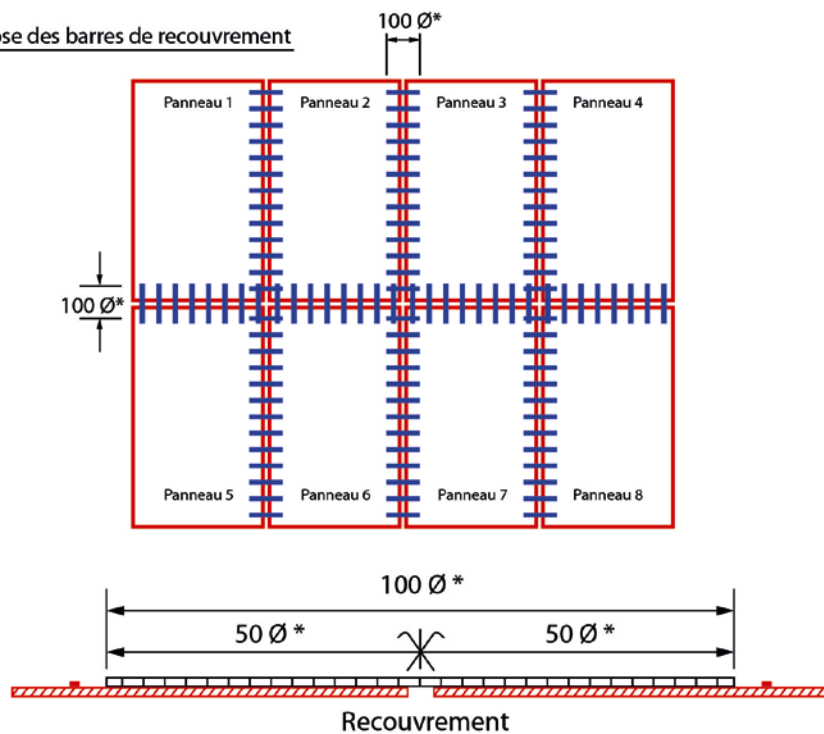
1. Pose des panneaux de treillis.



2. Barres de recouvrement



3. Pose des barres de recouvrement

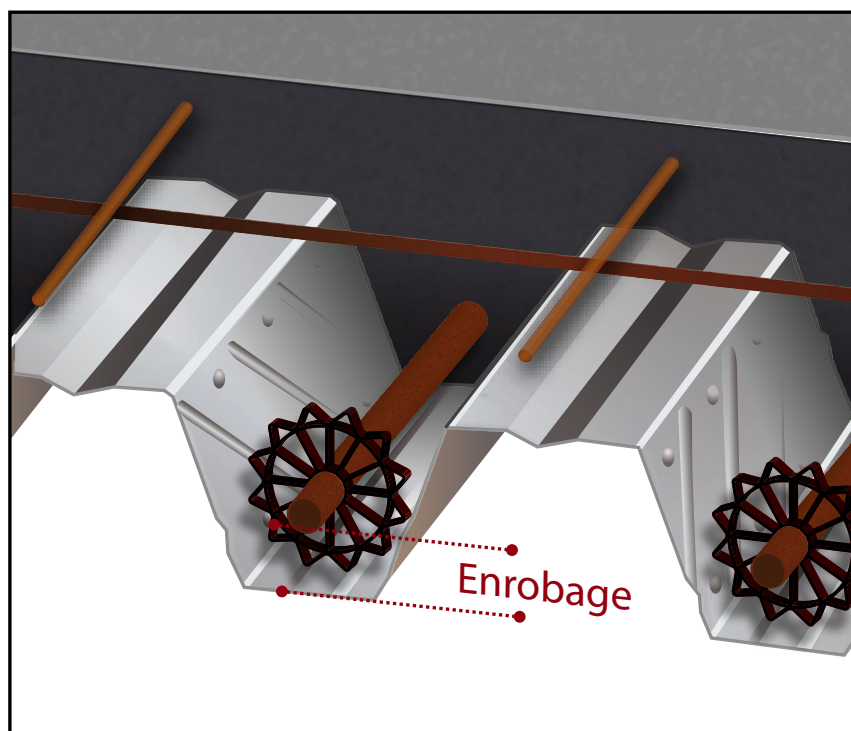


* Le dimensionnement exact du recouvrement est calculé selon la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale

7.17.5 Dispositions de mise en œuvre des aciers mis en œuvre dans les nervures

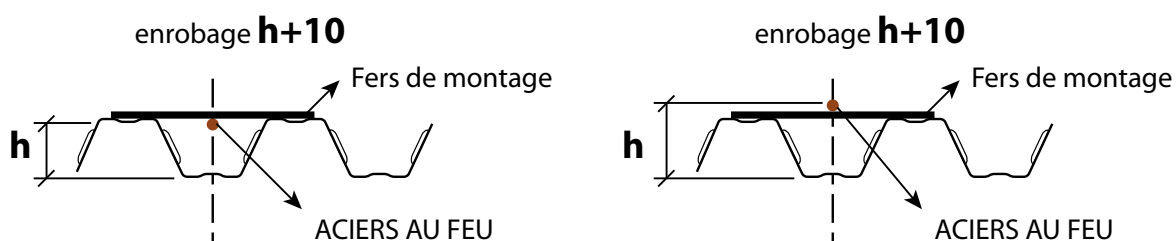
Les dispositions de la figure 38.a ci-dessous s'appliquent pour mettre en œuvre les armatures dans les nervures

Figure 38.a – Exemple de dispositif de calage des armatures dans les nervures



Les dispositions de la figure 38.b ci-dessous s'appliquent lorsque l'enrobage nécessaire est le même que la hauteur de la nervure.

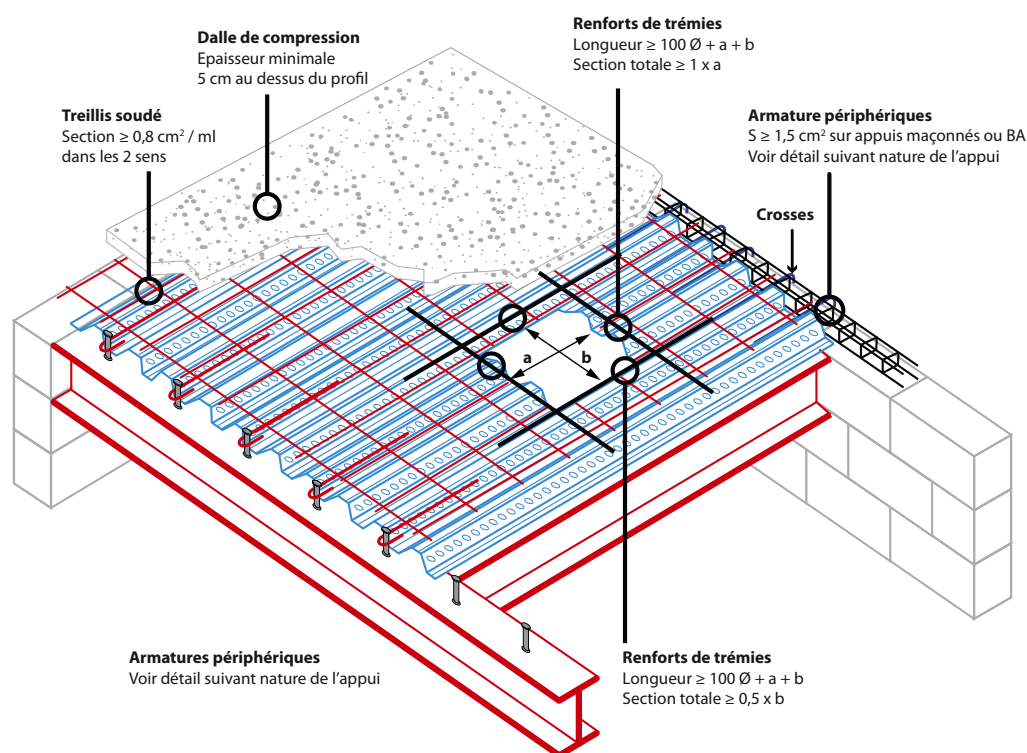
Figure 38.b – Exemple de dispositif de calage des armatures mis en œuvre dans les nervures dans le cas d'enrobage égaux à la hauteur de nervure



7.17.6 Ferrailage minimum de chaînage

Le ferrailage minimum de chaînage est indiqué à la figure 39 ci-dessous :

Figure 39 – Ferrailage minimum de chaînage



7.18 Fixations d'équipements sous le plancher

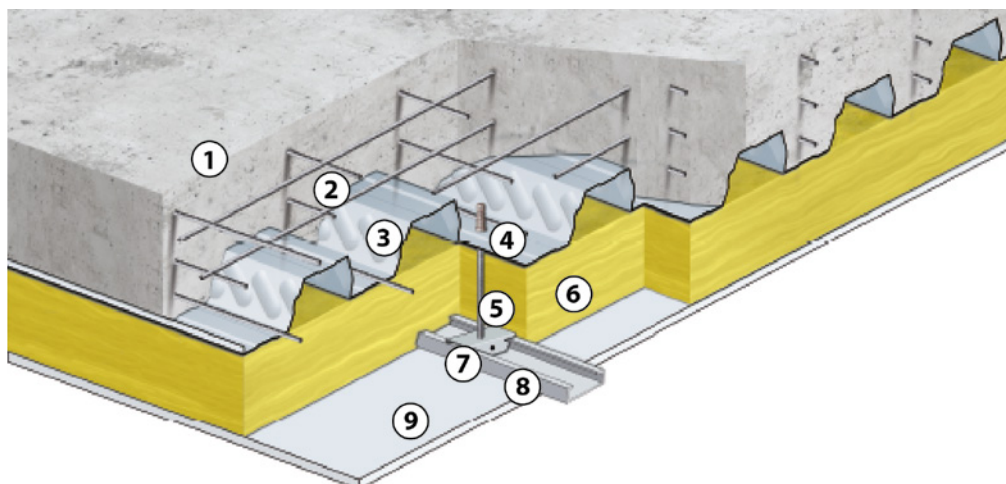
Avant le coulage du béton, tout système de fixation des suspentes, traversant la tôle en fond d'onde est possible.

Après le coulage, des chevilles de diamètre maximum 8 mm peuvent être utilisées en fond de nervure. Dans les deux cas, l'espacement des points d'attache ne doit pas être inférieur à 600 mm (dans les deux directions). Les charges ponctuelles suspendues ne doivent pas dépasser 0.50 kN par point de fixation et 1 kN/m².

Tous les types de plafonds peuvent être associés aux planchers collaborants (cf. figure 40).

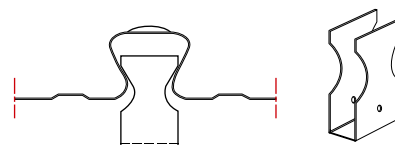
Des systèmes d'ancrage spécifiques reliés à des tiges de fixations peuvent également être fixés en creux d'onde lorsque la géométrie du bac acier le permet :

Figure 40 – Exemple de plafond suspendu au plancher



Composition du Système

- 1 - Dalle béton
- 2 - treillis soudé
- 3 - Coffrage collaborant
- 4 - Cheville
- 5 - Tige filetée
- 6 - Isolant
- 7 - Pivots
- 8 - Rails
- 9 - Plaques Plâtre



7.19 Fixations d'équipements sur le plancher

L'épaisseur hors tout de la dalle doit correspondre au minimum aux exigences du cahier des charges ou agrément techniques européen ou DTA des chevilles.

7.20 Fixations de procédé de façade en about de plancher de bâtiment fermé

Il convient de prévoir des inserts correctement ancrés dans le nez de plancher (cf. figure 41.a et 41.b).

Si le système travaille en traction compression uniquement, il convient que l'effort d'arrachement F_{Ed} appliqué par la façade soit équilibré par les armatures du plancher F_{Rd} .

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} = \pi \phi \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{ctm}$$

Avec :

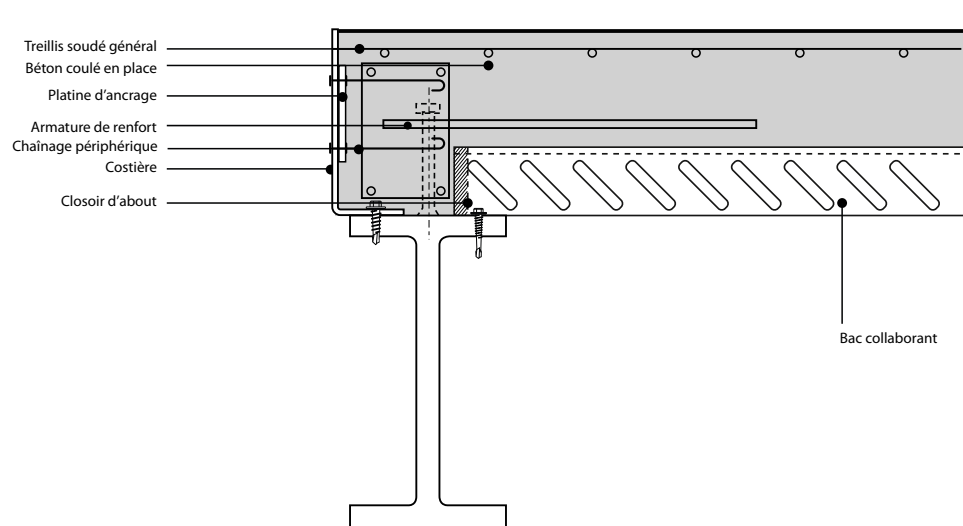
$$F_{Ed} \leq 15 \text{ kN/m}$$

$L_{b,rqd}$ la longueur d'ancrage des tiges ;

ϕ le diamètre des tiges d'ancrages ;

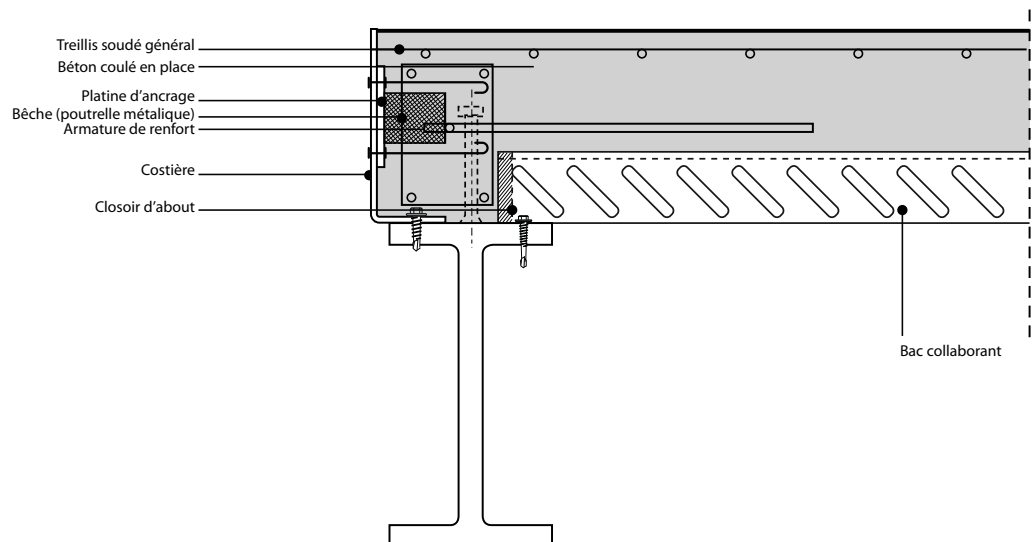
f_{ctm} Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton.

Figure 41.a – Platine d'ancrage de façade travaillant en traction/compression uniquement en about de plancher



Dans le cas contraire (façade appliquant des efforts tirant-buton et du cisaillement au plancher), une bèche doit être mise en œuvre afin de reprendre le cisaillement vertical.

Figure 41.b – Platine d'ancrage de façade travaillant en about de plancher en traction/compression et cisaillement uniquement



7.21 Fixations des dispositifs de protection collective

Cf. paragraphe 5.6.5.



8.1 Généralités

Il est rappelé que les conditions d'exécution des structures en béton présupposent au préalable selon la NF EN 13670 (cf. l'art 4.1) :

- la disponibilité d'un projet complet de la structure ;
- l'existence d'une direction du projet chargée du contrôle des travaux, permettant l'exécution d'une structure conforme ;
- l'existence d'une direction de chantier chargée de l'organisation des travaux, assurant l'utilisation correcte et en sécurité du matériel, la qualité satisfaisante des matériaux, l'exécution d'une structure conforme, et son maintien en état de sécurité jusqu'à la réception des travaux.

La Norme NF EN 13670 suppose que les travaux sont réalisés par un personnel compétent doté du matériel et des moyens suffisants pour accomplir sa tâche dans le respect des prescriptions de la Norme NF EN 13670.

Il est supposé que le constructeur se conforme aux réglementations nationales et aux normes concernant par exemple :

- management de la qualité ;
- qualifications du personnel pour les différentes activités concernées par la présente norme ;
- hygiène et sécurité pendant les travaux ;
- aspects environnementaux ;
- entreprise qualifiée par un organisme accrédité COFRAC.

La présente norme suppose que la structure, après achèvement, est utilisée comme prévu au projet et soumise à inspection programmée et à l'entretien nécessaire pour respecter la « durée de vie de projet prévue » et permettre de détecter toute faiblesse ou comportement imprévu.

Par ailleurs l'article 4.2 Documentation et notamment le 4.2.1 Spécifications après exécution de la NF EN 13670 précisent que :

- Les spécifications d'exécution de toute partie des travaux doivent être finalisées et disponibles avant leur commencement ;
- Les éléments suivants doivent être inclus dans les spécifications d'exécution :
 - la référence à la NF EN 13670 et, si publiée, à son annexe nationale ;
 - la référence aux autres Normes européennes et agréments techniques européens concernés ;
 - la référence aux réglementations nationales et normes appropriées ;

- la documentation du projet contenant des informations et exigences pour le projet concerné en vue de compléter et préciser les prescriptions des documents ci-dessus ;
- les plans et autres documents techniques nécessaires à l'exécution.

Le Tableau A.1 de l'Annexe A de la NF EN 13670 contient une liste des exigences et informations qui peuvent être à inclure dans les spécifications d'exécution en tant que de besoin. L'annexe H fournit des indications sur le contenu d'une annexe nationale à cette norme.

Il convient de respecter la norme NF EN 13 670 et son complément national et notamment l'article 8 et l'annexe F notamment.

Il en résulte donc que :

L'entreprise responsable de l'exécution du chantier doit avoir un personnel formé, et une expérience reconnue dans le domaine des planchers collaborants.

Les conditions de chantiers doivent limiter :

- les accumulations locales de béton ;
- le nombre de personnes situées dans une zone de travail de 3 m x 3 m.

Ces conditions peuvent être respectées avec les modalités suivantes :

- mise en œuvre du béton à la pompe avec un embout souple de diamètre réduit ;
- une vérification de la hauteur du béton à la pige ou au laser (cf. 8.13) ;
- si les conditions de chantier le permettent, remplissage du béton dans le sens des nervures sur la longueur de la tôle, de manière à répartir le béton sur la totalité de la tôle ;
- prévoir une classe de consistance de béton S4 (au sens de la NF EN 206/CN), pour le cas des planchers sans pente ;
- réglage fin des creux et des bosses de surface, lissage à la taloche, rebouchage autour des trémies ou réservations ;
- progression de l'équipe « à reculons ».

Les points suivants doivent aussi être contrôlés :

- la pose du bac dans le bon sens ;
- les conditions d'appui des bacs ;
- le respect des dispositions concernant les vis de coutures ;
- la réalisation de l'étanchéité des réservations ;
- la mise en place de scotch pour la laitance ;
- la mise en œuvre des renforts prévus aux niveaux des trémies ;
- la mise en place des étalements ;
- le respect du diamètre et d'enrobage des armatures ;
- la mise en place des dispositifs de sécurité.

De plus selon l'article 4.4. (1) de la NF EN 13670 et de son complément national, lorsque le contrôle révèle une non-conformité, une action appropriée doit être entreprise afin d'assurer que la structure soit apte à remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. De plus l'article 4.4. (2) précise l'ordre des aspects qui doivent être analysés.

8.2 Fiches de suivi

Ce type d'ouvrage nécessite l'intervention de 3 corps de métier spécialisés donc 3 fiches de suivi sont à réaliser pour chacun des entrepreneurs ou entreprises :

- Fiche de suivi concernant la pose des bacs, les vis de couture, l'étanchéité contre les fuites de laitance, la sécurité collective ;

- Fiche de suivi concernant les étalements, les ossatures primaires et les bacs ;
- Fiche de suivi concernant le ferrailage et le bétonnage.

Chaque entreprise fournira à la fin de son intervention la fiche de suivi (cf. annexe N) à l'intervenant suivant.

8.3 Pose du coffrage et des costières

Le coulage du béton, doit s'effectuer sur la face du coffrage appropriée. Cette face est repérée par le fabricant du coffrage par un étiquetage portant la mention « face coté béton » ou similaire. L'entreprise de pose doit ainsi s'assurer que le coffrage est posé dans le bon sens.

Les costières doivent avoir une hauteur correspondant à l'épaisseur hors tout de la dalle.

8.4 Choix des fixations des coffrages sur leurs supports

Il convient de mettre en œuvre des fixations conformes aux paragraphes 5.4 et 7.7. En aucun cas celles-ci ne doivent être substituées par d'autres types de fixations (clou forgés, ...).

8.5 Pose des closoirs

En fonction de la nature de la rive du plancher des closoirs obturant les nervures du profil doivent être mis en œuvre.

De plus, la pose des closoirs est nécessaire lorsque la tôle de coffrage est interrompue au droit d'un appui intermédiaire ou de rive.

8.6 Etalements

La conception et la mise en place des étalements, s'effectuera en respectant notamment les spécifications du paragraphe 5.3 de la NF EN 13670 et de son complément national ainsi que le paragraphe 7.8 des présentes recommandations.

Il convient notamment de désigner dans les procédures d'exécution la personne chargée de contrôler les étalements et ouvrages provisoires avant mise en charge ; il s'agit du COP (Charge des ouvrages provisoires) dans le cadre du fascicule 65.

La surface d'appui des étais, la position verticale de l'étais et la stabilité générale de l'ouvrage est à vérifier avant coulage.

La note de calcul du plancher collaborant doit faire mention du nombre de file d'étais.

Il est rappelé que les étalements doivent être démontés après que le béton ait atteint une résistance suffisante (cf. article 5.7(1) de la NF EN 13670).

Par ailleurs, les efforts dans l'étalement doivent être relâchés suivant une séquence assurant que les autres éléments de l'étalement ne sont pas soumis à des sollicitations excessives. La stabilité de l'étalement doit être maintenue pendant le relâchement des efforts et le démontage (cf. art 5.7 (3) de la NF EN 13670).

8.7 Contrôle de l'armature avant coulage

Avant tout coulage il convient de s'assurer que :

- Les barres acier feu dans les nervures sont calées par cale étoile ou similaire et qu'elles ne reposent pas en fond de nervure directement sur le bac ;

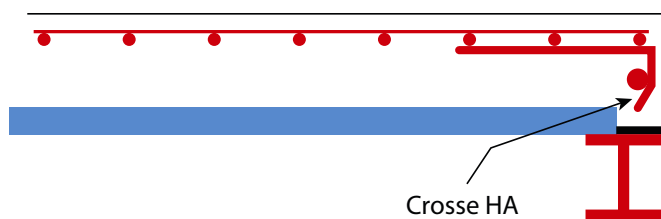
- La nappe de treillis inférieure est calée suivant les Eurocodes sur les nervures hautes de bac et qu'elle ne doit pas être plaquée directement sur les bacs.

NOTE

Il faut s'assurer de la stabilité d'un calage effectué par barres HA attachées au treillis soudé.

- Le recouvrement des treillis soudés est défini selon la NF EN 1992-1-1 ;
- La nappe de treillis haute en chapeau est calée pour assurer un enrobage par rapport au nu extérieur conformément aux Eurocodes ;
- Les armatures de renforts sont calées sur les 4 côtés des trémies ;
- Toute la périphérie du plancher doit disposer de chainage (cf. figure 42) ;
- Les sections et répartition d'armature correspondent à celles indiquées sur la note de calcul du plancher.

Figure 42 – Principe de chainage périphérique



8.8 Épaisseur de béton au coulage – effet de mare – contrôle des épaisseurs de béton – analyse des fiches techniques

Les fiches techniques donnent un poids de dalle théorique sans effet de marre. Il convient de déterminer les quantités de béton en tenant compte lorsque nécessaire de l'effet de marre (voir note de calcul du plancher).

NOTE

En pratique, les notes de calcul donnent les quantités réelles de béton (poids et litrage), tenant compte des portées, de l'effet de marre et des flèches du bac conformément à la NF EN 1994-1.

8.9 La granulométrie et D_{max} associé

Le béton est défini dans la NF EN 206/CN.

NOTE

C'est la dimension maximale du tamis par laquelle la dimension des granulats est déterminée selon la NF EN 12620. Le cas courant de la NF EN 206/CN donne 20 à 25 mm.

8.10 Accumulations locales de béton

Elles sont à proscrire absolument. Le coulage à la pompe est recommandé avec un embout souple de diamètre réduit avec ouvrabilité S4 ou S3 si vibration (sauf en zone de pente).

La hauteur de chute du béton doit être réduite au strict minimum (20 cm).

8.11 Nombre de personnes situées dans la zone de travail 3m x 3m

Il ne doit pas y avoir plus de 3 personnes dans la zone de coulage.

8.12 Modalité d'utilisation du béton à la pompe

Le béton doit être mis en œuvre de préférence par bandes longitudinales au bac.

L'objectif est de minimiser la charge en fin de coulage sur la dernière travée et le dernier bac. L'équipe de bétonnage doit progresser à reculons par rapport à une rive ou côté du bâtiment.

Dans tous les cas un béton S4 permet d'éviter les accumulations de béton.

8.13 Utilisation de piges ou laser

Le contrôle des hauteurs de béton peut s'effectuer soit :

- au laser dans le cas d'un béton S4 ;
- à la pige dans les autres cas.

L'épaisseur finale du plancher comprend la hauteur du profil, la hauteur h_c et l'effet de marre ($\delta_{s',max} < L/180$).

8.14 Classe de consistance minimale du béton

La classe de consistance minimale du béton est S4 ou S3 si vibration au sens de la NF EN 206/CN.

8.15 Serrage du béton

Il convient d'effectuer un serrage du béton conformément à l'article F.8.4 de la NF EN 13670 et de son complément national.

Le béton doit être vibré modérément, car les éléments métalliques transmettent mieux les vibrations que les éléments de coffrage traditionnels.

De ce fait, des vibrations exagérées conduiraient à une ségrégation trop importante du béton.

Un béton S4 au minimum avec fluidification permet d'éviter la vibration.

Un béton de catégorie inférieure à S4 implique un serrage par vibration obligatoire.

8.16 Cure du béton

La norme NF EN 13670 et son complément national NF EN 13670/CN article 8 et annexe F notamment s'appliquent.

8.17 Maîtrise de la fissuration du béton lors de l'exécution

La fissuration du béton est normale dans toute structure en béton armé.

C'est un phénomène inhérent à la nature du matériau.

Le respect des présentes recommandations vise à limiter la densité d'ouverture des fissures sans prétendre éviter leur formation.

Il convient également de mettre en œuvre les dispositions données en A7.

8.18 Dispositif de sécurité des personnes

Les dispositions constructives du plancher doivent permettre de satisfaire aux exigences réglementaires concernant la protection contre les chutes du personnel amené à travailler ou à circuler sur le plancher.

Ils doivent être positionnés avant la mise en œuvre des bacs et doivent rester en place jusqu'à ce que le chantier soit terminé.

Il convient de se référer au guide OPPBTP de la sécurité pour travaux de couverture afin de déterminer les dispositifs de protection collective adéquat.

Ces dispositifs de protection collective doivent répondre à l'impératif d'efficacité aussi bien lors de leur mise en place ; pose et dépose n'exposant pas le personnel qui les installe à un risque de chute ; qu'en cours d'utilisation (emplacement, dimensions, résistance et stabilité devant permettre d'empêcher ou d'arrêter la chute du personnel dans de bonnes conditions de sécurité).

Les dispositifs de protection collective contre les risques de chute à l'extérieur du bâtiment (rives de plancher) peuvent être :

- Des garde-corps solidement fixés sur tout le périmètre de la structure supportant le plancher et constitués d'éléments résistants et jointifs, ou écartés de façon telle qu'ils ne puissent permettre le passage d'un corps humain ;
- Des plates-formes de travail en encorbellement placées sous la rive du plancher et fixées à la structure par l'intermédiaire d'attaches volantes ;
- Des échafaudages constitués de consoles métalliques, planchers garde-corps assemblés au sol avant levage et fixés sur des ancrages ou assemblés et fixés en hauteur sur des ancrages.

Les dispositifs de protection collective contre les risques de chute à l'intérieur du bâtiment (i.e. trémies) peuvent être soit des filets placés au plus près de la sous-face du plancher soit des découpes des bacs collaborants dès la pose des ouvrages traversant le bac si cette solution est retenue.

8.19 Arrêt de coulage

Les reprises de bétonnage doivent suivre les recommandations professionnelles de la FFB pour l'exécution des reprises de bétonnage Edition février 2001.

Les arrêts de bétonnage sont à proscrire au droit des balcons et porte-à-faux d'une manière générale.

Ils feront l'objet d'une étude spécifique sur le plan de ferrailage.

8.20 Temps de séchage du béton

8.20.1 Cas courant

Le béton obtient sa résistance caractéristique au bout de 28 jours.

8.20.2 Cas des planchers recevant un revêtement

L'entreprise qui intervient sur le plancher en bac collaborant doit :

- Respecter les dispositions constructives (joints,) ;
- Vérifier la cohérence entre le matériau qu'elle utilise et la flèches /ferrailage du plancher ;

- S'assurer que le support est apte à recevoir un revêtement (test de teneur en eau du support, test de cohésion ou d'adhérence, ... selon le DTU du revêtement concerné).

8.21 Conditions de coulage

8.21.1 Généralités

Les conditions de température minimales ci-dessous doivent être respectées afin d'assurer l'adhérence du béton au bac collaborant.

8.21.2 Conditions climatiques

Sauf dispositions contraires des DPM, la mise en place n'est pas autorisée lorsque la température ambiante sur chantier est inférieure à -5°C ou supérieure à $+40^{\circ}\text{C}$.

8.21.3 Bétonnage par temps froid

Lorsque la température ambiante prévisible sur chantier est comprise entre -5°C et $+5^{\circ}\text{C}$, les dispositions décrites dans les spécifications d'exécution faisant partie des DPM doivent être prises pour la mise en place du béton jusqu'à ce que la zone de surface ait atteint une résistance suffisante pour résister au gel (par exemple 5 MPa) en complément de celles relatives à la cure du béton.

NOTE

Ces dispositions peuvent être, par exemple, le chauffage du béton.

Il faut protéger le béton au jeune âge contre le gel : si malgré les précautions particulières mises en œuvre, une partie du béton venait à geler, cette partie devrait être démolie.



9.1 Cas des plafonds

Les systèmes de plancher collaborant permettent de suspendre des plafonds rapportés.

9.2 Cas des protections rapportées en sous face

Les systèmes de plancher collaborant permettent d'appliquer par projection une protection en sous-face des bacs.

9.3 Cas des revêtements de sol

9.3.1 Généralités

Tout revêtement de sol peut être mis en œuvre sur la table de compression en béton.

NOTE

Chaque DTU de revêtement de sol fixe des critères propres au revêtement de sol visé. Pour rappel, il appartient à l'entreprise qui exécute les travaux de revêtement de sol de réaliser des essais le cas échéant, dans le cadre de la réception du support.

Les paragraphes suivants précisent les dispositions particulières (conditions de flèches, conditions de fissuration et pourcentage minimum d'armature à respecter pour maîtriser la fissuration).

On entend par revêtement fragile tous revêtements adhérents et les couches d'usure.

Lorsqu'une condition d'ouverture de fissure est fixée aux DPM (par exemple dans le cas de mise en œuvre de revêtement de sol fragile) et dans le cas de surfacage lisse avec incorporation de couche d'usure, les dispositions suivantes s'appliquent au droit des poutres principales, parallèles aux nervures :

- étaielement « non bridé » des solives, avec espacement entre étais de 4 m maximum, d'une durée de 7 jours minimum après le coulage du béton ;

- 5 cm²/ml de section minimale de l'armature supérieure sur une longueur supérieure ou égale à 20 % de la portée des solives, de chaque côté de la poutre principale ; les armatures complémentaires sont posées au-dessus du treillis soudé général ;
- épaisseur minimale du plancher respectant les prescriptions d'enrobage des armatures sur appui.

9.3.2 Cas du revêtement de sol fragile

Il faut dans ce cas adapter la condition de flèche (conformément au § 3.3, aux Eurocodes ou au DPM) et respecter le pourcentage d'armature minimum (0.4 % de h_c).

9.3.3 Sols scellés

Les sols scellés nécessitent une chape placée au-dessus de la dalle de béton. Pour ce type de finition, il conviendra d'adapter le critère de flèche, de respecter le pourcentage minimal d'armature de 0.4 % de h_c et de prendre en compte un critère de fissuration adapté (cf. paragraphes calculs 3.3).

9.3.4 Sols collés

Deux cas sont à considérer :

- Dans le cas de carrelage collé, il conviendra d'adapter le critère de flèche, de respecter le pourcentage minimale d'armature de 0.4 % de h_c et de prendre en compte un critère de fissuration adapté (cf. paragraphes calculs 3.3).
- Dans le cas de revêtements en matières souples ceux-ci ne sont pas en général sensibles aux fissurations, auquel cas les dispositions générales s'appliquent.

9.3.5 Revêtements de sols industriels

Il convient également de respecter le critère de flèche et le pourcentage minimum d'armature (0.4 % de h_c) pour limiter la fissuration.

9.3.6 Niveaux intermédiaires des parkings aériens largement ventilés

L'état de surface sera de type surfacé ou lissé à la truelle mécanique afin de faciliter l'écoulement naturel des eaux de pluie.

A

VÉRIFICATIONS MÉCANIQUES DES PLANCHERS COLLABORANTS

A.1 Exigence de stabilité mécanique

L'application de la méthode de dimensionnement ou de justification, donnée ci-après doit être effectuée en utilisant les caractéristiques de calcul données aux annexes B et D. Les principes de calcul du présent chapitre sont basés sur ceux de la NF EN 1993-1-3, de la NF EN 1994-1-1 et de leurs annexes nationales respectives, dans l'hypothèse d'un dimensionnement assisté par des essais. Le dimensionnement par calcul uniquement de la plaque métallique de coffrage en phase de coulage, dont les méthodes sont décrites dans la NF EN 1993-1-3, son annexe nationale et complétée par l'annexe C, est également possible.

A.2 Actions à considérer en phase de construction

A.2.1 Actions de construction

Sauf charges plus sévères précisées dans les Documents Particuliers du Marché (DPM), les actions sont définies dans la NF EN 1991-1-6 complétées par les figures et le tableau A.1a ci-dessous :

Figure A.1.a – Définition du chargement du plancher en phase de coulage, bacs sur deux et 3 appuis

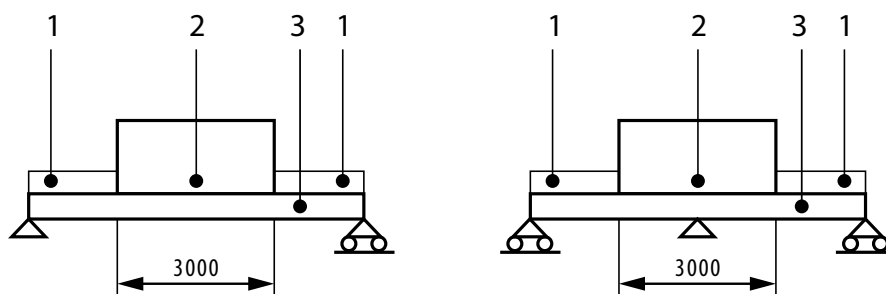
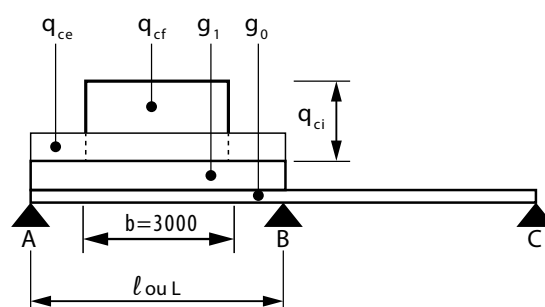


Tableau A.1 – Définition des chargements appliqués

Actions	Surface soumise à une charge	Charge en kN/m ²
(1)	À l'extérieur de l'aire de travail	0,75 correspondant à Q_{ca}
(2)	À l'intérieur de l'aire de travail 3m x 3m (ou la portée de la travée si elle est inférieure)	10 % du poids propre du béton mais au moins 0,75 et au plus 1,5. Inclut les charges Q_{ca} et Q_{cf}
(3)	Aire réelle	Poids propre du coffrage, de l'élément porteur (Q_{cc}) et poids du béton frais pour l'épaisseur de calcul et de l'effet de mare lorsqu'il doit être considéré conformément à l'Eurocode (Q_{cf})

Figure A.1.b – Schématisation des charges en phase de construction



Les notations sont données dans le tableau A.2 ci-dessous :

Tableau A.2 – Notations des aires de travail

Actions	Surface soumise à une action	Notations
(1)	À l'extérieur de l'aire de travail	q_{ce} à l'extérieur de (2)
(2)	À l'intérieur de l'aire de travail de dimension en plan 3m x 3m (ou la portée de la travée si elle est inférieure)	q_{ci} à l'intérieur de (2)
(3)	Aire réelle	Le poids propre du coffrage, de l'élément porteur (Q_{cc}) et poids du béton frais pour l'épaisseur de calcul et de l'effet de mare lorsqu'il doit être considéré conformément à l'Eurocode (Q_{cf}) = g_{maj}

$q_{cf} = 0.25$ à 1 kN/m^2 : charge de construction à l'intérieur de la zone de travail. En l'absence d'informations dans les DPM, cette charge q_{ci} est prise à 0.25 kN/m^2 .

Cette charge q_{ci} devra être de 0.5 kN/m^2 lorsque des dispositifs de lissage mécanique sont requis.

$q_{ce} = 0,5 \text{ kN/m}^2$: charge de construction à l'extérieur de la zone de travail.

A.2.2 Charge permanente

Les charges permanentes comprennent :

- Le poids propre des tôles Q_{cc} ;
- Le poids propre du béton frais $Q_{cf} : p_{vol} \times (h - v)$;
- L'effet de marre lorsqu'il doit être considéré conformément à l'Eurocode (auquel cas à incorporer dans Q_{cf}) : $p_{vol} \times 0,7 \times \delta$ (cf. paragraphe 9.3.2 (2) de la NF EN 1994-1-1).

Pour les vérifications en phase mixte :

- $g = Q_{cc} + Q_{cf}$;
- Charges permanentes appliquées au plancher : g' .

A.2.3 Actions de stockage

Sans objet dans le cadre des présentes recommandations professionnelles.

A.2.4 Actions à considérer en phase de construction

Il convient de se référer aux tableaux A.3 et A.4 ci-après.

A.3 Combinaisons et effets du chargement en phase de construction

Les combinaisons à considérer dans les vérifications sont :

- Combinaison ELU : $1,35 (Q_{cc} + Q_{cf}) + 1,5 \cdot q_{ci} + 1,5 \cdot \Psi_{0,2} q_{ce}$ avec $\Psi_{0,2} = 0,6$;
- Combinaison ELS₁ pour le calcul du couple M/R dans la vérification post-élastique : $(Q_{cc} + Q_{cf}) + q_{ce}$;
- Combinaison ELS₂ pour le fléchissement des bacs : $(Q_{cc} + Q_{cf})$.

Les différentes combinaisons à utiliser à chaque vérification sont synthétisées dans le tableau A.3 à A.5 ci-dessous :

Les chargements sont toujours positionnés pour générer les sollicitations les plus importantes.

Tableau A.3 — Combinaisons de charges à utiliser, paragraphes et chargements associés en 2 appuis

	Paragraphe des recommandations professionnelles	Combinaison	Schéma mécanique correspondant
Vérification en travée	A.4.1.3	ELU	
Vérification sur appui	A.4.1.4	ELU	
Vérification de la flèche (paragraphe 9.6 EN 1994-1-1)	A.4.1	ELS ₂	

Tableau A.4 — Combinaisons de charges à utiliser, paragraphes et chargements associés en 3 appuis

	Paragraphe des recommandations professionnelles	Combinaison	Schéma mécanique correspondant
Justifications dans le domaine élastique			
– Vérification sur appui intermédiaires par M/R	A.4.1.2	ELU	
– Vérification en travée	A.4.1.3	ELU	
– Vérification sur appui d'extrémité	A.4.1.4	ELU	
– Vérification de la flèche en phase provisoire (fléchissement des tôles)	A.4.1	ELS ₂	
Justifications dans le domaine post-élastique (sur appui définitif)			
– Condition nécessaire : Vérification sur appui intermédiaire par l'interaction M/R	A.4.2.1	ELS ₁	

	Paragraphe des recommandations professionnelles	Combinaison	Schéma mécanique correspondant
– Vérification en travée, en tenant compte de la rotule plastique sur appui	A.4.2.2 A.4.2.3	ELU	
– Vérification sur appui d'extrémité	A.4.2.4	ELU	

Tableau A.5 – Combinaisons de charges à utiliser, paragraphes et chargements associés en travées égales

	Paragraphe des recommandations professionnelles	Combinaison	Schéma mécanique correspondant
Justifications dans le domaine élastique			
– Vérification sur appui intermédiaire par M/R	A.4.1.2	ELU	
– Vérification en travée	A.4.1.3	ELU	

	Paragraphe des recommandations professionnelles	Combinaison	Schéma mécanique correspondant
– Vérification sur appui d'extrémité	A.4.1.4	ELU	
– Vérification de la flèche en phase provisoire (fléchissement des tôles)	A.4.1	ELS ₂	
Justifications dans le domaine post-élastique (sur appui définitif)			
– Condition nécessaire : Vérification sur appui intermédiaire par l'interaction M/R	A.4.2.1	ELS ₁	
– Vérification en travée, en tenant compte de la rotule plastique sur appui	A.4.2.2	ELU	
	A.4.2.3		
– Vérification sur appui d'extrémité	A.4.2.2 A.4.2.4	ELU	

La situation de calcul devra être celle correspondant à la situation la plus pénalisante.

Lorsque les portées des travées en continuité sont inégales, les vérifications des travées d'extrémité ne suffisent pas. Il convient généralement de vérifier d'autres travées intérieures.

NOTE

Le positionnement de l'aire de travail sera centré soit sur appui intermédiaire soit en milieu de travée.

L'appui intermédiaire peut être un étais (portée ℓ entre étais) ou appui définitif (portée L entre appuis).

A.4 Vérifications en phase de construction

A.4.1 Vérification du fléchissement des tôles

Le fléchissement des tôles est apprécié sous l'effet du poids propre de la dalle comprenant la tôle et le béton armé. La flèche en milieu de travée ne doit pas dépasser 1/180^{ème} de la portée entre appuis (les files d'étais étant considérées comme des appuis dans cette situation).

Ce fléchissement est d'abord calculé sous le poids du plancher évalué pour l'épaisseur nominale hors tout h (en m) du plancher à couler :

$$\delta = k_f \frac{5 \cdot \ell^4}{384 E I_{eff}} [Q_{cc} + \rho_{vol} \cdot (h - v)]$$

Avec :

Q_{cc} est le poids propre du coffrage ;

ρ_{vol} est le poids volumique du béton frais pris égal à 25kN/m³ suivant la NF EN 1991-1, ou poids volumique du béton léger ;

v est en m³/m² le volume des vides de nervures en sous face du plancher ;

E est le module d'élasticité de l'acier (210 000 MPa) ;

I_{eff} est en cm⁴/m le moment d'inertie efficace donné dans les valeurs définies dans la fiche technique ;

ℓ est en m la portée entre appuis, les files d'étais étant considérées comme des appuis dans cette vérification ;

k_f = coefficient fonction du nombre de travées entre appuis et étais éventuels, valant :

- 1 pour 1 travée ;
- 0,41 pour 2 travées égales ;
- 0,52 pour 3 travées égales ;
- 0,49 pour 4 travées égales.

L'effet de marre est pris en considération si la flèche δ est strictement supérieure à $h/10$, h étant l'épaisseur hors-tout de la dalle. Si cette limite est dépassée, le calcul de la flèche f doit être mené selon les formulations du présent paragraphe ; sinon il est admis que : $f = \delta$.

On calcule ainsi la flèche f :

$$f = k_f \frac{5 \cdot \ell^4}{384 E I_{eff}} [Q_{cc} + Q_{cf}]$$

Avec $Q_{cf} = \rho_{vol} \cdot (h - v + 0,7 \cdot \delta)$

La flèche f en milieu de travée ne doit pas dépasser 1/180^{ème} de la portée ℓ (les files d'étais étant considérées comme des appuis dans cette situation) :

$$f \leq \frac{\ell}{180}$$

A.4.2 Vérifications de résistance dans le domaine élastique

Les vérifications consistent à s'assurer que les effets des actions ne dépassent pas les valeurs de résistances de calcul telles qu'indiquées dans la fiche technique définissant les limites du domaine élastique pour le coffrage considéré. Notamment, la formation de rotules plastiques n'est pas autorisée au-dessus de tout étai.

NOTE

Les caractéristiques sur appui intermédiaire données dans la fiche technique doivent distinguer les cas bac pré-percé/bac non pré-percé.

A.4.2.1 VÉRIFICATION SUR APPUI INTERMÉDIAIRE

La fiche technique donne les valeurs de calcul permettant de tracer le contour tel que celui présenté ci-après mettant en relation le moment négatif et la réaction d'appui concomitante agissant sur un appui tel qu'une file d'étais. Le contour présente une forme nécessairement convexe mais pouvant comporter des sommets intermédiaires sur la branche descendante. Dans ce cas, une droite telle que $M = M_0 - \alpha \cdot R$ est considérée pour chacun des côtés du contour (cf. figures A.2.a et A.2.b).

L'intégrité de la tôle sur un appui n'est plus vérifiée si, à l'ELU, le point représentatif du couple de valeurs de calcul : moment fléchissant et réaction d'appui au-dessus d'un appui, franchit le contour limite.

Ce contour limite est établi expérimentalement pour une spécification de la tôle (épaisseur nominale et limite d'élasticité) et pour au moins une largeur b_b de l'appui intermédiaire. Le tracé est utilisable pour des largeurs d'appuis supérieures à celle utilisée à l'essai, mais ne dépassant pas 200 mm. Lorsque la fiche technique présente des valeurs établies pour plusieurs largeurs d'appui encadrant la largeur prévue au projet, il est procédé à une interpolation linéaire des valeurs données pour en déduire les valeurs de calcul à utiliser.

La figure A.2.a donne un tracé typique de la relation $M_{(R)}$ aux ELU.

Figure A.2.a – Contour limite de la relation Moment/réaction d'appui (M/R) – Diagramme d'interaction $M_{(R)}$ aux ELU – cas de l'interpolation linéaire

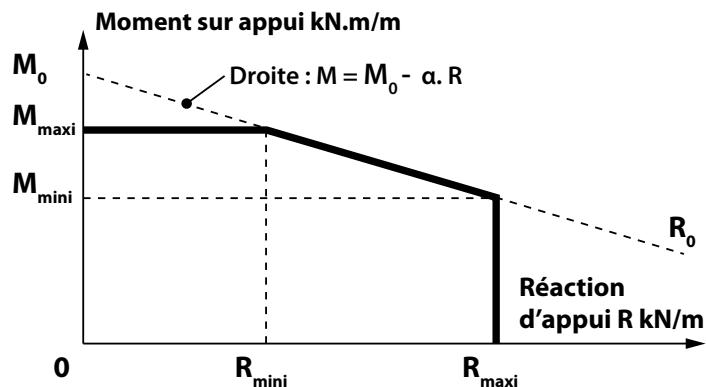
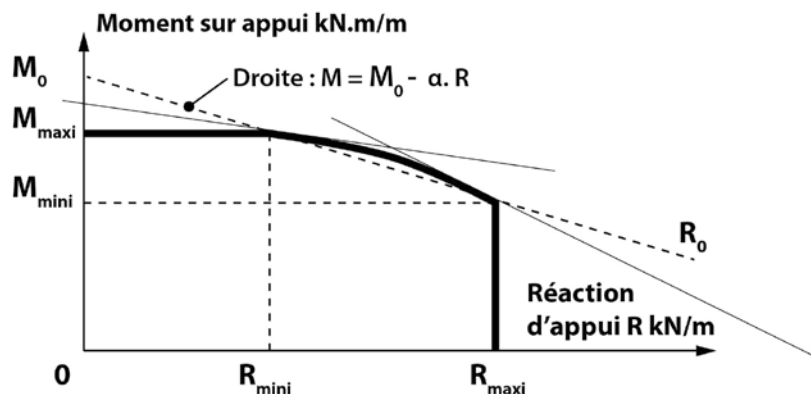


Figure A.2.b – Contour limite de la relation Moment/Réaction d'appui (M/R) – Diagramme d'interaction $M_{(R)}$ aux ELU – exemple du cas de l'interpolation par facettes



La fiche technique fournit les valeurs de $M_{\max i}$ et $R_{\max i}$ et les paramètres de la droite $M_0 - \alpha * R$ dans le cas de l'interpolation linéaire, ou ceux pour l'ensemble des segments de droites qui ferment le tracé.

La justification consiste à vérifier les trois critères suivants où $M_{E,d}$ et $R_{E,d}$ agissants sont connus et évalués sous la combinaison ELU.

Critère de flexion :

$$M_{E,d} \leq M_{\max i}$$

Avec :

$M_{\max i}$ est la valeur de la capacité résistante en flexion sur appui sous charges descendantes donnée dans la fiche technique

$M_{E,d}$ est la valeur du moment fléchissant agissant sur appui évalué sous combinaison ELU.

NOTE

On utilise $M_{\max i}$ avec un signe positif lorsque la semelle supérieure est tendue.

Critère de résistance sur appui intermédiaire :

$$R_{E,d} \leq R_{\max i}$$

Avec :

$R_{\max i}$ est la valeur de la capacité résistante en compression sur appui intermédiaire sous charge descendante donnée dans la fiche technique.

$R_{E,d}$ est la valeur de la réaction sur appui intermédiaire agissant évaluée sous combinaison ELU.

NOTE

On utilise $R_{\max i}$ avec un signe positif lorsque la réaction est dirigée vers le haut.

Le point (M, R) doit se situer en dessous de ou sur la droite reliant les points (0 ; M_0) et (R_0 ; 0) avec M_0 et R_0 donnés dans la fiche technique.

Critère d'interaction moment et réaction d'appui sur appui intermédiaire :

$$M_{E,d} \leq M_0 - \alpha * R_{E,d}$$

A.4.2.2 VÉRIFICATION DU MOMENT POSITIF EN TRAVÉE

La vérification consiste à s'assurer que le moment positif agissant en travée reste au plus égal au moment positif résistant de calcul du profil.

$$M_{t,E,d} \leq M_{t,Rd}$$

Avec :

$M_{t,Rd}$ est la valeur de la capacité résistante en flexion en travée sous charges descendante donnée dans la fiche technique ;

$M_{t,E,d}$ est la valeur du moment fléchissant agissant en travée évaluée sous combinaison ELU.

A.4.2.3 VÉRIFICATION DE L'APPUI D'EXTRÉMITÉ

Critère d'effort tranchant :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,u}$$

Où :

- $V_{Rd,u}$ est la valeur de la capacité résistante à l'effort tranchant $V_{b,Rd}$ donnée dans la fiche technique pour une épaisseur non supérieure à celle du projet et pour une profondeur d'appui u au moins égale à celle du projet ;

- $V_{E,d}$ est évalué sous combinaison ELU.

Critère de réaction sur appui :

$$R_{Ed} \leq R_{w,Rd,u}$$

Où

$R_{w,Rd,u}$ est la valeur de capacité résistante en compression sur appui de rive donnée dans la fiche technique pour une épaisseur non supérieure à celle du projet et pour une profondeur d'appui u au moins égale à celle du projet ;

$R_{E,d}$ est évalué sous combinaison ELU.

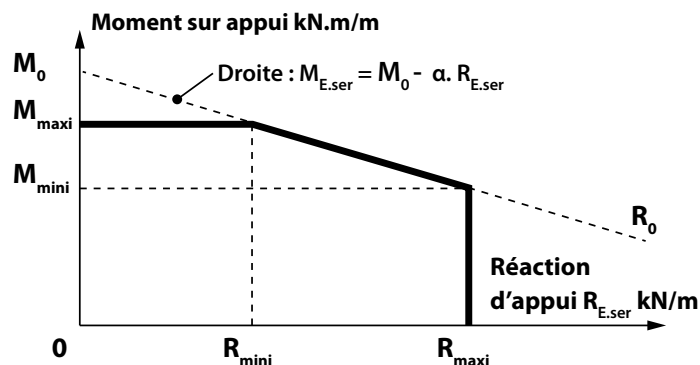
A.4.3 Vérifications de résistance dans le domaine post-élastique

A.4.3.1 PRINCIPE DE LA JUSTIFICATION À VÉRIFIER

Ce type de vérification n'est admis qu'au-dessus d'appuis définitifs. Les vérifications consistent à s'assurer d'abord qu'il ne se développera pas une rotule plastique aux appuis définitifs intermédiaires sous l'effet des actions à l'Etat Limite de Service.

Le tracé de contrôle à utiliser à l'ELS est celui de la relation $M_{E,ser}(R_{E,ser})$ présenté en figure A.3 :

Figure A.3 – Contour limite de la relation Moment/réaction d'appui (M/R) Diagramme d'interaction $M_{(R)}$ au ELS



La fiche technique fournit les valeurs de M_{maxi} et R_{maxi} et les paramètres de la droite $M_0 - \alpha \cdot R_{E,ser}$ ou ceux pour l'ensemble des segments de droites qui ferment le tracé.

NOTE

En France, le coefficient 0.9 (Art 7.2 EN 1993-1-3 2007) a été ramené à 1.0 compte tenu de l'expérience reconnue et réussie des Documents Techniques d'Application.

La justification consiste à vérifier simultanément les trois critères suivants où $M_{E,d}$ et $R_{E,d}$ agissants sont connus et évalués sous la combinaison ELS₁.

Critère de moment de flexion sur appui intermédiaire :

$$M_{E,d} \leq M_{maxi}$$

NOTE

On utilise M_{maxi} avec un signe positif lorsque la semelle supérieure est tendue.

Critère de réaction d'appui intermédiaire :

$$R_{E,d} \leq R_{maxi}$$

NOTE

On utilise R_{maxi} avec un signe positif lorsque la réaction est dirigée vers le haut.

Critère d'interaction moment/réaction d'appui sur appui intermédiaire :

Le point $(M_{\text{Eser}}, R_{\text{Eser}})$ doit se situer en dessous de ou sur la droite reliant les points $(0 ; M_0)$ et $(R_0 ; 0)$ avec M_0 et R_0 donnés dans la fiche technique.

$$M_{\text{E,d}} \leq M_0 - \alpha * R_{\text{Eser}} \text{ dans le cas d'un seul couple } M_0 \text{ et } R_0$$

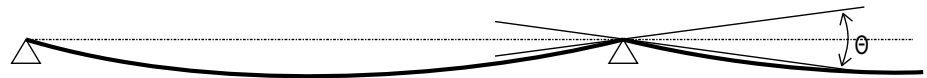
Dans le cas d'interpolation par segments de droite, il convient de faire la vérification pour chaque segment de droite.

Si cette vérification échoue, les justifications de résistance doivent être établies à l'ELU dans le domaine élastique.

Si les trois critères sont satisfaits, une justification à l'état limite ultime est admise dans le domaine post élastique avec une déformation plastique localisée sur appui intermédiaire à l'ELU. Du fait de cette déformation locale, les plans tangents à la déformée de la tôle de part et d'autre de l'appui forment entre eux un angle θ . La fiche technique fournit les informations permettant de connaître l'évolution du moment réagissant développé par la tôle en fonction de l'angle θ (décroissance du moment lorsque l'angle augmente).

Lorsque θ augmente (cf. figure A.4 ci-dessous), le moment en travée augmente et les points de moments nuls dans les travées se rapprochent de l'appui commun. Le rapport M/R pour cet appui décroît. Il est nécessaire de reprendre les calculs du moment réagissant avec une nouvelle loi de variation de la relation $M = f(\theta)$.

Figure A.4 – Rotation plastique sur appui



La justification consiste à montrer que l'équilibre de la travée est atteint sans dépassement du moment résistant positif du profil.

A.4.3.2 EVALUATION DU MOMENT RÉAGISSANT $M_{\text{réag}}(\theta)$ SUR APPUI DU FAIT DE LA FORMATION D'UNE ROTULE PLASTIQUE

Les tableaux $M_{\text{réag}}(\theta)$ donnent dans la fiche technique les valeurs du moment réagissant de calcul développé sur appui par la tôle pour certaines valeurs de la déformation θ pour :

- au moins deux valeurs du rapport M/R ;
- une ou plusieurs épaisseurs de la tôle ;
- une largeur d'appui au moins.

Les valeurs pour un projet sont obtenues par interpolations linéaires :

- dans chacune des colonnes encadrant la valeur instantanée du rapport M/R entre les valeurs de moments correspondant aux valeurs tabulées encadrant la valeur instantanée de θ ;
- entre les valeurs retenues pour l'angle θ dans les deux colonnes en proportion de la valeur instantanée du rapport M/R ;
- si nécessaire entre les valeurs calculées pour des largeurs d'appui encadrant la largeur d'appui du projet en considération de la largeur d'appui prévue au projet.

Optionnellement, pour un calcul simplifié et plaçant en sécurité, les tableaux peuvent donner les valeurs du moment réagissant de calcul $M_{\text{reag}}(\theta_{\text{lim}})$ développé sur appui par la tôle d'épaisseur donnée pour les rotations limites correspondantes θ_{lim} .

L'utilisation de la courbe $M_{\text{res}} - \theta$ peut se faire de plusieurs manières.

Pour établir la note de calcul le principe est le suivant :

1) Par itérations successives

Des itérations successives (choix d'une rotation sur appui, lecture sur la courbe M- θ du moment résiduel M correspondant) sont effectuées :

- appliquer le moment résiduel M sur appui au cas du chantier ;
- déterminer la rotation sur appui correspondant au chargement du chantier ;
- comparer la rotation de chantier avec celle initialement choisie ;
- et itérer ainsi jusqu'à ce que la rotation du cas de chantier et celle de la courbe M- θ et le moment résiduel sur appui lu sur la courbe M- θ soient en correspondance.

2) Par la recherche de l'équilibre des moments

Calcul du moment négatif nécessaire à l'équilibre en travée (non dépassement de la valeur résistante), puis calcul des rotations à droite et à gauche dues au chargement et au moment négatif nécessaire (calcul en travée isostatique). Enfin, comparaison dans le tableau $M_{\text{reag}}(\theta)$ de la valeur du moment réagissant pour la rotation calculée par rapport au moment négatif nécessaire.

3) Par une approche forfaitaire

En prenant pour les calculs de manière forfaitaire M_{reag} correspondant à un angle de radians.

NOTE

La valeur de la rotation θ_{lim} est à adopter en fonction de la rotation maximale attendue.

En l'absence d'informations détaillées de la part du fabricant du coffrage cette valeur θ_{lim} est arbitrairement limitée à 0.15 rad.

A.4.3.3 JUSTIFICATION DU MOMENT POSITIF

La justification de stabilité de la tôle est apportée lorsque à l'ELU :

- le moment agissant $M_{\text{t,Ed}}$ nécessaire pour assurer l'équilibre de la travée en correspondance avec le moment négatif sur appui $M_{\text{reag}}(\theta)$ reste au plus égal au moment résistant positif du profil et ;
- lorsque la rotation calculée θ ne dépasse pas la valeur de rotation correspondant au moment $M_{\text{reag}}(\theta)$.

Critère de vérification du moment en travée :

$$M_{\text{t,Ed}} \leq M_{\text{t,Rd}}$$

Avec :

$M_{\text{t,Rd}}$ est le moment résistant en travée aux ELU

$M_{\text{t,Ed}}$ est évalué sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{\text{reag}}(\theta)$

M_{reag} peut être établi par essais sur des largeurs d'appuis spécifiées et peut être interpolé par calculs entre les largeurs d'appuis spécifiées et valeur de la rotation θ .

A.4.3.4 VÉRIFICATION DE L'APPUI D'EXTRÉMITÉ

Le schéma statique d'équilibre des travées d'extrémités permet de calculer la réaction d'appui d'extrémité V_{Ed} sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{reag}(\theta)$ sur l'appui intermédiaire de la travée d'extrémité.

On vérifie alors que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,u}$$

Où :

$V_{Rd,u}$ est la capacité résistante à l'effort tranchant donnée dans la fiche technique pour une épaisseur non supérieure à celle du projet et pour une profondeur d'appui u au moins égale à celle du projet.

V_{Ed} est évaluée sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{reag}(\theta)$.

$$R_{Ed} \leq R_{w,Rd,u}$$

Où :

$R_{w,Rd,u}$ est la capacité résistante à la réaction d'appui donnée dans la fiche technique pour une épaisseur non supérieure à celle du projet et pour une profondeur d'appui u au moins égale à celle du projet.

R_{Ed} est évaluée sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{reag}(\theta)$.

A.5 Vérifications du montage collaborant en service à l'Etat Limite Ultime

A.5.1 Coefficients partiels de sécurité

Les coefficients partiels à appliquer aux caractéristiques des matériaux dans les situations normales d'exploitation sous des charges à caractère statique pour les justifications à l'Etat Limite Ultime du montage collaborant sont :

- pour le béton $\gamma_c = 1,5$;
- pour le profilé $\gamma_p = 1,0$;
- pour les armatures $\gamma_s = 1,15$;
- pour la connexion $\gamma_{vs} = 1,25$.

A.5.2 Vérification de la résistance à la flexion

A.5.2.1 GÉNÉRALITÉS

Dans l'évaluation des moments agissant sur le montage collaborant, il est tenu compte des continuités éventuelles des planchers combinées avec les continuités éventuelles de la tôle.

Les moments sur appuis sont évalués à partir des équations de la résistance des matériaux pour les poutres continues à inertie constante en admettant une minoration pour cause de redistribution d'efforts par fissuration (allongements / raccourcissements des matériaux plus importants sur appui qu'en travée).

Le coefficient de minoration pris usuellement et forfaitairement est de 0,85 (15 % de minoration). Il est pris en compte pour l'établissement des tables de sollicitations de calcul présentées ici dans le cas de travées égales sous charges réparties.

Il convient de porter attention aux éventuelles charges ponctuelles localisées (racks, cloisons lourdes ...) dans le dimensionnement du plancher.

Les moments en travées résultent alors des équations de l'équilibre appliquées à chaque travée pour les cas de charges considérés.

En alternative il est admis que :

- moyennant la vérification des conditions de la NF EN 1992-1-1 (2005) § 5.5.(4) formule 5.10 formule a et b, si les effets de la fissuration du béton sont négligés dans l'analyse aux états limites ultimes, les moments fléchissants négatifs sur des appuis intermédiaires peuvent optionnellement être réduits d'une valeur allant jusqu'à 30 %, ce qui conduit à augmenter en conséquence les moments fléchissants positifs s'exerçant dans les travées adjacentes ainsi que les réactions sur les appuis voisins. Toutefois, le moment réduit sur un appui intermédiaire ne peut être inférieur au moment résistant conféré par l'armature supérieure.

Conformément à la NF EN 1994-1-1 :

- Une analyse plastique sans vérification directe de la capacité de rotation peut être utilisée pour l'Etat Limite Ultime si l'acier d'armature utilisé est de classe C, conformément à l'annexe C de la norme NF EN 1992-1-1, et si la portée n'est pas supérieure à 3m ;
- Une dalle en continuité peut être étudiée comme une succession de travées simplement appuyées (cf. tableau A.3 pour les cas de charges uniformément réparties conformément à l'Eurocode) sous condition de mettre en œuvre une armature nominale sur appuis intermédiaires qui ne soit pas inférieure à :
 - 0,2 % de l'aire de béton situé au-dessus des nervures dans le cas d'un coulage sans étais ;
 - 0,4 % de cette aire lorsqu'il y a recourt à des étais.

A.5.2.2 JUSTIFICATION SOUS MOMENTS DE FLEXION NÉGATIFS

Elle consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Moment agissant M_{Ed}

Le moment agissant est évalué sous l'effet de toutes les charges appliquées, pondérées.

Dans le cas de travées d'égales portées soumises à des charges uniformément distribuées le moment agissant est de la forme :

$$M_{Ed} = L^2/8 \cdot [1,35 \cdot K'_1 \cdot (g+g') + 1,5 \cdot K'_2 \cdot q]$$

g : poids propre du plancher

g' : charges permanentes autres que le poids propre

q : charges d'exploitation

Avec les valeurs K'_1 et K'_2 telles que présentées dans le tableau A.6 ci-dessous :

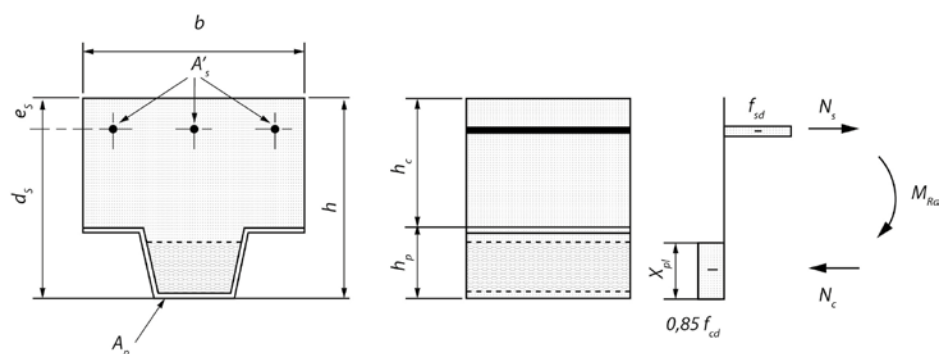
Tableau A.6 – Détermination des coefficients K'_1 et K'_2 à utiliser pour le calcul du moment agissant M_{Ed}

Schéma statique	K'_1	K'_2
	0,85	0,85
	0,68	0,79
	0,73	0,83
	0,48	0,72

Moment résistant M_{Rd}

Le moment résistant est défini en figure A.5.

Figure A.5 – Répartition des contraintes sous moment de flexion négatif – Calcul du moment résistant négatif sur appui



Le moment résistant négatif est évalué sans prise en compte de la résistance éventuelle en compression de la tôle (cf. figure A.5).

$$M_{Rd} = A'_s \cdot f_{sd} \cdot z'_u$$

Où :

A'_s est l'aire des armatures en lit supérieur (chapeaux)

$$z'_u = d_s - x'_{gu}$$

Avec :

$x'_{gu} = X_{pl}$: la hauteur du barycentre des efforts de compression développés par le bloc de contrainte en compression dans le béton qui équilibre l'effort de traction des armatures.

Pour la détermination de x'_{gu} , on considère la géométrie de la nervure équivalente pour une largeur de plancher de 1 m donnée dans la fiche technique. On considère également une contrainte de calcul du béton égale à $0,85.f_{cd}$

A.5.2.3 JUSTIFICATIONS SOUS MOMENTS DE FLEXION POSITIFS

Elles consistent à vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Moment positif agissant M_{Ed}

Le moment positif agissant M_{Ed} est évalué sous l'effet de toutes les charges appliquées, pondérées.

Dans le cas de travées d'égales portées soumises à des charges uniformément distribuées le moment agissant est de la forme :

$$M_{Ed} = L^2/8.[1,35.K_1.(g+g')+1,5.K_2.q]$$





g : poids propre du plancher

g' : charges permanentes autres que le poids propre

q : charges d'exploitation

Avec les valeurs K_1 et K_2 telles que présentées dans le tableau A.7 ci-dessous pour une minoration de 15 % du moment sur appui.

Tableau A.7 – Détermination du moment agissant en travée

Schéma statique	K_1	K_2
	1	1
	0,62	0,80
		
Travées extérieures	0,69	0,84
Travées intérieures	0,25	0,63
		
Travées extérieures	0,67	0,83
Travées intérieures	0,40	0,70

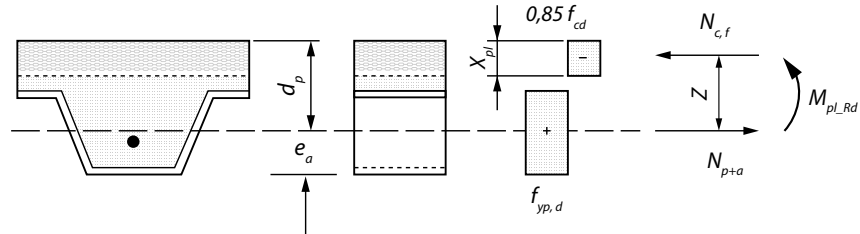
A.5.2.4 MOMENT POSITIF RÉSISTANT M_{Rd} – CAS DE LA MÉTHODE « m et k »

A.5.2.4.1 Cas où l'axe neutre est dans la table de compression du béton

Dans le cas de la méthode « m et k », la valeur de la résistance du plancher au moment fléchissant positif est analysée indépendamment de la résistance au glissement longitudinal entre la tôle et le béton.

Lorsque l'axe neutre du plancher à l'ELU est situé dans l'épaisseur du béton au-dessus de la tôle cf. figure A.6 :

Figure A.6 – Répartition des contraintes sous moment de flexion positif avec l'axe neutre situé au-dessus des tôles – Calcul du moment résistant en travée



$$M_{pl,Rd} = N_{p+renf} \cdot (d_p - 0,5 \cdot X_{pl})$$

Où :

$$N_{p+renf} = (A_p \cdot f_{yp,d} + A_{renf} \cdot f_{ya,d})$$

A_{renf} est l'aire de la section des barres de renfort sur la largeur b

$$f_{ya,d} = f_{yk} / \gamma_s$$

e_a est l'axe neutre de l'acier tendu $A_p + A_{renf}$

Dans le cas de mise en œuvre de barres d'armatures convenablement enrobées et ancrées, N_p est l'effort de plastification de l'ensemble des aciers sollicités en traction.

$$X_{pl} = N_p / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd})$$

X_{pl} est la hauteur du bloc de contrainte du béton.

d_p est la hauteur utile attachée au centre de gravité des aciers (profil et barres en nervures)

A.5.2.4.2 Cas où l'axe neutre est dans la nervure du plancher

L'article 9.7.2 (6) de la NF EN 1994-1-1 s'applique.

A.5.2.5 MOMENT POSITIF RÉSISTANT M_{Rd} – CAS DE LA MÉTHODE DE LA CONNEXION PARTIELLE τ

La méthode de la connexion partielle fait intervenir la résistance au cisaillement longitudinal entre la tôle et le béton dans les justifications de moments fléchissants positifs le long des travées. Le moment résistant atteint dans les tronçons de plancher où la connexion est totale est le même que celui calculé en application de la méthode « m et k ».

La méthode « τ » est applicable lorsque la fiche technique publie les valeurs de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal $\tau_{u,Rd}$ permettant son application. Les valeurs expérimentales ayant servi à la fixation de ces valeurs de calcul sont obtenues à partir d'essais de flexion de dalles réalisés selon les indications de l'annexe D.

M_{Rd} est le moment résistant à la distance L_x de l'extrémité de la tôle, donc variable le long de la travée tant que $L_x < L_{sf}$ défini par :

$$M_{Rd} = N_c \cdot z + M_{pr} + M_{renfort}$$

Où:

$$N_c = N_{cf} \eta$$

$$N_{cf} = N_p = A_{pe} f_{yp,d}$$

$$z = h - 0.5X_{pl} - e_p + (e_p - e)\eta$$

η est le taux de connexion acier/béton $\eta = L_x/L_{sf} \leq 1$

L_{sf} est la longueur nécessaire pour obtenir une connexion totale :

$$L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b\tau_{u,Rd}}$$

b est la largeur de référence, habituellement le mètre à laquelle sont rapportées toutes les grandeurs sectionnelles

A_{pe} est l'aire de section efficace de la tôle sur la largeur b

$f_{yp,d}$ est la valeur de calcul de la limite d'élasticité de la plaque métallique

$$M_{pr} = 1.25 M_{pa} (1 - \eta) \leq M_{pa}$$

M_{pa} est le moment résistant plastique de la section transversale efficace de la plaque, calculé dans l'hypothèse de comportement rigide-plastique donné dans la fiche technique

$$X_{pl} = \frac{N_c + F_{renfort}}{0.85bf_{ck}/\gamma_c} \leq h_c$$

h_c est l'épaisseur du béton au-dessus de la plaque

e_p est la distance entre l'axe neutre plastique de la plaque et la fibre tendue extrême de la dalle mixte en flexion sous moment positif

e est la distance entre l'axe neutre élastique de la plaque et la fibre tendue extrême de la dalle mixte en flexion sous moment positif

$M_{renfort}$ est la valeur de calcul du moment résistant apporté par les barres de renfort :

$$M_{renfort} = F_{renfort} (h_t - e_{renfort} - X_{pl}/2)$$

$$F_{renfort} = f_{ya,k} A_{renfort} / \gamma_s$$

$A_{renfort}$ est l'aire de section des barres de renfort sur la largeur b

$f_{ya,k}$ est la limite caractéristique d'élasticité de l'armature de renfort

A.5.3 Vérification de la résistance au cisaillement

A.5.3.1 EFFORT TRANCHANT AGISSANT V_{Ed} (ELU)

Effort tranchant agissant aux appuis de rives dans le cas de travées égales soumises à des charges réparties :

$$V_{Ed} = L/2 \cdot (1,35.k_0.g + 1,35.k_1.g' + 1,5.k_2.q)$$

Avec :

g : poids propre du plancher

g' : charges permanentes autres que le poids propre

q : charges d'exploitation

k_0, k_1 et k_2 : coefficients adimensionnels donnés dans le tableau A.8 ci-dessous :

Effort tranchant agissant V_{Ed} (ELU)

Le tableau A.8 ci-dessous permet de calculer les valeurs de V_{Ed} en fonction des chargements et nombre d'appuis en supposant une réduction du moment sur appui de 15 %.

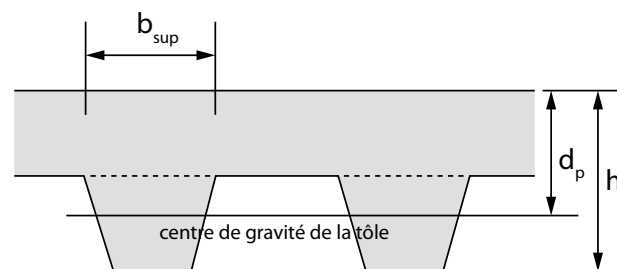
Tableau A.8 – Valeurs des coefficients permettant de calculer V_{Ed}

Schéma statique	K_0	K_1	K_2
	0		
	0,63	1	1
	1		
	0		
	0		
	0,39	0,79	0,89
	0,43		
	0,79		
	0,79		
	0		
	0		
	0,43	0,83	0,91
	0,47		
	0,83		
	0,83		

A.5.3.2 VÉRIFICATION DU CISAILLEMENT ENTRE TABLE ET NERVURES

Cette vérification concerne la section horizontale de la nervure au niveau supérieur de la tôle comme indiqué sur la figure A.7 ci-dessous.

Figure A.7 – Section de la dalle utilisée pour le calcul du cisaillement entre table et nervure



Elle consiste à vérifier l'inégalité :

$$\tau_{\text{solicitant}} \leq \tau_{\text{résistant}}$$

Avec :

$$\tau_{\text{solicitant}} = V_{Ed} / (b_{\text{sup}} \cdot z_u)$$

Où :

V_{Ed} est la valeur de l'effort tranchant ELU agissant à la distance $h/2$ de l'appui considéré

b_{sup} est la largeur d'ouverture en partie haute des nervures

z_u est le bras de levier à l'ELU pris égal à $0,85 d_p$, à défaut de calcul plus précis.

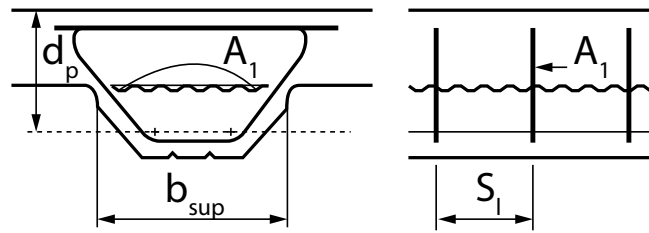
En l'absence de toute armature transversale de couture :

$$\tau_{\text{résistant}} = 0,03.f_{ck}$$

Dans le cas de l'utilisation des armatures transversales de couture les dispositions spécifiques de vérification et de mise en œuvre seront précisées dans la fiche technique (cf. figure A.8).

Figure A.8 – Principe d'armature transversale de couture.

Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



Cette vérification peut aussi être effectuée selon le paragraphe 6.2.5 de la NF EN 1992-1-1 en considérant une surface très lisse ($c = 0.25$ et $\mu = 0.5$), et b_l correspondant à b_{sup} .

A.5.3.3 VÉRIFICATION DU CISAILLEMENT PRÈS D'UN APPUI

A.5.3.3.1 Généralités

NOTE 1

En plus de la vérification de la résistance au cisaillement, il doit toujours être effectué une vérification de la résistance à la flexion près des appuis.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{b,Rd}$$

A.5.3.3.2 Résistance du béton pour une nervure

$$V_{Rd,c} = \max [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \cdot A_c ; V_{min} \cdot A_c]$$

Avec :

$$V_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$ lorsque d est en mm

$$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d_p)$$

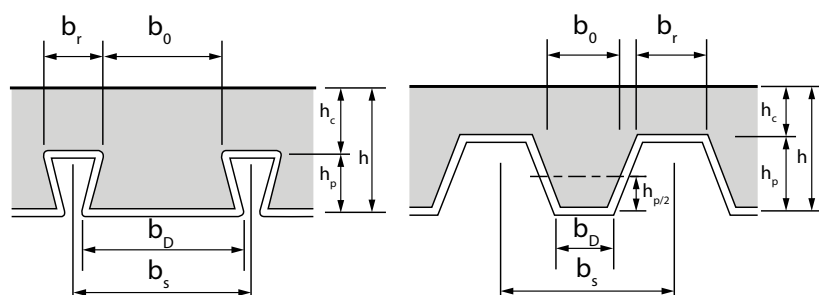
$A_s = A_p + A_{sl}$ dans le cas de flexion positif

A_p Aire d'acier du profil utilisable pour ce calcul donnée dans la fiche technique

A_{sl} la section de barres d'armatures tendues ajoutées selon les cas en fond de nervure ou en chapeau

Conformément à la NF EN 1994-1-1, le calcul de ρ_1 est effectué en tenant compte de la plaque nervurée, avec sa section efficace sans les âmes cf. figure A.7.

Figure A.9.a – Dimension de la tôle et de la dalle



a) Sur appui de rive (clause 9.7.5 de la NF EN 1994.1.1/AN) :

A_c est pris égale au maximum de :

■ $b_w \times d_p$

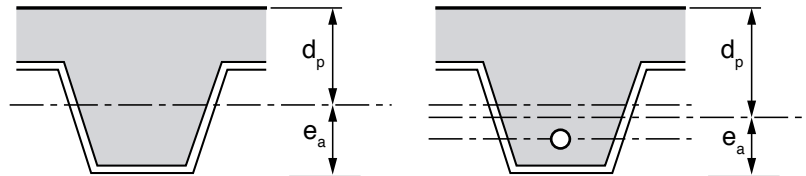
et

■ $b_w \times h_c$

b_w = minimum de la largeur dans la zone tendue correspondante à une nervure, donnée par la position de l'axe neutre à l'état limite ultime. b_w sera compris entre b_D et b_0 suivant les cas ;

e_a = centre de gravité par rapport au nu inférieur du plancher des armatures de renfort et du profil.

Figure A.9.b – Position du centre de gravité sur appui de rive

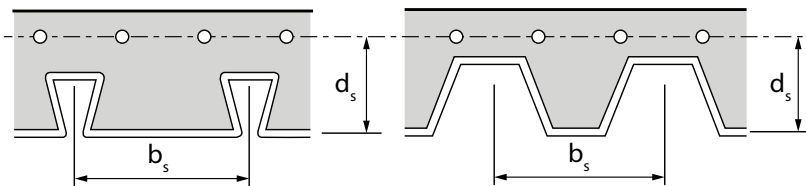


b) Sur appui intermédiaire :

$A_c = d_s \times b_w$

d_s distance du centre de gravité des chapeaux au nu inférieur de plancher (cf. figure A.10).

Figure A.10 – Position du centre de gravité sur appui intermédiaire



A.5.3.3 Résistance de l'acier par nervure

Il est admis de tenir compte de la contribution des âmes de la plaque nervurée à la résistance du cisaillement, cf. la NF EN 1993-1-3 et la NF EN 1993-1-3/NA.

a) Pour les âmes non munies de raidisseurs longitudinaux :

Valeur de la contribution d'une âme (2 âmes par nervure) de la plaque nervurée à la résistance au cisaillement :

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

Les valeurs des contraintes f_{bv} sont données dans le tableau A.9 ci-dessous :

Tableau A.9 – Résistance au voilement de cisaillement – Valeurs des coefficients permettant de calculer $V_{b,Rd}$

Élancement relatif de l'âme	Ame sans raidissage au droit de l'appui	Ame avec raidissage au droit de l'appui ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
1) Raidissage au droit de l'appui (par exemple : par échantignole) mis en œuvre de manière à empêcher la déformation de l'âme et calculé pour résister à la réaction d'appui.		

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{S_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

Où :

t est l'épaisseur d'acier de la tôle ;

f_{yb} est la limite élastique de l'acier de la tôle ;

s_w est la distance entre points médians des congés entre l'âme et les semelles ;

h_w est la hauteur d'âme entre les fibres moyennes des semelles ;

\varnothing est l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles.

b) Pour les âmes munies de raidisseurs longitudinaux

Il convient dans ce cas de vérifier :

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{S_d}{t} \sqrt{\frac{5,34 f_{yb}}{k_\tau E}}$$

Mais :

$$\bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{S_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

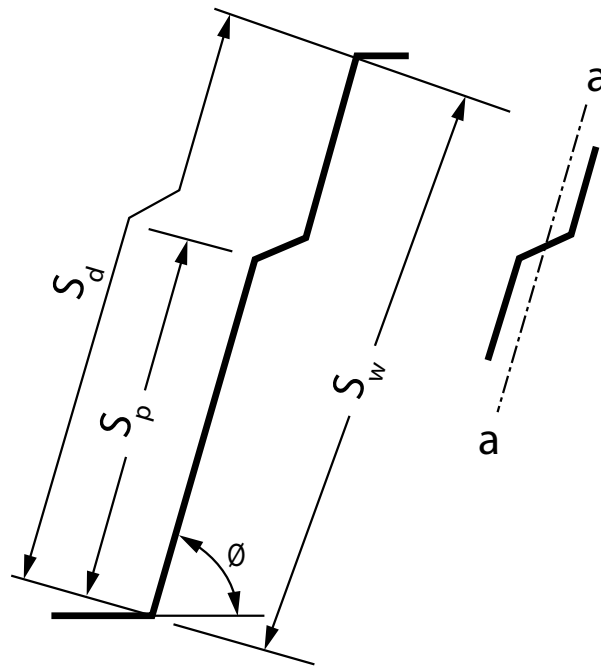
Avec :

$$k_\tau = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{S_d} \right)^{1/3}$$

I_s est le moment d'inertie du raidisseur longitudinal individuel par rapport à l'axe a – a tel qu'indiqué à la figure A.11 ci-dessous indiquent également :

- s_d largeur développée totale de l'âme ;
- s_p largeur de la plus grande paroi de l'âme ;
- s_w largeur de l'âme.

Figure A.11 – Ame raidie longitudinalement



A.5.3.3.4 Vérification des bielles d'about

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

A l'appui simple d'about du plancher, on admet que les charges sont transmises par l'intermédiaire d'une bielle unique, dite « bielle d'about », inclinée d'un angle θ choisi à 45° pour les formules ci-après.

On doit vérifier que :

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

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 (cf. figure A.12) :

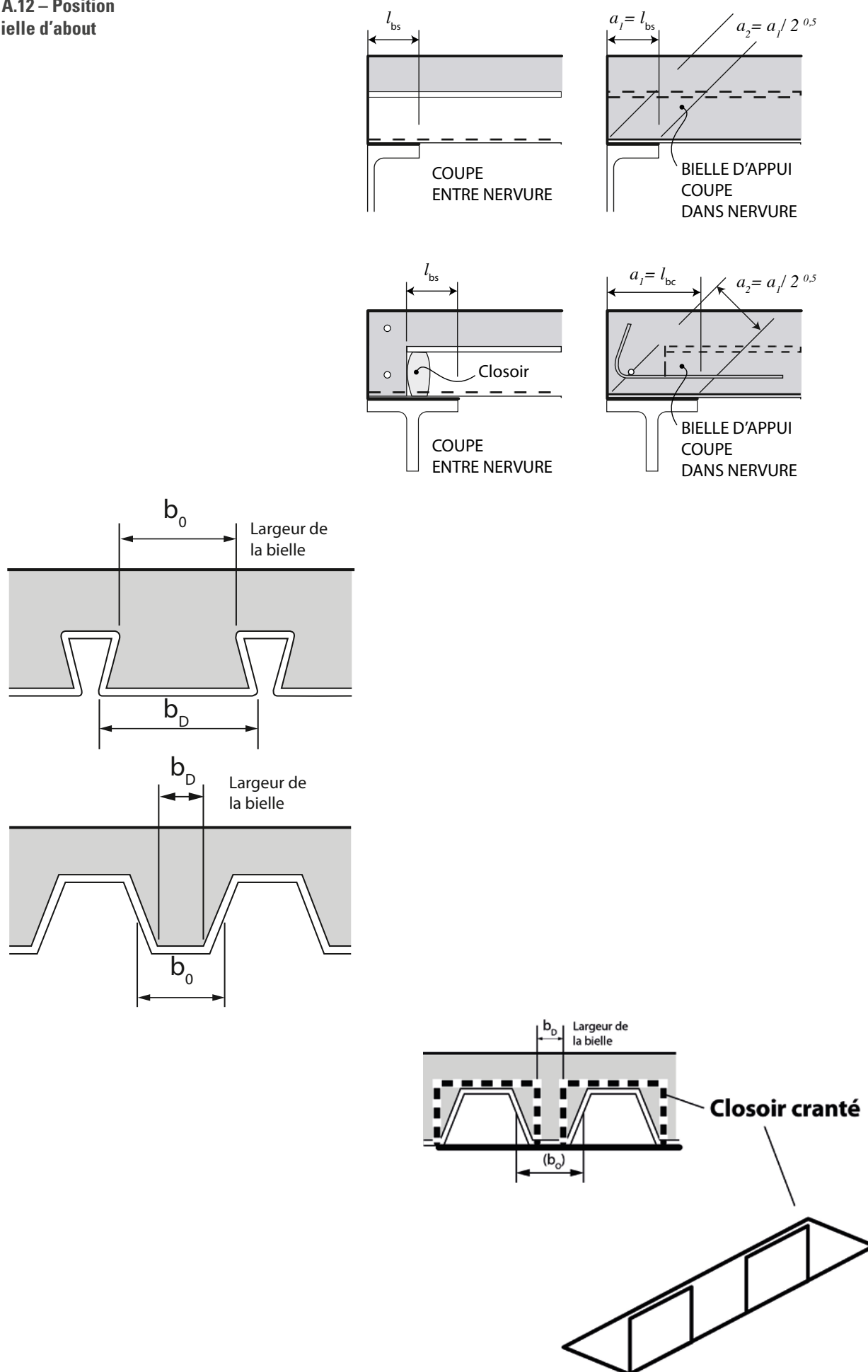
$$\sigma_{Ed, \text{ bielle}} = 2 \cdot V_{Ed} / (b_w \cdot a_1)$$

Où :

a_1 est la largeur de la bielle d'about conformément à l'article 6.5.4 (4) b. de la NF EN 1992-1-1.

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.

Figure A.12 – Position de la bielle d'about



A.5.4 Vérification de la collaboration tôle/béton à l'ELU selon la méthode m&k

A.5.4.1 PRINCIPES

La méthode « m et k » est applicable lorsque la fiche technique contient les valeurs de calcul permettant son application. Les valeurs expérimentales ayant servi à la fixation de ces valeurs de calcul sont obtenues à partir d'essais de flexion de dalles réalisés selon les indications de l'annexe C et conformément au chapitre B.3.5 de la NF EN 1994-1-1.

Elle consiste à vérifier que la valeur de l'effort tranchant agissant V_{Ed} n'est pas supérieure à la résistance au cisaillement de calcul $V_{1,Rd}$ au moyen de l'expression suivante :

$$V_{1,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{vs}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right) \geq V_{Ed}$$

b, d_p sont exprimés en mm ;

A_p est l'aire de la section nominale des plaques en mm² ;

m, k sont les valeurs de calcul en N/mm² données dans la fiche technique ;

γ_{vs} est le coefficient partiel pour l'état limite ultime, égal à 1,25 ;

L_s est la portée de cisaillement en mm, définie ci-dessous.

A.5.4.2 DÉFINITION DE L_s

L_s vaut $L/4$ pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la travée isostatique.

L_s est la distance entre la charge appliquée et l'appui le plus proche pour deux charges égales et disposées symétriquement par rapport au milieu d'une travée isostatique.

Pour d'autres dispositions de charges, y compris une combinaison de charges ponctuelles asymétriques et réparties, il convient de construire le diagramme d'effort tranchant. L_s est alors obtenu en divisant l'aire sous le diagramme d'effort tranchant par la valeur de l'effort tranchant à l'appui.

Le calcul approché suivant est également admis : on prend la portée de cisaillement égale au moment maximal divisé par l'effort tranchant maximal aux points de moment nul.

Dans le cas des planchers calculés en continuité, il est permis d'utiliser une portée isostatique de substitution L_g pour la détermination de la résistance. Il convient de prendre la longueur de portée égale à la distance entre points de moments nuls dans la travée, en considérant l'effort tranchant maximal aux points de moment nul. Par défaut, L_g est pris égal à :

■ 0,8L pour les travées intermédiaires ;

■ 0,9L pour les travées de rive.

Usage de barres de renfort :

$$V_{Ed} = \frac{A_{pe} f_{yp,d} Z}{A_{pe} f_{yp,d} Z + A_{r,s,d} f_{s,d} Z_a} \leq V_{1,Rd}$$

Lorsque des barres de renfort sont mises en place en lit inférieur, elles contribuent à la résistance au cisaillement du plancher et la fraction d'effort tranchant à comparer avec la résistance au cisaillement du montage dépourvu de barres de renfort est donnée par l'expression :

$$V_{Ed} \frac{A_{pe} \cdot f_{yp,d} \cdot z}{A_{pe} \cdot f_{yp,d} \cdot z + A_r \cdot f_{s,d} \cdot z_a} \leq V_{l,Rd}$$

Où :

A_r est l'aire des armatures de renfort ;

$f_{s,d}$ correspond à la résistance de calcul des barres utilisées ;

z est le bras de levier du profil par rapport au barycentre des efforts de compression dans le béton pour équilibrer $A_{pe} \cdot f_{yp,d} + A_r \cdot f_{s,d}$;

z_a est le bras de levier des barres par rapport au même barycentre.

A.5.5 Résistance au poinçonnement et prise en compte des charges dynamiques avec coefficients associés (cf. NF EN 1990)

A.5.5.1 CAS PARTICULIER DES CHARGES CONCENTRÉES OU LINÉAIRES

A défaut d'informations dans les DPM, en correspondance avec la NF EN 1991-1-1, l'intensité des charges concentrées est limitée comme suit :

- charges ponctuelles statiques $Q_k \leq 20$ kN ;
- charges linéaires statiques $Q_k \leq 10$ kN/m, ces limitations s'exerçant en l'absence d'une vérification complète de la répartition de ces charges (méthode Guyon-Massonnet) ;
- charges ponctuelles mobiles $\phi Q_k \leq 1.15 \times 15$ kN, et espacées d'au moins 1,20 m les unes des autres.

NOTE

$Q_{k,dyn} = Q_k$ avec est le coefficient de majoration dynamique selon NF EN 1991-1-1.

A défaut d'indication contraire on retient la valeur de $\phi = 1.15$ (cf. plancher à bacs collaborants-collection CTICM).

A.5.5.2 PRINCIPE DE VÉRIFICATION

La vérification de la résistance au poinçonnement (cf. EN 1994-1-1 § 9.7.6) du plancher consiste à s'assurer que la charge agissante de dimensionnement (à l'ELU) n'est pas supérieure à la valeur donnée par :

$$V_{Ed,c} \leq v_{Rd,c} \cdot u \cdot h_c$$

où :

$$v_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3} ; v_{min})$$

Avec :

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$k = 1 + (200/h_c)^{0,5} \leq 2 \text{ lorsque } h_c \text{ est en mm}$$

$\rho_i = (\rho_x \cdot \rho_y)^{0,5} \leq 0,02$ lorsque le pourcentage d'armatures en fils est évalué dans chaque direction x ou y sur une largeur de plancher égale à la largeur d'impact dans la direction x ou y plus 6 fois la valeur de h_c .

$$\rho_x = A_p/d_p + A_{sx}/[h_c - e_s]$$

$$\rho_y = A_{sy}/[h_c - e_s]$$

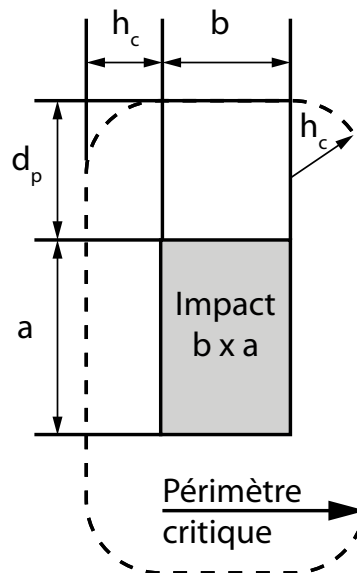
e_s est la distance du sommet des nervures au centre de gravité des armatures situées dans la dalle de compression

A_{sx} est l'aire de la section dans le sens des nervures ;

A_{sy} est l'aire de la section dans le sens transversal ;

u est le périmètre critique de la surface d'application de la charge sur le plancher définie au niveau supérieur de la tôle. Il s'agit d'un rectangle à coins arrondis. L'un des côtés du rectangle mesure une dimension de l'impact plus 2 fois h_c . L'autre côté du rectangle mesure l'autre dimension de l'impact plus 2 fois d_p . Le rayon des coins arrondis vaut h_c . (Figure A.13) :

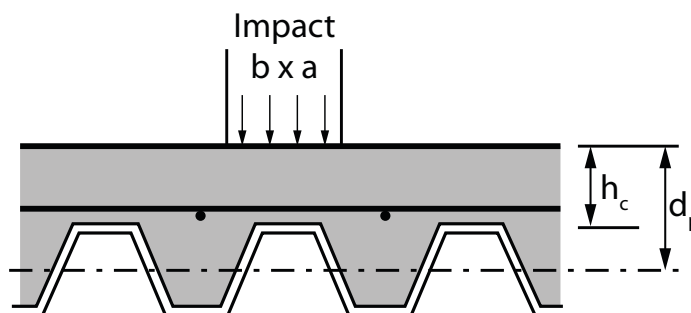
Figure A.13 – Diffusion de la charge, détermination de u – périmètre critique pour le poinçonnement



L'aire cisailée par le poinçonnement d'une charge d'impact $a \times b$ (figure A.14) est ainsi donnée par la formule :

$$u \cdot h_c = 2h_c \cdot [a + b + 2 \cdot d_p + h_c \cdot (\pi - 2)]$$

Figure A.14 – Notation des bras de levier – périmètre critique pour le poinçonnement

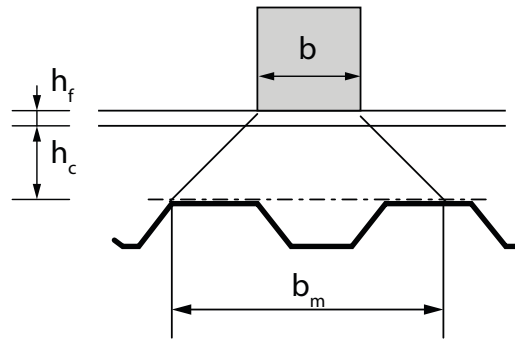


Il est rappelé que l'impact à la surface du plancher brut est celui $a \times b$ à la surface d'un revêtement de sol dur (une chape) augmentée sur chaque côté d'une largeur égale à l'épaisseur h_f du revêtement qui découle d'une diffusion à 45° de l'épaisseur du revêtement.

A.5.5.3 LARGEUR D'APPLICATION D'UNE CHARGE CONCENTRÉE

Les charges concentrées peuvent être considérées comme appliquées sur une aire plus grande que leur impact réel en surface du plancher. On considère une largeur d'application effective « b_m » obtenue par diffusion à 45°, cf. figure A.15 : du contour de l'impact sur le plan correspondant au niveau de dessus des nervures de la tôle profilée.

Figure A.15 – Diffusion de la charge poinçonnante au droit d'un appui



$b_m = b_p + 2 (h_c + h_f)$ pour une chape béton ou autre matériau analogue

$b_m = b_p + 2 (h_c + 0,75 \cdot h_f)$ pour un revêtement moins résistant.

A.5.5.4 LARGEUR PARTICIPANTE DE PLANCHER

La largeur de bande de plancher efficace pour supporter une charge concentrée ne peut dépasser la valeur « b_{em} » ci-dessous :

- Pour les vérifications du cisaillement de glissement et des moments de flexion :

- pour les travées à appuis simples et les travées de rives de planchers continus :

$$b_{em} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot [1 - (L_p/L)]$$

- pour les travées intermédiaires des planchers continus :

$$b_{em} = b_m + 1,33 \cdot L_p \cdot [1 - (L_p/L)]$$

- Pour les vérifications de cisaillement du béton :

$$b_{em} = b_m + L_p \cdot [1 - (L_p/L)]$$

Avec :

L = portée entre appuis

L_p = distance de la charge concentrée à l'appui le plus proche.

Dans le cas des charges concentrées linéaires parallèles aux nervures, on considère ces dernières comme une succession de charges ponctuelles et on détermine la largeur efficace par la même méthode.

D'après la NF EN 1994-1-1, § 9.4.3, il est permis d'utiliser une armature de répartition forfaitaire si les charges d'exploitation caractéristiques ne dépassent pas les valeurs suivantes :

- Charge concentrée : 7,5 kN ;
- Charge répartie : 5,0 kN/m².

Il convient que cette armature de répartition forfaitaire ait une aire de section transversale d'au moins 0,2 % de l'aire du béton située au-dessus des nervures, et qu'elle s'étende sur une largeur d'au moins b_{em} telle que donnée dans le présent article. Il convient d'assurer des longueurs d'ancrage minimales au-delà de cette largeur conformément à la NF EN 1992-1-1. Une armature mise en place à d'autres fins peut satisfaire tout ou partie de cette règle.

Lorsque les conditions d'utilisation d'armatures forfaitaires ne sont pas satisfaites, il convient de déterminer la distribution des moments fléchissant provoqués par les charges linéiques ou ponctuelles et de mettre en œuvre une armature transversale appropriée conforme à la NF EN 1992-1-1.

La prise en compte d'une largeur b_{em} en lieu et place de la largeur b_m pour la justification du plancher est liée à la mise en œuvre d'une armature transversale destinée à répartir les charges concentrées, et placée au-dessus de la tôle avec un calage d'environ 15 mm selon l'article 1.2 au-dessus de la tôle.

La longueur de ces armatures doit être au moins égale à b_{em} , dans le cas où elles comportent des crosses et à b_{em} plus la longueur d'ancrage à chaque extrémité dans le cas contraire.

Il est précisé que pour les planchers dont l'épaisseur h_c est supérieure à 4 cm, cette armature est indépendante du treillis anti-fissuration situé près de la face supérieure du plancher.

A.5.5.5 ARMATURES DE RÉPARTITION

A défaut d'un calcul précis (de type Guyon-Massonnet, par exemple), la section de l'armature de répartition transversale peut être déterminée comme pour une semelle de fondation de largeur b_{em} , en réduisant ensuite forfaitairement d'un tiers.

On utilise l'expression suivante :

$$N_a = Q_k \cdot \frac{b_{em} - b}{8 \cdot (h_c - e_s)} \cdot 0,66$$

Avec :

- b_{em} , b et h_c , exprimés en centimètres pour un enrobage de 15 mm selon l'article 1.2 ;
 - N_a , l'effort de traction (daN) dans la totalité des armatures de répartition ;
- Dans le cas d'une charge ponctuelle, les armatures transversales sont disposées systématiquement par rapport à la charge sur une longueur de plancher égale à $3/4 \cdot b_{em}$.

Dans le cas des charges concentrées linéaires, Q_k représente la charge concentrée par unité de longueur et N_a l'effort total de traction dans les armatures perpendiculaires à la charge et disposées par unité de longueur.

A.6 Vérifications du plancher collaborant en service et à l'Etat Limite de service

A.6.1 Vérification du glissement tôle/béton à l'ELS selon la méthode m&k

Pour les travées de rive, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le glissement d'extrémité si la charge de début de glissement observée lors des essais (définie comme la charge provoquant un glissement d'extrémité de 0,5 mm) est supérieure à 1,2 fois la charge de service de calcul.

Lorsqu'il se produit un glissement d'extrémité supérieur à 0,5 mm à un niveau de charge inférieur à 1,2 fois la charge de service de calcul, il convient de mettre en œuvre des ancrages d'extrémité. En alternative, il convient de calculer les flèches en incluant l'effet du glissement d'extrémité.

À défaut de vérification expérimentale de l'influence de la connexion entre la plaque et le béton pour un plancher mixte avec ancrages d'extrémité, il convient de considérer un modèle de calcul simplifié sous forme d'un arc comportant une barre tendue. À partir de ce modèle, l'allongement et le raccourcissement donnent la flèche qu'il convient de prendre en compte.

Dans le cas où elle doit être vérifiée, elle consiste à vérifier le respect de l'inégalité suivante concernant l'effort de cisaillement de glissement entre tôle et béton :

$$V_{E,ser} \leq V_g$$

Où :

$V_{E,ser}$ est l'effort tranchant développé en service, après prise du béton, dans la section considérée de largeur b ;

V_g est la valeur divisée par $\gamma_{d,ser}=1,0$ de l'effort tranchant pour laquelle un glissement est susceptible de se créer entre la tôle et le béton

Dans laquelle :

$$V_g = b \cdot z_{él,p} \cdot [m_g \cdot A_p / (b \cdot L_s) + k_g]$$

Où :

m_g et k_g sont des coefficients déterminés à la suite d'essais et donnés dans la fiche technique ;

$A_p / (b \cdot L_s)$ à la même signification et les mêmes valeurs que précédemment ;

$z_{él,p}$ est le bras de levier associé au profilé en acier ;

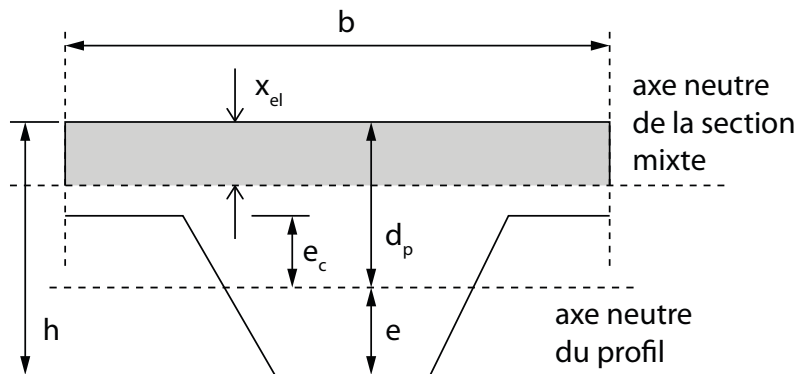
$$z_{él,p} = I_{él} / S_{él,p} \text{ (cf. figure A.16)}$$

Où :

$I_{él}$ est le moment d'inertie de la section complète homogénéisée en considérant le béton tendu fissuré ;

$S_{él,p}$ est le moment statique du profilé métallique par rapport à l'axe neutre de la section complète.

Figure A.16 – Détermination de $x_{él}$ et $S_{él,p}$



$x_{él}$ est obtenue en résolvant l'équation ci-dessous :

$$\frac{1}{2} b x_{él}^2 + n A_p x_{él} - n A_p d_p = 0$$

L'inertie élastique est obtenue à partir de l'équation ci-dessous :

$$I_{él} = \frac{1}{3n} b x_{él}^3 + A_p (d_p - x_{él})^2 + I_p$$

Le moment statique élastique est obtenu à partir de l'équation ci-dessous :

$$S_{él,p} = A_p (d_p - x_{él})$$

NOTE 1

Il est considéré dans cette vérification que les charges appliquées en surface du plancher sont supérieures aux charges suspendues (accrochées en sous face).

Lorsque le plancher est susceptible de supporter des charges dynamiques peu importantes (bâtiments industriels, parcs de stationnement) les valeurs de m_g et de k_g à utiliser dans la formule de calcul de V_g sont à diviser par 1,25. Il est précisé qu'il s'agit uniquement de charges ne pouvant donner lieu à aucun phénomène de fatigue ni à des chocs répétés ; il est admis que ce domaine couvre le cas de charges roulantes de faible intensité, c'est-à-dire les véhicules dont la charge maximale par essieu ne dépasse pas $\Phi Q_{k(essieu)} = 1.15 \times 30 \text{ kN}$.

A.6.1.1 EFFORT TRANCHANT AGISSANT $V_{E,ser}$ (ELS)

Effort tranchant agissant aux appuis de rives dans le cas de travées égales soumises à des charges réparties :

$$V_{E,ser} = L/2 \cdot (k_0 \cdot g + k_1 \cdot g' + k_2 \cdot q)$$

Avec :

g : poids propre du plancher (avec une densité de béton de 25 kN/m^3) ;

g' : charges permanentes autres que le poids propre ;

q : charges d'exploitation ;

k_0 , k_1 et k_2 : coefficients adimensionnels donnés dans le tableau déjà utilisé pour l'évaluation de V_{Ed} à l'ELU.

A.6.2 Conditions de déformation**A.6.2.1 PRINCIPES**

Les calculs des flèches peuvent être omis (cf. NF EN 1994-1-1 article 9.8.2) si les deux conditions suivantes sont réunies :

- le rapport portée/hauteur n'excède pas les limites données dans la NF EN 1992-1-1 article 7.4, pour le béton soumis à des contraintes faibles, et ;
- la condition donnée en A.6.1, pour la non prise en compte des effets du glissement d'extrémité, est satisfaite.

La vérification de la flèche totale sous charges quasi-permanentes n'est pas considérée dans le dimensionnement courant des planchers collaborants. Toutefois, des exigences spécifiques concernant la flèche totale peuvent être précisées dans les DPM.

A.6.2.2 LIMITATION DE LA FLÈCHE ACTIVE À L/500 OU L/350

La flèche active des planchers, dite aussi flèche nuisible est celle pouvant provoquer des désordres dans des cloisons ou des revêtements de sol supportés par le plancher. C'est la part de fléchissement qui intervient après l'achèvement des revêtements de sols ou partitions selon les cas qui sont considérés comme fragiles. Elle est appréciée en milieu de travée.

En l'absence de revêtement de sol, y compris revêtement de sol industriel fragile et de cloisons fragiles, la flèche active est limitée à :

- $L/350$ pour $L \leq 7,00 \text{ m}$;
- $1 \text{ cm} + L/700$ pour $L > 7,00 \text{ m}$.

En présence de revêtement de sol, y compris revêtement de sol industriel fragile ou de cloisons fragiles, les prescriptions portant sur la limitation des flèches nuisibles du FD P18 717 sont adoptées, soit :

- $L/500$ pour $L \leq 7,00 \text{ m}$;
- $0,7 \text{ cm} + L/1000$ pour $L > 7,00 \text{ m}$.

Pour prendre en compte le fluage dépendant de la durée d'application des charges, le calcul peut prendre pour module de déformation longitudinale de béton de poids volumique normal de classe C25/30 les valeurs suivantes :

- $E_i = E_{cm}$ pour le module sous charge instantanée avec :

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.30}$$

- $E_v = E_{c,eff}$ pour le module sous charge de longue durée avec :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,m}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

et

$$\varphi(\infty, t_0) = 2$$

Dans le cas d'un béton léger, pour E_i et E_v il convient de se référer à la section 11 de la NF EN 1992-1-1.

Dans les calculs des moments d'inertie intervenant dans les déformations du plancher, il est d'usage de transformer les sections mixtes acier béton en sections homogénéisées associées au module d'élasticité de l'acier égal à 210000 MPa. Les caractéristiques sectionnelles réelles des aires de béton sont alors transformées en équivalence d'aires d'acier avec application d'un coefficient de réduction égal au rapport des modules d'élasticité des matériaux béton et acier.

Lorsque l'accroissement du fléchissement est évalué immédiatement après l'application d'une charge le coefficient à appliquer aux aires du béton est de 1/7. Les valeurs de rigidité EI du plancher sont repérées par la lettre i.

Lorsque l'accroissement du fléchissement est évalué plus de 90 jours après l'application d'une charge le coefficient à appliquer aux aires du béton est de 1/21. Les valeurs de rigidité EI du plancher sont repérées par la lettre v.

Lorsque l'on considère la section de béton comme non fissurée, l'aire de béton remplit le coffrage. Les valeurs de rigidité EI du plancher sont repérées par la lettre h.

A l'opposé on considère également le cas des aires de béton tendu comme entièrement fissurées, la position de l'axe neutre de la section étant calculée en considérant un coefficient d'équivalence acier béton de 15. Les valeurs de rigidité EI du plancher sont repérées par la lettre e.

Les calculs des fléchissements font donc intervenir quatre valeurs de rigidité du plancher à savoir :

- $E_i \cdot I_h$ pour calculer le fléchissement immédiat d'un plancher non fissuré sous l'effet d'une charge ajoutée ;
- $E_i \cdot I_e$ pour calculer le fléchissement immédiat d'un plancher très fissuré sous l'effet d'une charge ajoutée ;
- $E_v \cdot I_h$ pour calculer le fléchissement après 90 j d'un plancher non fissuré sous l'effet d'une charge ajoutée ;
- $E_v \cdot I_e$ pour calculer le fléchissement après 90 j d'un plancher très fissuré sous l'effet d'une charge ajoutée.

On définit alors :

M_{cr} moment critique de fissuration du béton dans les sections homogénéisées (avec $n = 15$) considérées non fissurées lorsque la contrainte de traction du béton en flexion atteint $f_{ctm,fl} = 1,45 f_{ctm}$ (pour un plancher d'épaisseur courante 150 mm) soit 3,64 MPa pour un C25/30.

Dans le cas d'un béton léger, il convient de se référer à la section 11 de la NF EN 1992-1-1.

ζ un coefficient caractérisant le degré de fissuration défini tel que :

$$\begin{aligned} \zeta &= 0 & \text{si } M_t \leq M_{cr} ; \\ \zeta &= 1 - (M_{cr}/M_t)^{0.5} & \text{si } M_t > M_{cr}. \end{aligned}$$

On désigne par :

G , le poids propre du plancher brut construit à la date D_0 . Dans le cas de pose sans étais le poids propre est considéré comme compensé par le coffrage et G ne participe pas à la déformation du plancher intervenant après prise du béton. Dans le cas d'usage d'étais c'est la réaction de l'étais ou des étais qui se substitue au terme G . Il est cependant loisible de considérer que le poids propre dans les constructions étayées se reporte intégralement sur la phase mixte.

G_1 la valeur de la charge rapportée sur le plancher brut avant la date D_1 de mise en œuvre des éléments fragiles ;

G_2 la valeur de la charge correspondant aux partitions ou aux revêtements de sol considérés comme sensibles à la déformation du plancher ;

G_3 la valeur des charges permanentes mises en œuvre après la date D_2 de fin de construction des éléments fragiles

A défaut d'informations spécifiques dans les DPM, on retiendra $D_1 = D_2 = 60$ jours ;

Q , la valeur spécifiée de la charge d'exploitation ;

Q_1 la part quasi permanente de la charge d'exploitation Q qui peut être prise égale à $0,5 \cdot \Psi_2 \cdot Q$ à défaut de spécification dans les DPM.

Ψ_2 est calculé selon la formule 6.16b de la NF EN 1990 ;

$Q_2 = Q - Q_1$ la part variable de la charge d'exploitation

La flèche active est l'accroissement du fléchissement à intervenir après la date D_2 et estimé à une date lointaine D_3 ;

à D_1 la charge appliquée est $G+G_1$;

à D_2 la charge appliquée est $G+G_1+G_2$.

Flèche f_1 à D_2 après construction des éléments fragiles

La flèche f_1 est calculée en interpolant entre deux situations conventionnelles définies par $f_{1,i}$ et $f_{1,v}$ définies comme suit :

On désigne par :

M_1 le moment appliqué en travée sous $G+G_1+G_2$

ζ_1 la valeur de ζ pour le moment appliqué M_1

$$\begin{aligned} \zeta_1 &= 0 & \text{si } M_1 \leq M_{cr} \\ \zeta_1 &= 1 - (M_{cr}/M_1)^{0,5} & \text{si } M_1 > M_{cr} \end{aligned}$$

Si D_2 est très proche de D_0 les fléchissements sont tous considérés comme instantanés et l'on a :

$$f_{1,i} = M_1 \cdot L^2/10 \cdot [\zeta_1 / E_i \cdot I_e + (1 - \zeta_1) / E_i \cdot I_h]$$

Si D_1 et D_2 sont très éloignés de D_0 , le fléchissement sous $G+G_1$ est considéré sous charge de longue durée alors que la variation de fléchissement sous G_2 a un caractère instantané avec une valeur réduite à 1/3 de ce qu'elle serait en chargement de longue durée.

Une valeur M_2 du moment dans l'équation de f_1 faisant intervenir une charge G_2 réduite de 2/3 soit sous la charge fictive $G+G_1+1/3 \cdot G_2$ permet de tenir compte de l'effet réduit de ce type de chargement. Le degré de fissuration du béton n'est pas modifié par la chronologie de mise en place des charges et la valeur de ζ_1 est celle déjà calculée :

$$f_{1,v} = M_2 \cdot L^2/10 \cdot [\zeta_1 / E_v \cdot I_e + (1 - \zeta_1) / E_v \cdot I_h]$$

Lorsque la mise en œuvre des éléments fragiles intervient après 90 jours on évalue une flèche moyenne :

$$f_1 = f_{1,i} + 0,5 \cdot (f_{1,v} - f_{1,i})$$

Pour une mise en œuvre à t jours ($t < 90$ jours) :

$$f_1 = f_{1,i} + 0,5.t/90.(f_{1,v} - f_{1,i})$$

Flèche f_2 sous chargement total.

On désigne par :

M_3 le moment appliqué en travée sous $G+G_1+G_2+G_3+Q_1+Q_2$

M_4 une valeur de moment atténué sous la charge virtuelle de $G+G_1+G_2+G_3+Q_1+1/3.Q_2$

ζ_3 la valeur de ζ pour le moment appliqué M_3

$$\begin{aligned} \zeta_3 &= 0 & \text{si } M_3 \leq M_{cr} \\ \zeta_3 &= 1 - (M_{cr}/M_3)^{0,5} & \text{si } M_3 > M_{cr} \end{aligned}$$

On a alors :

$$f_2 = M_4 \cdot L^2/10 \cdot [\zeta_3 \cdot / E_v I_e + (1 - \zeta_3) / E_v I_h]$$

A.6.2.3 FLÈCHE ACTIVE

Par définition la flèche active s'écrit :

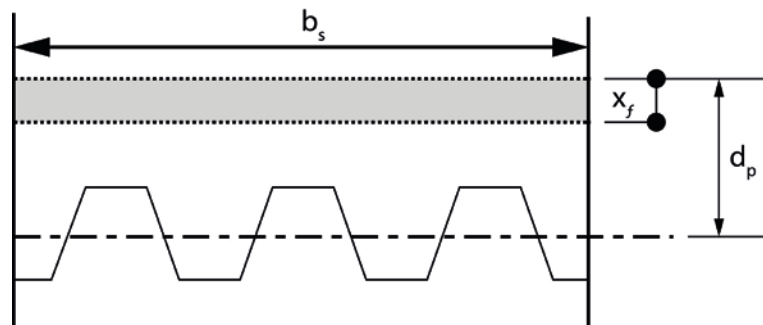
$$f = f_2 - f_1$$

A.6.2.4 DÉTERMINATION DES INERTIES FISSURÉES ET NON FISSURÉES POUR LE CALCUL DES FLÈCHES

A.6.2.4.1 Détermination de l'inertie fissurée (durée pour le calcul des flèches)

L'inertie fissurée, cf. figure A.17, peut être établie à partir de la formulation ci-dessous :

Figure A.17 – Coupe type sur plancher fissuré



$$I_f = \frac{b_s x_f^3}{3n} + A_p (d_p - x_f)^2 + I_p$$

Avec :

$$x_f = \frac{nA_p}{b_s} \left(\sqrt{1 + \frac{2b_s d_p}{nA_p}} - 1 \right)$$

A_p est la section brute du coffrage acier ;

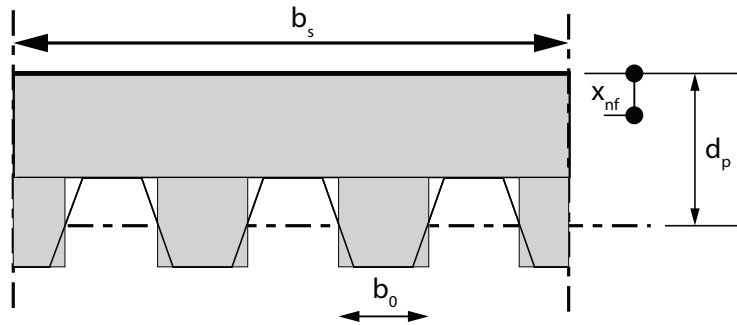
I_p est l'inertie brute du coffrage acier ;

n est le coefficient d'équivalence acier béton.

A.6.2.4.2 Détermination de l'inertie non fissurée

L'inertie non fissurée (cf. figure A.18) peut être établie à partir de la formulation ci-dessous :

Figure A.18 – Coupe type sur plancher non fissuré



$$I_{nf} = \frac{b_s h_c^3}{12n} + \frac{b_s h_c \left(x_{nf} - \frac{h_c}{2} \right)^2}{n} + n_f \left(\frac{b_o h_p^3}{12n} + \frac{b_o h_p}{n} \left(h_t - x_{nf} - \frac{h_p}{2} \right)^2 \right) + A_p (d_p - x_{nf})^2 + I_p$$

Avec :

$$x_{nf} = \frac{b_s \frac{h_c^2}{2n} + \frac{n_r b_o h_p}{n} \left(h_t - \frac{h_p}{2} \right) + A_p d_p}{A_p + b_s \frac{h_c}{n} + \frac{n_r b_o h_p}{n}}$$

A_p est la section brute du coffrage acier ;

I_p est l'inertie brute du coffrage acier ;

n est le coefficient d'équivalence acier béton ;

n_r le nombre de nervure sur b_s ;

h_c la hauteur de béton au-dessus des nervures ;

h_p la hauteur du coffrage acier ;

$h_t = h$ la hauteur totale de béton.

A.6.2.4.3 Détermination de l'inertie de calcul (flèches)

Selon la NF EN 1994-1 article 9.8.2 (5), l'inertie de calcul est établie sur la moyenne des inerties fissurées et non fissurées :

$$I = \frac{I_f + I_{nf}}{2}$$

A.6.2.4.4 Coefficient d'équivalence acier béton

Selon la NF EN 1994-1-1 chapitre 5.4.2.2 et la NF 1992-1-1 chapitre 7.4.3.

Pour le béton, le coefficient d'équivalence acier béton n peut être pris égal à 15.

$$n = \frac{E_p}{E_{cm}} = 15$$

Dans le cas d'un béton léger, il convient de se référer à la section 11 de la NF EN 1992-1-1.

A.6.2.5 PERFECTIONNEMENT PROPOSÉ DANS LA NORME NF EN 1992-1-1

La méthode permet de tenir compte de chargements de distributions quelconques lorsque la formule $L^2/10 \times M/EI$ offre une approximation satisfaisante en charges uniformément distribuées.

Le terme $L^2/10 M/EI$ peut être adapté dans les formules ci-dessus, par des formules compatibles avec des distributions de charges ou des dispositions de travées différentes.

L'article 7.4.3 de la NF EN 1992-1-1 permet de calculer les flèches lorsque les formules ci-avant n'offrent pas une approximation suffisante en charges uniformément distribuées.

Il est également loisible de vérifier la flèche à partir de la méthode définie dans la norme NF EN 1994-1-1 art 9.8.2 à partir d'une flèche moyenne issue de l'inertie fissurée et de l'inertie non fissurée du plancher.

A.7 Maîtrise de la fissuration pour tous types de bétons utilisés pour les planchers collaborants

L'article 7.3.1(2) de la NF EN 1992-1-1 s'applique.

Le dimensionnement des planchers est effectué sur la base d'un béton ayant atteint sa résistance caractéristique à 28 jours. Par conséquent, une formation de fissures est hautement probable notamment sur les poutres principales si le plancher est soumis à des charges avant la prise du béton (poids propre, hélicoptère).

La maîtrise de la fissuration ne traite pas des fissures formées avant la prise du béton (poids propre, hélicoptère)...

La fissuration après la mise en service du plancher notamment au droit des poutres principales (parallèle aux nervures) est normale, lorsque les arases supérieures des solives et des poutres principales sont de même niveau. Cette fissuration n'est pas préjudiciable au fonctionnement de la structure. Elle peut être maîtrisée en respectant l'ensemble des prescriptions qui suivent :

Les armatures situées au-dessus des appuis doivent respecter les limitations suivantes (cf. figure A.19) :

- Dans le cas de planchers justifiés en continuité sur appuis, le sciage de la dalle béton n'est pas autorisé ;
- Dans le cas de planchers justifiés en isostatiques, le sciage de la dalle béton n'est autorisé que s'il est prévu en phase de conception et décrit sur les plans d'exécution ;
- La longueur des armatures, doit être prise égale à $L/3$ de part et d'autre de l'appui. L étant la portée du plancher soit une longueur totale de $2L/3$ dans le cas de travées égales ;
- Les armatures sur les appuis intermédiaires (porteurs) doivent équilibrer au minimum un moment pris égal à $0,3 M_0$, y compris pour les planchers calculés en isostatique ;

Le moment M_0 est calculé sur la portée des bacs.

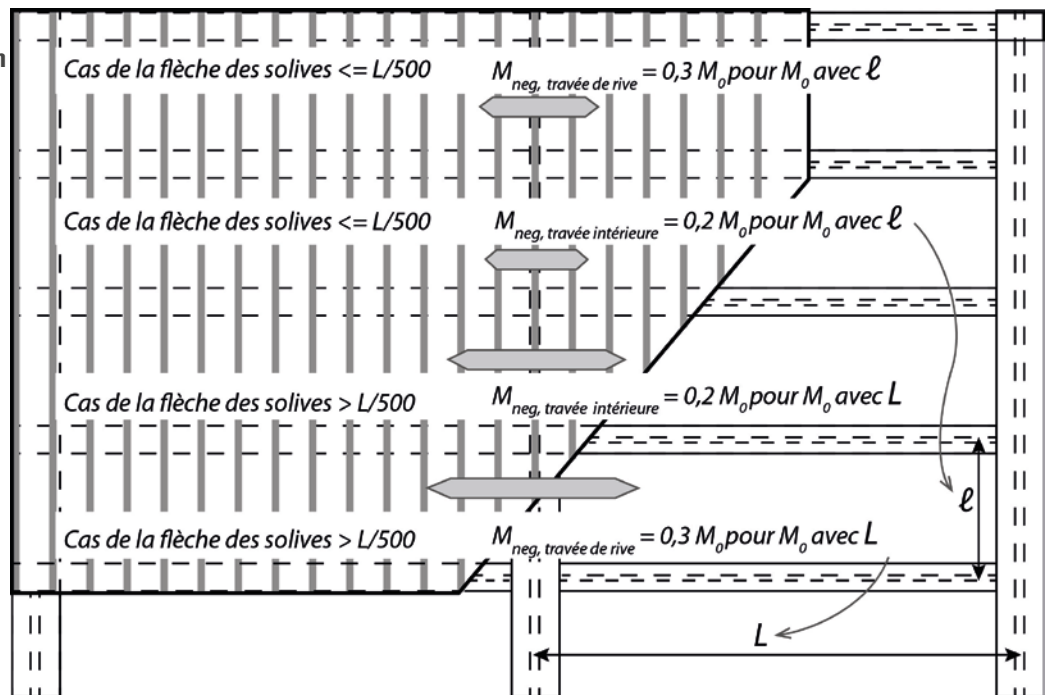
- Les armatures sur les appuis parallèles aux nervures (non porteurs pour le calcul du plancher) doivent équilibrer les moments négatifs forfaitaires :
 - Si la flèche des solives est supérieure à $L/500$ sous combinaison caractéristique (L = portée des solives) : $0,3 M_0$ sur l'appui parallèle aux nervures des bacs en travée de rive et $0,2 M_0$ sur l'appui parallèle aux nervures des bacs en travée intérieure, M_0 étant le moment calculé sur la portée des solives ;
 - Si la flèche des solives est inférieure ou égale à $L/500$ sous combinaison caractéristique (L = portée des solives) : $0,3 M_0$ sur l'appui parallèle aux

nervures des bacs en travée de rive et $0,2 M_0$ sur l'appui parallèle aux nervures des bacs en travée intérieure, M_0 étant le moment calculé sur la portée des bacs.

En référence à la NF EN 1990 – Annexe A1.4 et au DTU 32.1 partie 2, paragraphe 3.1, il convient que les limites pour les flèches verticales soient spécifiées pour chaque projet et convenues avec le client.

- Dans le cas de structure en acier, se référer à la clause 7.2.1(1) B de l'annexe nationale de la NF EN 1993-1-1/AN ;
- Dans le cas de structure en béton, se référer au DTU 21 ou au paragraphe 7.4.1 de la NF EN 1992-1-1 ;
- Dans le cas de structure industrialisée en béton, se référer au DTU 23.3 ;
- Dans le cas de structure en bois, se référer au DTU 31.2 ou au paragraphe 7.2(2) de la NF EN 1995-1-1/AN.

Figure A.19 – Valeurs de M_0 à utiliser selon la disposition de travée considérée



$$M_0 = \frac{[1.35(g + g') + 1.5 q] L^2}{8}$$

M_0 est calculé dans le sens des nervures.

- Dans le cas de justifications du plancher comme isostatique, le pourcentage d'armatures dans le sens parallèle aux nervures doit être pris égal à la plus grande des valeurs entre la quantité prévue à l'alinéa (cf. 4^{ème} puce du 5^{ème} paragraphe de A.7. Equilibre $0.3 M_0$), et aux suivantes :
 - 0,4 % de l'aire de béton sur la hauteur h_c au-dessus des nervures, dans le cas de bacs avec étais ;
 - 0,2 % de l'aire de béton sur la hauteur h_c au-dessus des nervures, dans le cas de bacs sans étais ;

Les sections ci-avant sont fournies hors besoin d'armatures additionnelles requises éventuellement pour les poutres mixtes ou béton armé.

- Il convient de s'assurer que les armatures en chapeau et leur ancrage au-delà du nu d'appui de rive peuvent équilibrer un moment non inférieur à $0.15 M_0$ y compris pour les planchers calculés en isostatique ;
- Le treillis général doit avoir une section minimale dans les deux directions de $0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ avec un espacement maximum entre fils de 25 cm ;

- Lorsqu'une condition d'ouverture de fissure est fixée aux DPM (par exemple dans le cas de mise en œuvre de revêtement de sol fragile) et dans le cas de surfacage lisse avec incorporation de couche d'usure, les dispositions suivantes s'appliquent au droit des poutres principales, parallèles aux nervures :
 - étalement « non bridé » des solives, avec espacement entre étais de 4 m maximum, d'une durée de 7 jours minimum après le coulage du béton ;
 - 5 cm²/ml de section minimale de l'armature supérieure sur une longueur supérieure ou égale à 20 % de la portée des solives, de chaque côté de la poutre principale ; les armatures complémentaires sont posées au-dessus du treillis soudé général ;
 - épaisseur minimale du plancher respectant les prescriptions d'enrobage des armatures sur appui.

NOTE

La méthode de la section 7.3.3 et 7.3.4 de la NF EN 1992-1-1 est également utilisable. Elle ne donne cependant qu'une valeur théorique indicative.

A.8 Exigences en situation d'incendie

Trois performances sont à justifier dans le cas d'un incendie situé sous le plancher considéré :

- La stabilité mécanique (Critère R) pour un incendie situé sous le plancher ;
- L'étanchéité aux flammes et gaz chauds (Critère E) ;
- L'isolation thermique (Critère I).

L'annexe E des présentes recommandations professionnelles donne les éléments permettant de justifier un plancher collaborant en situation d'incendie.

A.9 Performance du plancher sous l'action sismique

En zone sismique, le plancher peut assurer une fonction diaphragme et tirants butons dans les deux directions en plan et être correctement ancré sur tous ses appuis.

De plus il doit être en mesure de reprendre les actions sismiques verticales.

L'annexe F des présentes recommandations professionnelles donne les éléments permettant de justifier un plancher collaborant sous l'action sismique.

A.10 Confort d'utilisation

La NF EN 1990 impose d'assurer un confort d'utilisation des planchers.

L'annexe G des présentes recommandations professionnelles donne des règles simplifiées permettant de justifier un certain niveau de confort d'utilisation des planchers.

A.11 Limitation des ponts thermiques

La réglementation thermique en vigueur s'applique. Les abouts de plancher doivent être conçus pour limiter les ponts thermiques (cf. annexe H des présentes recommandations professionnelles et document en vigueur dans la réglementation).

A.12 Performances acoustiques

Les planchers sur spécification des documents particuliers du marché peuvent devoir assurer une performance d'isolation acoustique et de correction acoustique.

L'annexe I des présentes recommandations professionnelles donne les dispositions à respecter pour justifier un certain niveau d'isolation acoustique et d'affaiblissement acoustique.

A.13 Exigences environnementales (FDES, émission dans l'air, Reach)

■ Fiche de Données Environnementales et Sanitaires

Elles sont établies conformément à la norme NF EN 15804 et son amendement ainsi qu'à la réglementation en vigueur.

■ Emission dans l'air

La réglementation en vigueur s'applique, un étiquetage environnemental doit donner les niveaux de COV et COVT émis.

■ Reach

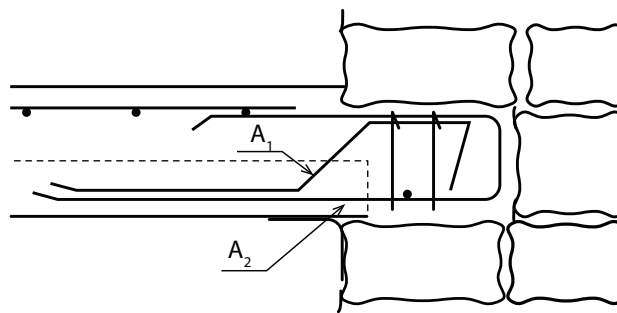
Ce règlement européen s'applique.

A.14 Vérifications particulières

A.14.1 Justification de cage d'armature pour empochements ou engravure filante (cas notamment de réhabilitation)

Lorsque la pénétration du bac est faible en appuis de rives, notamment dans certains cas en réhabilitation ou pour l'appui sur un chevêtre « incorporé », il convient de mettre en place des crosses d'armatures et des barres relevées à 45° ancrées au-delà de l'appui et capable de reprendre la totalité de l'effort tranchant. Le brin coté plancher est prolongé sur une longueur permettant la transmission de l'effort à la tôle de coffrage en référence à la contrainte de glissement (cf. figure A.20).

Figure A.20 – Relevage des charges sur appui – renfort d'armature. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



A.14.2 Résistance des bandes latérales de reprise en rive de trémies + résistance au glissement

Le long d'une trémie, la capacité en glissement peut être dépassée. Il convient en plus des armatures minimales de renfort autour de la trémie, soit de placer des barres dans les nervures d'une section égale à la section de la tôle découpée, soit de consolider l'ancrage du bac sur appui au moyen de connecteurs en cas de problème de résistance au glissement, voir (figures A.21.a et figure A.21.b).

Figure A.21.a – Renfort de trémie

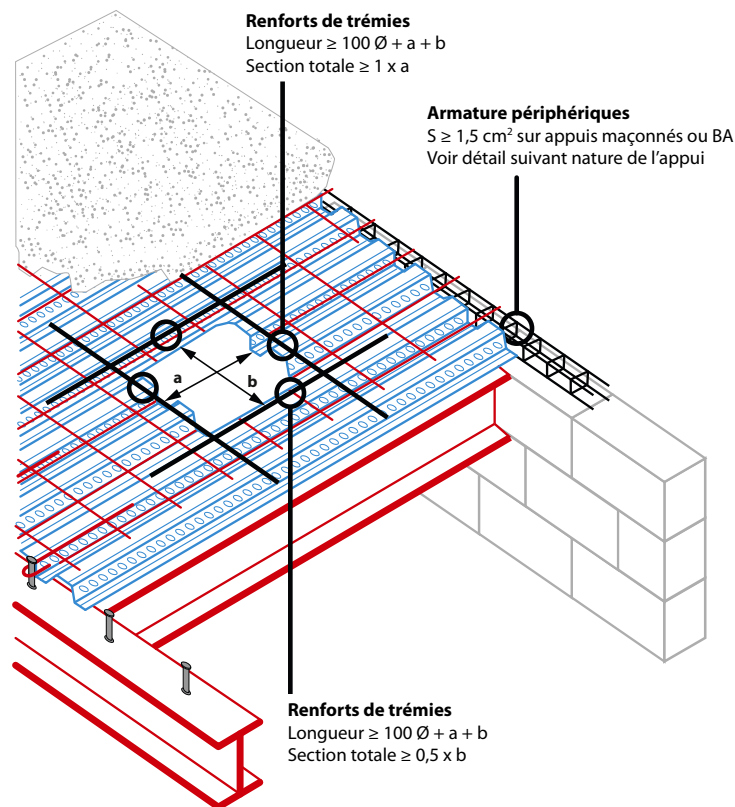
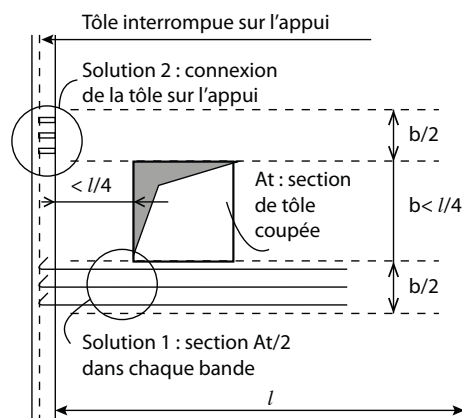


Figure A.21.b – Bandes de reprise (en plus des renforts de trémie) si problème de glissement. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

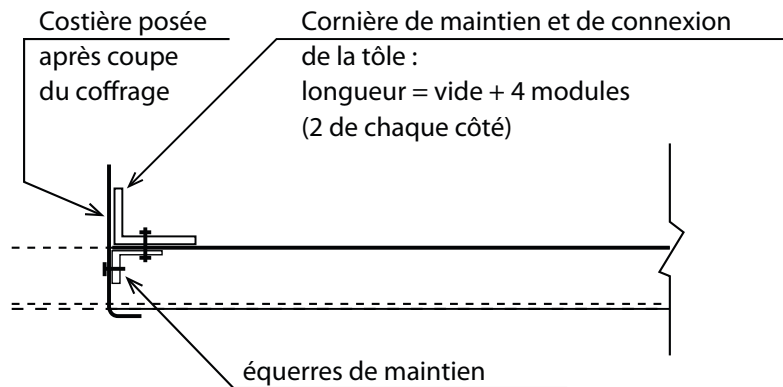


Par ailleurs, la bande de plancher interrompue par le trou doit également être traitée.

Si une seule nervure est tranchée, on considère que la rigidité propre de la tôle dispense d'avoir à se préoccuper du maintien de la cohésion coffrage collaborant/béton autour du percement.

Au-delà, chaque sommet de nervure doit être vissé à un raidisseur transversal du type cornière pour éviter un début de décollement de la tôle et une désorganisation du plancher, voir figure A.22.

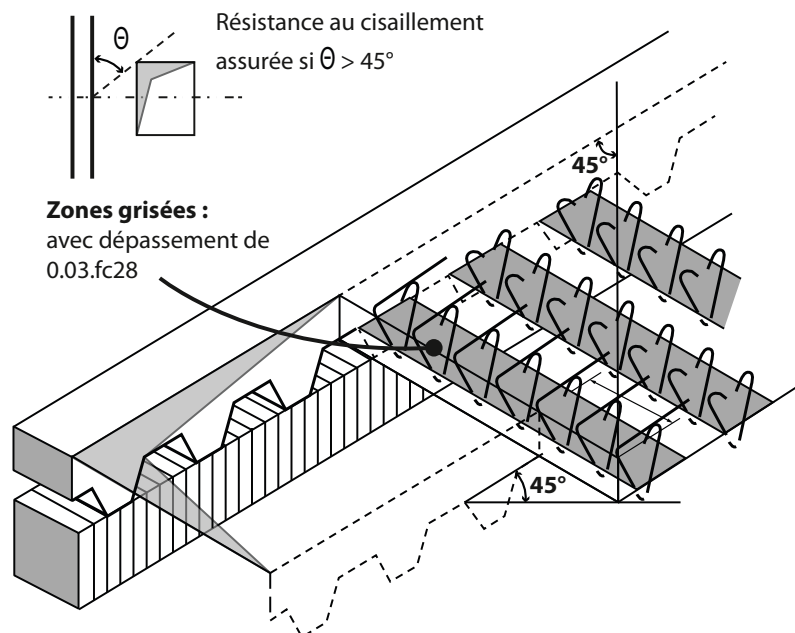
Figure A.22 – Renforcement du bac au droit d'une trémie.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



A.14.3 Réservations près des appuis : renforts d'armatures à prévoir + principe de justification

Lorsque des nervures sont découpées à proximité immédiate des appuis, le cisaillement des nervures peut imposer localement la mise en place d'armatures d'âme dans les nervures latérales au trou, voir figure A.23.

Figure A.23 – Armature de renfort près des appuis.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



A.14.4 Cloisons lourdes perpendiculaires aux appuis : principe de justification

Lorsque des cloisons lourdes, parallèles aux nervures du coffrage, sont situées au droit des poutres, il est recommandé d'interrompre le coffrage sur la semelle :

- si le coffrage est interrompu en fond de nervure, celui-ci est directement fixé sur la semelle ;

- si le coffrage est interrompu en sommet de nervure, il est cloué sur un closoir en Z de dimension $50 \times h_{\text{profil}} \times 50$ mm de même épaisseur d'acier. Ce closoir est également cloué sur la semelle.

A.14.5 Porte-à-faux

Les présentes recommandations visent uniquement les porte-à-faux coffrés avec le même bac acier que la partie courante, et dont le coulage s'effectue impérativement en même temps que la dalle.

Dans le cas de porte-à-faux coffrés par d'autres moyens, il appartient à l'entreprise titulaire du lot de dimensionner l'ouvrage (ferraillage, béton....). En ce cas, il est toutefois impératif que le coulage s'effectue en même temps que la dalle.

Lorsque le débord est en extérieur, il conviendra de protéger l'ouvrage final des eaux de pluies et de définir le revêtement adéquat du bac.

Le débord maximal du nez de plancher sans étais est de 20 cm.

Une justification du plancher selon la NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale doit être effectuée en s'assurant :

- de l'équilibre statique (reprise des efforts d'arrachement éventuels au niveau des appuis) ;
- de la reprise des moments fléchissant sur appui (positionnement en partie haute et ancrage suffisant des barres et treillis en chapeaux) ;
- les armatures en chapeaux doivent être prolongées jusqu'au nez du porte à faux.

Il est rappelé que dans la zone en porte-à-faux, le bac collaborant sert de coffrage perdu uniquement.

En revanche, dans la partie courante située à l'arrière du porte à faux, le bac collaborant contribue à la résistance du plancher.

Le calage des chapeaux, doit être fait en utilisant de préférence des « cages de chainage » munies de cadres ou d'épingles reposant directement ou par des bagues sur la tôle, voir les figures A.24.a et A.24.b pour le principe constructif.

Figure A.24.a – Positionnement des armatures en chapeau.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

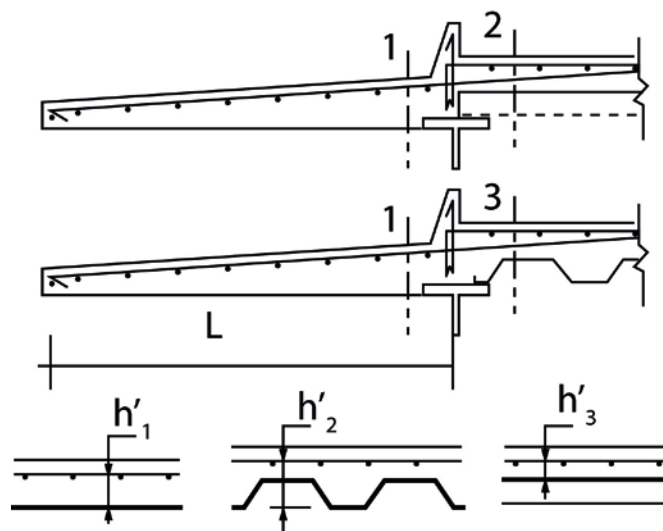


Figure A.24.b – Diagramme des moments et longueur de chapeau. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

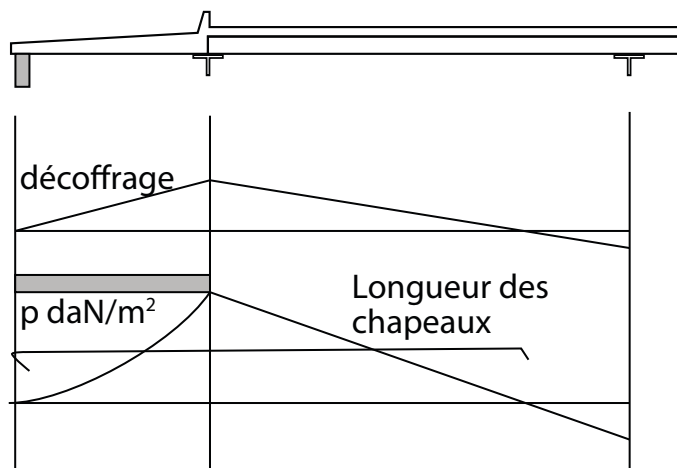
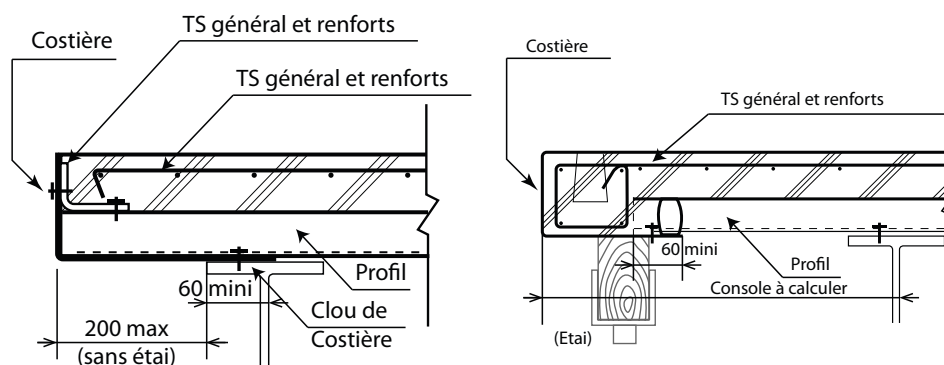


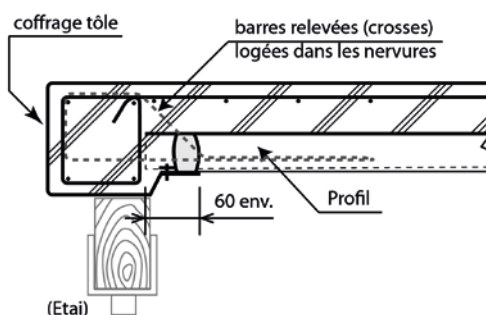
Figure A.24.c – Nez de plancher et console. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



Détail : E1
Nez de plancher en saillie

Détail : E2
Plancher en console

Figure A.24.d – Plancher en porte à faux. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



Détail : E3
Coffrage d'un chevrete

Le moment sur appui à reprendre et à ancrer dans la dalle vaut :

$$M_{Ed,u} = \frac{p_u L^2}{2} + F_u L$$

Où p_u est la charge uniforme par m pondérées aux ELU et F_u la charge ponctuelle pondérée en bout de porte-à-faux.

L'effort tranchant à considérer vaut :

$$V_{Ed,u} = p_u L + F_u$$

A.14.6 Justification du cisaillement de la table béton de planchers mixtes

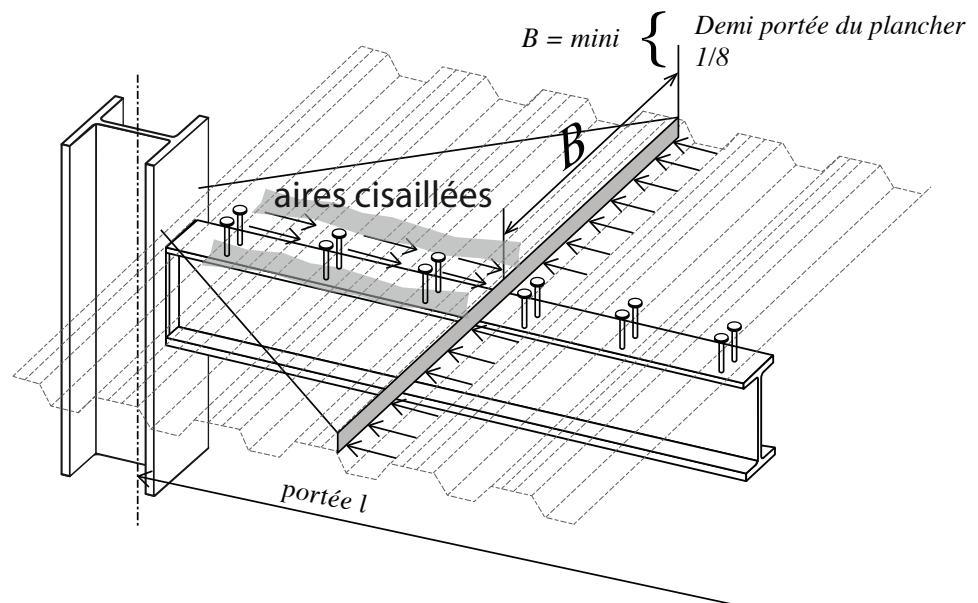
Dans le cas d'un tel dimensionnement, la justification est à apporter par le bureau d'étude de structure sur la base des informations géométriques transmises par le fournisseur du profil collaborant.

Les articles 6.6.6 et 9.7.4 de la NF EN 1994-1-1 s'appliquent.

Il convient de déterminer la résistance de calcul de la semelle en béton conformément à la NF EN 1992-1-1 art 6.2.4.

L'effort créé par les connecteurs dans leur zone d'implantation doit être distribué dans l'ensemble de la largeur participante de plancher, qui constitue la membrure comprimée de la poutre. La liaison entre chaque côté de la table et la zone de connecteur doit être vérifiée (contraintes de cisaillement et section de coutures traversant les aires cisillées, voir figure A.25).

Figure A.25 – Aire cisillée dans le cas de plancher mixte connecté. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



A.14.7 Contreventement par le plancher : principe de justification

Le contreventement du bâtiment par le plancher (reprise des efforts de vent et/ou effort sismique) est basé sur le principe des poutres au vent.

Dans le cas d'un contreventement sismique :

Les dimensions doivent répondre aux critères suivants :

- la hauteur h totale est de 9 cm minimum ;
- l'épaisseur h_c de béton au-dessus de la tôle est de 5 cm minimum pour des portées entre poutres principales (dans le sens perpendiculaire aux nervures) inférieures à 6 m, et 7 cm pour des portées supérieures.

NOTE

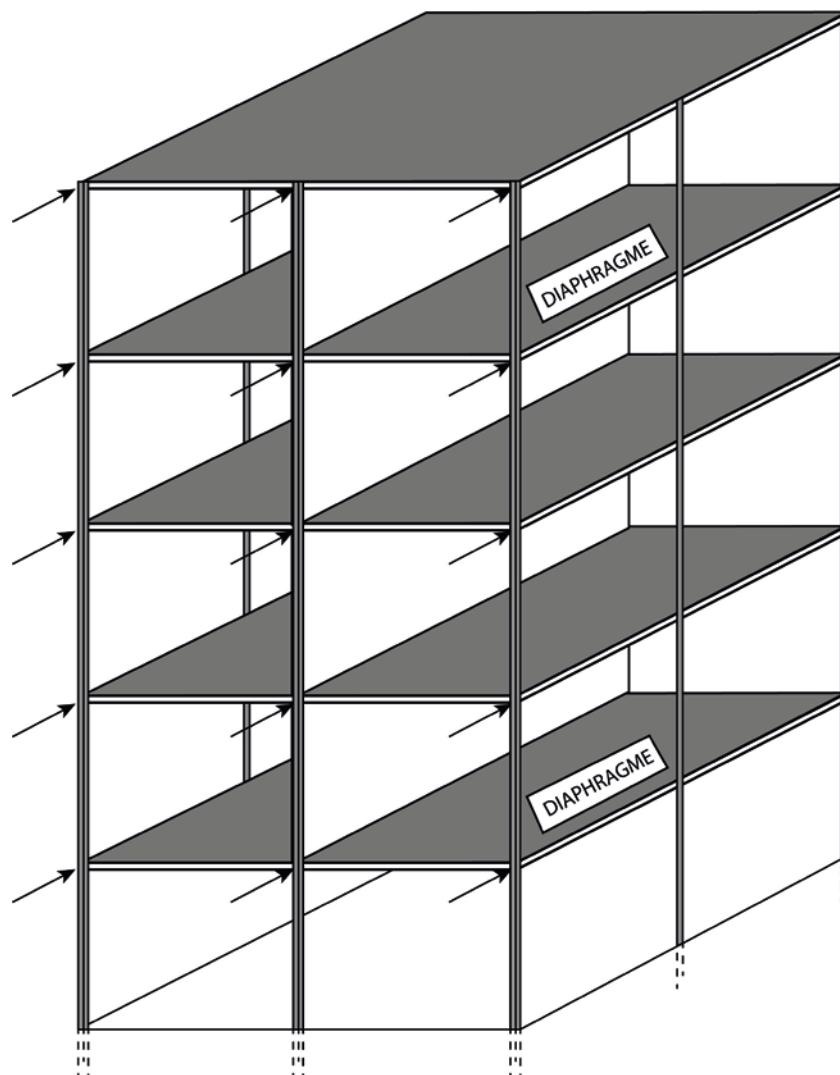
Les portées courantes des planchers collaborants entre poutres principales étant inférieures à 6 m, la rigidité du diaphragme peut être considérée comme suffisante avec une hauteur de béton de 5 cm. Dans le cas où la portée est supérieure à 6 m entre poutres principales, la hauteur de béton de 7 cm est conforme à l'exigence du paragraphe 5.10 (1) de la NF EN 1998-1.

Dans le cas d'un contreventement au vent seul :

- l'épaisseur h_c de béton au-dessus de la tôle est de 5 cm minimum.

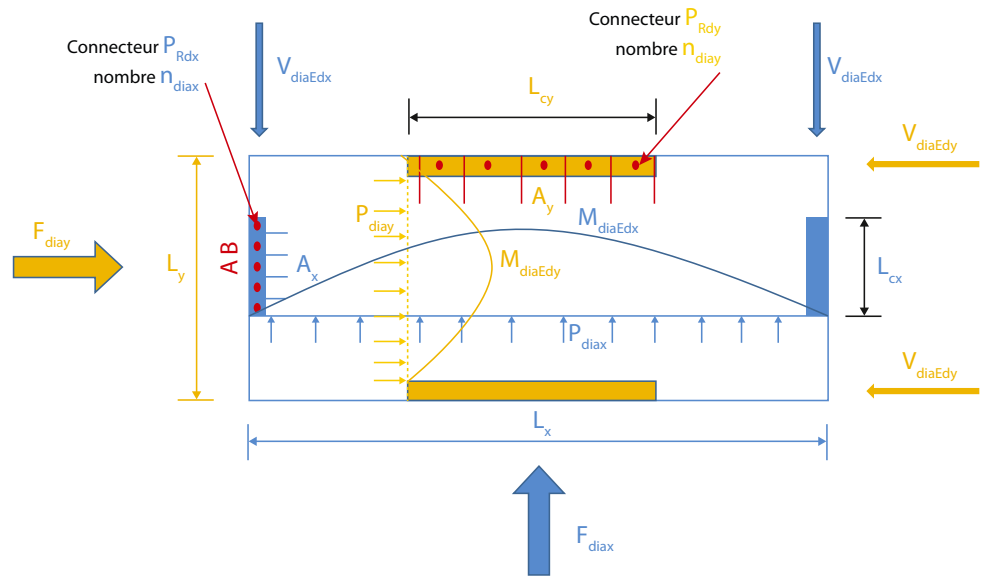
Le fonctionnement du plancher est celui d'une poutre treillis dont les montants et diagonales sont assurés par le plancher collaborant et les membrures par des poutres plates armées dans l'épaisseur de la dalle ou les poutres de l'ossature porteuse de plancher. Le treillis général est alors utilisé pour le dimensionnement au cisaillement et les éventuelles armatures de flexion complémentaires sont en générales minimales, voir figure A.26.

Figure A.26 – Vue des différents diaphragmes par niveau



L'attache du plancher sur ces appuis et au point d'application des efforts est un point clé réalisé par des lignes de connecteurs sur les poutres supports ou selon le principe donné aux figures A.27 à A.30 ci-dessous :

Figure A.27 – Exemple de fonctionnement de diaphragme



Dans cet exemple :

$$M_{Edx} = p_{diay} L_x^2 / 8 \text{ et } V_{Edx} = p_{diay} L_x / 2$$

$$M_{Edy} = p_{diay} L_y^2 / 8 \text{ et } V_{Edy} = p_{diay} L_y / 2$$

Figure A.28 – Armature pour la flexion due à F_{diay} – Ferrailage de reprise de flexion du diaphragme (membrane poutre treillis suivant L_x)

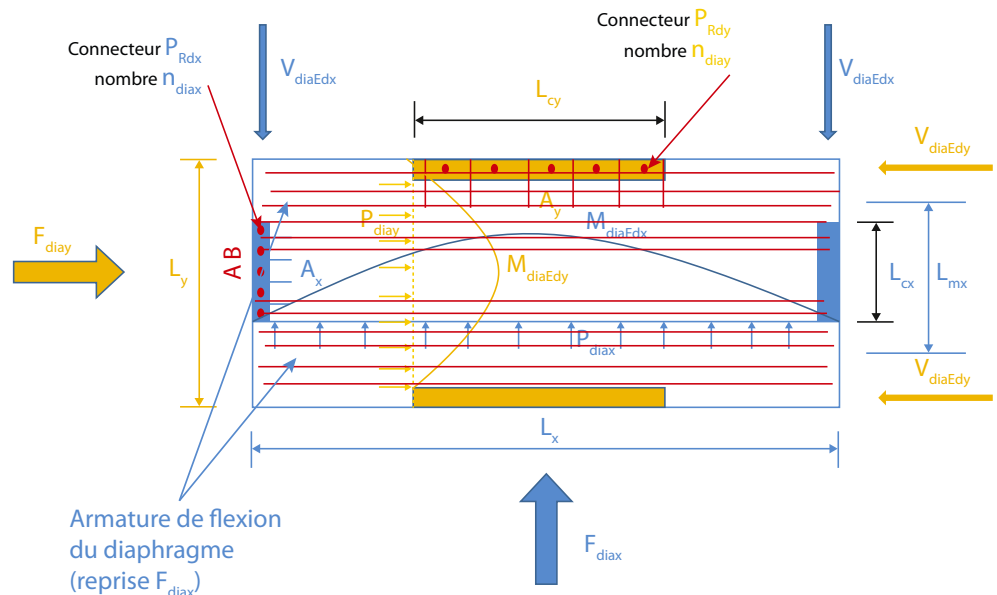


Figure A.29 – Armature pour la flexion due à F_{diay} – Ferrailage de reprise en flexion du diaphragme (membrane poutre treillis suivant L_y)

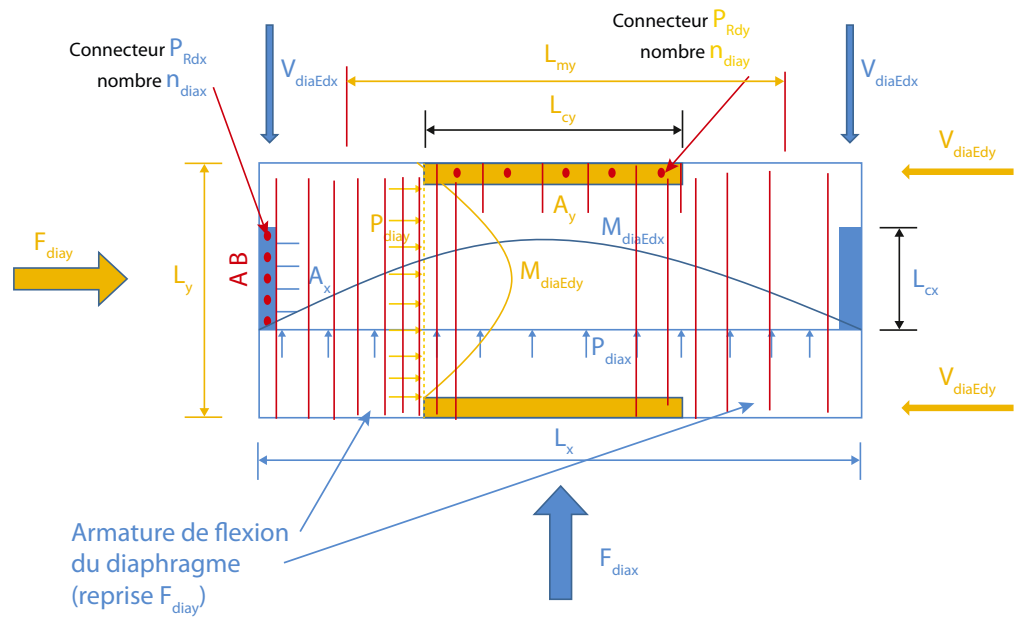
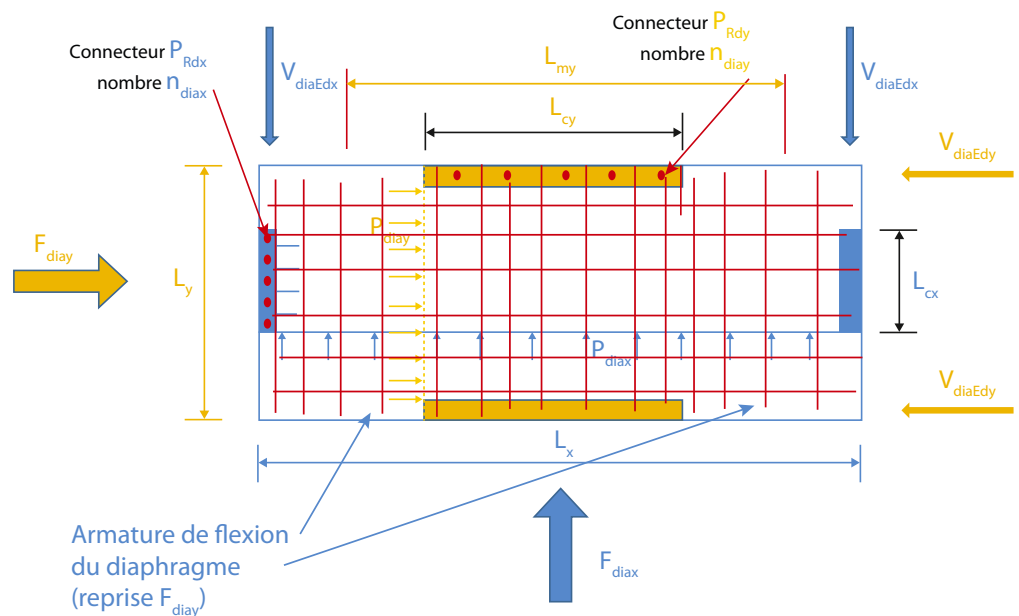


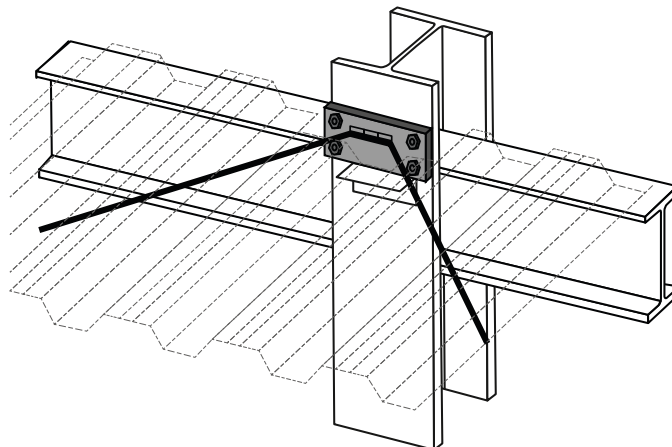
Figure A.30 – Ferrailage de couture des efforts de cisaillement, utilisation du treillis général du plancher (diagonale poutre treillis)



Exemple de détail de liaison plancher poutre :

Les dispositions constructives doivent être bien spécifiées au titulaire du lot béton (figure A.31).

Figure A.31 – Vue des armatures de liaison plancher/ossature. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



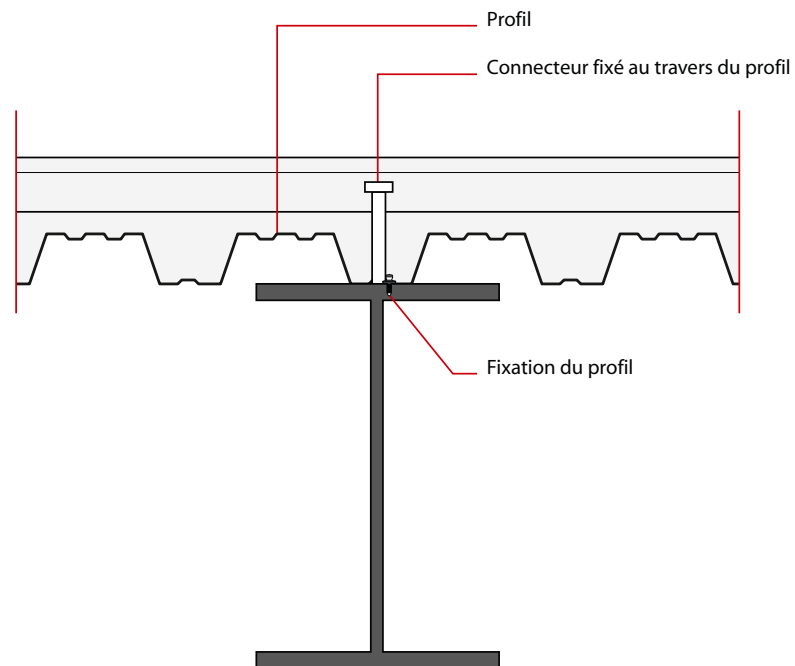
A.14.8 Plancher de dalle mixte

Dans le cas où la dalle collaborante est considérée comme participant à la résistance de la poutre mixte, la liaison mécanique dalle-poutre est assurée par des connecteurs appropriés (goujons soudables à travers la tôle ou goujons soudés directement sur poutres acier). Ceci permet une économie sensible du poids total des poutres.

Les goujons peuvent être soudés à travers la tôle sur le chantier ou bien dans l'atelier. Dans le dernier cas, il convient d'utiliser le coffrage pré-percé et de disposer les goujons en conformité avec l'espacement des trous de perçage (à savoir dans les fonds des bacs) comme l'indique la figure A.32.

Par ailleurs des dispositions constructives de la NF EN 1998-1 article 7.6.3 et l'annexe C s'appliquent.

Figure A.32 – Vue des connecteurs de plancher mixte



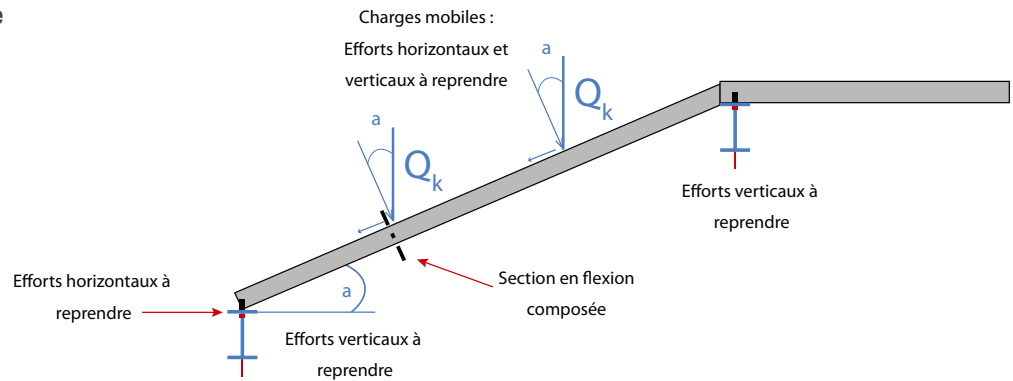
Lorsque la poutre connectée est parallèle aux nervures du coffrage, il est recommandé de centrer la nervure reposant sur la semelle. Si ce centrage ne peut être assuré, il est préférable d'interrompre le coffrage et de raccorder les nervures à la semelle de part et d'autre des lignes de connecteurs.

A.14.9 Rampe d'accès parking et bâtiments divers = problématique des dalles inclinées

Le ferrailage de la rampe d'accès doit permettre en partie courante de prendre en compte en complément des sollicitations de flexion et d'effort tranchant les efforts normaux résultant de la projection de l'effort vertical.

Par ailleurs, l'ancrage sur appui doit permettre de reprendre les efforts de glissement résultants, voir figure A.33.

Figure A.33 – Efforts à reprendre dans le cas de dalle inclinée



Dans ce cas-là en fonction de la pente un effort est à reprendre à la fois dans le plan du plancher et perpendiculairement à ce plan.

Il convient de les prendre en compte dans le calcul en ajoutant dans le plan des bacs un effort de cisaillement complémentaire égal à la projection des efforts verticaux Q_k dans ce plan.

De même les efforts verticaux Q_k sont projetés perpendiculairement au plan du plancher.

Le plancher doit être ancré en partie basse pour reprendre ces efforts. Des goujons peuvent être nécessaires.

A.14.10 Cas des dalles exposées aux intempéries

Dans le cas où la dalle est directement exposée aux intempéries (passerelles, balcons, etc.) une protection doit être mise en place en surface afin d'étancher la dalle béton (cf. article 6.1.3).

Par ailleurs, en lien avec son environnement, le revêtement métallique du profil doit être choisi afin d'éviter tout risque de corrosion, notamment en sous face (exemple : passerelles, parkings aériens largement ventilés...).

A.14.11 Cas des Parcs de Stationnement Largement Ventilés (PSLV)

Le concepteur devra s'assurer du respect de la réglementation en vigueur sur ce type d'ouvrage, tant au niveau conceptuel qu'au niveau du dimensionnement. La stabilité au feu de tels ouvrages doit faire l'objet d'un avis sur étude remis par un laboratoire agréé.

B

MODALITÉS D'ESSAI ET DÉTERMINATION DES VALEURS DE CALCULS NÉCESSAIRES À LA JUSTIFICATION EN PHASE DE COULAGE



B.1 Caractérisation des produits et matériaux

B.1.1 Généralités

A défaut d'un certificat 3.1 précisant l'ensemble des informations ci-après, les épaisseurs de tôles noires (t_{cor}) et avec revêtement métallique (t_{nom}) et la limite élastique (f_y), la contrainte à rupture (f_u), l'allongement à rupture (A %) doivent être caractérisées par essai selon la NF EN ISO 6892-1.

B.1.2 Epaisseur des plaques

L'épaisseur, de manière générale, doit être exprimée avec une précision de $\pm 0,01$ mm.

Pour chaque maquette d'essai, l'épaisseur nominale réelle moyenne des tôles d'acier constitutives des plaques, $t_{N,obs}$, doit être conforme aux tolérances de la NF P 34-310 par application de la classe de tolérance spéciale.

La valeur de l'épaisseur nominale réelle moyenne est la moyenne arithmétique des relevés d'épaisseur mesurée :

- A chacune des extrémités des éléments de la maquette d'essai ;
- Avec un nombre minimal de 5 points de mesure pour l'ensemble de la maquette d'essai.

Pour chaque maquette d'essai, il convient que l'épaisseur réelle du revêtement métallique, $t_{Z,obs}$, protégeant l'acier nu doit être déterminée par 2 points de mesure au minimum. Il est admis, en l'absence de mesures, de se référer à la valeur attestée par un certificat 3.1 du fournisseur de la tôle d'acier.

Les éventuels revêtements organiques ne sont pas pris en compte dans la mesure de l'épaisseur.

L'épaisseur d'acier nu $t_{cor,obs}$ de la maquette d'essai est obtenue par la relation : $t_{cor,obs} = t_{N,obs} - t_{Z,obs}$.

NOTE :

L'épaisseur d'acier réelle mesurée t_{obs} n'est pas supérieure de plus de 12 % de l'épaisseur nominale t_N : $t_{obs} \leq 1,12 \times t_N$

B.1.3 Limite d'élasticité de l'acier

Pour chaque maquette d'essai, les caractéristiques mécaniques des tôles doivent être déterminées conformément à la norme NF EN 10002-1, en prélevant au minimum 1 éprouvette de traction de largeur 12,5 mm dans les grandes plages et le plus loin possible des zones pliées à la fabrication du produit par essai.

NOTE 1 :

La partie plane de la plage dans laquelle est prélevée une éprouvette de traction doit présenter une largeur b_0 telle que : $b_0 > b_e + 8t$; avec b_e la largeur de l'éprouvette de traction et t l'épaisseur de métal nu.

Lorsqu'il n'est pas possible de prélever des éprouvettes de traction dans les conditions mentionnées ci-avant (présentant de petites largeurs de plages), celles-ci peuvent être prélevées dans d'autres parties du produit (âme, fond de nervure, etc.) ou sur la tôle avant la fabrication de la plaque.

NOTE 2 :

Dans le cas d'éprouvettes de traction issues directement d'une même bobine avant la fabrication, il convient de procéder au minimum à 6 prélèvements par type d'essai.

NOTE 3 :

La limite d'élasticité de base réelle mesurée $f_{y,obs}$ ne s'écarte pas plus de 25 % en moins de la limite d'élasticité de base nominale f_y : $f_{y,obs} \geq 0,75 f_y$.

B.1.4 Géométrie des plaques

Sur l'ensemble d'un programme d'essai, 2 plaques complètes par épaisseur et par bobines (non redécoupées en largeur) au minimum doivent faire l'objet de mesures géométriques au sens de l'annexe D de la NF EN 508-1 et de la NF EN 1090-4 complétées de la mesure de la retombée ou remontée de la nervure de rive recouvrante et de la profondeur de bossages.

Pour chaque maquette, les caractéristiques géométriques standard suivantes sont mesurées selon les recommandations de la NF EN 508-1 et de la NF EN 1090-4 :

- Hauteur h de la plaque ;
- Largeur utile l_u ;
- Module (pas) de la plaque.

L'ensemble des caractéristiques géométriques sont conformes aux tolérances de l'annexe D de la NF EN 1090-4.

B.2 Dispositions communes à tous les essais

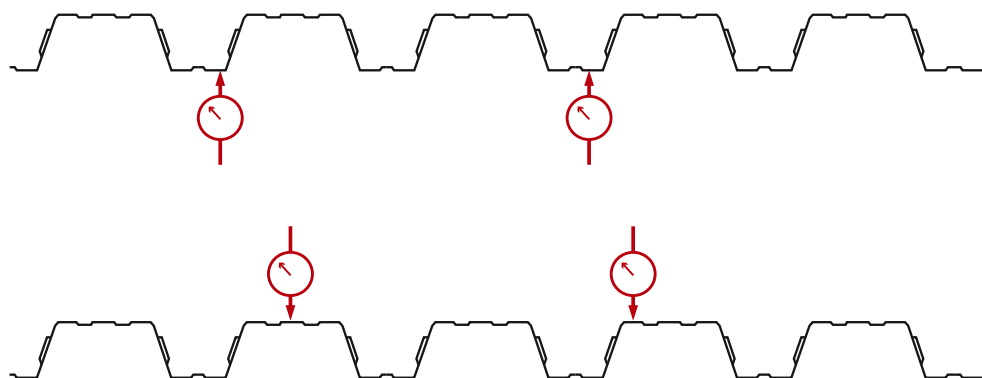
B.2.1 Généralités

Lors du chargement, il convient de veiller à ce que la direction du chargement reste constante.

Le chargement peut être appliqué au moyen de boudruches ou d'un caisson en pression, ou par des palonniers en bois et/ou en acier disposés pour simuler un chargement uniformément réparti.

Les flèches sont mesurées à l'aide d'au moins deux capteurs de déplacement par travée disposés transversalement, de manière symétrique par rapport à l'axe médian longitudinal de la maquette d'essai et au niveau des nervures principales (Figure B.1).

Figure B.1 – Placement transversal des capteurs de déplacement pour essai « Eurocodes » en flexion simple

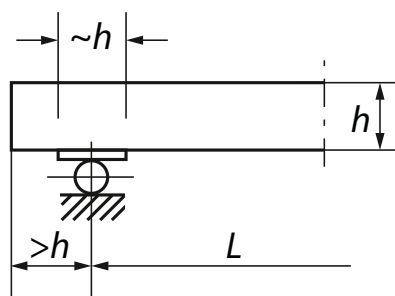


NOTE :

Afin d'éliminer l'influence des déformations locales, il est admis de mesurer les flèches en positionnant une flute à mi-portée dont la longueur excédera la largeur de la maquette afin d'y implanter les dispositifs de mesure.

La maquette d'essai doit reposer librement sur des appuis articulés, Figure B.2, dont la semelle présente une largeur à minima équivalente à la hauteur du produit testé sans toutefois être inférieure à 60 mm pour les plaques nervurées. Il est admis de maintenir la maquette d'essai sur un plat d'ép. 8 mm, et dont la largeur minimale est conforme aux indications ci-avant, à l'aide de pince de serrage ou de serre-joints par exemple ; les appuis restant articulés.

Figure B.2 – Pose sur appui articulé



Le débord à l'axe des appuis est supérieur à la hauteur du produit avec un minimum de 100 mm.

Les éléments de liaison transversale (flûtes métalliques) sont constitués de plats (largeur 30 mm, ép. < 2 mm) ou de cornières (30 mm x 30 mm x 1 mm), fixées aux nervures de rives de la plaque par rivets aveugles ou vis à métal. Elles sont placées perpendiculairement à la direction des nervures principales.

Lorsque les essais sont menés sur plaque nervurée, il convient que :

- la section transversale de cette plaque présente un nombre entier de nervures. Pour ce faire, il est recommandé de recouper en largeur la plaque selon les principes de la Figure B.3 ;
- le calage sur appui s'effectue à l'aide de pièces parallélépipédiques maintenant la maquette d'essai selon le principe de la Figure B.4 – cas a. La largeur de ces cales, dans le plan de coupe en section, n'excède pas « $b_{sup} - 2r$ » où b_{sup} est la largeur nominale de la plage haute et r le rayon de congé avec l'âme.

Figure B.3 – Section transversale testée en flexion simple d'une plaque nervurée

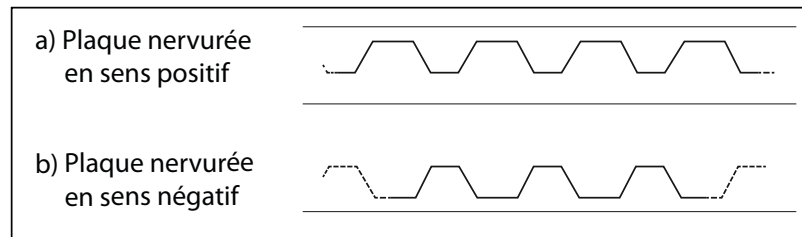


Figure B.4 – Calage sur appui d'une plaque soumise à l'essai « Eurocodes » de flexion simple



NOTE :

Il est admis de recourir à des pièces présentant une géométrie « ad hoc » de la nervure, cas b de la Figure B.4, pour le calage d'une plaque nervurée sur appui.

B.2.2 Facteurs de corrections appliqués aux résultats des essais

Les facteurs de correction ci-après concernent les essais définis dans la présente annexe.

Les corrections sont menées pour chaque essai en divisant la valeur du résultat de l'essai i , $R_{obs,i}$, par le coefficient d'ajustement μ_R :

$$R_{adj,i} = R_{obs,i} / \mu_R$$

$$\mu_R = \left(\frac{f_{y,obs}}{f_y} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{t_{obs,cor}}{t} \right)^\beta$$

Avec :

- $\alpha = 0,5$;
- Si $t_{obs,cor} \leq t$: $\beta = 1$;
- Si $t_{obs,cor} > t$: $\beta = 2$.

Pour la détermination des valeurs caractéristiques de l'inertie il convient d'appliquer l'article A.6.2 (7) de la NF EN 1993-1-3.

NOTE

Dans le cas où un rapport d'essai relatif à des éprouvettes de tôle nervurée présentant un rapport $t_{obs,cor}/t_{cor} < 1.06$ est disponible, les ajustements de valeur ne dépassant pas 1.02 fois la valeur $R_{adj,i}$ conformément au A.6.2 peuvent être négligés.

Pour l'ajustement du moment d'inertie de flexion, lorsqu'on observe un comportement linéaire sous chargement à l'état limite de service, il convient de donner les valeurs suivantes aux exposants de la formule (A.9 de la NF EN 1993-1-3) : $\alpha = 0$ et $\beta = 1.0$.

B.2.3 Valeurs caractéristiques

B.2.3.1 GÉNÉRALITÉS

Conformément au paragraphe A.6.3.1 de la NF EN 1993-1-3, les valeurs caractéristiques sont déterminées statistiquement à condition de disposer de 4 essais minimum.

A l'exception d'une analyse par famille d'essais et lorsque le nombre d'essais est inférieur ou égal à 2, il convient d'appliquer la méthode donnée au paragraphe B.2.3.3.

La valeur caractéristique R_k déterminée sur la base d'au moins 3 essais est obtenue par :

$$R_k = R_m \pm k \cdot s$$

Où :

- s est l'écart-type déterminé par :

$$s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(R_{adj,i} - R_m)^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_{adj,i})^2 - (1/n) \cdot (\sum_{i=1}^n R_{adj,i})^2}{(n-1)}}$$

- k est le coefficient statistique déduit du Tableau B.1 ;
- R_m est la valeur moyenne des résultats d'essais corrigés $R_{adj,i}$ (cf. paragraphe B.2.2) ;
- n est le nombre d'essais considérés.

NOTE :

En règle générale pour la valeur caractéristique de la résistance, il convient d'adopter le signe « - » pour le calcul de R_k .

Tableau B.1 – Coefficient statistique selon (A6.3.3(2)) de la NF EN 1993-1-3 ou d'un coefficient k (cf. NF EN 1990)

N	3	4	5	6	8	10	20	30	α
k	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

B.2.3.2 FAMILLE D'ESSAIS

En complément à la méthode décrite au paragraphe B.2.3.1 et conformément au paragraphe A.6.3.2 de la NF EN 1993-1-3, il est admis de déterminer les valeurs caractéristiques sur la base d'une série d'essais traitée comme une seule famille.

Une famille d'essai est une série d'essais effectuée sur un certain nombre de produits (plaque nervurées ou plateaux) qui sont similaires, mais dans lesquels on fait varier un ou plusieurs paramètres à condition que ces produits aient tous le même mode de ruine.

Il est admis de faire varier les paramètres suivants :

- Dimensions de section transversale (profondeur de raidisseurs, largeur de plage, etc.) ;
- La portée ;
- L'épaisseur ;
- La limite d'élasticité du matériau ;
- La largeur d'appui.

La résistance caractéristique des éléments d'une famille d'essais donnée est déterminée à partir d'une formule de calcul, empirique ou issue des équations de la résistance des matériaux, mettant en relation les résultats d'essais et tous les paramètres appropriés.

L'exemple ci-après (tableau B.2) traite de la détermination de la résistance caractéristique R_k en fonction de la portée d'essai pour une famille de 8 essais pour laquelle seule la portée est le paramètre variable :

Tableau B.2 — Exemple d'une analyse pour une famille d'essais

Numéro d'essai	Ep. Plaque (mm)	Portée (m)	$R_{obs,i}$	$\mu_{r,i}$	$R_{adj,i}$	$R_{adj,i,m}$	$R_{adj,i}/R_{adj,i,m}$	R_k
1	0,71	0,5	$R_{obs,1}$	$\mu_{r,1}$	$R_{adj,1}$	$R_{adj,1,m}$	$R_{adj,1}/R_{adj,1,m}$	$R_{adj,1,m} \times (1 - k.s)$
2			$R_{obs,2}$	$\mu_{r,2}$	$R_{adj,2}$		$R_{adj,2}/R_{adj,1,m}$	
3		0,8	$R_{obs,3}$	$\mu_{r,3}$	$R_{adj,3}$	$R_{adj,2,m}$	$R_{adj,3}/R_{adj,2,m}$	$R_{adj,2,m} \times (1 - k.s)$
4			$R_{obs,4}$	$\mu_{r,4}$	$R_{adj,4}$		$R_{adj,4}/R_{adj,2,m}$	
5		1,1	$R_{obs,5}$	$\mu_{r,5}$	$R_{adj,5}$	$R_{adj,3,m}$	$R_{adj,5}/R_{adj,3,m}$	$R_{adj,3,m} \times (1 - k.s)$
6			$R_{obs,6}$	$\mu_{r,6}$	$R_{adj,6}$		$R_{adj,6}/R_{adj,3,m}$	
7		1,5	$R_{obs,7}$	$\mu_{r,7}$	$R_{adj,7}$	$R_{adj,4,m}$	$R_{adj,7}/R_{adj,4,m}$	$R_{adj,4,m} \times (1 - k.s)$
8			$R_{obs,8}$	$\mu_{r,8}$	$R_{adj,8}$		$R_{adj,8}/R_{adj,4,m}$	

Avec :

- k , le paramètre statistique issu du Tableau B.1 pour $n = 8$;
- s , l'écart-type déterminé par :

$$s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{R_{adj,i}}{R_{adj,i,m}} \right)^2 - \left(\frac{1}{n} \right) \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^n \left(R_{adj,i}/R_{adj,i,m} \right) \right)^2}{(n-1)}}$$

- $R_{adj,i} = R_{obs,i}/\mu_{r,i}$;
- $R_{adj,i,m} = 0,5 \times (R_{adj,2i-1} + R_{adj,2i})$.

B.2.3.3 NOMBRE RÉDUIT D'ESSAIS

Les recommandations du présent paragraphe reprennent celles du paragraphe A.6.3.3 de la NF EN 1993-1-3.

Lorsque la résistance caractéristique est déterminée à partir du résultat ajusté R_{adj} d'un seul essai, il convient d'utiliser la relation suivante :

$$R_k = 0,9 \eta_k R_{adj}$$

Où η_k est un paramètre dépendant du mode de ruine :

Ruine par plastification : $\eta_k = 0,9$;

- Déformation excessive : $\eta_k = 0,9$;
- Flambement local : $\eta_k = 0,9$;
- Instabilité globale : $\eta_k = 0,9$.

Lorsque la résistance caractéristique est déterminée sur une série de 2 essais, et à condition que chaque résultat ajusté $R_{adj,i}$ se situe dans une fourchette de ± 10 % autour de la valeur moyenne $R_{adj,m}$; il convient d'utiliser la relation suivante :

$$R_k = \eta_k R_m$$

Où η_k est défini précédemment.

La valeur caractéristique de rigidité de flexion :

- peut être prise égale à la valeur moyenne établie sur au moins deux essais à condition que chaque résultat d'essai ne s'écarte pas de plus de 10 % de cette valeur moyenne ;
- peut être augmentée par 1,05 pour une valeur défavorable dans le cas d'un essai unique ;
- doit être réduite par 0,95 pour une valeur favorable dans le cas d'un essai unique.

B.2.4 Valeurs de calculs

Le paragraphe A.6.4 de la NF EN 1993-1-3 s'applique avec les précisions suivantes.

La valeur de calcul de résistance R_d est déterminée à partir de la valeur caractéristique correspondante R_k au moyen de la formule suivante :

$$R_d = \eta_{sys} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Où :

- R_k est la résistance caractéristique déterminée précédemment ;
- γ_M est le coefficient partiel pour la résistance (voir paragraphe B.2.5) ;
- η_{sys} est le coefficient de conversion qui pour les plaques nervurées prend pour valeur : $\eta_{sys} = 1,00$.

B.2.5 Coefficients partiels pour la résistance

Conformément à la NF EN 1993-1-3, paragraphes 2 (3)P et 2(5), et son annexe nationale, il est rappelé que la valeur recommandée pour le coefficient partiel de résistance :

- à une plastification excessive compte tenu du flambement local et/ou par distorsion, γ_{M0} , vaut : $\gamma_{M0} = 1,00$;
- lorsque la ruine est due à un flambement global, γ_{M1} , vaut : $\gamma_{M1} = 1,00$;
- au niveau des trous des éléments de fixation, γ_{M2} , vaut : $\gamma_{M2} = 1,25$;
- aux états limites de service, $\gamma_{M,ser}$, vaut : $\gamma_{M,ser} = 1,00$.

B.2.6 Conditions d'interpolation et d'extrapolation

L'interpolation et l'extrapolation se font sur l'épaisseur t_{cor} .

Les règles d'interpolation et d'extrapolation suivantes s'appliquent pour tous les essais :

- L'interpolation entre deux points correspond au minimum entre une interpolation linéaire et une interpolation quadratique d'ordre 2 à l'exception du calcul de l'inertie pour lequel l'interpolation linéaire seule est admise ;
- L'extrapolation se fait de manière linéaire en passant par l'origine. La droite d'extrapolation doit placer en sécurité par rapports aux résultats des essais.

L'extrapolation linéaire pour des épaisseurs supérieures à celles testées est possible dans la limite de 27 % (variation maximale de l'épaisseur t_{cor}).

B.2.7 Programme d'essai minimal proposé

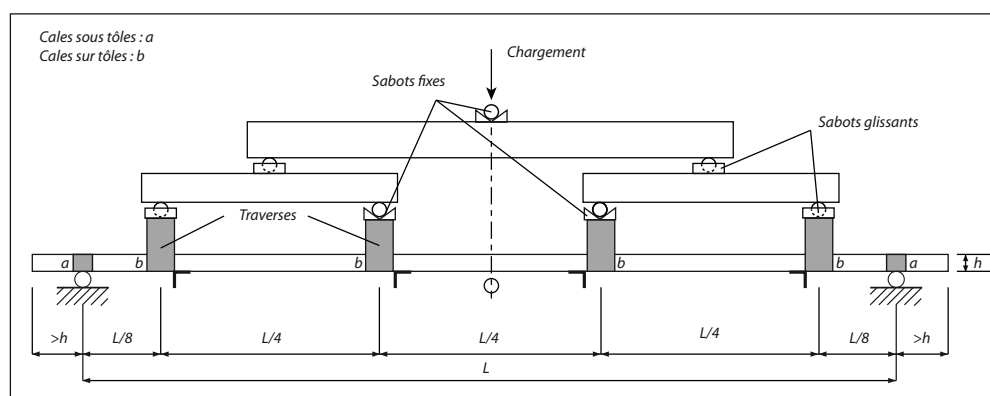
Il convient de réaliser au minimum 2 essais de flexion en travée simple par épaisseur et par portée ; 4 essais au moins en tout quel que soit le nombre d'épaisseurs caractérisées.

B.3 Essai de flexion en travée simple avec charges linéaires multiples

B.3.1 Descriptif de l'essai

L'essai de flexion doit être conduit suivant les principes de la Figure B.5 et conformément au paragraphe A2.2 de la NF EN 1993-1-3.

Figure B.5 – Principe de montage de l'essai « Eurocodes » de flexion simple



La portée préconisée doit viser une flèche sous poids propre de la dalle la moins épaisse, avec l'épaisseur de tôle minimum, d'au moins $L/180$, calculée avec une inertie totale.

Le dispositif de transmission des charges est constitué de :

- pièces transversales disposées sur la maquette d'essai ;
- pièces complémentaires reliant les pièces transversales au dispositif de mise en charge.

NOTE :

Dans le cas d'usage de palonniers, ceux-ci sont disposés sur appuis à rouleaux. Il s'agit d'appuis cylindriques à axes horizontaux, montés sur roulements à billes.

La tolérance sur les distances entre points d'application des charges est de ± 10 mm.

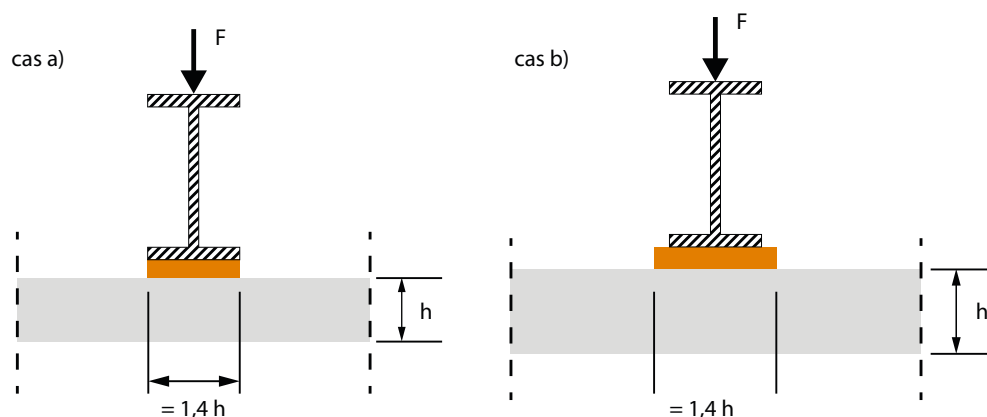
Les charges sont transmises à la maquette d'essai par des pièces transversales qui, sous l'effet des charges d'essai, ne subissent pas de déformations supérieures à $1/500$ de leur longueur.

La largeur de tôle à considérer est la largeur utile du profil, sauf si la capacité limite de dispositif d'application de charges est atteinte, dans ce cas il importe alors de réduire le nombre de nervures du profil.

La charge de ruine est la charge totale maximale.

La largeur d'appui des pièces transversales est égale à 1,4 fois la hauteur des nervures principales, cf. Figure B.6.

Figure B.6 – Largeur d'appui des pièces transversales



Leur face inférieure est plane et s'appuie sur des cales de même largeur, d'épaisseur supérieure de 2 mm au moins à la hauteur des nervures principales qui reposent sur les parties planes entre nervures en prévoyant, le cas échéant, des réservations pour les nervurations secondaires et congés latéraux (Figure B.7.a).

Deux types de cales peuvent être utilisés :

- des cales parallélépipédiques (figure B.7.a) dont la largeur de repos, dans le plan de coupe en section, n'excède pas « $b_{inf} - 2 r$ » où b_{inf} est la largeur de la plage basse et r le rayon de congés avec l'âme ;
- des cales ad'hoc (figure B.7.b).

Figure B.7.a – Essais « Eurocodes » en flexion simple avec charges linéaires multiples – cale parallélépipédique

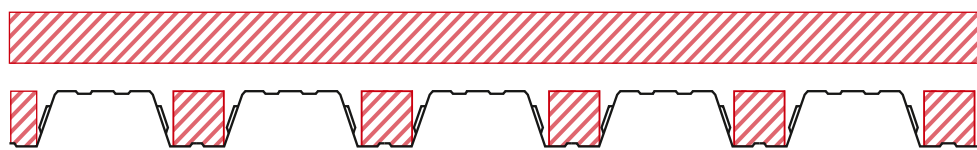
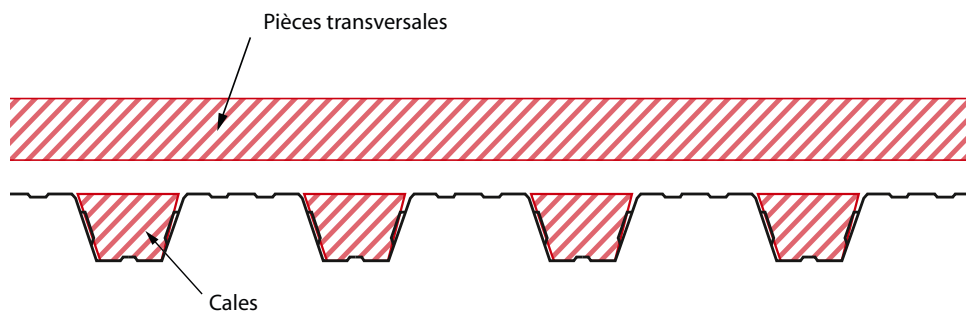


Figure B.7.b – Essais « Eurocodes » en flexion simple avec charges linéaires multiples – cale ha-doc



Il est également possible de caler au moyen d'un peigne et de sable.

Les flûtes sont disposées à proximité des pièces transversales et des cales selon le principe de la Figure B.5.

Les flûtes métalliques sont constituées de plats (largeur 30 mm, épaisseur $2 < mm$) ou de cornières (30 mm x 30 mm x 1 mm), fixées aux nervures de rives de la plaque par rivets aveugles ou vis à métal.

Ces distances peuvent être adaptées à la taille de la maquette.

B.3.2 Mode opératoire

Pour chaque essai, il convient de procéder selon les étapes suivantes :

- Disposer la maquette d'essai sur les appuis, nervures principales de la plaque vers le bas ou vers le haut selon l'usage prévu ou selon le sens d'application de la charge, pression ou dépression, posée librement sur les appuis ;

- Mettre en place les dispositifs de mesure et relever la position initiale (mise à zéro des déplacements et charges) ;
- Mettre en place le dispositif de transmission des charges prévu selon B.3.1 ;
- Mesurer les flèches correspondant à la charge créée par ce dispositif ;
- Appliquer la charge à vitesse constante jusqu'à la ruine de la maquette, avec un minimum de 10 points de mesure pour une vitesse moyenne de chargement de l'ordre de $5 \pm 2,5$ daN/s.

A chaque point de mesure correspondent des valeurs de charge et de déplacements.

NOTE :

Il est admis de procéder à l'enregistrement informatique des mesures tout au long de l'essai avec un intervalle temporel compris entre 1 et 5 secondes.

Il est admis que le rapport d'essai précise la valeur initiale des déplacements relevés avant la pose du palonnier de chargement. La partie de la masse du palonnier qui n'est pas prise en compte dans la mesure de l'effort devra être indiquée.

B.3.3 Présentation des résultats — rapport d'essais

B.3.3.1 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les résultats sont présentés sous forme de tableaux et de graphiques en donnant pour chaque essai :

- La portée d'essai L ;
- Le poids de la maquette d'essai en daN/m² ou en daN ou en kN ;
- Le poids du dispositif de chargement en daN/m² ou en daN ou en kN ;
- Les charges en daN ou en kN ;
- Les flèches en mm et les charges correspondantes ;
- La charge maximale ayant provoqué la ruine, R_{obs} , en daN ou en kN ;
- La dernière charge notée avant l'arrêt de l'essai en daN ou en kN.

Les déformations subies par la plaque en cours d'essai et les charges correspondantes sont également notées.

B.3.3.2 RAPPORT D'ESSAIS

Le rapport d'essais doit comporter les indications suivantes :

- une description des maquettes d'essai ;
- les poids des maquettes d'essai ;
- les caractéristiques géométriques des plaques ou panneaux avec les cotes relevées selon les prescriptions du paragraphe B.1.4.

Pour chaque essai, le rapport mentionne les informations suivantes :

- les caractéristiques mécaniques des tôles d'acier :
 - l'allongement pour cent après rupture A ;
 - la limite supérieure d'écoulement R_{eH} ou la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % $R_{p0,2}$, en newtons par millimètre carré (N/mm²) ;
 - la résistance à la traction R_m , en newtons par millimètre carré (N/mm²).
- les caractéristiques de la maquette :
 - la répartition des liaisons transversales (flûtes) ;
 - les emplacements des fixations mises en œuvre, dans le cas de maquette d'essai fixée, portés sur des croquis schématiques.

- les conditions générales d'essais :
 - le poids du dispositif de transmission des charges utilisées ;
 - les détails opératoires non prévus ainsi que les incidents susceptibles d'avoir agi sur les résultats.
- les résultats des essais présentés conformément à B.3.3.1.

B.3.4 Interprétation de l'essai de flexion

Il convient de déterminer le moment résistant de calcul de la section transversale soumise à la flexion ainsi que la rigidité de flexion efficace.

Pour la détermination du moment résistant, il convient d'appliquer la relation suivante :

$$M_{c,Rd} = R_d \cdot \frac{L_E}{8} + g_k \cdot L_V \cdot \frac{(2 \cdot L_E - L_V)}{8}$$

Où :

- $M_{c,Rd}$ est en m.kN/ml ;
- R_d est la valeur de calcul de la résistance définie au paragraphe B.2.4 en kN/ml ;
- g_k est le poids propre de la maquette d'essai en kN/m² ;
- L_E est la portée de l'essai en m ;
- L_V est la longueur totale de la maquette d'essai en m.

NOTE 1 :

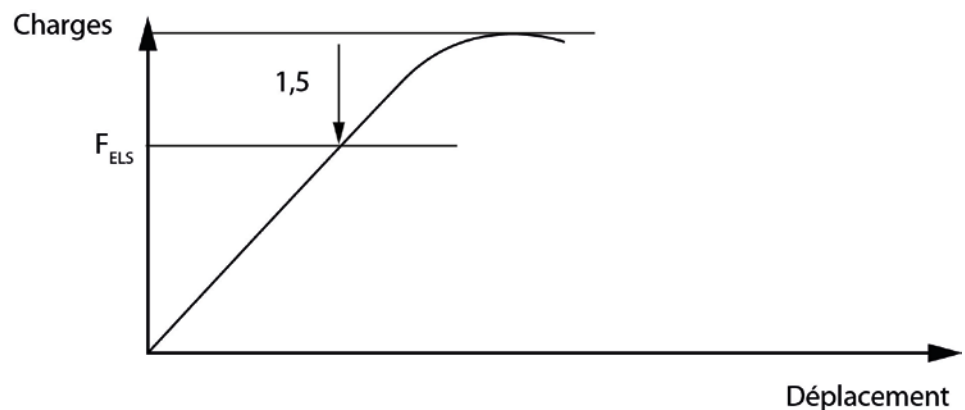
Il convient de considérer la largeur utile de la maquette d'essai pour la détermination de R_d ainsi que pour le calcul de $M_{c,Rd}$.

La première étape pour la détermination de la rigidité de flexion efficace I_{eff} est effectuée conformément à A.2.2(4) de la NF EN 1993-1-3.

Deux solutions sont possibles :

- On considère une charge et un déplacement sur la courbe charges déplacements correspondant à la charge ultime divisée par 1.5. Cette approche n'est valable que si ce point tombe dans la partie linéaire de la courbe (cf. figure B.8).

Figure B.8 – Détermination de la charge ELS à partir de la charge ELU



- On applique la formulation suivante pour chaque essai qui est applicable dans toutes les situations

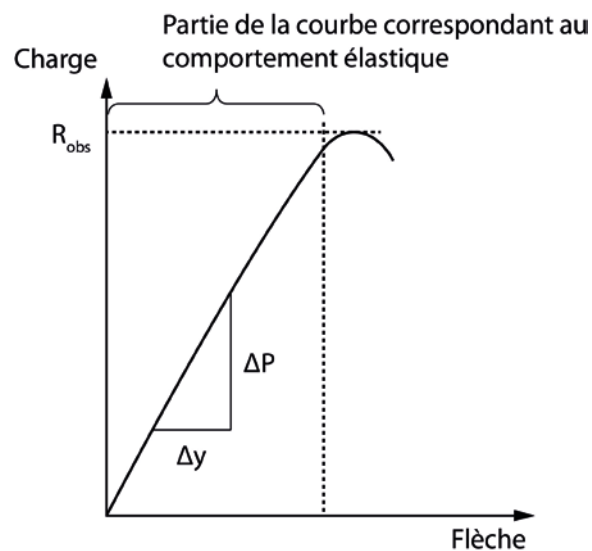
$$I_{obs,i} = \frac{\Delta P}{\Delta y} \cdot \frac{L_E^3}{8 \cdot 9,37 \cdot E}$$

Où :

- $I_{obs,i}$ est l'inertie de la maquette d'essai (mm⁴) ;
- ΔP est la variation de charge sur la partie droite de la courbe « charge-flèche » de l'essai (voir Figure B.9 en N) ;
- Δy est la variation de flèche sur la partie droite de la courbe « charge-flèche » de l'essai (voir Figure B.9 en mm) ;
- L_E est la portée de l'essai en mm ;
- E est le module d'Young du matériau, pour l'acier : $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$.

Les points choisis pour la détermination de ΔP et Δy doivent être représentatifs de la pente de la droite.

Figure B.9 – Courbe « charge-flèche » d'un essai « Eurocodes » de flexion simple



La seconde étape consiste à déterminer les valeurs caractéristiques et de calcul selon les principes du paragraphe B.2 et d'en déduire I_{eff} (en cm⁴/ml) par la relation :

$$I_{eff} = I_d$$

Il convient de considérer la largeur utile des maquettes d'essai pour la détermination des valeurs d'essai ajustées.

B.4 Dispositif d'essai « Appui intermédiaire »

B.4.1 Descriptif de l'essai

L'essai de flexion sur appui intermédiaire doit être conduit suivant les principes de la figure B.10 ci-dessous et selon l'article A5.2.2 de la NF EN 1993-1-3. Le détail de la largeur d'appui est donné en figure B.11.

Figure B.10 – Schéma du dispositif d'essai « appui intermédiaire »

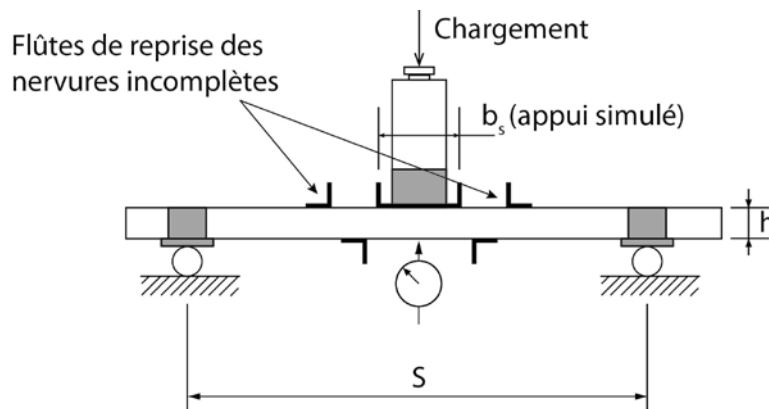
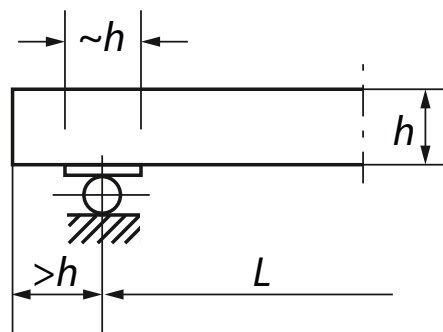


Figure B.11 – Détail de la largeur d'appui



Chaque configuration (portée ; largeur d'appui ; épaisseur du profil) doit être répétée au moins deux fois.

La portée s peut être prise égale :

- à $4h + b_e$ minimum, h étant la hauteur du profil ;
- à $0,4 L_{\max}$ maximum, L_{\max} étant la portée maximale visée.

Les dispositions de calage sur les appuis d'extrémités peuvent être prises à l'identique de l'essai de flexion simple.

L'essai doit être mené avec un chargement monotone croissant, avec une vitesse de chargement idem à précédemment.

Pour chaque valeur de la portée s , la réaction d'appui simulée est déduite des réactions d'appuis mesurées. En l'absence de dispositif de mesure de réactions d'appuis, il convient de prendre la réaction d'appui R égale à la moyenne (sur l'ensemble des essais à s) des valeurs ajustées de la charge maximale F_{\max} .

La valeur correspondante du moment sur appui M est déduite de la relation :

$$M = \frac{sR}{4}$$

Il convient pour des largeurs d'appui simulées supérieure à 60 mm de considérer la relation suivante ;

$$M = \frac{R}{8} (2s - b_s)$$

Il convient de porter sur un graphique les couples de valeurs M et R obtenus pour chaque valeur de s (cf. figures B.12 et B.13).

Figure B.12 – Schéma d'interaction M/R aux ELU

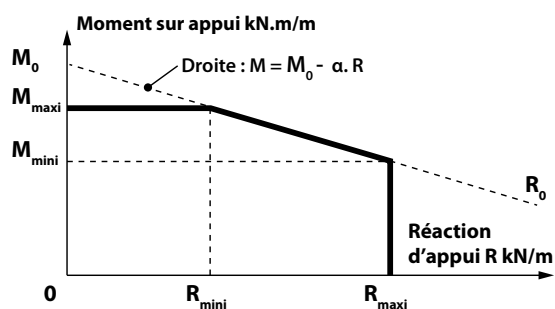
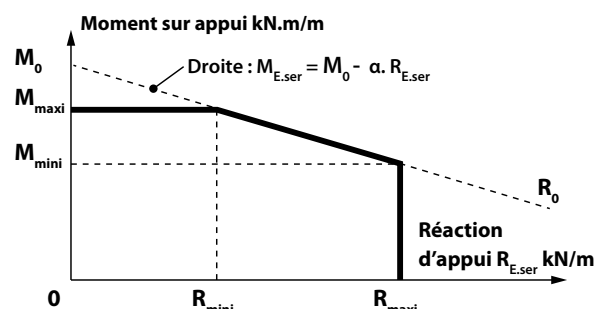


Figure B.13 – Schéma d'interaction M/R aux ELS



Le nombre d'essais est au minimum de 2 par épaisseur pour la même portée et la même largeur d'appui simulée. L'essai peut être mené pour plusieurs largeurs d'appui simulé. Dans le cas d'une analyse par famille, le nombre d'essai minimum est de 4.

Le minimum de la largeur d'appui b_e doit être égal à la valeur définie dans la fiche technique du fabricant. Le maximum doit être de 200 mm.

Les dispositions des flûtes pour les profils suivent les dispositions figurant sur les figures B.14.a et B.14.b ci-dessous :

Le découpage des ailes est recommandé, de manière à avoir un nombre entier de nervures (au milieu du sommet de nervure). Dans le cas contraire, on dispose de flûtes en partie supérieure.

Figure B.14.a – Positionnement des flûtes sur une plaque nervurée dans le cas d'un nombre complet de nervures

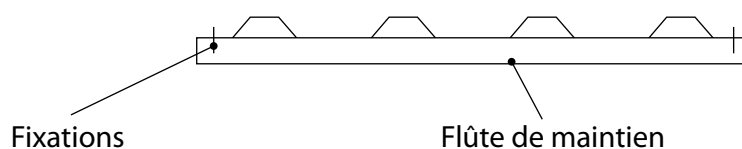
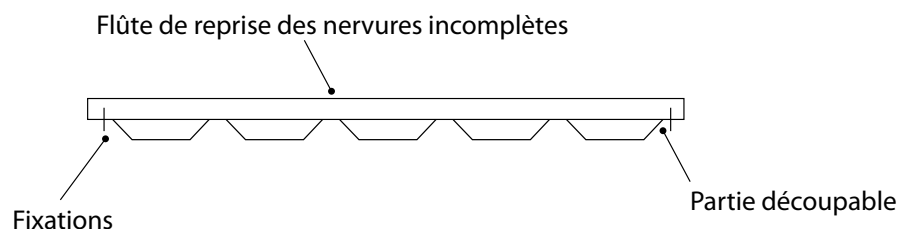


Figure B.14.b – Positionnement des flûtes sur une plaque nervurée dans le cas d'un profil non découpé



NOTE

Les flûtes inférieures doivent maintenir des nervures complètes et être positionnées à 15 mm des appuis.

B.4.2 Mode opératoire

Pour chaque essai, il convient de procéder selon les étapes suivantes :

- Disposer la maquette d'essai sur les appuis, nervures principales de la plaque vers le bas ou vers le haut selon l'usage prévu ;

- Lorsqu'il s'agit d'une plaque nervurée sous chargement en pression, la maquette d'essai est posée librement sur les appuis rotulés ;
- Lorsqu'il s'agit de plaque nervurée sous chargement en dépression, fixer ceux-ci selon les dispositions prévues ;
- Mettre en place les dispositifs de mesure et relever la position initiale (mise à zéro des déplacements et charges) ;
- Mettre en place le dispositif de transmission des charges prévu selon le cas ;
- Mesurer les flèches correspondant à la charge créée par ce dispositif ;
- Appliquer la charge à vitesse constante. Il est recommandé d'avoir une vitesse moyenne de chargement de l'ordre $5 \pm 2,5$ daN/s ;
- Poursuivre l'essai au-delà de la charge maximale et mesurer les flèches :
 - jusqu'à ce que la charge appliquée ait diminué de 10 à 15 % par rapport à cette valeur maximale ;
 - ou jusqu'à stagnation de la charge (apparition d'un point d'inflexion)
 - ou jusqu'à ce que la flèche ait atteint une valeur égale à 6 fois le déplacement élastique maximum.

A chaque point de mesure correspond des valeurs de charges et de déplacements.

NOTE :

Il est admis de procéder à l'enregistrement informatique des mesures tout au long de l'essai avec un intervalle temporel compris entre 1 et 5 secondes.

B.4.3 Présentation des résultats – rapport d'essais

B.4.3.1 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les résultats sont présentés sous forme de tableaux et de graphiques en donnant pour chaque essai :

- La portée d'essai L ;
- Le poids de la maquette d'essai en daN/m² ou en daN ou kN ;
- Le poids du dispositif de chargement en daN/m² ou en daN ou kN ;
- Les flèches en mm et les charges correspondantes ;
- La charge maximale, R_{obs} , en daN ou kN ;
- La dernière charge notée avant l'arrêt de l'essai en daN ou kN ;
- Des photos éventuelles des modes de ruine ;
- Les déformations subies par la plaque en cours d'essai et les charges correspondantes peuvent également être notées.

B.4.3.2 RAPPORT D'ESSAIS

Le rapport d'essais doit comporter les indications suivantes :

- une description des maquettes d'essai ;
- les poids des maquettes d'essai ;
- les caractéristiques géométriques des plaques avec les cotes relevées selon les prescriptions du paragraphe B.1.4.

Pour chaque essai, le rapport mentionne les informations suivantes :

- les caractéristiques mécaniques des tôles d'acier :
 - l'allongement pour cent après rupture A le cas échéant ;
 - la limite supérieure d'écoulement R_{eH} ou la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % $R_{p0,2}$, en newtons par millimètre carré (N/mm²) ;
 - la résistance à la traction R_m , en newtons par millimètre carré (N/mm²) le cas échéant ;

- les caractéristiques de la maquette :
 - la répartition des liaisons transversales (flûtes) ;
- les conditions générales d'essais :
 - le poids du dispositif de transmission des charges utilisé ;
 - les détails opératoires non prévus ainsi que les incidents susceptibles d'avoir agi sur les résultats.
- les résultats des essais présentés conformément à B.4.3.1.

B.4.4 Interprétation des essais

La largeur de tôle à considérer est la largeur utile du profil sauf dans le cas où les maquettes sont découpées latéralement, et sauf si la capacité limite de dispositif d'application de charges est atteinte, dans ce cas il importe alors de réduire le nombre de nervure du profil.

L'interpolation est possible pour les paramètres suivants :

- L'épaisseur de la tôle ;
- La largeur d'appui ;
- Le couple (M ; R) ;
- La portée.

L'extrapolation n'est pas admise.

L'interpolation linéaire est admise entre deux épaisseurs testées.

Les valeurs maximales de M et R sont respectivement utilisées pour la vérification seule du moment négatif sur appui et de la réaction d'appui intermédiaire seule.

Pour la vérification de l'interaction moment/réaction sur appui au sens du paragraphe 6.1.11 de la norme NF EN 1993-1-3, il convient d'utiliser M_0 et R_0 obtenus à partir de la droite de régression entre les différents couples M-R (cf. figures A.2.A et A.2.B).

NOTE

Dans le cas d'exploitation de résultats d'essai, il convient de vérifier l'expression suivante

$$\frac{M_{Ed}}{M_0} + \frac{F_{wEd}}{R_0} \leq 1$$

B.4.4.1 INTERPRÉTATION DE L'ESSAI EN RÉGIME ÉLASTIQUE

Pour chaque valeur de la portée L_E , la réaction d'appui simulée est la moyenne des valeurs ajustées de la charge maximale R_{obs} .

La valeur correspondante du moment sur appui $M_{u,k}$ est déduite de la relation :

$$M_{u,k} = F_{u,k} \cdot L_E / (4 \cdot b_v) + g \cdot [L_E^2 - (L_v - L_E)^2] / 8$$

$L_E = S$ est la portée de l'essai, L_v est la longueur totale du profil en (m) ;

g est le poids du profil en (kN/m²) ;

b_v est la largeur utile de la maquette ;

$R_{u,k} = F_{u,c} = (R_m / b_v) \cdot (1 - k \cdot s)$, est la charge totale en (kN/m) corrigée du coefficient d'ajustement de la résistance μ_R et du facteur statistique ;

R_m est la valeur moyenne des résultats d'essais corrigés ;

Il convient de considérer la largeur utile des maquettes d'essai pour la détermination des valeurs caractéristiques.

B.4.4.2 INTERPRÉTATION DE L'ESSAI EN RÉGIME PLASTIQUE

Dans le cadre d'une analyse plastique, la détermination du moment résiduel et de la rotation à utiliser nécessite de tracer, pour chaque essai, un diagramme donnant la charge appliquée en fonction de la flèche nette correspondante (cf. figure B.15). A partir de ce tracé (cf. figure A.9 de la NF EN 1993-1-3), il convient de déterminer la rotation θ pour une gamme de valeurs de la charge appliquée, par l'équation suivante :

$$\theta = \frac{2(\delta_{pl} - \delta_e - \delta_{el})}{0,5s - e}$$

$$\theta = \frac{2(\delta_{pl} - \delta_e - \delta_{lin})}{0,5s - e}$$

où :

δ_{el} est la flèche nette pour une charge donnée sur la partie ascendante de la courbe, avant F_{max} ;

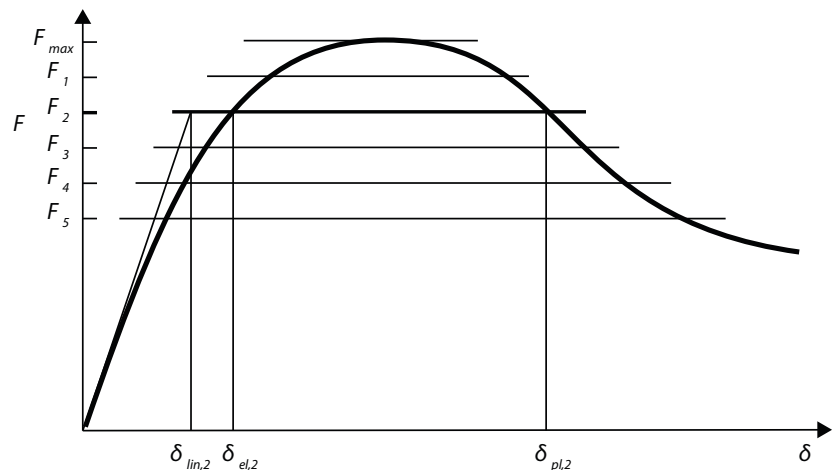
δ_{pl} est la flèche nette pour la même charge sur la partie descendante de la courbe, après F_{max} ;

δ_e est la flèche moyenne mesurée à une distance e de l'appui ;

s est la portée d'essai ;

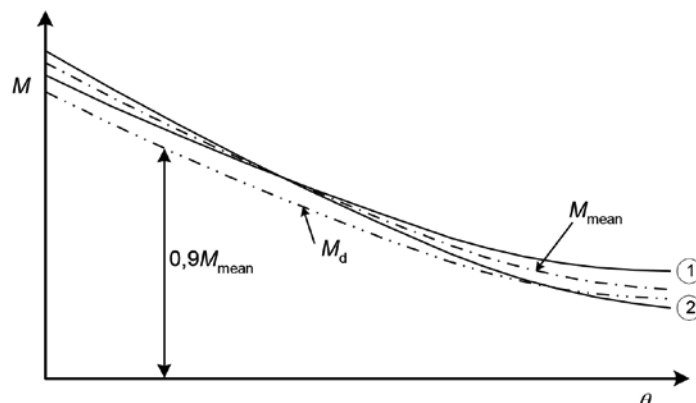
e est la distance entre un point de mesure de la flèche et un appui.

Figure B.15 – Exemple de courbe charge appliquée en fonction de la flèche nette



Il convient de tracer le diagramme $M - \theta$ (cf. figure B.16) pour chaque essai effectué avec une portée d'essai donnée s correspondant à une portée donnée L de la poutre comme indiqué sur la Figure B.10. Il convient alors de retenir comme valeur de calcul du rapport $M - \theta$ sur appui intermédiaire, celle qui correspond à 0,9 fois la valeur moyenne de M pour tous les essais correspondant à cette valeur de portée L de la poutre.

Figure B.16 – Courbe typique $M - \theta$ (Figure A.10 NF EN 1993-1-3)



A titre de simplification et afin de faciliter l'exploitation des résultats, il peut être établi un tableau B.3 donnant des valeurs de moment en fonction de valeurs de rotation correspondante.

Tableau B.3 — Exemple de tableau de présentation des résultats

t [mm]										
s [mm]	S ₁		S ₂		S ₃		S ₄		S ₅	
L [m]	L ₁		L ₂		L ₃		L ₄		L ₅	
b _b [mm]	b _{b1}	b _{b2}	b _{b1}	b _{b2}	b _{b1}	b _{b2}	b _{b1}	b _{b2}	b _{b1}	b _{b2}
M										
R										
M/R										
θ	M _{reag}									
0,025										
0,05										
0,075										
0,1										
0,125										
0,15										
0,175										
0,2										
0,225										
0,25										
0,275										
0,3										

La détermination de la courbe M θ se fait de la manière suivante :

- A partir de la courbe flèche chargement déterminer le moment $M_{reag}(\theta)$ et la rotation associée ;
- Calculer le coefficient μ_R pour chaque essai ou pour une famille d'essai ;
- Corriger la courbe du moment par le coefficient μ_R ;

$$M_{Réag,corr} = M_{Réag} / \mu_R$$

- Pour la partie de la courbe M téta décroissante : Déterminer le polynôme équivalent de régression de degré 6 ;
- Pour l'ensemble des essais à configurations identiques calculer la courbe moyenne $M_{moy} \theta$;
- Appliquer un coefficient 0.9 à la courbe moyenne.

B.5 Dispositif d'essai « Appui d'extrémité »

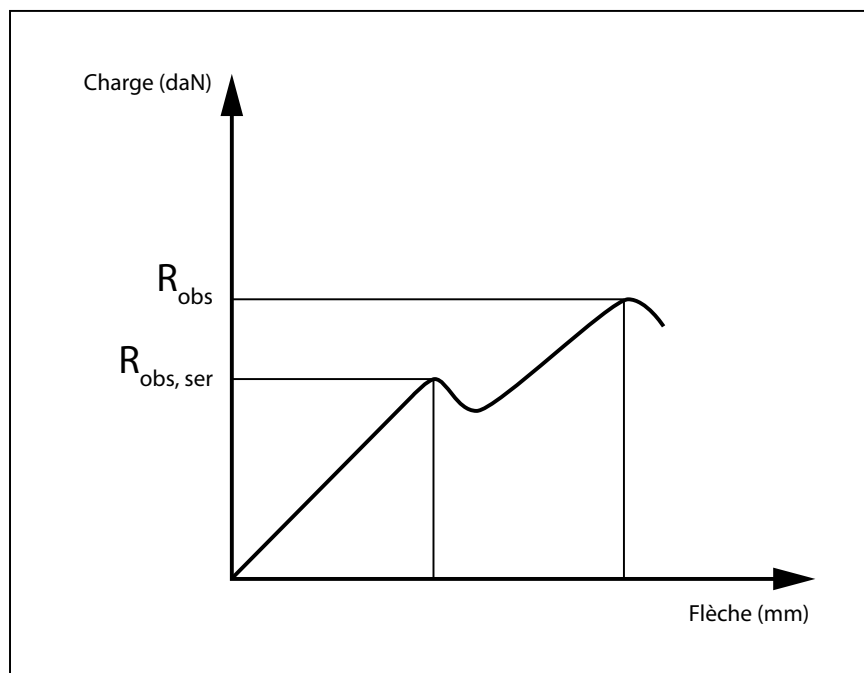
B.5.1 Descriptif de l'essai

L'essai d'appui d'extrémité vise une ruine par effort tranchant ou compression sur appui.

La réaction d'appui peut être déduite par calcul ou par mesure directe de l'effort sur appui.

Lors de l'essai, si la courbe de relevés « effort-déplacement » (cf. Figure B.17) présente une phase de reprise de charge (remontée en charge après une phase de descente), il est alors possible d'avoir deux points de charge maximum, l'un local et le second supérieur au premier. Le premier point doit être utilisé pour un calcul à l'état limite de service et le deuxième à l'état limite ultime.

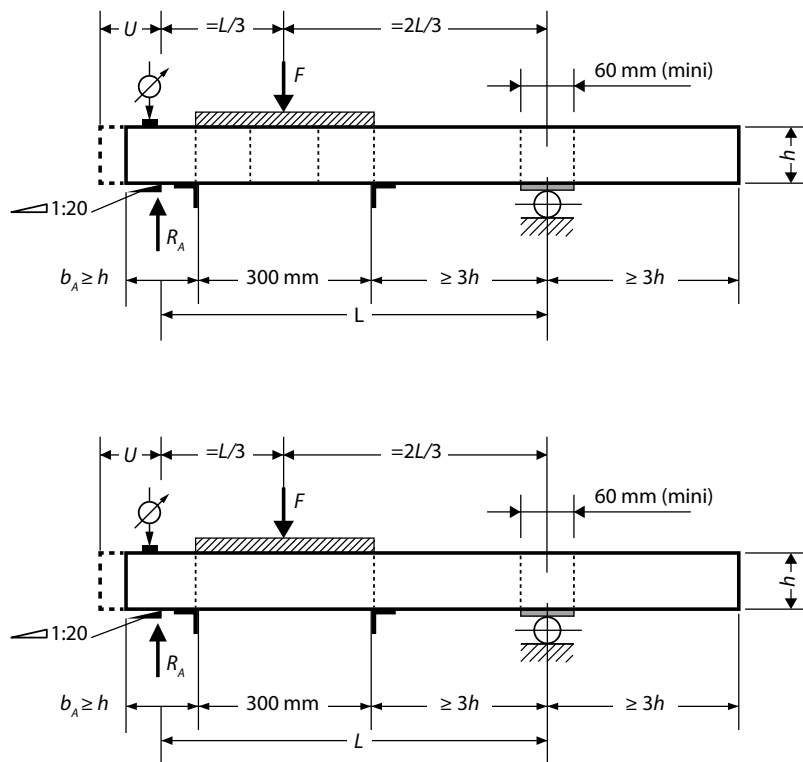
**Figure B.17 – Courbe typique
« Effort-déplacement »
d'un essai d'appui d'extrémité**



La valeur de la réaction d'appui maximale mesurée au cours de l'essai de flexion peut être utilisée comme limite inférieure de la résistance de la section à l'effort de cisaillement et à la force transversale locale. En alternative, la résistance à l'effort de cisaillement et à la force transversale peut être déterminée par calcul.

L'essai de réaction d'appui d'extrémité doit être mené selon les principes de la Figure B.18 et du paragraphe A.2.5 de la NF EN 1993-1-3.

**Figure B.18 – Essai
« Eurocodes » d'appui
d'extrémité sur plaque nervurée**



Légende

b_A Longueur d'appui

U Longueur entre le bord intérieur de l'appui d'extrémité et l'extrémité de la plaque

La largeur de la cale biaise est au maximum de $1,4 h$ avec h la hauteur du profil.

Des flûtes doivent être placées sous le profil dans la zone d'application de la charge.

La portée L (mm) de l'essai est supérieure ou égale à $7.h/2 + 300$ mm, avec h en mm.

Les éléments de liaison transversale sont placés sous la maquette d'essai au droit de la platine d'application de la charge.

Il est possible de réaliser des essais séparés pour déterminer la résistance au cisaillement de la plaque pour différentes valeurs de u , distance entre le point de contact au droit du bord intérieur de l'appui d'extrémité et l'extrémité réelle de la plaque.

L'essai sur plaque nervurée peut être, au choix, mené avec ou sans cales sous dispositif d'application de la charge. Dans le cas d'un essai avec cales, celui-ci est réalisé selon les principes donnés en B.3.

L'essai sur plaque nervurée peut être également, au choix, mené avec ou sans cales sous dispositif d'application de la charge. Dans le cas d'un essai avec cales, celui-ci est réalisé selon les principes donnés B.3.

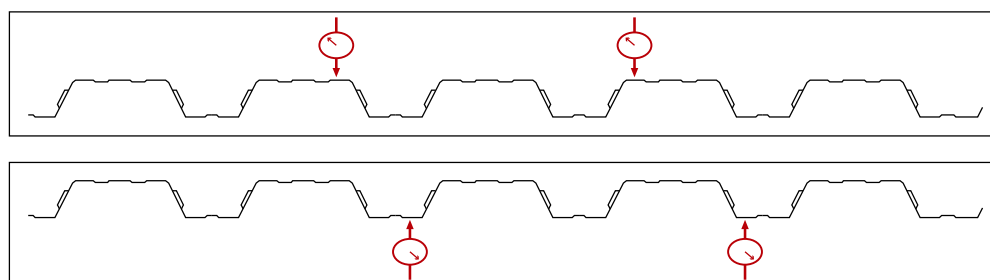
Le dispositif de calage à l'appui articulé :

- dans le cas de plaques nervurées est celui donné sur la Figure B.4.

Les déplacements sont mesurés selon les modalités :

- de la figure B.19 pour les plaques nervurées : il est alors recommandé d'implanter les capteurs en sommet de nervure au droit de l'appui incliné (appui A de la figure B.18) ou à défaut sous les plages basse au droit de la platine d'application de la charge.

Figure B.19 – Capteurs de mesure des déplacements pour les plaques nervurées



B.5.2 Mode opératoire

Pour chaque essai, il convient de procéder selon les étapes suivantes :

- Disposer la maquette d'essai sur les appuis ;
- Disposer les cales sur l'appui articulé ;
- Mettre en place les dispositifs de mesure et relever la position initiale (mise à zéro des déplacements et charges) ;
- Lorsqu'il s'agit d'une plaque nervurée, disposer éventuellement les cales au droit de la platine d'application de la charge ;
- Mettre en place la platine d'application de la charge et le dispositif de transmission des charges ;
- Mesurer les flèches correspondant à la charge créée par l'ensemble « platine + dispositif d'application de la charge » ;
- Appliquer la charge à vitesse constante, avec une vitesse moyenne de chargement de l'ordre de $2,5 \pm 1$ daN/s jusqu'à la ruine de la maquette d'essai avec un minimum de 10 points de relevés.

A chaque point de mesure correspondent des valeurs de charge et de déplacements.

NOTE :

Il est admis de procéder à l'enregistrement informatique des mesures tout au long de l'essai avec un intervalle temporel compris entre 1 et 5 secondes.

B.5.3 Présentation des résultats et rapport d'essais

Les recommandations du paragraphe B.3.3 s'appliquent.

B.5.4 Interprétation

Les résultats des essais peuvent être utilisés tels quels (sans extrapolation) pour des profondeurs d'appuis et des épaisseurs de tôles supérieures à celles de l'essai.

L'interpolation est possible pour les paramètres suivants :

- L'épaisseur de la tôle ;
- La largeur d'appui.

L'extrapolation linéaire pour des épaisseurs supérieures à celles testées est possible dans la limite de 27 % (variation maximale de l'épaisseur t_{cor}).

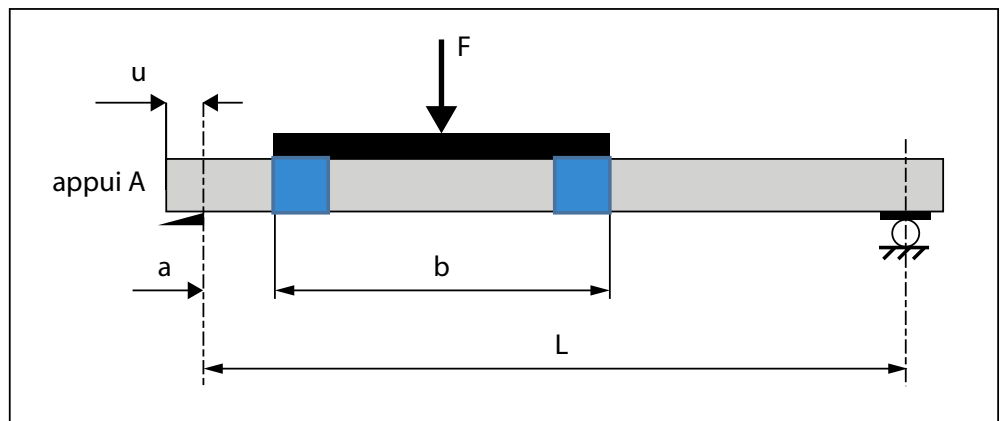
A partir de l'essai défini au paragraphe 4, il convient de déterminer, pour chaque valeur de u , la résistance locale sur appui d'extrémité $R_{w,Rd}$ aux ELU par la relation suivante :

$$R_{w,Rd} = R_d \cdot \frac{[L - (a + b/2)]}{L}$$

Où :

- $R_{w,Rd}$ est en kN/ml ;
- R_d est la valeur de calcul de la résistance définie au paragraphe 13.4, en kN/ml ;
- L est la portée de l'essai, voir Figure B.20, en m ;
- b est la largeur de la platine de répartition, voir Figure B.20 : $b = 300 \text{ mm} = 0,3 \text{ m}$;
- a est la distance entre le nu d'appui A et la platine tel qu'indiqué à la Figure B.20, en m.

Figure B.20 – Représentation schématique de l'essai « Eurocodes » d'appui d'extrémité



Il convient de déterminer, pour chaque valeur de u , la résistance locale sur appui d'extrémité $R_{w,Rd,ser}$ aux ELS par la relation suivante :

$$R_{w,Rd,ser} = R_{d,ser} \cdot \frac{[L - (a + b/2)]}{L}$$

Où :

- $R_{w,Rd,ser}$ est en kN/ml ;
- $R_{d,ser}$ est la valeur de calcul de la résistance ELS déterminée par les principes définis au paragraphe 13.4 sur la base de résistances observées aux ELS $R_{obs,ser}$ en kN/ml ;
- L est la portée de l'essai, voir Figure B.20, en m ;
- b est la largeur de la platine de répartition, voir Figure B.20 : $b = 300 \text{ mm} = 0,3 \text{ m}$;
- a est la distance entre le nu d'appui A et la platine tel qu'indiqué à la Figure B.20, en m ;
- Les résistances observées pour les ELU (R_{obs}) et pour les ELS ($R_{obs,ser}$) sont celle définies par le principe de la Figure B.17.

Il convient de considérer la largeur utile des maquettes d'essai pour la détermination des valeurs caractéristiques.

Il est possible de réaliser des essais séparés pour déterminer la résistance au cisaillement de la plaque pour différentes valeurs de u , distance entre le point de contact au droit du bord intérieur de l'appui d'extrémité et l'extrémité réelle de la plaque.

La réaction d'appui peut être déduite par calcul, ou par mesure directe de l'effort sur appui.

Chaque configuration (profondeur d'appui ; épaisseur du profil) doit être répétée au moins deux fois, avec un nombre d'essais minimal de 4 au total. L'interprétation est faite sur une famille ayant un ou plusieurs paramètres variables à condition que ces éléments aient tous le même mode de ruine.

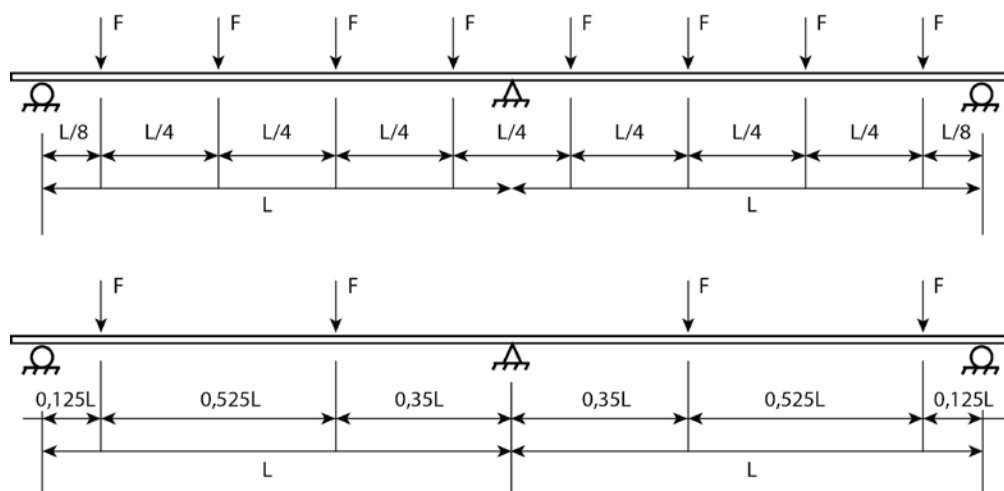
B.6 Dispositif d'essai grandeur sur 3 appuis

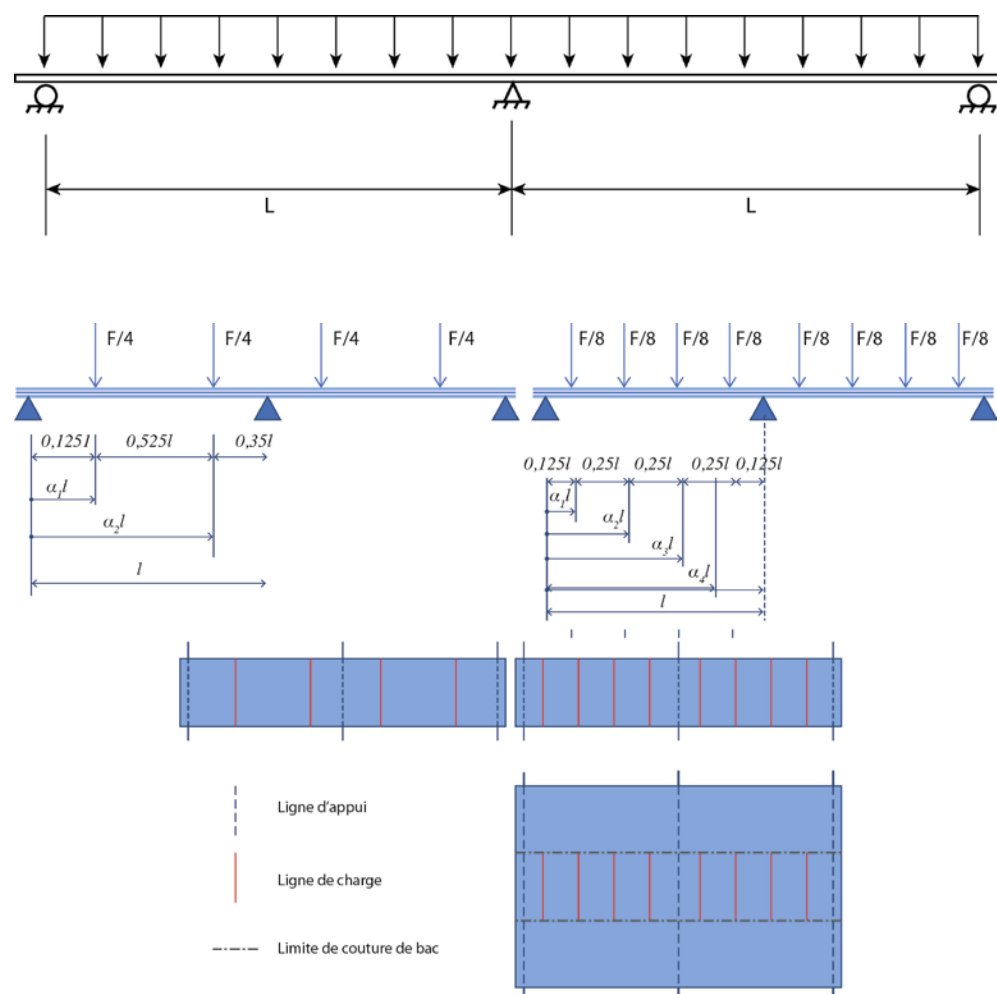
B.6.1 Descriptif de l'essai

En alternative aux essais précités, les bacs peuvent être testés directement sur 3 appuis fixés ou non (cf. figure B.21) avec mesure des réactions d'appuis obligatoire pour déterminer les moments et efforts tranchant en toute section du profil.

Les essais peuvent être réalisés avec un ou plusieurs profils mis côte à côte.

Figure B.21 – dispositif d'essai en 3 appuis





NOTE

Ces essais permettent d'établir directement l'interaction M/R sur appui intermédiaire lorsque la réaction verticale sur appui est mesurée.

- L'essai de flexion sur 3 appuis du prototype ou système en mesurant les réactions d'appui lorsque l'on souhaite établir les valeurs caractéristiques des sollicitations résistantes, peut être utilisé pour déterminer pour une portée donnée la charge ultime du prototype quel que soit le mode de ruine constaté à condition de ne pas mettre de cales au droit des appuis (cf. A.4.3, et A.6.3.2) ;
- Les essais de flexion sur 3 appuis du prototype ou systèmes menés sans mesurer les réactions d'appuis peuvent être interprétés uniquement en terme de charges ultimes et de charges ELS (cf. Tableau B.4) ;
- Dans ce cas précis, la nature, le type de fixation, la densité de fixation, la largeur, l'épaisseur et le type d'appui et la rigidité du support doivent être représentatives de l'ouvrage et doivent figurer dans le rapport d'essai et la fiche technique ;
- La campagne d'essai comprend au moins, pour une épaisseur de profil donnée, une petite L_p , une moyenne L_m et une grande portée L_g sous charges descendantes ou sous charges ascendantes. La portée est le seul paramètre qui varie ;
- Lorsque les modes de ruine entre deux portées successives ne sont pas identiques, un nouvel essai avec une portée comprise entre ses deux portées testées doit être fait ;

- La charge ultime $P_{ultimate}$ est obtenue en lisant sur la courbe effort déplacement la charge maxi correspondant supportée par la maquette ;
- La charge ELS P_{ELS} est obtenue en lisant sur la courbe effort déplacement la charge maxi correspondant à un comportement linéaire.

Tableau B.4 – Exemple de résultats d'essais

Portée (m)	Mode de ruine	$P_{ultimate} = F_{str}$	P_{ELS}
$2xL_p$	Compression sur appui	P_{u11}	P_{E11}
	Compression sur appui	P_{u12}	P_{E12}
	Compression sur appui	P_{u13}	P_{E13}
	Compression sur appui	P_{u14}	P_{E14}
$2xL_m$	Compression sur appui	P_{u21}	P_{E21}
	Compression sur appui	P_{u22}	P_{E22}
	Compression sur appui	P_{u23}	P_{E23}
	Compression sur appui	P_{u24}	P_{E24}
$2xL_g$	Interaction sur appui central	P_{u31}	P_{E31}
	Interaction sur appui central	P_{u32}	P_{E32}
	Interaction sur appui central	P_{u33}	P_{E33}
	Interaction sur appui central	P_{u34}	P_{E34}
$2x....$	Ruine en travée	P_{unn}	P_{Enn}

NOTE

Les procédures d'essais sur 3 appuis définis selon l'annexe A sont utilisables en respectant les conditions données ci-avant.

L'instrumentation des maquettes est décrite en figures B.22.a et B.22.b :

Figure B.22.a –
Cas de la maquette avec 1 bac

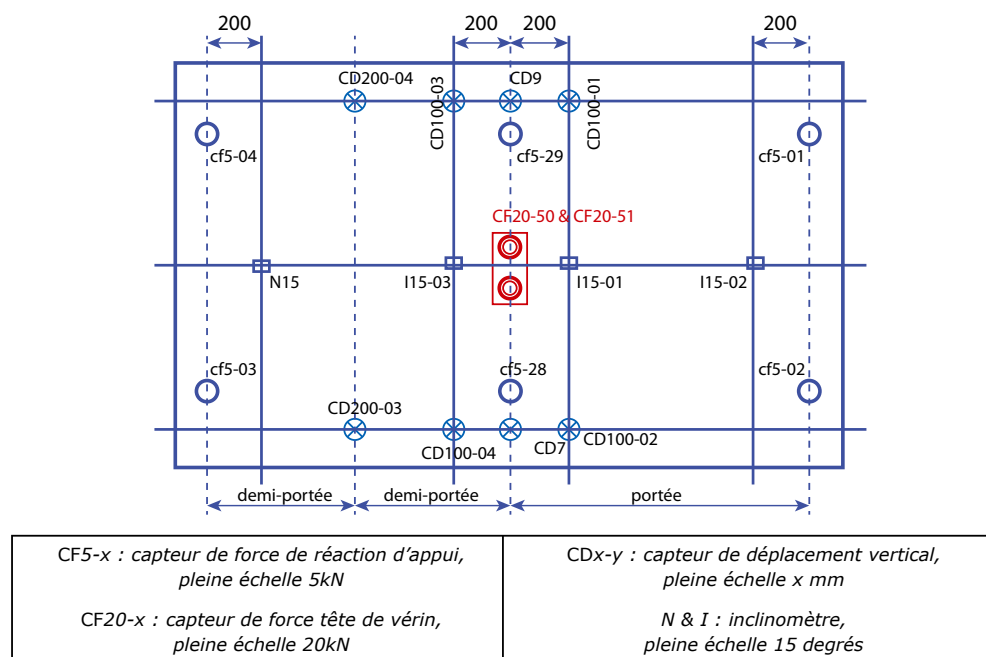
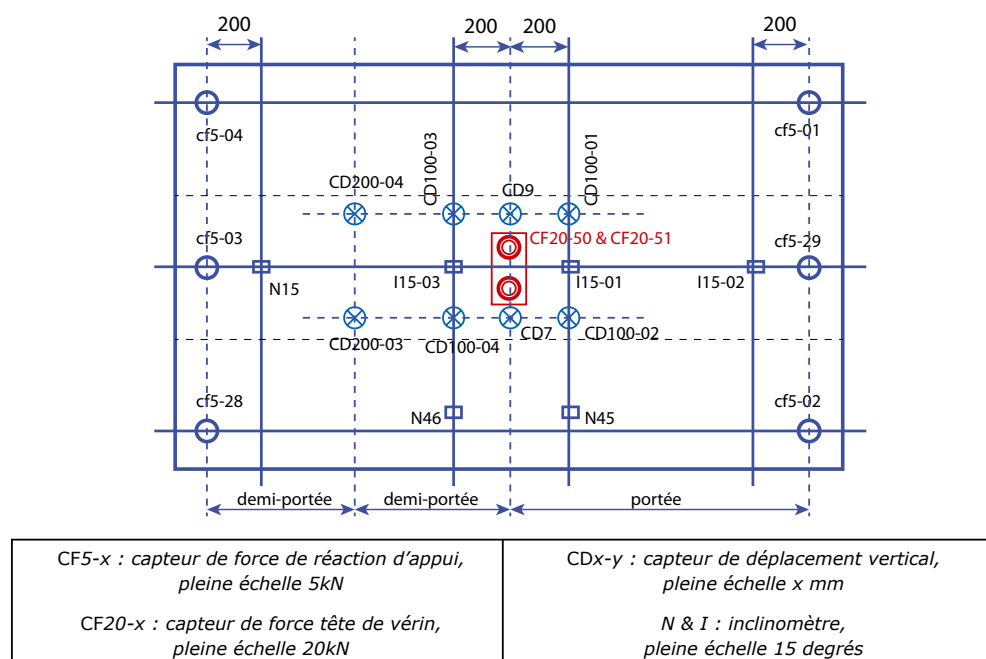


Figure B.22.b –
Cas de la maquette avec 3 bacs



B.6.2 Interprétation des essais

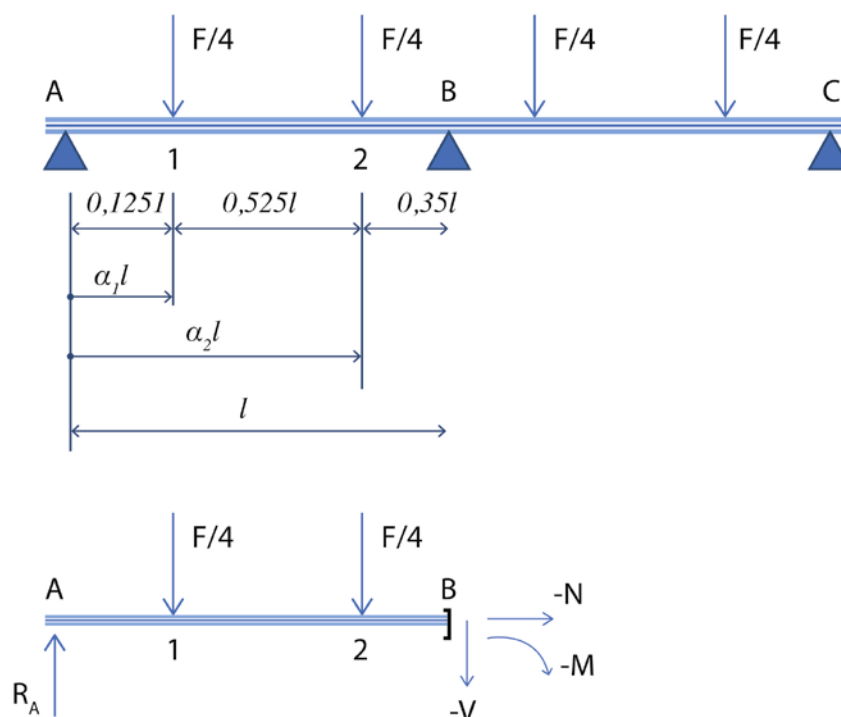
Détermination du moment résistant sur appui en fonction des réactions d'appui mesurées (cf. figure B.23) :

Figure B.23 –
Chargement appliqué

$$M_B = l \left(R_A - \frac{49F}{160} \right)$$

$$M_B = l \cdot \left(R_A - \frac{F}{4} (2 - \alpha_1 - \alpha_2) \right) \quad \text{avec} \quad \alpha_1 = 0,125 \text{ et } \alpha_2 = 0,65 \text{ d'où : } M_B = l \cdot \left(R_A - \frac{31F}{160} \right)$$

$$M_1 = R_A \cdot \alpha_1 l \quad M_2 = \left(R_A \alpha_2 - \frac{F}{4} (\alpha_2 - \alpha_1) \right)$$



C

MODALITÉS COMPLÉMENTAIRES ET NON CONTRADICTOIRES À LA NF EN 1993-1-3 DANS LE CAS D'UN DIMENSIONNEMENT PAR CALCULS DES PROFILS EN PHASE DE COULAGE

L'Eurocode 3 partie 1.3, son corrigendum et son annexe nationale peuvent être utilisés pour déterminer par calculs les capacités résistantes des profils ($M_{c,Rd}$ sur appui et en travée, $R_{w,Rd}$, interaction M/R, inertie efficace ...). Toutefois, l'Eurocode dans sa version de 2006 ne traitant pas de la prise en compte des bossages et des raidisseurs extérieurs, la présente annexe spécifie les méthodes à utiliser.

C.1 Prise en compte des bossages et des indentations

(1) La largeur effective des parties planes avec indentations (Fig. C1) ou bossages (Fig. C2) doit tout d'abord être calculée selon 5.5.1(2) de la NF EN 1993-1-3

(2) Dans une deuxième étape, les indentations ou bossages doivent être pris en compte en les considérant comme des éléments plans d'épaisseur réduite (Fig. C1 / C2) $t_{red} = \rho * t$ où :

$$\rho = A * h + B$$

h est la hauteur de l'indentation / bossage en mm (Voir figures C.1 et C.2)

Figure C.1 – Exemple de profil avec bossages

A et B sont des coefficients donnés dans le tableau C1.

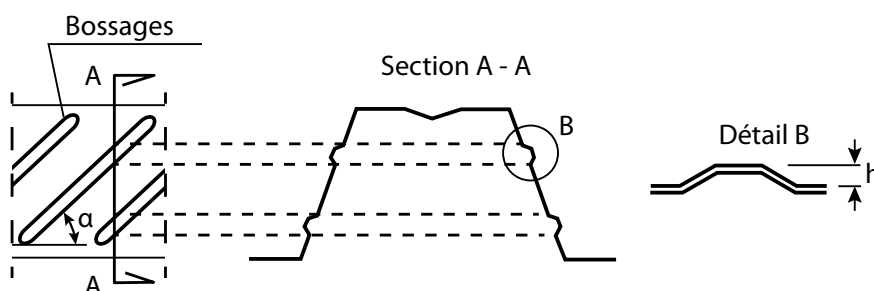


Figure C.2 – Exemple de profils avec indentations

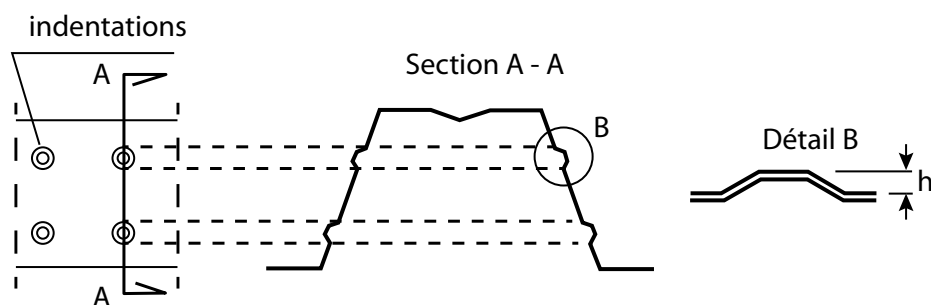


Tableau C.1 – Valeur des coefficients A et B

Type d'embossments	t (mm)	h (mm)	A	B
Bossage	0.71	0 – 1.5	-0.533	1.000
		1.5 – 2.75	-0.112	0.368
		2.75 – 4.0	-0.025	0.128
	0.96	0 – 1.5	-0.467	1.000
		1.5 – 2.75	-0.186	0.580
		2.75 – 4.0	-0.020	0.122
	1.21	0 – 1.5	-0.401	1.000
		1.5 – 2.75	-0.260	0.792
		2.75 – 4.0	-0.015	0.116
Indentations	0.71	0 – 1.5	-0.267	1.000
		1.5 – 2.75	-0.056	0.684
		2.75 – 4.0	-0.013	0.564
	0.96	0 – 1.5	-0.234	1.000
		1.5 – 2.75	-0.093	0.790
		2.75 – 4.0	-0.010	0.561
	1.21	0 – 1.5	-0.201	1.000
		1.5 – 2.75	-0.130	0.896
		2.75 – 4.0	-0.008	0.558

(3) La section transversale pour le calcul de la section efficace doit être positionnée de façon, à provoquer l'effet le plus défavorable.

(4) Domaine d'application des formulations

$$0,71 \text{ mm} \leq t \leq 1,21 \text{ mm}$$

$$h \leq 4,0 \text{ mm}$$

$$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$$

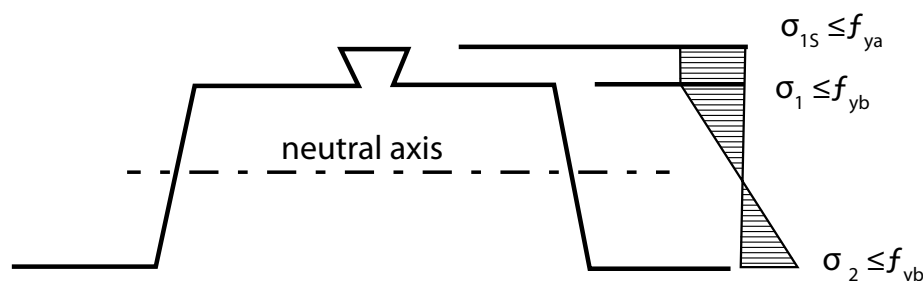
(5) Pour des épaisseurs intermédiaires, le facteur de réduction ρ doit être déterminé par interpolation linéaire à partir des valeurs voisines de t données dans le tableau C1

Pour $t > 1,21 \text{ mm}$ les valeurs données pour $t = 1,21 \text{ mm}$ peuvent être utilisées de manière sécuritaire

C.2 Prise en compte des raidisseurs extérieurs

Pour les raidisseurs extérieurs de semelle de profils utilisés pour les planchers collaborants, les calculs sont à mener en considérant le diagramme de contraintes suivant :

Figure C.3 – Diagramme des contraintes dans le cas de raidisseurs extérieurs



C.3 Influence des bossages sur les interactions M/R

Dans le cas de profils avec indentations ou bossages, les équations (6.28a), (6.28b) et (6.28c) de la NF EN 1993-1-3 sont utilisables :

$M_{c,Rd}$ = résistance au moment fléchissant en considérant les indentations et/ou bossages

$R_{w,Rd}$ = résistance transversale locale de l'âme déterminée sans considérer les indentations ou bossages

C.4 Utilisation du profil pour le maintien des semelles des solives

Dans ce cas des essais selon l'article A.5.3 de la NF EN 1993-1-3 doivent être effectués en vue de déterminer la valeur de $(1/KA+1/KB)$.

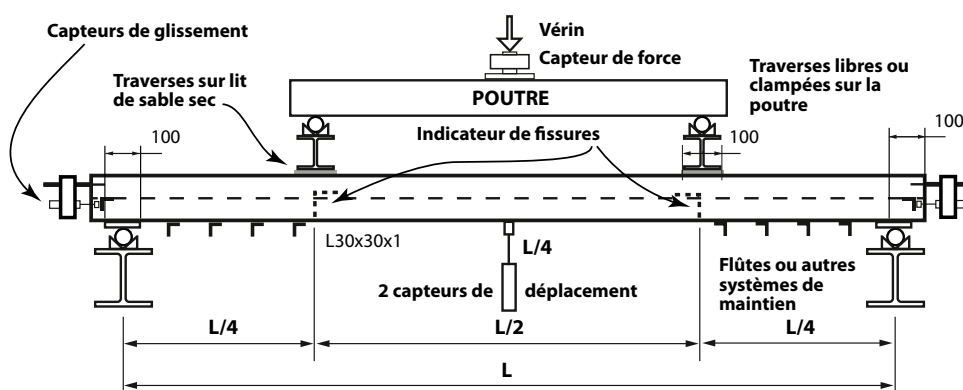
D

MODALITÉS D'ESSAI ET DÉTERMINATION DES VALEURS DE CALCULS NÉCESSAIRES À LA JUSTIFICATION EN PHASE MIXTE

D.1 Dispositif d'essais

Le dispositif d'essais doit être en conformité avec le paragraphe B.3.2 de NF EN 1994-1-1 et repris dans la figure D.1 ci-dessous :

Figure D.1 – Dispositif d'essais en phase mixte



D.2 Préparation des corps d'épreuve

D.2.1 Dispositions générales

La préparation des corps d'épreuve doit être réalisée en conformité avec les dispositions de la NF EN 1994-1-1, B.3.3 complétée par la NF EN 1994-1-1/AN.

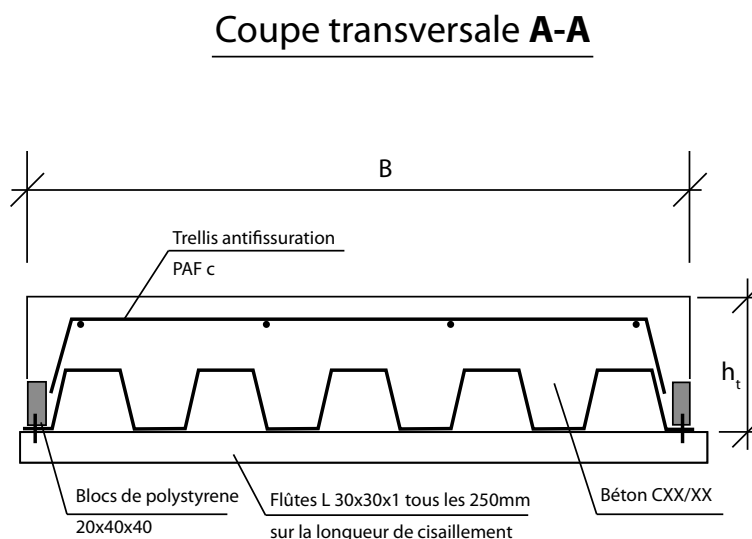
D.2.2 Dispositions particulières.

D.2.2.1 GÉNÉRALITÉS

Le schéma de principe des dalles d'essais est montré sur la figure D.2.

(1) La disposition des flûtes est montrée de façon symbolique sur la figure D.1 ci-dessus, correspondant à la portée d'essai L.

Figure D.2 – Dalle d'essais



D.2.2.2 DESCRIPTION DES CONDITIONS DE PRÉPARATION, DE MISE EN ŒUVRE ET MESURES PRÉLIMINAIRES DES CORPS D'ÉPREUVE

L'ensemble des dispositions ci-après doit être respecté :

- Les semelles de rives du profil peuvent être découpées à la largeur utile ;
- La largeur du béton est égale à la largeur utile du profil ;
- Dans le cas du protocole basé sur le chargement cyclique la surface des tôles est « brute de profilage », sans graissage ni dégraissage ;
- Alternativement, conformément à la NF EN 1994-1-1/AN, lorsqu'il est recherché la connaissance systématique du chargement de glissement initial 0,1 mm sur chacun des corps d'épreuve rendus non adhérents au béton il est procédé à un chargement statique seul. Les tôles sont huilées avec de l'huile insoluble dans l'eau ;
- Les initiateurs de fissures ont une lame métallique découpée approximativement au dessin des nervures du coffrage. Ils agissent au minimum sur la hauteur des nervures. Ils sont placés au quart et au $\frac{3}{4}$ de la portée. S'ils comportent un retour de raidissement fixé sur le profil, ce retour est dirigé vers le milieu du corps d'épreuve ;
- Les âmes extérieures des plaques peuvent être maintenues latéralement entre les appuis et les initiateurs de fissures afin qu'elles se comportent comme dans des dalles plus larges. Par exemple, dans les zones extérieures sur une longueur d'environ $L/4$ peuvent être disposées des flûtes en cornières pliées. Les pointes des fixations des flûtes sur le profil doivent être noyées dans des blocs en polystyrène 20x40x40, pour éviter tout contact direct des vis avec le béton ;
- Un treillis soudé (section d'armature dans le sens porteur $S = 0.8 \text{ cm}^2/\text{m}$ et dans le sens non porteur $s = 0.53 \text{ cm}^2/\text{m}$) à défaut d'autres informations sur le rapport d'essai est placé sur l'ensemble de la surface du corps d'épreuve et calé pour ajuster l'enrobage des fils longitudinaux à 20 mm ;
- Les douilles de levage sont scellées approximativement à mi-distance entre les initiateurs de fissures et les extrémités de la dalle ;
- Dans le cas où le béton utilisé est issu de gâchées différentes, chaque gâchée devra être caractérisée ;
- Pour chaque groupe de corps d'épreuves soumis à des essais dans une période de 3 jours, au moins quatre éprouvettes cylindriques de béton sont caractérisées dans cet intervalle de temps ;

- Dans chacune des tôles utilisées pour réaliser les dalles d'essai, une éprouvette est prélevée pour déterminer l'épaisseur nette d'acier, la résistance à la traction et la limite d'élasticité de la tôle ;
- La géométrie du profil est relevée (hauteur de nervures, et module des nervures) ;
- Les dimensions des dalles (épaisseur, longueur et largeur) sont mesurées à proximité de chaque extrémité ;
- Les largeurs des plaques d'appuis et d'application des charges linéiques ne doivent pas dépasser 100 mm ;
- La distance entre l'axe de l'appui et l'extrémité de la dalle ne doit pas dépasser 100 mm ;
- Il est recommandé de mesurer le poids du corps d'épreuve au moment de la mise en place sur le banc de flexion ;
- Lorsque le corps d'épreuve est en place sur les plats qui doivent le supporter aux appuis, il est procédé à un calage de chacune des nervures de manière à corriger toute distorsion du corps d'épreuve créée par exemple sur le banc de coulage avant prise du béton ;
- Les capteurs de glissement d'extrémité sont solidaires du béton et le palpeur s'appuie sur l'aile libre d'une équerre scellée sur la semelle haute du profil en retrait de la tranche de la tôle. Il est usuel de placer un seul capteur à chaque extrémité ;
- La flèche du corps d'épreuve est observée au milieu de la portée sur deux fonds de nervures choisies symétriquement par rapport à l'axe du corps d'épreuve ;
- Il est évité que la charge obtenue des traverses recevant l'action du vérin soit exercée sur le corps central de la dalle entre les initiateurs de fissures. Dans le cas contraire le cisaillement du béton au-dessus des initiateurs de fissures peut entacher l'interprétation des résultats.

D.3 Procédure de mise en charge

D.3.1 Dispositions générales

La procédure de mise en charge doit être conforme à la NF EN 1994-1-1, B.3.4 et à la NF EN 1994-1-1/AN.

L'article B.3 de la NF EN 1994-1-1 et son annexe nationale s'appliquent.

D.3.2 Dispositions particulières

D.3.2.1 m&k

- Lors des essais utilisés pour déterminer les facteurs m et k, on doit réaliser de préférence au moins deux groupes de trois essais. Pour un groupe la portée doit être aussi longue que possible, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal. Pour l'autre groupe la portée doit être aussi courte que possible, mais au moins égale à 3 épaisseurs de la dalle, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal ;
- Dans le cas de tôles huilées, la procédure de mise en charge comporte un retour à zéro de la charge appliquée lorsqu'apparaît un premier glissement d'extrémité atteignant ou dépassant 0,1 mm ;
- Dans le cas de tôles non huilées, on appliquera les modalités de chargement du paragraphe suivant.

D.3.2.2 MÉTHODE τ

- Lors des essais utilisés pour déterminer le facteur τ_u , au moins quatre essais sur des corps d'épreuve de même épaisseur doivent être réalisés.

Pour un essai, on doit adopter la longueur la plus courte possible, mais égale au moins à 3 épaisseurs de la dalle, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal.

Cet essai n'est utilisé que pour le classement du comportement conformément à B.3.1. de la NF EN 1994-1-1.

Pour les essais restants, la longueur doit être la plus longue possible, tout en provoquant toujours la ruine par cisaillement longitudinal.

- Dans chaque groupe, un corps d'épreuve est soumis à l'essai statique. La charge totale de ruine W_t sert à déterminer le niveau du chargement cyclique des autres corps d'épreuves.

Le chargement statique est poursuivi jusqu'à un niveau de $G + 0.6 (W_t - G)$ afin de pouvoir établir la courbe de glissement. G est le poids propre de la dalle et du dispositif d'essais.

- Chargement cyclique : la dalle est soumise à un chargement cyclique entre la valeur basse égale à $G + 0.2 (W_t - G)$ et la valeur haute égale à $0.6 (W_t)$; On applique 5 000 cycles de chargement sur une durée d'au moins 3 heures.
- A la suite du chargement cyclique, la dalle est soumise à un essai statique au cours duquel la charge appliquée est augmentée progressivement, afin que la charge maximale W_t ne soit pas atteinte en moins d'une heure ;
- Le chargement doit être prolongé après décroissance de la charge supportée, si possible jusqu'à produire une flèche dépassant d'au moins 30 % la flèche correspondant à la charge maximale observée, retenue alors dans l'appréciation de W_t .

D.4 Rapport d'essais

Relevés à consigner dans le rapport d'essais :

- Résistance des éprouvettes prélevées dans les tôles ;
- Résistance du béton au moment des essais ;
- Dimensions des tôles (cotes du profil et épaisseurs d'acier sans zinc) ;
- Dimensions des dalles ;
- Poids des accessoires (s'il n'est pas équilibré sur le vérin) ;
- Relations charge – flèche et charge – glissement (valeurs numériques et diagrammes) ;
- Charge au premier glissement d'extrémité atteignant ou dépassant le seuil de 0.1 mm ;
- Charge au glissement d'extrémité atteignant ou dépassant 0.5 mm ;
- Charge maximale W_t ;
- Charge correspondant à la flèche $L/50$ (si atteinte) ;
- Flèche sous la charge maximale.

E

DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES NON CONTRADICTOIRES AVEC LA NF EN 1994-1-2 RELATIVES À LA JUSTIFICATION EN PHASE D'INCENDIE



E.1 Sécurité au feu

La résistance au feu du plancher (sans protection particulière) conformément aux critères énoncés dans l'arrêté du 14 mars 2011 du Ministère de l'Intérieur, peut être évaluée comme suit.

L'annexe D de la NF EN 1994-1-2 s'applique.

E.2 Etanchéité aux flammes et gaz (critère E)

L'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds ou inflammables est satisfaisante lorsque les conditions de mise en œuvre des présentes recommandations professionnelles sont toutes respectées.

E.3 Résistance mécanique (critère R)

E.3.1 Sans protection rapportée

La résistance mécanique est jugée satisfaisante (sans vérification supplémentaire) pour une durée d'exposition à l'incendie conventionnel de 30 minutes. Pour des durées supérieures, à défaut de P.V. de classement ou de méthode de calcul agréée fixant une épaisseur de béton pour simuler l'effet de la tôle, la stabilité mécanique peut être estimée conformément aux règles de la NF EN 1994-1-2.

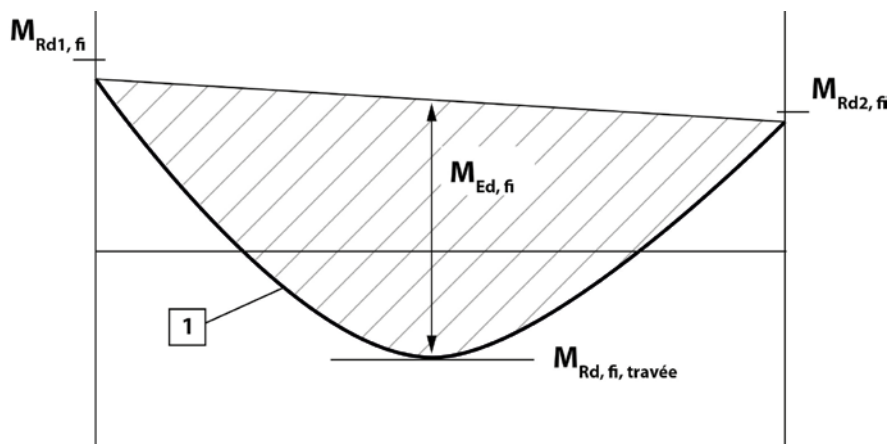
Les températures et le moment résistant positif sont évalués conformément à la NF EN 1994-1-2, Annexe D2.

Le moment résistant négatif est déterminé avec l'annexe D3, avec dans le §D.3 (5) le paramètre corrigé suivant :

$$b = \frac{1}{2} \ell_1 \sin \alpha \left(1 - \frac{\sqrt{a^2 - 4a + c}}{a} \right)$$

Quel que soit le diagramme de fermeture du moment négatif, on conserve en travée un moment minimum de $0,30M_0$ (moment isostatique), voir figure E.1.

Figure E.1 – Droite de fermeture des moments de flexion



$$M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$$

$w_{Ed,fi}$ est calculé avec la combinaison de charges réellement appliquée dans la situation de projet.

La vérification de la capacité de rotation sur appui des dalles devra être effectuée conformément à la clause 4.3.1 (6) de la NF EN 1994-1-2 et son Annexe Nationale.

NOTE

Si le rapport des moments calculés sur appui sur moment en travée reste supérieur à 0.5, la rotule ne sera pas saturée (cf. calcul des structures en béton JM Paillé p 112).

NOTE

Un dimensionnement des planchers en situation d'incendie selon la méthode Fracoff est possible dans les conditions définies dans le pV CECMI du 11 septembre 2012.

Une étude d'ingénierie utilisant le feu réel en lieu et place du feu Iso normalisé est également possible.

Les coefficients d'actions utilisées pour la combinaison d'actions accidentelles sont donnés dans le tableau E1 ci-dessous :

Tableau E.1 – Coefficient Ψ_1 à considérer pour les combinaisons d'actions accidentelles d'incendie

Action	Ψ_1
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1-1) :	
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,5
Catégorie B : bureaux	0,5
Catégorie C : lieux de réunion	0,7
Catégorie D : commerces	0,7
Catégorie E : stockage	0,9
Catégorie F : Zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7
Catégorie G : Zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN et 160 kN	0,5
Catégorie H : toits	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) :	
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,50
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\,000$ m a.n.m.	0,50
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\,000$ m a.n.m.	0,20
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,2
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,5

E.3.2 Avec protection rapportée

D'une façon générale, les dispositions de mise en œuvre doivent être strictement identiques à celles adoptées lors des essais et conformes aux DTU en vigueur.

Pour les planchers bénéficiant d'une protection thermique par plafond suspendu ou par projection de matériau isolant, le degré de résistance au feu doit être établi par un laboratoire agréé (procès-verbal en cours de validité). Sauf indications contraires du P.V. la mise en œuvre de ces protections thermiques doit en outre être conforme aux DTU en vigueur (ex. : additif n° 2 du DTU 58.1 pour les plafonds suspendus). Il est à noter que les classements de résistance au feu ne préjugent pas de la durabilité dans le temps de ces protections.

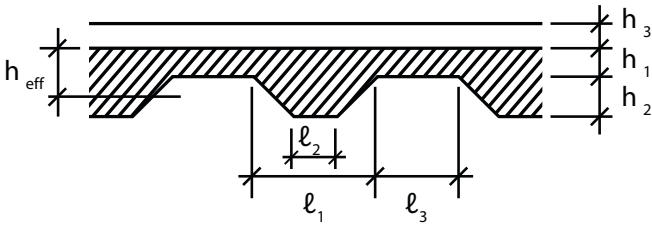
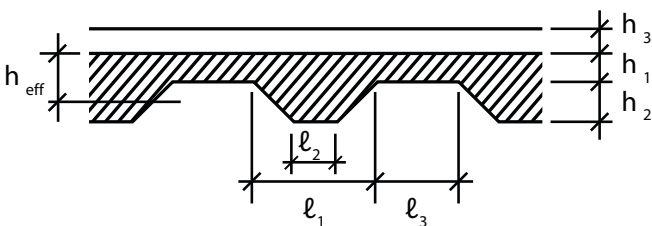
E.4 Isolation thermique (critère I)

A défaut de méthodes de calcul spécifiques, la détermination de l'isolation thermique de ces planchers peut être effectuée à l'aide de la méthode ci-après. Le volume de béton utilisé par unité de surface de plancher peut être converti en dalle pleine ayant, pour une épaisseur équivalente (h_{eff}), le même volume.

Toutefois, cette épaisseur équivalente ne peut être utilisée que pour des variations acceptables entre les épaisseurs en sommet d'onde et en fond d'onde. Pour les bacs acier les plus simples, le calcul de l'épaisseur équivalente et ses limites d'application sont indiqués ci-après.

L'épaisseur équivalente minimale nécessaire pour que l'élévation de température moyenne en face non exposée de ces planchers ne dépasse pas 140°C après une certaine durée d'exposition à l'incendie conventionnel est indiquée sur les tableaux E2 ci-après :

Tableau E.2 – Epaisseur équivalente h_{eff}

Détermination de l'épaisseur équivalente « h_{eff} »	Epaisseur équivalente minimale h_{eff} (mm)	Durée de résistance au feu (min)	Limites d'application
$h_{eff} = h_1 + 0,5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right)$ 	60 – h_3 80 – h_3 100 – h_3 120 – h_3 150 – h_3 175 – h_3	30 60 90 120 180 240	$h_2/h_1 \leq 1,5$ $h_1 > 45 \text{ mm}$
$h_{eff} = h_1 \left(1 + 0,75 \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right)$ 	60 – h_3 80 – h_3 100 – h_3 120 – h_3 150 – h_3 175 – h_3	30 60 90 120 180 240	$h_2/h_1 > 1,5$ $h_1 \geq 45 \text{ mm}$

NOTE

Le schéma figurant dans le tableau est un schéma de principe qui ne prétend pas représenter le profil d'un système particulier.

Pour l'évaluation de h_1 , épaisseur h_3 d'une chape éventuelle en béton ou en matériau de caractéristique thermique équivalente peut être prise en compte à concurrence de 20 mm.

E.5 Performance du béton en situation d'incendie

Lors de la vérification du comportement en cas d'incendie, la valeur caractéristique à prendre en compte pour la résistance à la compression du béton est f_{ck} .

NOTE

Un dimensionnement des planchers en situation d'incendie selon la méthode Fracoff est possible dans les conditions définies dans le pV CECMI du 11 septembre 2012.

Une étude d'ingénierie utilisant le feu réel en lieu et place du feu Iso normalisé est également possible.

F

DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES NON CONTRADICTOIRES AVEC LA NF EN 1998-1 RELATIVES À LA JUSTIFICATION EN SITUATION SISMIQUE



E.1 Conception en zones sismiques

A la date de rédaction des présentes recommandations et en l'absence de méthode de justification liée au coffrage, ou d'essais avec un rapport d'étude établi par un laboratoire compétent dans le domaine sismique cf. paragraphe F.8, la méthode de justification acceptée est celle liée à la prise en compte de la dalle béton seule.

En cas d'utilisation en zones sismiques pour lesquelles des dispositions sont requises au sens de l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié, d'une façon générale, la conception du plancher doit respecter les conditions suivantes.

E.2 Fonction diaphragme

Le plancher peut remplir la fonction de diaphragme s'il respecte les exigences ci-dessous :

- Le plancher doit être dimensionné en majorant l'action sismique par un coefficient de sur-résistance pris égal à $\gamma_d = 1.00$ en classe de ductilité DCL et 1.3 dans les autres classes suivant les principes de combinaisons de la clause 4.3.3.5.1 (3) de la NF EN 1998-1 :

$$\begin{aligned} & \pm \gamma_d F_{i, dia, x} \pm 0,3 \gamma_d F_{i, dia, y} \\ & \pm 0,3 \gamma_d F_{i, dia, x} \pm \gamma_d F_{i, dia, y} \end{aligned}$$

Où : $F_{i, dia, x}$ et $F_{i, dia, y}$ sont les forces sismiques considérées dans les deux directions x et y, appliquées au diaphragme au niveau i.

- Les dimensions doivent répondre aux critères suivants :
 - la hauteur h totale est de 9 cm minimum ;
 - l'épaisseur h_c de béton au-dessus de la tôle est de 5 cm minimum pour des portées entre poutres principales (dans le sens perpendiculaire aux nervures) inférieures à 6 m, et 7 cm pour des portées supérieures.

NOTE

Les portées courantes des planchers collaborants entre poutres principales étant inférieures à 6 m, la rigidité du diaphragme peut être considérée comme suffisante avec une hauteur de béton de 5 cm. Dans le cas où la portée est supérieure à 6 m entre poutres principales la hauteur de béton de 7 cm est conforme à l'exigence du paragraphe 5.10 (1) de la NF EN 1998-1.

- Les armatures du plancher doivent remplir les conditions suivantes :
 - Les renforts des trémies doivent être dimensionnés pour transmettre les efforts aux éléments de contreventement. Le diaphragme doit être dimensionné en conséquence ;
 - Les longueurs d'ancrage des armatures placées en chapeau, pour l'établissement de la continuité au-dessus des appuis concernés, doivent être majorées de 30 % ;
 - Fonction tirant bouton : dans les deux directions, le plancher doit présenter en toute section transversale une capacité de résistance ultime à la traction correspondant à la valeur maximale entre 15 kN/ml et celle issue du calcul sismique d'ensemble effectué sur le projet.

- Le plancher est connecté aux poutres porteuses via des connecteurs.

Lorsque le critère de portée n'est pas déterminant (règles des 6m), les conditions précédentes peuvent être respectées avec l'utilisation de 1,42 cm²/m minimum dans les 2 sens, une étude béton armée avec plan de coffrage et ferrailage présentant un calepinage adéquat des armatures (treillis et/ou barres), pour une hauteur de béton h_c de 5 cm.

E.3 Critères à vérifier

Les 3 critères suivant sont à vérifier :

- La non rupture en cisaillement du béton (diagonale de la poutre plate et section à proximité des porteurs verticaux) :

$$V_{dia,Ed} = V_{dia} \leq V_{dia, Rd}$$

- La non rupture de l'ancrage du diaphragme sur les porteurs verticaux (nombre suffisant de connecteurs) :

$$V_{dia,Ed} = V_{dia} \leq n_{dia} P^*_{Rd}$$

- La non fissuration du diaphragme dans son plan (membrure alternativement tendue et comprimée) :

$$M_{dia,Ed} = M_{dia} \leq M_{dia, Rd}$$

E.4 Vérification de la résistance au cisaillement près des appuis

Il convient de vérifier la résistance au cisaillement des diaphragmes dans les sections les plus sollicitées à l'effort tranchant.

Pour une dalle en béton d'épaisseur h_c supérieure à 200 mm et comportant des armatures spécifiques d'effort tranchant, la résistance peut être vérifiée en utilisant la méthode de l'article 6.2.3 de la NF EN 1992-1-1.

Pour une dalle en béton d'épaisseur h_c comprise dans l'intervalle $50 \text{ mm} \leq h_c \leq 200 \text{ mm}$, donc sans possibilité de placer des armatures spécifiques d'effort tranchant, la résistance au cisaillement du diaphragme en béton, assimilée à celle d'un voile, est vérifiée sur la base de la formulation donnée en 6.2.2 (1) dans l'Annexe Nationale de la NF EN 1992-1-1 :

$$\tau_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \geq \frac{0,35}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$$

Où : $C_{Rd,c}$ est pris égal à $0,18 / \gamma_c$
avec h_c en mm,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} \leq 2$$

f_{ck} est la résistance caractéristique du béton en compression, en MPa,
 ρ_1 est le rapport entre l'aire de la section d'armature tendue perpendiculaire à la section de béton cisailée et l'aire de cette section cisailée (on peut raisonner par unité de longueur sur la largeur de la dalle).

Dans l'expression précédente, le rapport ρ_1 tient compte d'un effet favorable de l'armature tendue lorsque celle-ci est effectivement ancrée, une double nappe d'armature étant en général présente dans la dalle pour reprendre sa flexion sous charges non sismiques.

Lorsque $\rho_1 = 0$ (par exemple lorsqu'on ne peut considérer ancrée l'armature tendue au voisinage d'un bord libre), l'expression précédente permet d'utiliser une résistance minimale :

$$\tau_{Rd,c}^{(min)} = \frac{0,35}{\gamma_c} f_{ck}^{1/2}$$

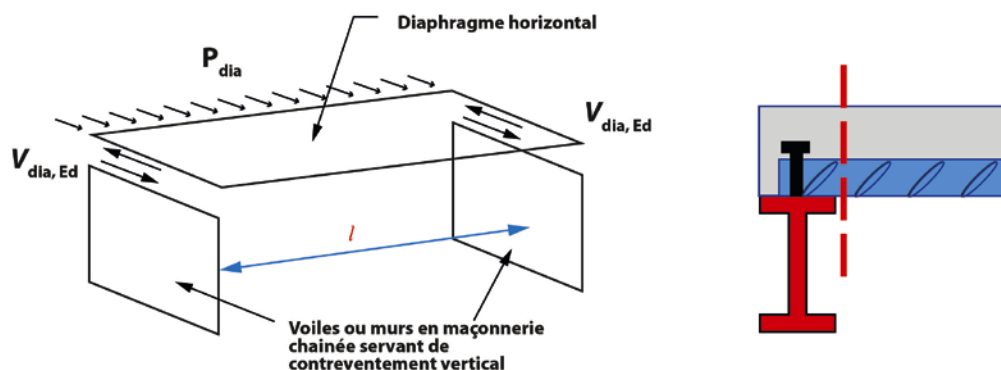
La résistance d'une section du diaphragme soumise à un effort tranchant V_{dia} (figure F.1) se vérifie alors grâce à la relation suivante :

$$V_{dia} \leq V_{dia,Rd} = \tau_{Rd,c} h_c L_c$$

où : $\tau_{Rd,c}$ est la résistance au cisaillement calculée comme indiqué précédemment.

L_c est la longueur cumulée de la liaison entre la dalle et les éléments de contreventement, dans la direction de l'effort tranchant, au droit de la section étudiée.

Figure F.1 – Illustration des zones de vérification au cisaillement



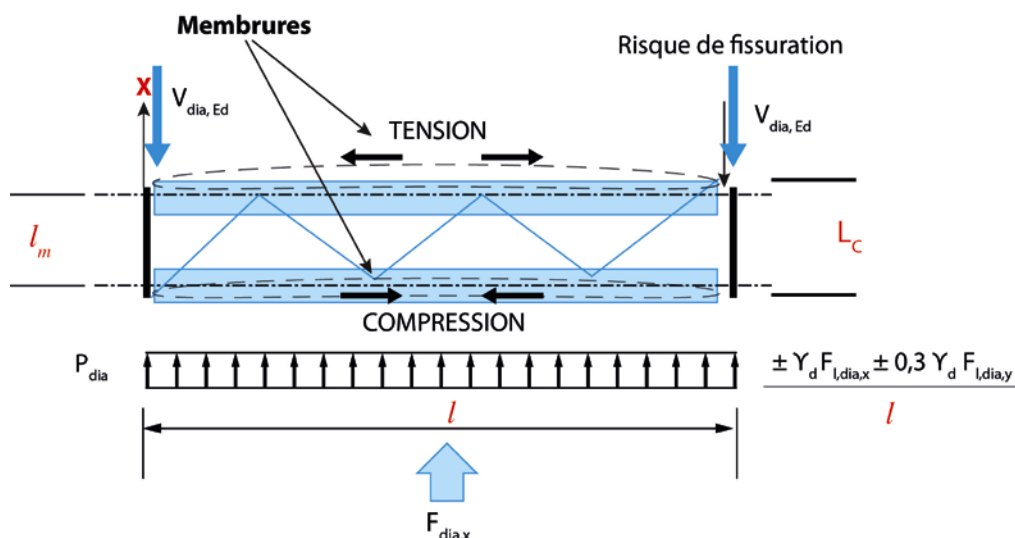
F.5 Vérification de la résistance en flexion

Il convient de vérifier le dimensionnement de la dalle dans la section la plus sollicitée en flexion (cf. figure F.2).

Pour une section de dalle de dimension l et soumise à un moment fléchissant M_{dia} , l'effort axial de membrure qu'il convient de considérer est donné par :

$$N_{m,dia} = \frac{M_{dia}}{l_m}$$

Figure F.2 – Illustration du fonctionnement en diaphragme du plancher



l_m est la distance moyenne entre les deux membrures, donc légèrement inférieure à l .

Cet effort de membrure peut être repris par les poutres métalliques de rive ou par une armature dont l'aire de section minimale est donnée par :

$$A_s = \frac{M_{dia}}{l_m f_{sy,d}}$$

$$M_{dia,Rd} = A_s l_m f_{sy,d}$$

F.6 Conditions de liaisons aux appuis et de fixations entre bacs

Dans le cas où le contreventement est assuré par des palées de stabilité de type croix de Saint-André :

- le repos des bacs sur les appuis ne doit être inférieur ni à la moitié de la hauteur totale du plancher ni à 5 cm.

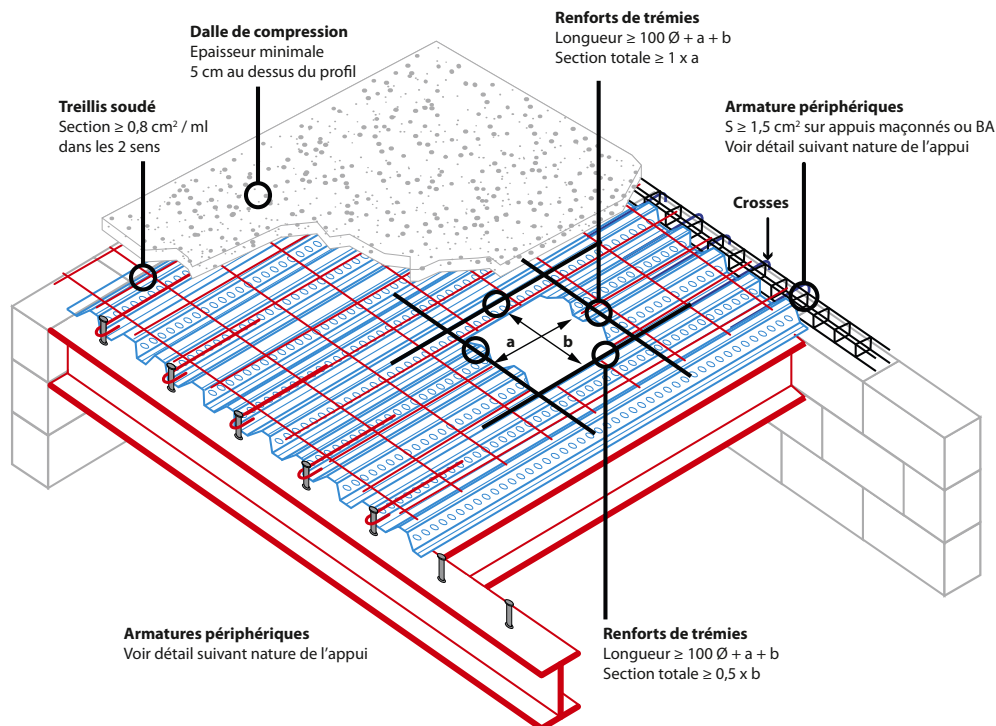
Dans la direction parallèle à l'effort horizontal :

- la tôle doit être fixée sur tous les appuis (intermédiaires et d'extrémité) à l'aide de deux fixations au minimum dont l'une au recouvrement de bacs et une supplémentaire sur la nervure de rive ;
- Les bacs doivent respecter les prescriptions de la fiche technique concernant les liaisons au recouvrement dans le sens longitudinal.

F6.1 Conditions de liaisons aux appuis et de fixations entre bacs

Les dispositions générales de ferrailage sont données dans la figure F.3 ci-dessous.

Figure F.3 – Dispositions générales de ferrailage



L'épaisseur des 5 cm n'est valable que dans les conditions indiquées au paragraphe F.2.

Les sections de chainages indiquées ci-dessus sont des valeurs minimales et peuvent être supérieures.

Les conditions de fixations de montage, entre bacs et sur les appuis, sont données au paragraphe 7.7.

Les conditions d'appuis sont données au paragraphe 7.2.

Dans la direction parallèle à l'effort horizontal :

- La tôle doit être fixée sur tous les appuis (intermédiaires et d'extrémité) à l'aide de deux fixations au minimum dont l'une au recouvrement de bacs et une supplémentaire sur la nervure de rive ;
- Les bacs doivent respecter les prescriptions des présentes recommandations professionnelles et de la fiche technique concernant les liaisons au recouvrement dans le sens longitudinal.

F6.2 Appuis métalliques

Dans la direction perpendiculaire à l'effort, les fixations peuvent être des goujons à tête dimensionnés en fonction de l'action horizontale à reprendre, selon les exigences suivantes :

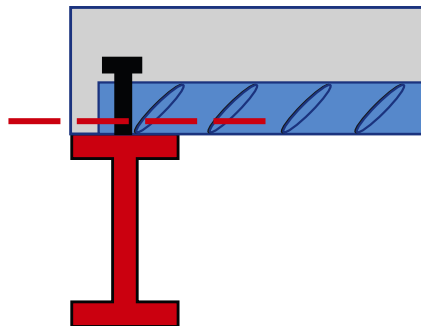
- La ductilité des connecteurs doit être vérifiée (6 mm de déplacement total minimum sur la charge ultime, cf. NF EN 1994-1-1) (cf. figure F.4) ;
- Pour les classes de ductilité DCM ou DCH, les actions au droit des goujons sont déterminées en divisant l'action de calcul par le nombre de connecteurs prévus :

$$n_{dia} P_{Rd}^* > |V_{dia}|$$

$$\text{Où : } P_{Rd}^* = 0,75 P_{Rd}$$

Avec : P_{Rd} déterminé suivant la NF EN 1994-1-1 (cf. figure F.4)

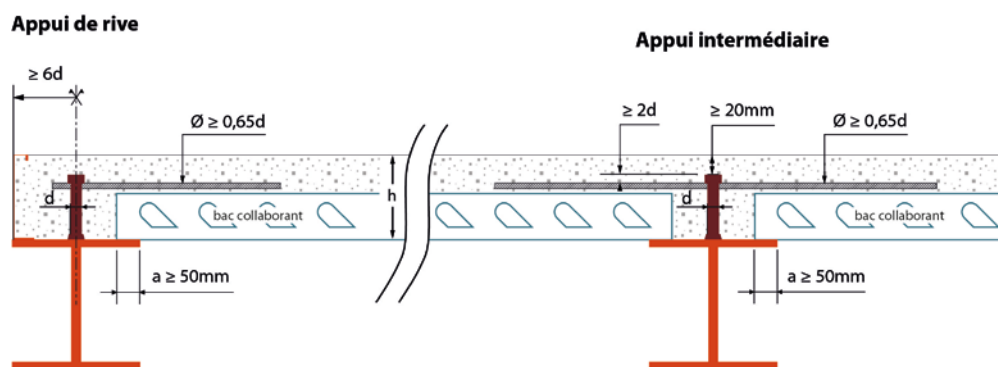
Figure F.4 – Illustration du fonctionnement au droit des connecteurs



Les goujons doivent également respecter les dispositions minimales suivantes :

- Le rapport hauteur/diamètre doit être supérieur ou égal à 3, cf. NF EN 1994-1-1 ;
- L'enrobage du connecteur doit être conforme à la NF EN 1994-1-1 (minimum de 20 mm, ou conforme à la NF EN 1992-1-1) ;
- L'arase supérieure du connecteur doit être située au moins à $2 \cdot d$ au-dessus de la tôle, d étant le diamètre de la tige du connecteur ;
- La distance entre le bord libre de la dalle et l'axe de la file de goujons la plus proche ne doit pas être inférieure à $6d$, (cf. figure F.5) ;
- Le diamètre des fers en U ne doit pas être inférieur à $0,65d$;
- Dans le cas de deux alignements de connecteurs sur un même appui, ils doivent être distants au minimum de $4 \cdot d$ la mesure étant effectuée entre axes ; (cf. figure F.6).

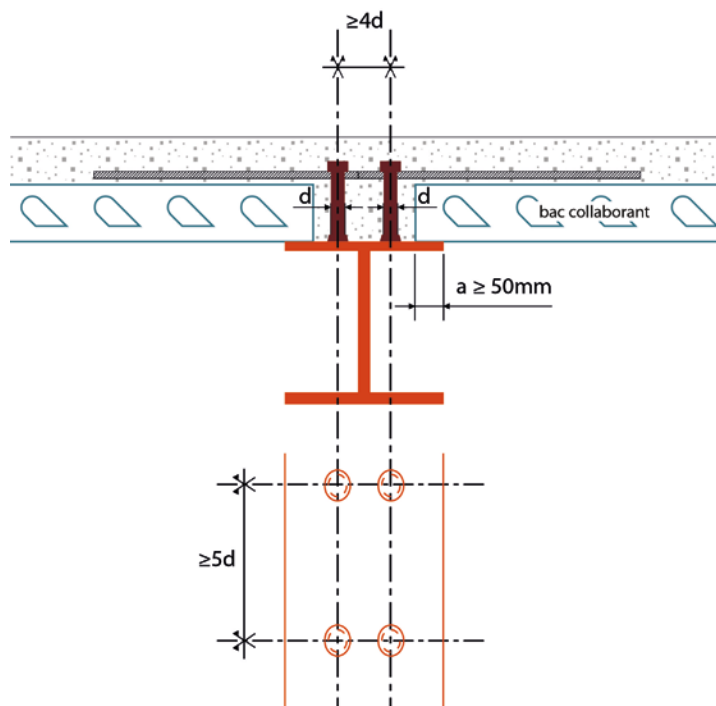
Figure F.5 – Connexion de la dalle avec appuis métalliques



NOTE

Les fixations de montage ne sont pas représentées.

Figure F.6 – Connexion de la dalle avec appuis métalliques (2 lignes de gougeons)



NOTE

Les fixations de montage ne sont pas représentées.

F6.3 Appuis mixte acier/béton

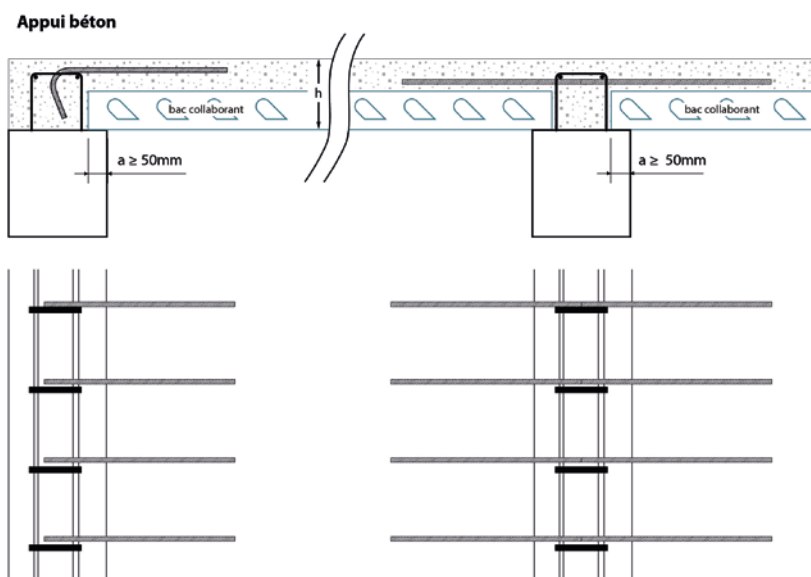
En classe de ductilité DCM ou DCH, dans le cas où les appuis sont des poutres mixtes connectées au plancher, deux cas se présentent :

- si le caractère mixte des poutres est négligé, le § 7.7.5 de la NF EN 1998-1 s'applique ;
- si la mixité des poutres est utilisée pour la dissipation de l'énergie, il convient de s'assurer de l'intégrité de la dalle en béton en situation sismique, en respectant les prescriptions du § 7.6.2 de la NF EN 1998-1.

F6.4 Appuis en béton

Dans le cas où le contreventement est assuré par des voiles en béton armé, le plancher doit être chaîné avec les murs (cf. figure F.7).

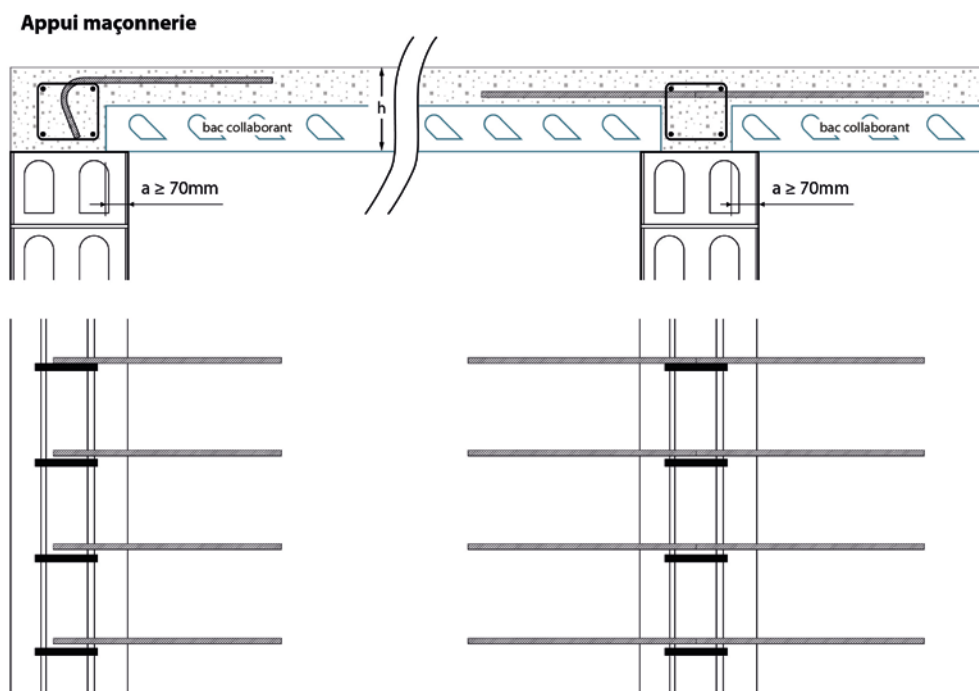
Figure F.7 – Cas des appuis sur béton



F6.5 Appuis béton et maçonnerés

Dans le cas où le contreventement est assuré par des murs en maçonnerie, le plancher doit être chaîné avec les murs (cf. figure F.8).

Figure F.8 – Cas des appuis sur maçonnerie



NOTE

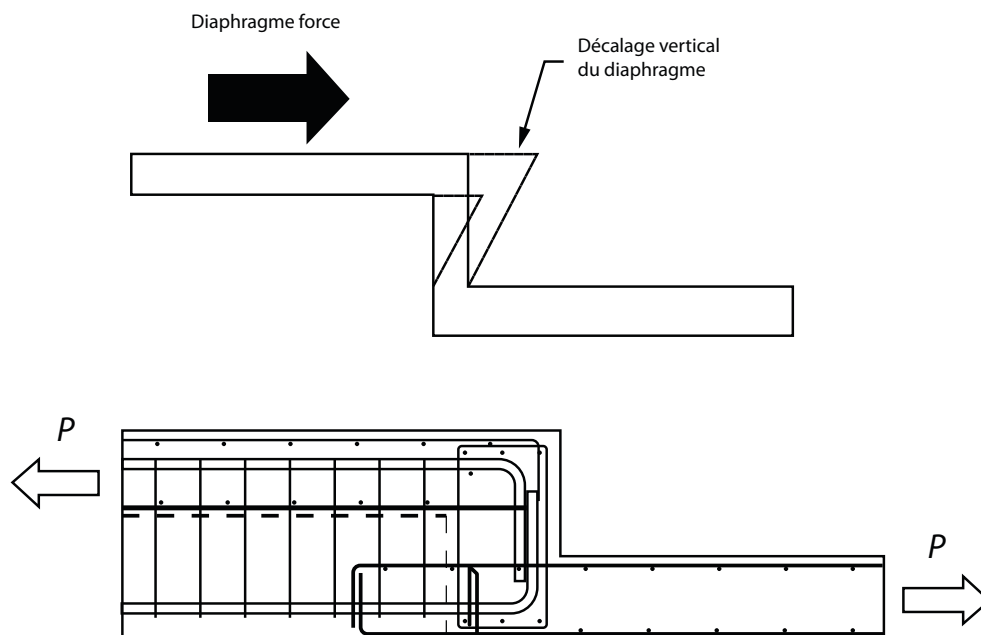
Les fixations de montage ne sont pas représentées.

F7 Disposition constructives particulières

F7.1 Dénivelée de plancher

Lors de dénivellation de plancher, l'effort dans le plan de diaphragme doit pouvoir être transmis d'un plan à un autre (reprise de sollicitation de torsion de la poutre de transferts) (cf. figure F.9).

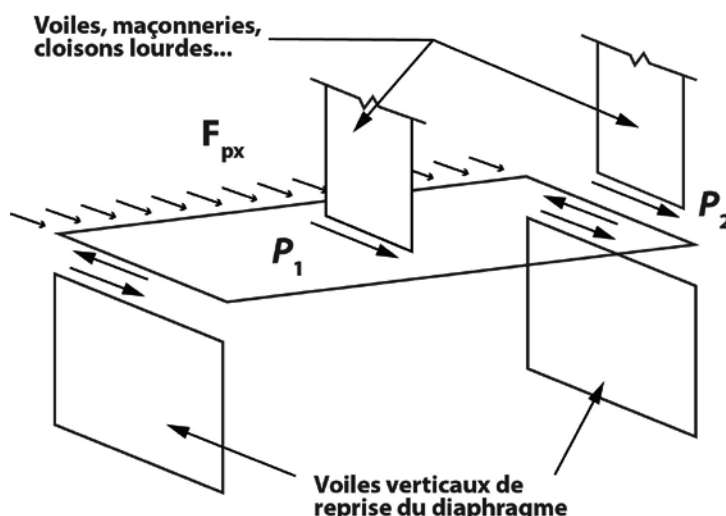
Figure F.9 – Poutre de reprise de dénivellation de plancher.
Source : 2014 NZSEE Conference, Floor diaphragms - Seismic bulwark or Achilles' heel par J. M. Scarry, Structural Engineer, Auckland



F7.2 Effort ponctuel localisé sur les planchers

Des voiles, maçonneries ou cloisons lourdes peuvent générer des efforts ponctuels à reprendre dans le plan du diaphragme en plus des charges uniformes (cf. figure F.10).

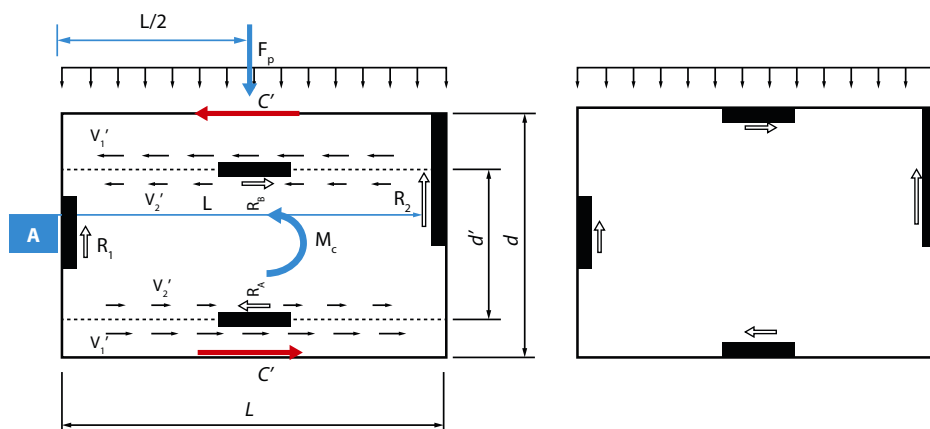
Figure F.10 – Effort ponctuel sur le diaphragme du plancher.
Source : Chapter 8, Seismic Design of Floor Diaphragms, par Farzad Naeim, Ph.D., S.E. et R. Rao Boppa, PH. D., S.E.



F7.3 Porteur de rigidités différentes générant des redistributions des réactions d'appui

Des porteurs verticaux de rigidité différentes dans leur plan génèrent des redistributions des réactions d'appui et donc d'effort tranchant à reprendre. De telles rigidités différentielles doivent être prises en compte dans le dimensionnement et le ferrailage associé du diaphragme (cf. figure F.11).

Figure F.11 – Effort ponctuel sur le diaphragme du plancher.
Source : NEHRP Seismic Design Technical Brief No.3. Seismic Design of Cast-in-Place, Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors par Jack P. Moehle, John D. Hooper, Dominic J. Kelly et Thomas R. Meyer



F8 Prise en compte du profil dans la capacité résistante du plancher mixte

F8.1 Principes

Les essais décrits ci-après permettent la prise en compte du profil dans la capacité résistante du plancher mixte.

L'objectif de ses essais est l'étude du comportement des planchers à bacs collaborant dans leurs fonctions diaphragme et tirant-buton.

A cet effet,

- Essai de traction/compression alterné ;
- Essai de cisaillement horizontal alterné combiné à un chargement constant.

Ainsi seront obtenues les courbes des efforts en fonction des déplacements horizontaux relatifs entre l'élément support (voiles ou poutres : à définir) et le plancher puis les lois de comportement vis-à-vis du cisaillement horizontal d'une part et de la traction / compression d'autre part

Les essais sont menés avec une charge verticale complémentaire égale à 0.3 fois la charge d'exploitation visée.

Dans ce cas des essais de mise en parallélogramme en dynamique doivent être effectués en vue de déterminer :

- La rigidité en cisaillement dans son plan du plancher mixte ;
- La capacité en cisaillement des connections plancher/poutre et plancher/solive.

F8.2 Réalisation des essais

F8.2.1 MÉTHODOLOGIE D'ESSAIS

F8.2.1.1 Essais de mise en parallélogramme en régime quasi-statique

L'essai consiste à appliquer un déplacement imposé statique croissant à l'appui libre en translation, afin de solliciter la maquette dans son plan par une mise en parallélogramme.

Les amplitudes des déplacements vont de ± 2 mm à ± 60 mm en 10 phases, cf. tableau F.1.

Tableau F.1 — Différents déplacements imposés par cycles en statique

	Phase									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique
	± 2 mm	± 4 mm	± 6 mm	± 8 mm	± 10 mm	± 20 mm	± 30 mm	± 40 mm	± 50 mm	± 60 mm
	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle
	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz

F8.2.1.2 Essais de mise en parallélogramme en régime dynamique

Le but de l'essai est d'observer la déformation de la maquette et de mesurer les efforts lorsque la structure porteuse de la maquette est mise en parallélogramme.

L'essai consiste à appliquer un déplacement monotone croissant à l'appui libre en translation, suivi par une phase de chargement cyclique. L'appui libre en translation est déplacé progressivement en 10 phases par un déplacement statique alterné, puis dynamique appliqué selon les niveaux définis par le tableau F.2 ci-après.

Les amplitudes des déplacements vont de ± 2 mm à ± 60 mm en 10 phases, cf. tableau F.2.

Tableau F.2 — Différents déplacements imposés par cycles sous essais dynamiques

	Phase									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique	Déplacement statique
	± 2 mm	± 4 mm	± 6 mm	± 8 mm	± 10 mm	± 20 mm	± 30 mm	± 40 mm	± 50 mm	± 60 mm
	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle
	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz
	± 2 mm	± 4 mm	± 6 mm	± 8 mm	± 10 mm	± 20 mm	± 30 mm	± 40 mm	± 50 mm	± 60 mm
	20 cycles	20 cycles	20 cycles	20 cycles	20 cycles	20 cycles	20 cycles	20 cycles	20 cycles	20 cycles
	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz	$0,2 \leq f \leq 1$ Hz
	± 2 mm	± 4 mm	± 6 mm	± 8 mm	± 10 mm	± 20 mm	± 30 mm	± 40 mm	± 50 mm	± 60 mm
	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle	1 cycle
	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz	$f = 0,02$ Hz

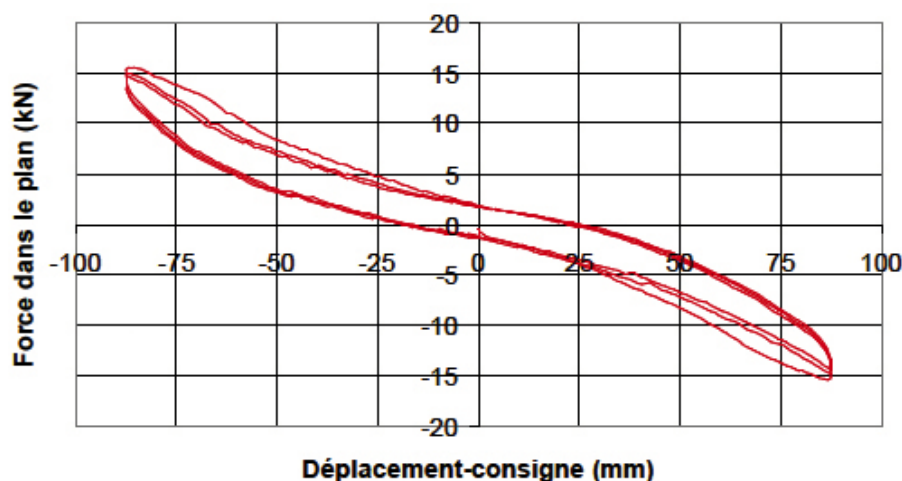
F.8.2 TYPES DE RÉSULTATS ET RELEVÉS OPÉRÉS EN COURS ET À POSTERIORI DES ESSAIS

F.8.2.1 Essais de mise en parallélogramme en régime quasi-statique

Les déplacements et contraintes sont mesurés en continu lors des 6 phases de l'essai par acquisition via les différents capteurs implantés au sein des maquettes. L'effort et le déplacement en tête de vérin sont également relevés en continu lors des 10 phases de l'essai.

Les résultats d'essais sont formulés sous la forme de déplacements imposés et angles associés ainsi que de diagramme « Effort en tête de vérin – déplacement en tête de vérin » (exemple figure F.12).

Figure F.12 – Exemple de courbe effort-déplacement en tête de vérin



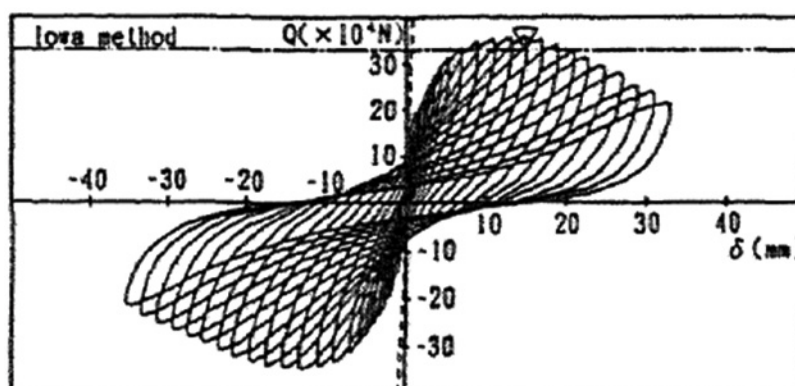
L'essai est observé en continu afin de constater les éventuelles dégradations, et leur localisation.

F.8.2.2 Essais de mise en parallélogramme en régime dynamique

Les déplacements et contraintes sont mesurés en continu lors des 10 phases de l'essai par acquisition via les différents capteurs implantés au sein des maquettes. L'effort et le déplacement en tête de vérin sont également relevés en continu lors des 10 phases de l'essai.

Les résultats d'essais sont formulés sous la forme de déplacements imposés et angles associés ainsi que de diagramme « Effort en tête de vérin – déplacement en tête de vérin » (exemple figure F.13).

Figure F.13 – Exemple de courbe effort-déplacement en tête de vérin. [18]



L'essai est observé en continu afin de constater les éventuelles dégradations, et leur localisation.

F.8.3 Banc d'essais

Le banc d'essai comprend (figures F.14 et F.15) :

- 4 socles béton :
 - 1 premier socle permettant l'ancrage d'un vérin ;
 - 1 second socle permettant l'ancrage d'un dispositif de translation d'appui ;
 - 2 derniers socles permettant l'ancrage des appuis de rives.
- 2 appuis fixes métalliques en acier de nuance S355 :
 - poutres IPE 600 ou HEA 360 ancrées par chevillage à leur socle béton respectif ;
 - longueur des poutres : 3m40 minimum.
- Un vérin hydraulique dont la course est pilotable en déplacement et en aller-retour ;
- D'un dispositif rotulé permettant de lier la tige du vérin à la maquette d'essai ;
- De 2 dynamomètres à jauges ;
- De 16 capteurs de déplacement ;
- De 12 jauges de déformation ;
- D'une centrale d'acquisition.

Il convient que la robustesse du bâti soit suffisamment importante pour ne pas générer des déplacements parasites dans les prises de mesures des déplacements horizontaux.

Figure F.14 – Exemple de banc d'essai de mise en parallélogramme – vue de dessus

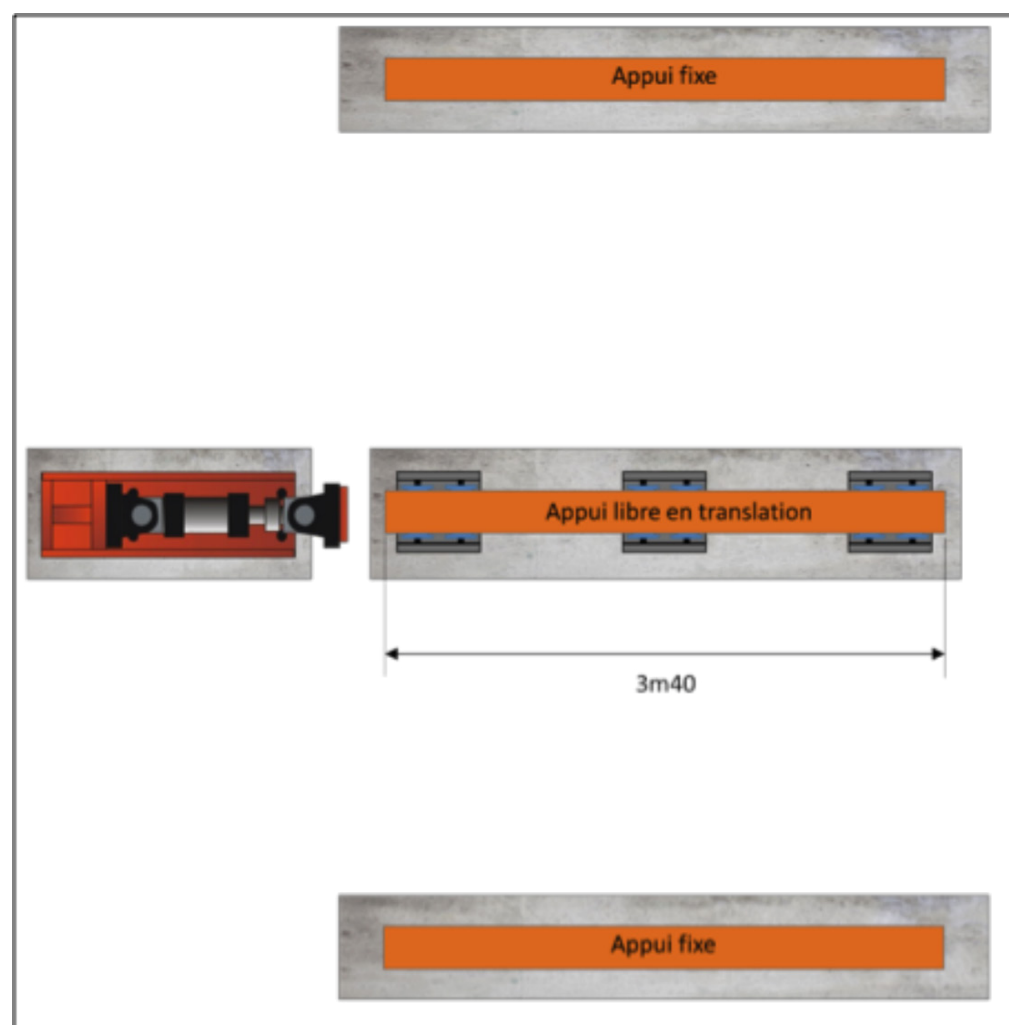
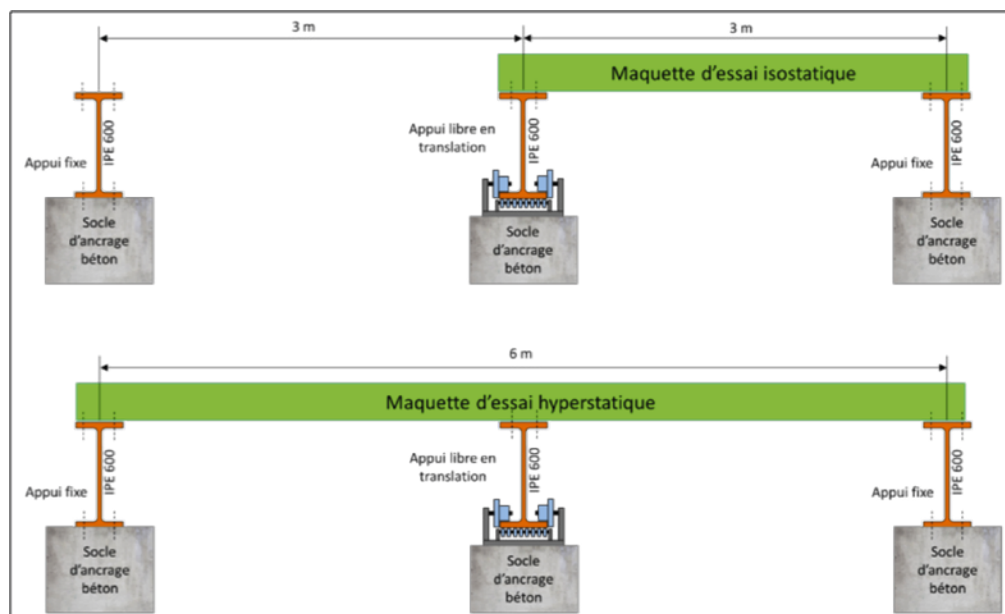


Figure F.15 – Exemple de banc d'essai de mise en parallélogramme – vue de face



Le vérin hydraulique de capacité 50 tonnes minimum, est alimenté par une pompe hydraulique électrique à débit fixe.

Les deux dynamomètres à jauges présentent une capacité de 500 kN et sont montés en tête de vérin. Ils sont associés à un système de conditionnement des signaux permettant de visualiser l'effort en direct et de mesurer l'effort en continu à l'aide d'une sortie analogique.

Les capteurs de déplacements sont filaires, de capacité 750 mm minimum.

La fréquence maximale de la centrale d'acquisition est de 5 Hz minimum.

La configuration du bâti d'essai permet aussi bien de tester des maquettes isostatiques de 3m22 de longueur maximale que des maquettes hyperstatiques de 6m22 de longueur maximale (cf. figure F.15).

F.8.4 Fourniture des relevés et résultats d'essais

Sont remis après essais :

- L'ensemble des acquisitions (efforts, déplacements, contraintes) ;
- Les hypothèses visées par le plancher (charge d'exploitation, portées,...) ;
- Les notes de calculs des planchers testés ;
- Les plans de coffrage des maquettes ;
- Les plans de calepinage des bacs ;
- Les plans de ferrailage des maquettes ;
- Les courbes efforts déplacements des différentes phases d'essai ;
- Les photos prises lors des essais ;
- Les vidéos prises lors des essais ;
- Les relevés et photos des fissurations dans le béton ;
- Les fiches techniques des produits et matériaux utilisés (caractéristiques géométriques et mécaniques des bacs, fixations, connecteurs, ferrailage) ;
- Les résultats d'essais de compression du béton à 28j ;
- Les limites d'élasticité et diamètres des aciers de béton armé et treillis soudés ;
- Les limites d'élasticité et diamètres des connecteurs ;
- Les limites d'élasticité et mesures d'épaisseur des bacs collaborants ;
- Les relevés géométriques des bacs ;
- Les relevés géométriques des maquettes testées.

F.8.5 Contenu des rapports d'essais

Les rapports d'essai devront reprendre le descriptif :

- de la station d'essais ;
- des moyens d'acquisition ;
- des maquettes d'essais ;
- des types et méthodologies d'essais.

Les résultats des essais pourront être présentés sous la forme de tableaux et/ou de graphiques. Les constatations des éventuelles dégradations, localisation, accompagnées de photos devront également apparaître dans le rapport d'essais.

Le rapport d'essais mentionnera également les divers fiches techniques des constituants, les résultats des essais de caractérisations (géométrie, traction, cf F.8.4 etc.).

F.8.6 Résultats et interprétation des essais

F.8.6.1 GÉNÉRALITÉS

Les informations importantes résulteront des essais dynamiques.

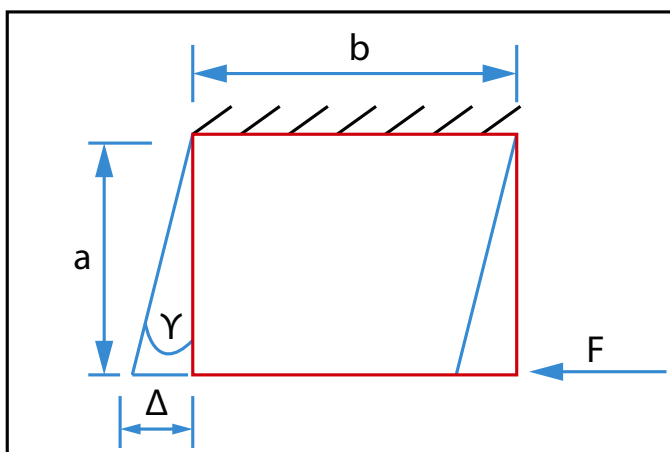
L'ensemble des enseignements sont :

- La résistance en plan ultime en statique et dynamique du plancher fonctionnant en diaphragme $S_{u,statique}$ $S_{u,dynamique}$;
- La rigidité en plan ultime en dynamique du plancher fonctionnant en diaphragme $G_{statique}$ et $G_{dynamique}$;
- Le coefficient d'amplification dynamique k_{dyn} par comparaison avec les essais fait en première partie et permettant un calcul simple dans les recommandations professionnelles ;
- La résistance ultime en dynamique des connexions du plancher à ses appuis ;
- La ductilité du système de plancher en dynamique (analyse courbe effort déplacements dans leur plan).

F.8.6.2 DÉTERMINATION DE LA RIGIDITÉ DU DIAPHRAGME

Pour chaque essai, il sera tracé la courbe F appliqué – distorsion (cf. figure F.17).

Figure F.16 – Détermination de la rigidité G' du diaphragme



La relation entre l'effort tranchant, la distorsion et la rigidité du diaphragme s'obtient comme indiqué à la figure F.16

$$V_{Ed} = \gamma G' \quad (1)$$

L'effort V_{Ed} par m vaut :

$$V_{Ed} = \frac{F}{b} \quad (2)$$

La distorsion vaut :

$$\gamma = \frac{\Delta}{a} \quad (3)$$

En reportant les expressions (2) et (3) dans l'expression (1), on obtient :

$$\frac{F}{b} = \frac{\Delta}{a} G'$$

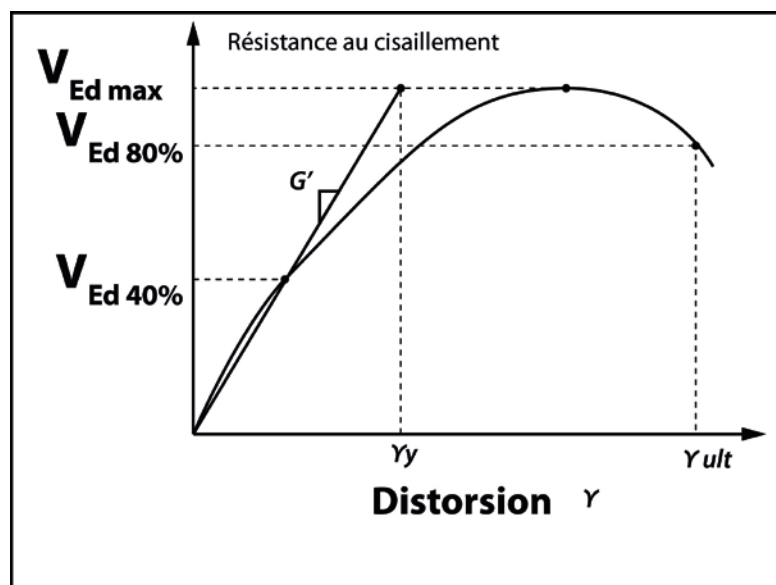
Soit la rigidité G' du plancher en MN/m :

$$G' = \frac{F \times a}{b \times \Delta}$$

F8.6.3 DÉTERMINATION DE LA CAPACITÉ RÉSIDUELLE V_{Rd} PAR LIGNE D'APPUI

La capacité résistante $V_{Ed \max}$ est lue sur la courbe V_{Ed} distorsion (cf. figure F.17). V_{Ed} est établi par la force F appliquée au vérin. $V_{Ed} = V_{Rd}$ si une ruine est obtenue à la fin des déplacements imposés maxi.

Figure F.17 – Détermination de l'effort tranchant résistant du diaphragme



F8.7 Rapport d'étude

Un rapport d'étude définira à partir des résultats d'essai ci-dessus le domaine d'emploi associé du plancher en zones sismiques.

G

DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES NON CONTRADICTOIRES AVEC LA NF EN 1990 RELATIVES À LA JUSTIFICATION VIS-À-VIS DU CONFORT D'UTILISATION



G.1 Rappels normatifs

Il est rappelé que :

- La vérification des états limites de service doit inclure la prise en compte de critères concernant les vibrations (cf. NF EN 1990 § 3.4 (3)) ;
- Des dispositions complémentaires sont données dans les parties appropriées de la NF EN 1990 ;
- Des spécifications concernant la modélisation utilisée pour déterminer les actions dynamiques sont données dans la NF EN 1990 § 5.1.3 ;
- Des règles portant sur l'évaluation des limites sont disponibles dans la NF EN 1990 § A.1.4.4. Cette clause renvoie à son tour à l'ISO 10137 pour des règles supplémentaires. La clause est également mentionnée par la NF EN 1993-1-1 § 7.2.3 et la NF EN 1994-1-1 § 7.3.2, mais il faut noter que l'annexe nationale française peut spécifier elle-même des limites.

Selon la NF EN 1990 3.4(3), Il convient que la vérification des états-limites de service repose sur des critères concernant les aspects suivants :

- les déformations qui affectent :
 - l'aspect ;
 - le confort des utilisateurs ;
 - ou la fonction de la structure (y compris le fonctionnement des machines ou des services) ;
 - ou qui endommagent des finitions ou des éléments non structuraux.

Selon l'annexe nationale de la NF EN 1990 article A1.4.4 Vibrations :

- Pour obtenir un comportement satisfaisant des bâtiments et de leurs éléments structuraux aux vibrations dans les conditions d'aptitude au service, il convient que les aspects suivants soient, entre autres, pris en compte :
 - le confort de l'utilisateur ;
 - le fonctionnement de la structure ou de ses éléments structuraux (par exemple fissures dans les cloisons, dégât au parement, sensibilité du contenu du bâtiment aux vibrations).
- Il convient que d'autres aspects soient pris en compte pour chaque projet, en accord avec le client ;

- Pour l'état-limite de service d'une structure ou d'un élément structural à ne pas dépasser lorsqu'il ou elle est soumis(e) aux vibrations, il convient de maintenir la fréquence naturelle des vibrations de la structure ou de l'élément structural au-dessus de valeurs appropriées, selon la fonction du bâtiment et la source des vibrations, en accord avec le client et/ou l'autorité compétente ;
- Si la fréquence naturelle des vibrations de la structure est inférieure à la valeur appropriée, il convient de procéder à une analyse plus affinée de la réponse dynamique de la structure, tenant compte de l'amortissement.

NOTE

Voir les NF EN 1991-1-1, NF EN 1991-1-4 et NF EN 1994-1-1 et annexe nationale art AN3 et ISO 10137 pour plus d'informations.

- Les sources possibles de vibration à considérer sont la marche, les mouvements synchronisés de personnes, les machines, les vibrations transmises au sol par le trafic, et les actions du vent ;
- Il convient que ces sources, ainsi que d'autres, soient spécifiées pour chaque projet et convenues avec le client.

G.2 Vérification du critère de fréquence propre verticale minimale

La clause 7.3.2 de l'annexe nationale de la NF EN 1994-1-1 s'applique. (renvoie à la NF EN 1993-1-1).

Les clauses de l'article 7.2.3 (1) B de la NF EN 1993-1-1 complétées de l'annexe nationale s'appliquent :

- En l'absence de spécifications particulières dans les documents du marché, les limitations sur les fréquences propres de vibration les plus basses des planchers des structures sont données au Tableau G.1 ;
- Dans le calcul de la fréquence propre, la masse à retenir relative aux charges **d'exploitation correspond à 20 % de celles prises en compte dans la combinaison caractéristique**. Lorsqu'une part des charges d'exploitation correspond à des éléments non structuraux rigidement fixés à la structure, la masse correspondante à retenir est de 100 % de cette part et 20 % pour le reste ;
- Lorsque la première fréquence propre est inférieure à la fréquence limite recommandée (Tableau G.1), il convient de procéder à une analyse plus affinée de la réponse dynamique de la structure, en tenant compte de l'amortissement, et de limiter les accélérations maximales des planchers aux valeurs spécifiées pour le projet dans les documents du marché.

Tableau G.1 — fréquence limite requise sur les planchers

Nature des locaux	Fréquence propre verticale minimale (Hz)
Habitations, bureaux	2,6
Gymnases, salles de danse	5

Notes

Des fréquences plus élevées peuvent être excitées par les piétons notamment par la deuxième harmonique de la marche (autour de 2 Hz). Dans le cas de structures considérées comme sensibles du point de vue du confort des usagers des valeurs supérieures doivent alors être spécifiées en accord avec le client et/ou l'autorité compétente.

Les raideurs des planchers et des poutres verticales de stabilité des bâtiments courants conduisent à des valeurs de fréquences horizontales qui ne sont pas excitées par la marche du piéton. Une étude particulière de la réponse est nécessaire en cas de fréquence propre horizontale inférieure à 1,25 Hz notamment pour les ouvrages susceptibles d'être traversés par une foule (risque de synchronisation des piétons)

La fréquence propre du plancher peut être estimée avec la formulation ci-dessous :

$$f \geq f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta}}$$

Les fréquences propres des planchers et masses modales, peuvent être établies à partir des formulations données aux tableaux G.4, G.5, G.6 et G.7 ci-après.

Tableau G.4 – Estimation masse modale et fréquence propre de plancher (approche en plaque) [9]


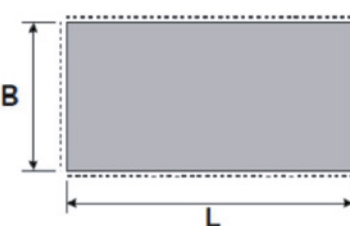
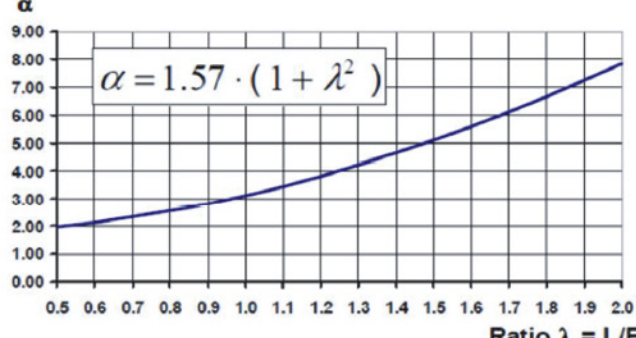
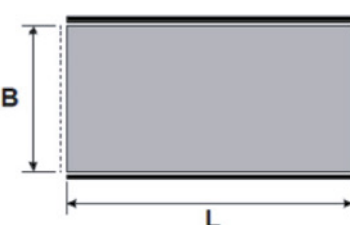
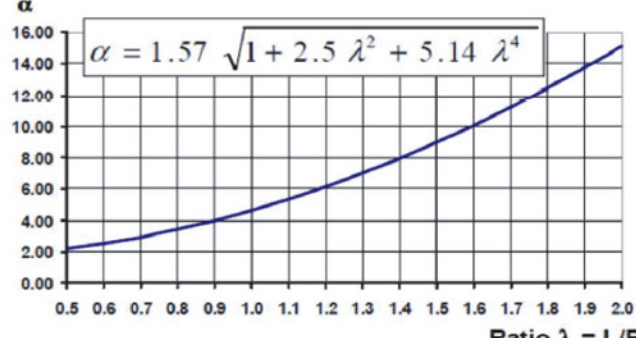
Condition aux appuis : 	Fréquence propre ; Masse modale $f = \frac{\alpha}{L^2} \sqrt{\frac{E t^3}{12 \cdot \mu (1 - \nu^2)}} ; M_{\text{mod}} = \beta \cdot M_{\text{tot}}$
	<p>E Module d'élasticité en N/m² t Epaisseur de la dalle en m μ Masse surfacique du plancher incluant les finitions et le mobilier en kg/m² ν Coefficient de Poisson M_{tot} Masse totale du plancher incluant les finitions et une partie représentative des charges variables en kg</p>
	<p>α</p>  <p>$\alpha = 1.57 \cdot (1 + \lambda^2)$</p> <p>Ratio $\lambda = L/B$</p> <p>$\beta \approx 0,25$ pour tout λ</p>
	<p>α</p>  <p>$\alpha = 1.57 \sqrt{1 + 2.5 \lambda^2 + 5.14 \lambda^4}$</p> <p>Ratio $\lambda = L/B$</p> <p>$\beta \approx 0,20$ pour tout λ</p>

Tableau G.5 – Estimation masse modale et fréquence propre de plancher (approche en plaque) [9]




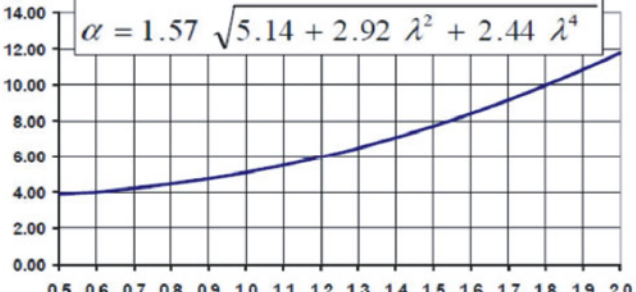

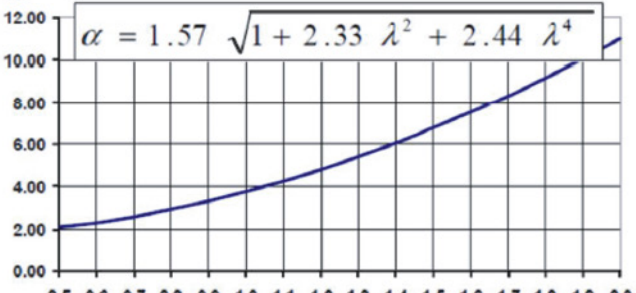

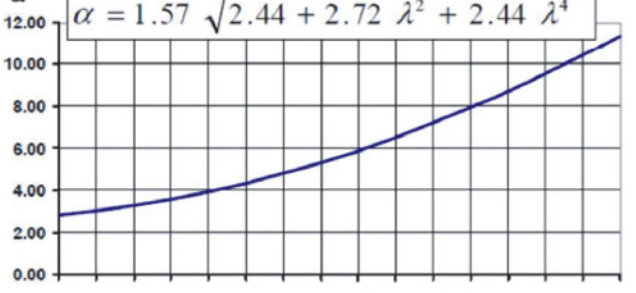
<p>Condition aux appuis :</p> <p> encastrement  rotulé</p>	<p>Fréquence propre ; Masse modale</p> $f = \frac{\alpha}{L^2} \sqrt{\frac{E t^3}{12 \cdot \mu (1 - \nu^2)}} ; M_{\text{mod}} = \beta \cdot M_{\text{tot}}$
	<p>α</p>  <p>$\alpha = 1.57 \sqrt{5.14 + 2.92 \lambda^2 + 2.44 \lambda^4}$</p> <p>Ratio $\lambda = L/B$</p> <p>$\beta \approx 0,18$ pour tout λ</p>
	<p>α</p>  <p>$\alpha = 1.57 \sqrt{1 + 2.33 \lambda^2 + 2.44 \lambda^4}$</p> <p>Ratio $\lambda = L/B$</p> <p>$\beta \approx 0,22$ pour tout λ</p>
	<p>α</p>  <p>$\alpha = 1.57 \sqrt{2.44 + 2.72 \lambda^2 + 2.44 \lambda^4}$</p> <p>Ratio $\lambda = L/B$</p> <p>$\beta \approx 0,21$ pour tout λ</p>

Tableau G.6 – Estimation masse modale et fréquence propre de plancher (approche en plaque) [9]

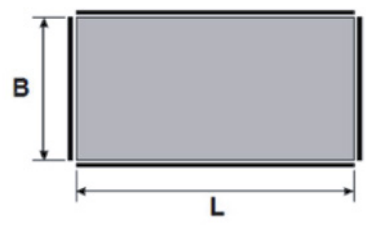
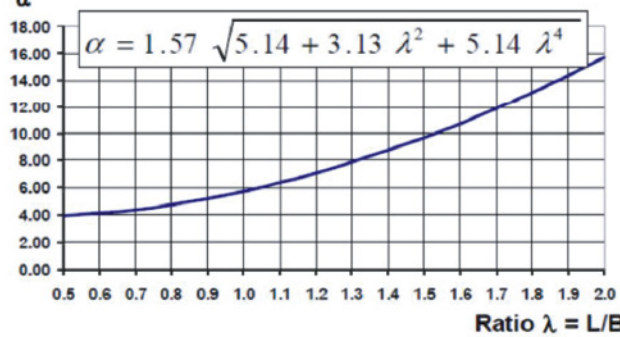

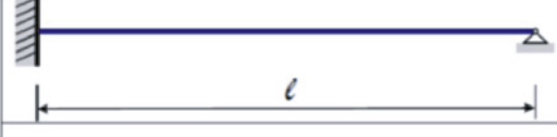
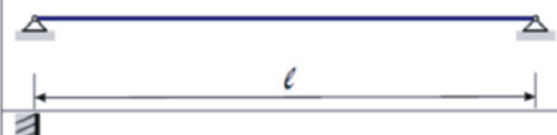

Condition aux appuis :	Fréquence propre ; Masse modale
	$f = \frac{\alpha}{L^2} \sqrt{\frac{E t^3}{12 \cdot \mu (1 - \nu^2)}} ; M_{\text{mod}} = \beta \cdot M_{\text{tot}}$
	<p>  </p> <p>$\beta \approx 0,17$ pour tout λ</p>

Tableau G.7 – Estimation des fréquences propre de plancher (approche en poutre) [9]

Conditions aux appuis	Fréquence propre	Masse modale
	$f = \frac{4}{\pi} \sqrt{\frac{3EI}{0,37 \mu \ell^4}}$	$M_{\text{mod}} = 0,41 \mu \ell$
	$f = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{3EI}{0,2 \mu \ell^4}}$	$M_{\text{mod}} = 0,45 \mu \ell$
	$f = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{3EI}{0,49 \mu \ell^4}}$	$M_{\text{mod}} = 0,50 \mu \ell$
	$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3EI}{0,24 \mu \ell^4}}$	$M_{\text{mod}} = 0,64 \mu \ell$

E Module d'élasticité [N/m²]

I Moment d'inertie [m⁴]

μ Masse surfacique m du plancher multipliée par la largeur [kg/m]

ℓ Longueur de la poutre

Figure G.1 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 1 % [9]

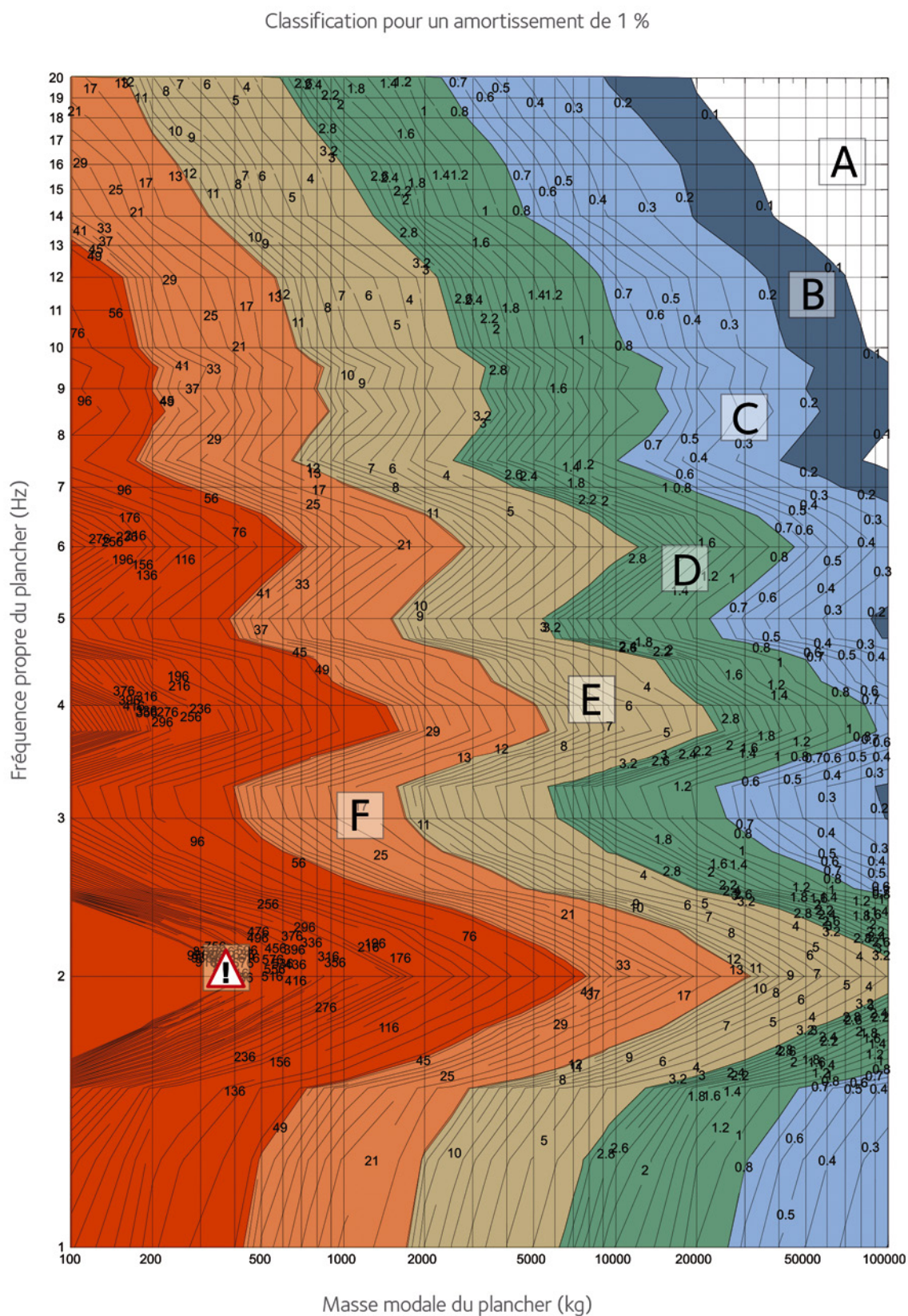


Figure G.2 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 2 % [9]

Classification pour un amortissement de 2 %

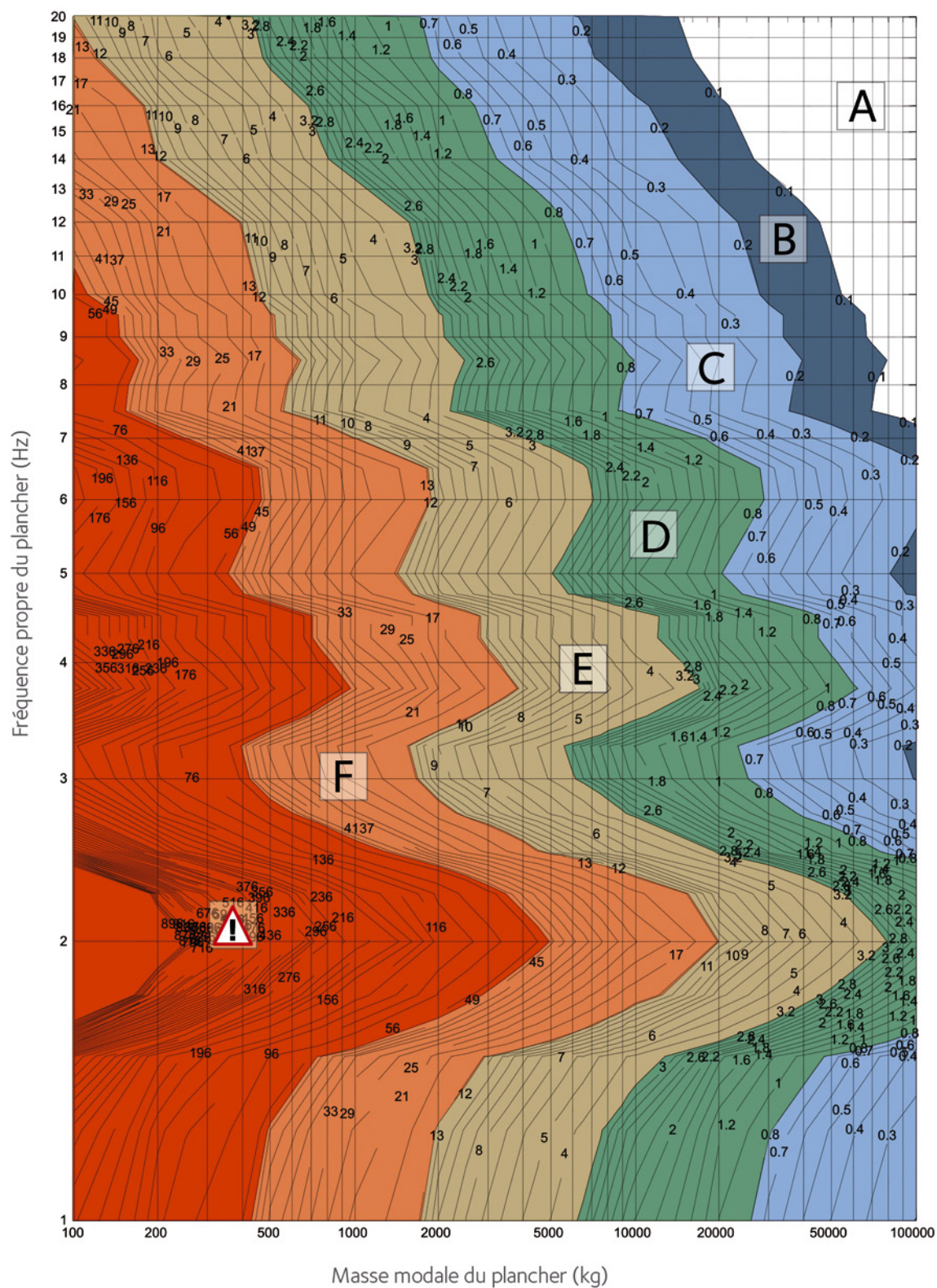


Figure G.3 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 3 % [9]

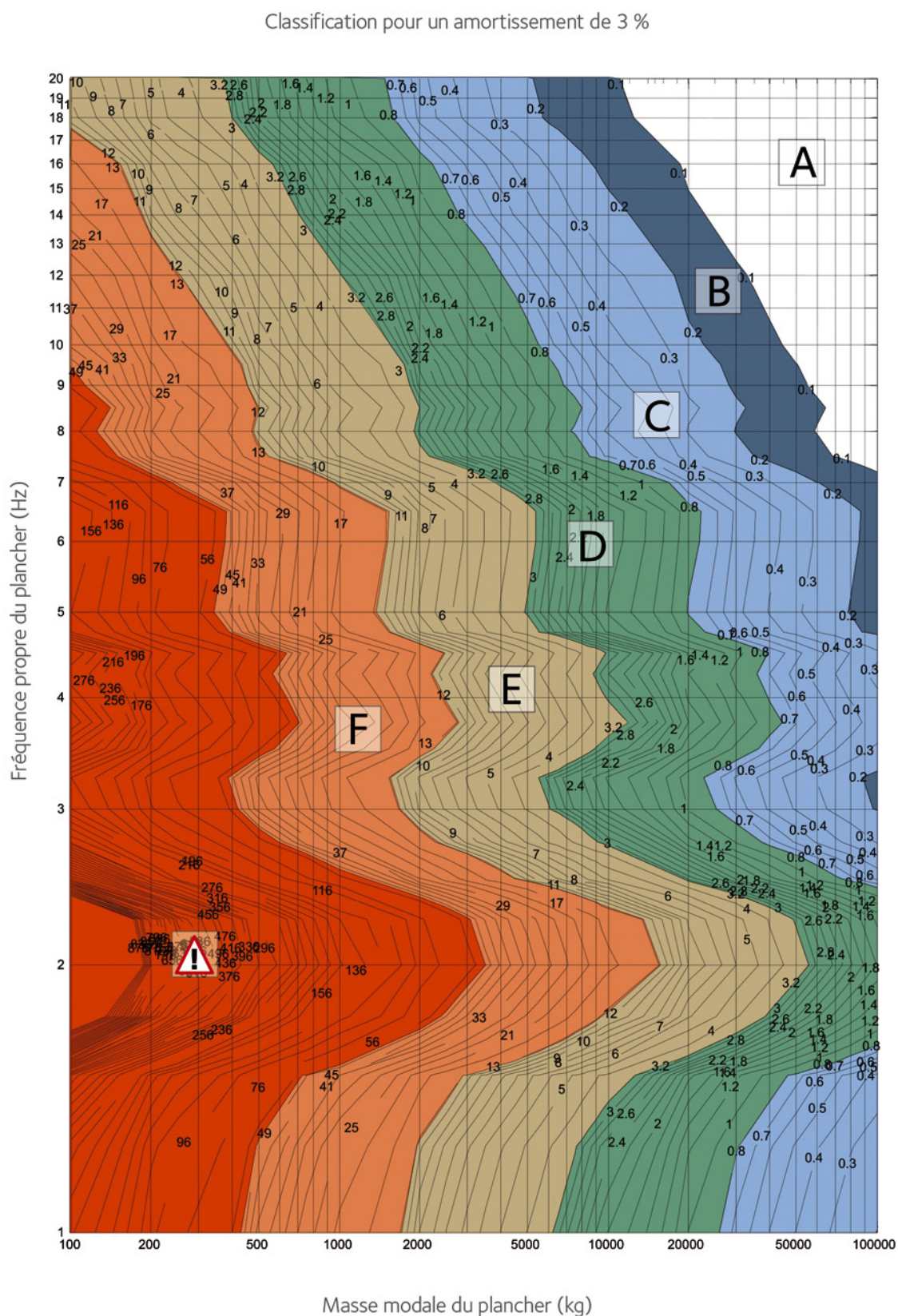


Figure G.4 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 4 % [9]

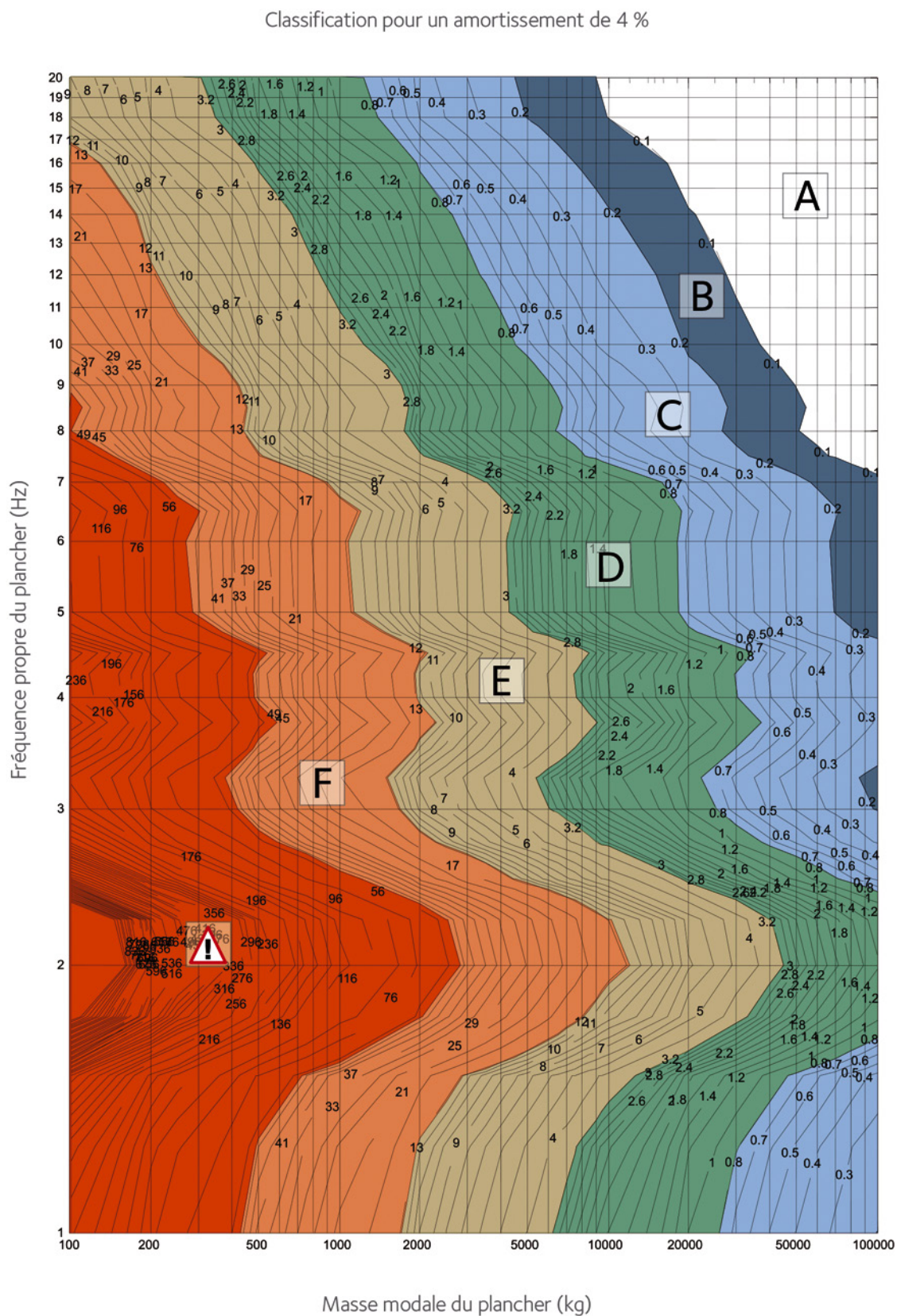


Figure G.5 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 5 % [9]

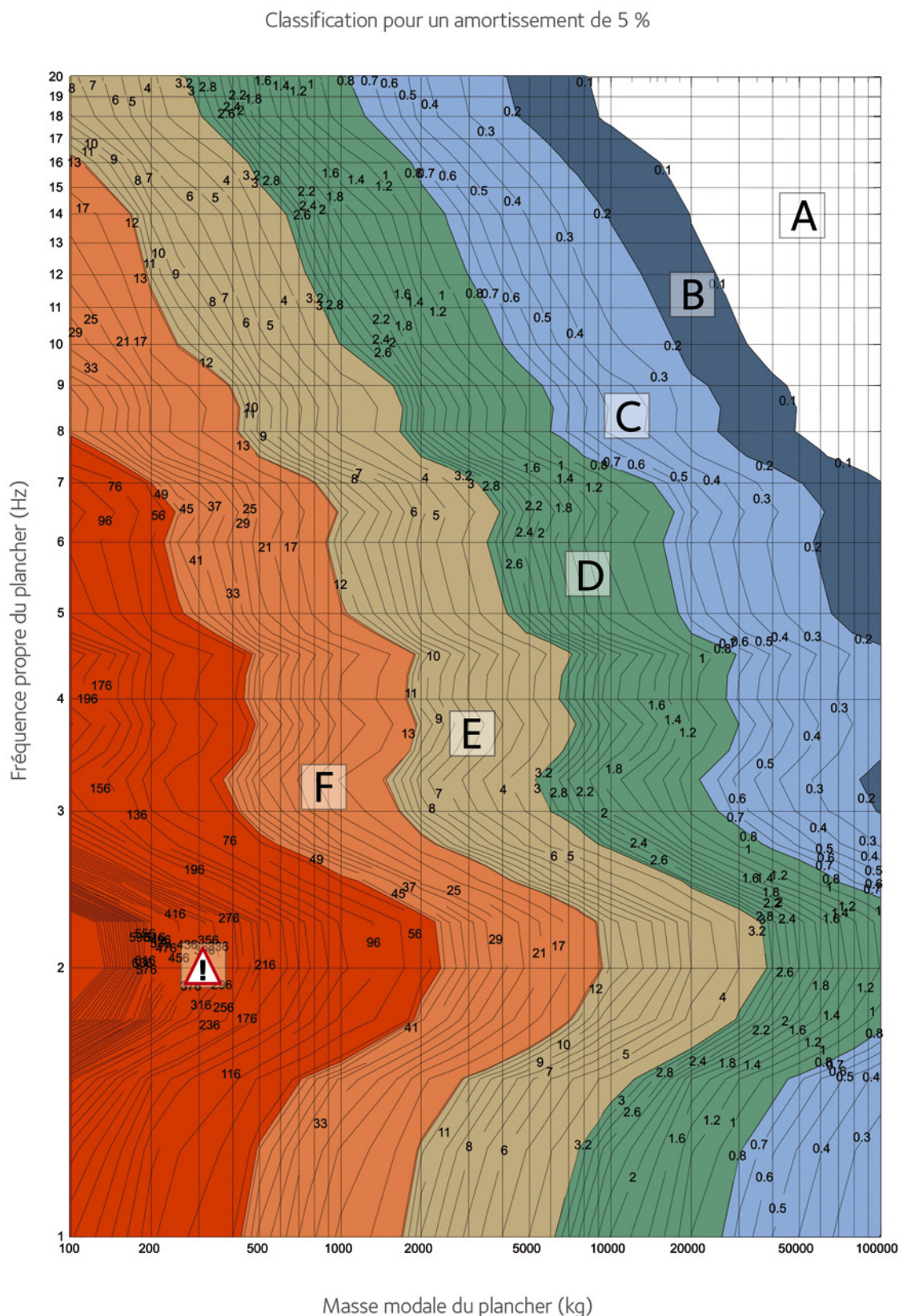


Figure G.6 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 6 % [9]

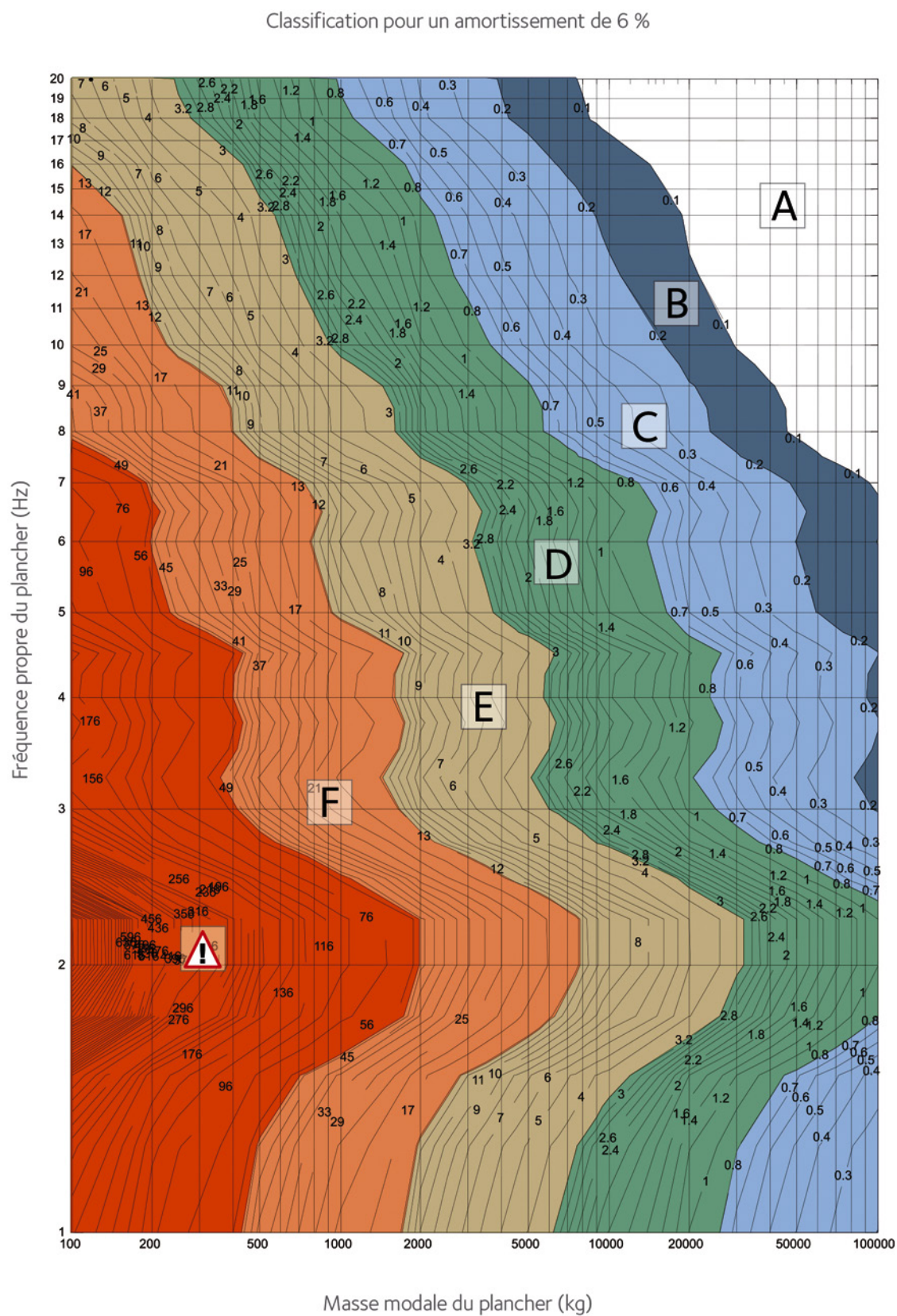


Figure G.7 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 7 % [9]

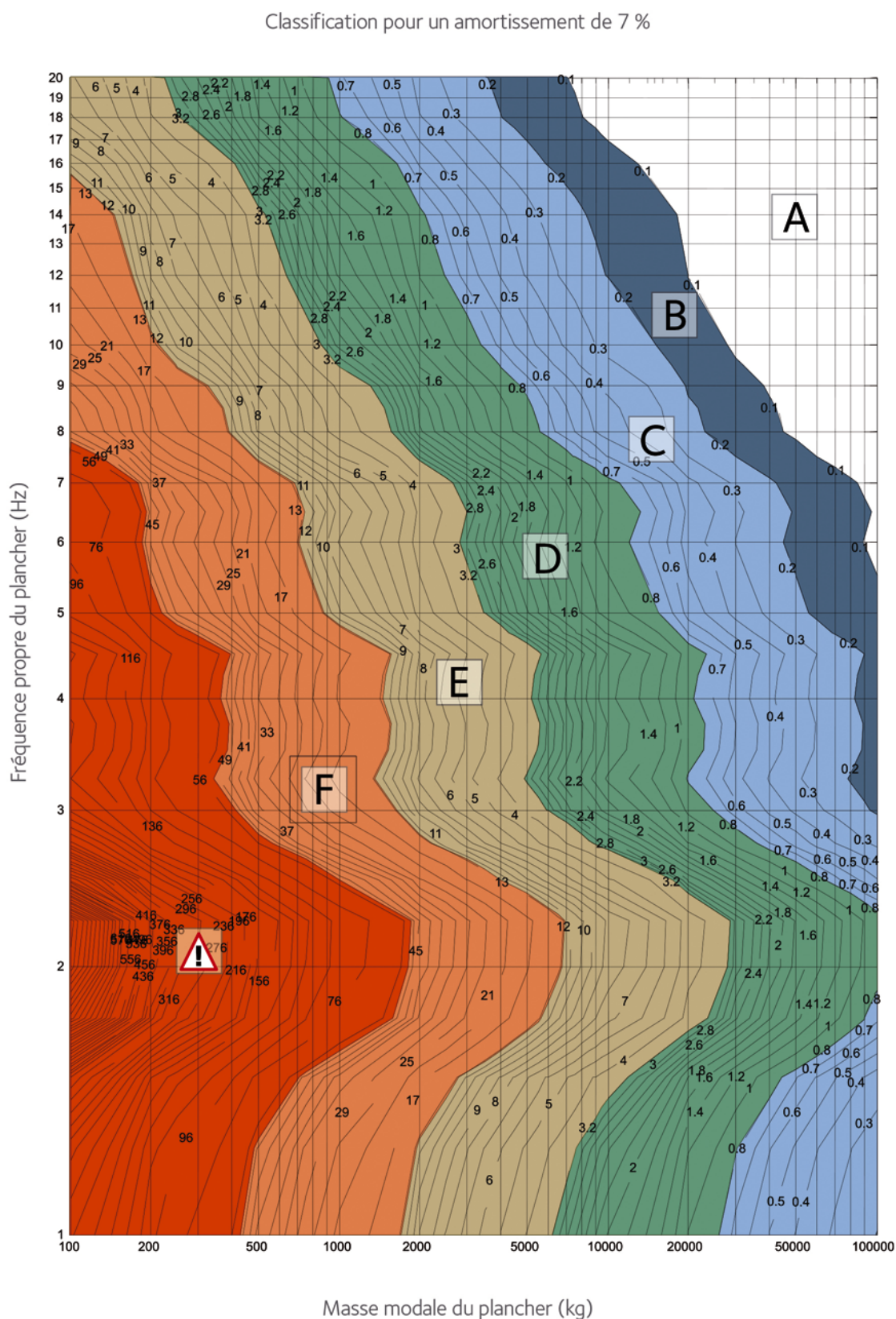


Figure G.8 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 8 % [9]

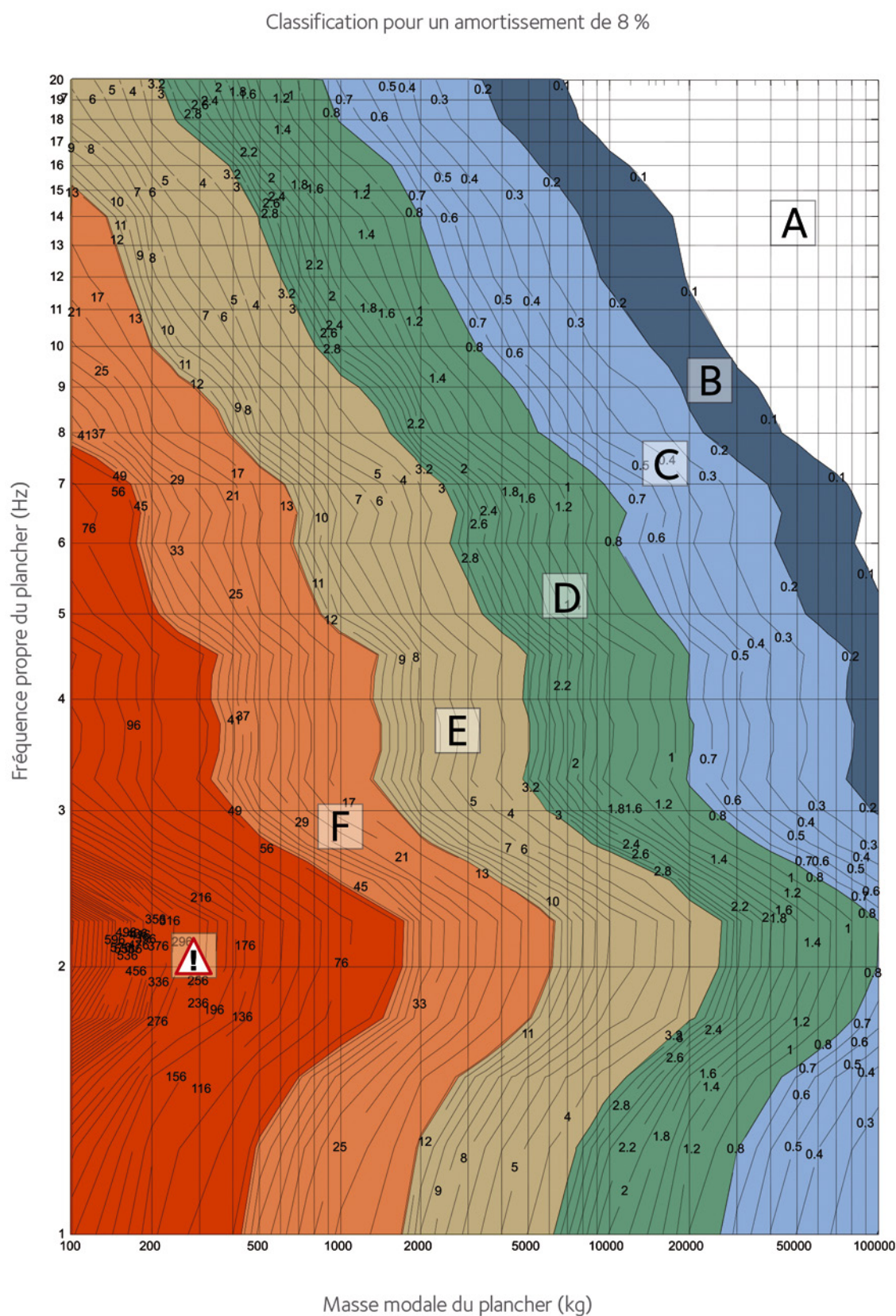
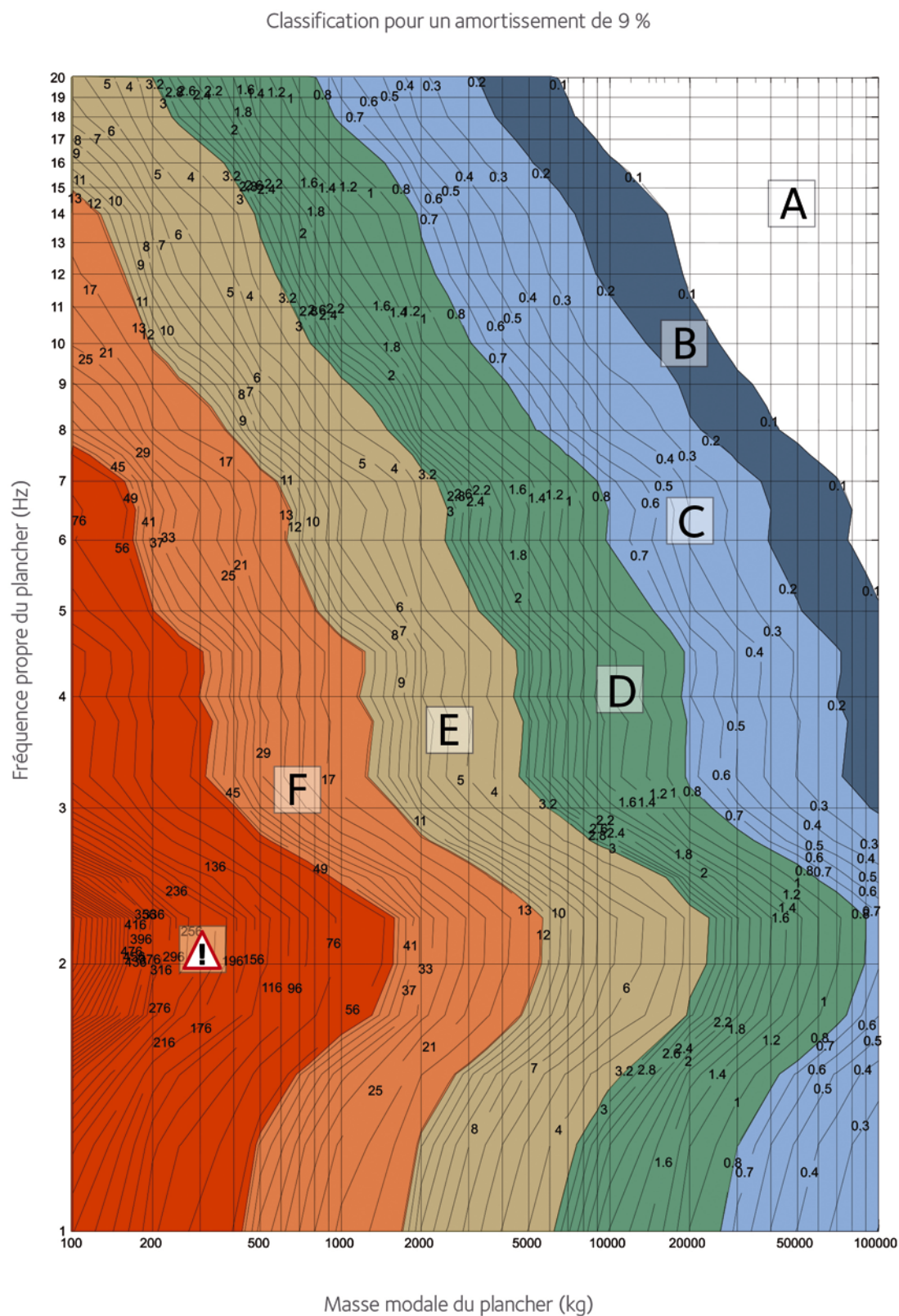


Figure G.9 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 9 % [9]





H

DISPOSITIONS TECHNOLOGIQUES PERMETTANT DE SATISFAIRE LA RÉGLEMENTATION THERMIQUE

H.1 Déperdition thermique

Les dispositions des *TH BcE* s'appliquent.

DISPOSITIONS TECHNOLOGIQUES PERMETTANT DE SATISFAIRE LA RÉGLEMENTATION ACOUSTIQUE

I.1 Isolation acoustique

Les indices d'affaiblissements acoustiques sont déterminés par simulations numériques calibrées par essai selon la norme NF EN ISO 10140 parties 1 à 6 en vue d'établir le tableau I.1 de performance suivant :

Tableau I.1 — Exemple de tableau typique de performances acoustiques

Epaisseur totale (mm)	$R_w (C ; C_{tr})$ dB	R_w (dB)	$R_w + C$ (dB)	$R_w + C_{tr}$ (dB)
80				
...				

I.2 Applications étendues

Il est possible d'étendre les performances obtenues aux essais à des épaisseurs de dalle supérieure par calculs.

J.1 Contenu d'une note de calcul

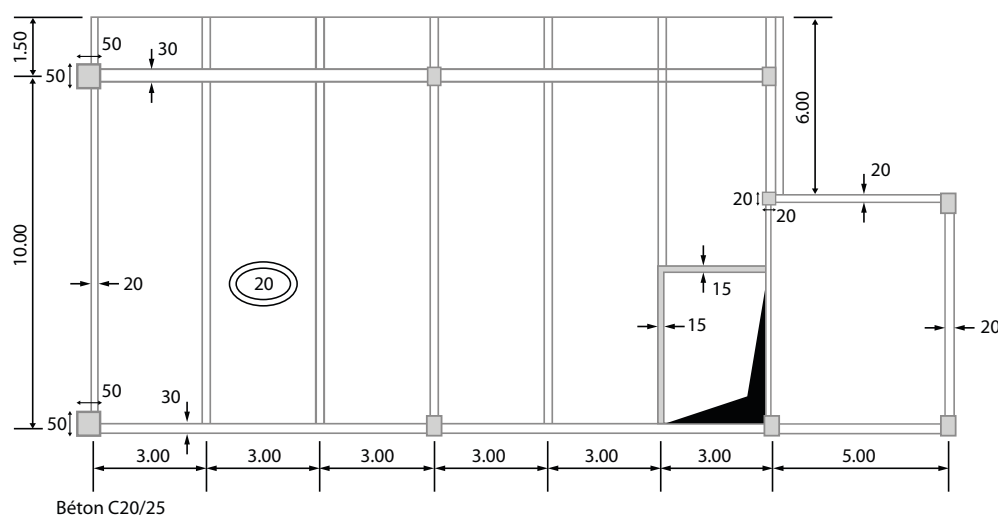
La note de calcul doit comporter la vérification du plancher sous les 5 situations ci-dessous :

- En situation de coulage ;
- En situation de fonctionnement mixte ;
- En situation sismique ;
- En situation d'incendie ;
- En situation d'utilisation (confort).

J.2 Plan de coffrage du plancher

Exemple de plan de coffrage du plancher (cf. figure J.1) :

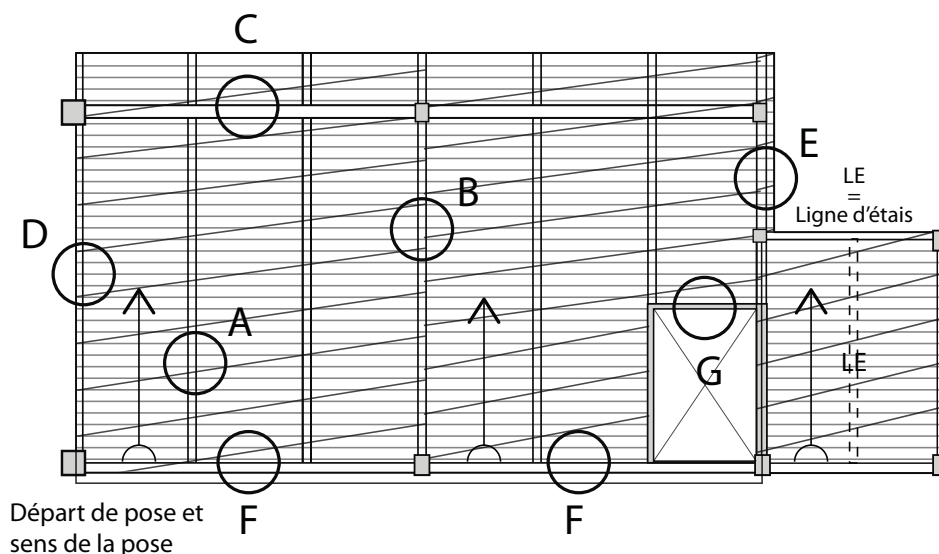
Figure J.1 – Exemple de plan de coffrage de plancher



J.3 Plan de calepinage des profils (plan de pose)

Exemple de plan de calepinage (figure J.2).

Figure J.2 – Plan de calepinage des bacs. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



J.4 Coupes en partie courante et sur appuis

Exemples de coupes en partie courante (figures J.3 J.4).

Figure J.3 – Coupe courante de plancher. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

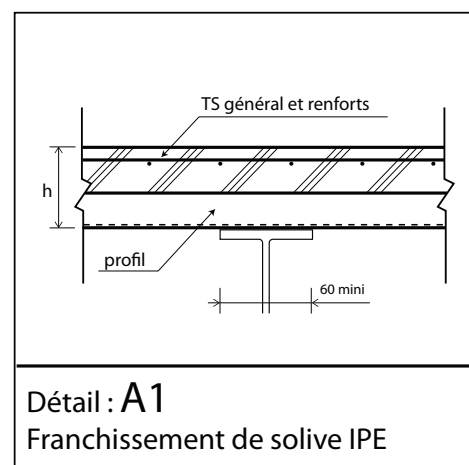
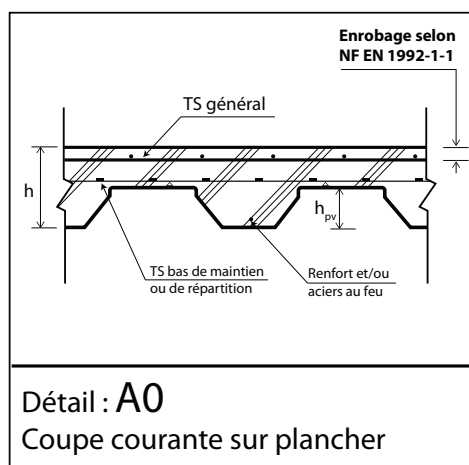
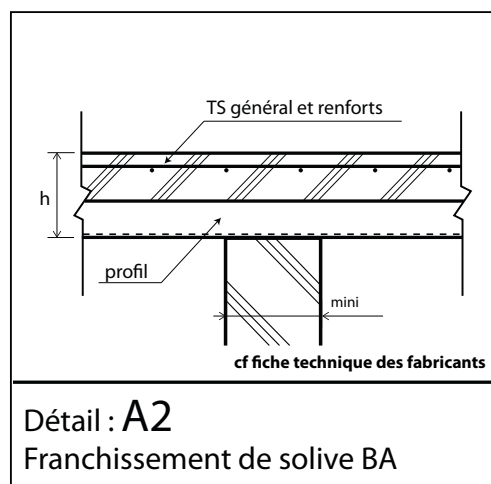


Figure J.4 – Coupe courante – franchissement de solives. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



J.5 Coupes types de points singuliers

Les figures ci-dessous (J.5 à J.7) sont des exemples de réalisation de points singuliers données à titre indicatif et non exhaustif.

Figure J.5 – Coupe courante –franchissement de solives.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

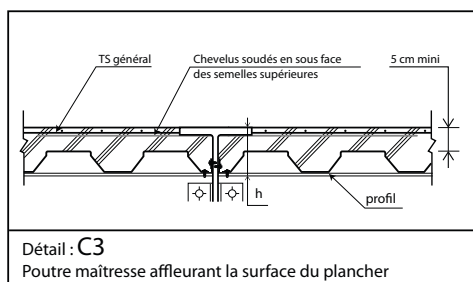
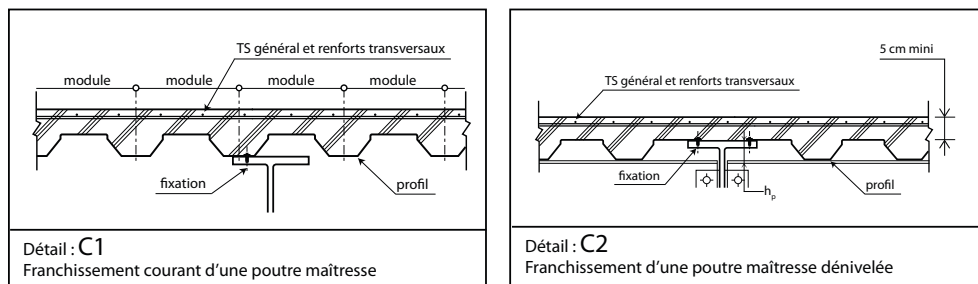


Figure J.6 – Coupe courante –franchissement de solives avec connecteurs. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

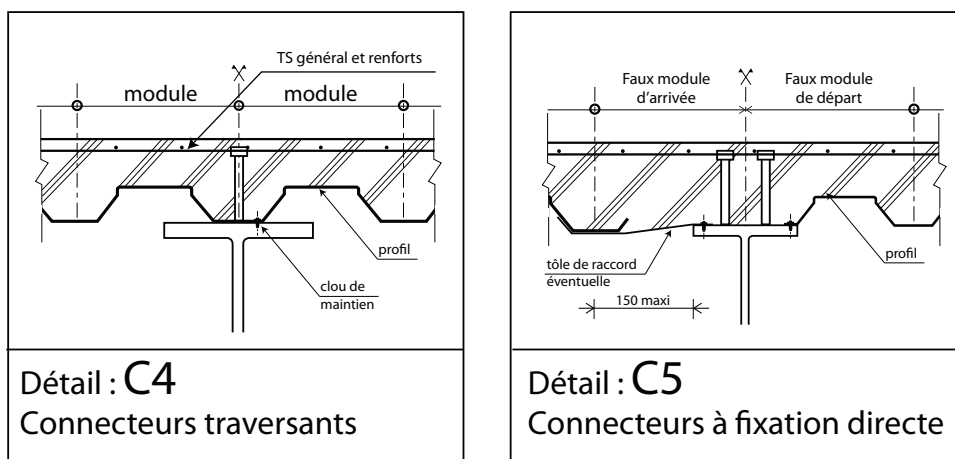
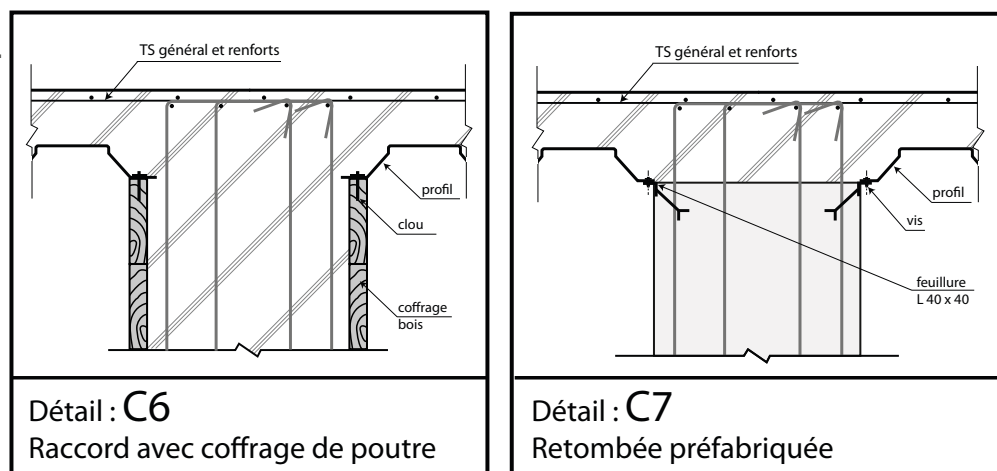
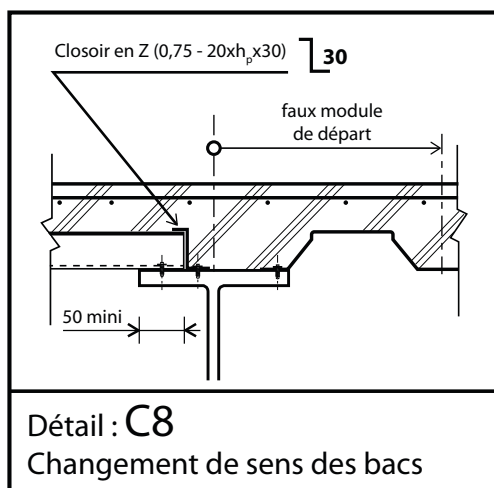


Figure J.7 – Coupe courante – franchissement de poutre béton. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



**Figure J.8 – Coupe courante –
changement de sens des bacs.**
Source : Planchers à bacs
collaborants par Jean-Daniel
ANTROPIUS, Collection CTICM,
édition 1995



J.6 Plan de ferrailage des armatures inférieures

Pour chaque chantier, un plan de ferrailage et de calepinage de la nappe basse doit être effectué en adéquation avec la note de calcul du plancher et les dispositions des Eurocodes et de leurs annexes nationales (cf. NF N 1992-1-1 et EN 1994-1-1).

Le plan de ferrailage comporte à minima :

- Une vue en plan ;
- La nature, la nuance, la référence du treillis général ;
- Les recouvrements de treillis et ou barre ;
- Les détails des points singuliers (chainage, trémie, rampe, escalier, dénivelée, ancrage).

Afin de respecter l'enrobage de l'ensemble des armatures sur appuis (treillis soudé général et aciers structuraux en chapeaux), les cales du treillis soudé général sont plus minces que celles des armatures structurales en chapeaux.

J.7 Plan de ferrailage des armatures en chapeaux en partie supérieure

Pour chaque chantier, un plan de ferrailage et de calepinage des chapeaux doit être effectué en adéquation avec la note de calcul du plancher et les dispositions des Eurocodes et de leurs annexes nationales (cf. NF N 1992-1-1 et EN 1994-1-1).

Le plan de ferrailage comporte à minima :

- Une vue en plan ;
- La nature, la nuance, la référence du treillis général ;
- Les recouvrements de treillis et ou barre ;
- Les détails des points singuliers (chainage, trémie, rampe, escalier, dénivelée, ancrage).

J.8 Dispositions constructives de traitement des appuis

Les figures J.9 à J.24 donnent les dispositions technologiques courantes d'exécution des planchers.

Figure J.9 – Largeur de repos des bacs sur solives acier.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

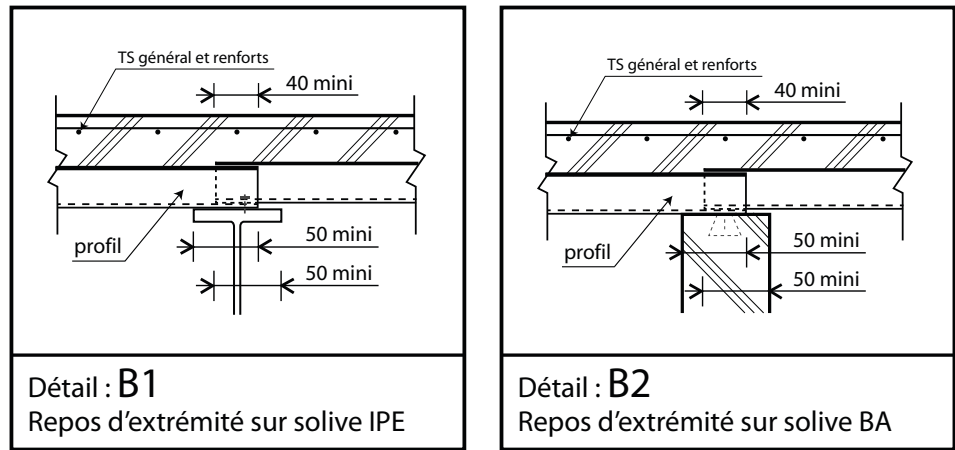


Figure J.10 – Largeurs de repos des bacs sur maçonnerie.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

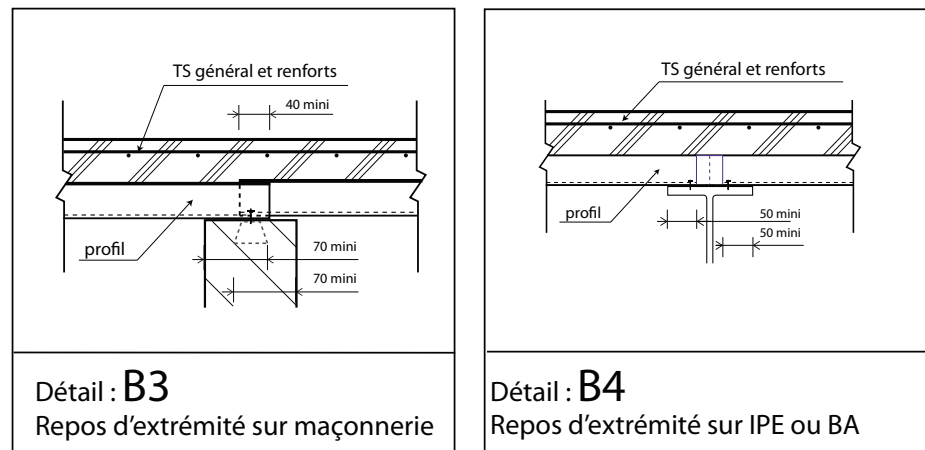


Figure J.11 – Largeurs de repos des bacs sur maçonnerie.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

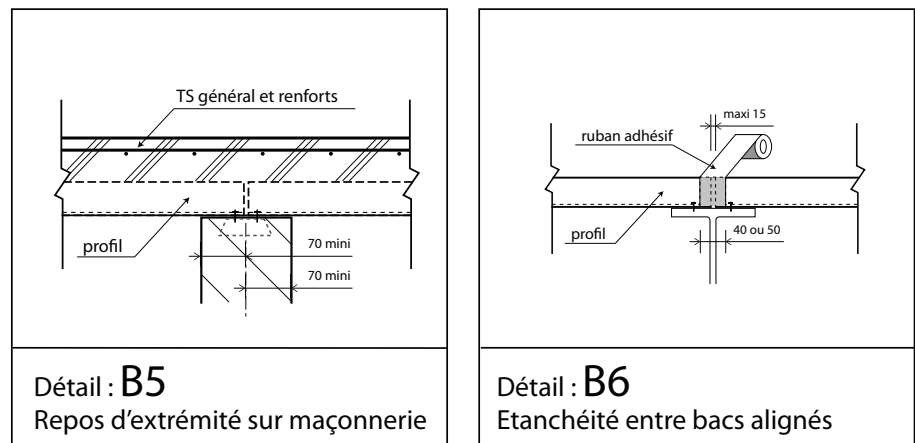


Figure J.12 – Largeurs de repos des bacs sur poutre BA. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

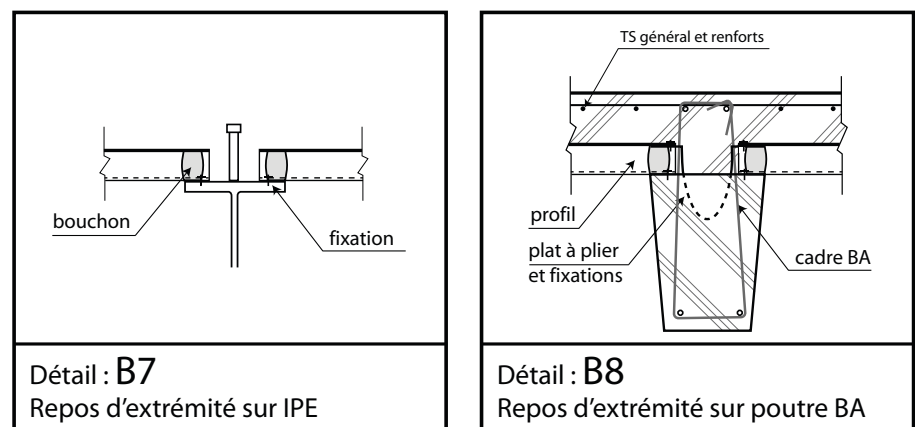


Figure J.13 – Largeurs de repos des bacs sur appuis larges.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

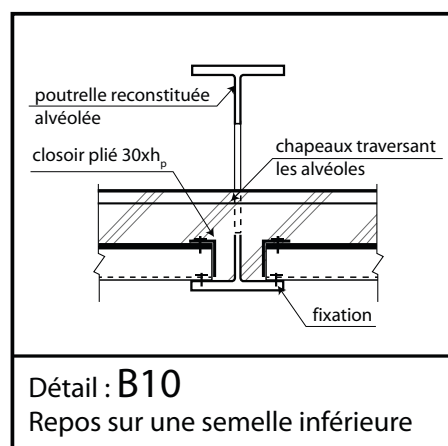
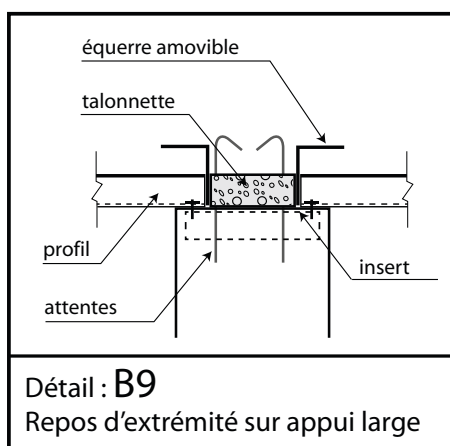


Figure J.14 – Largeurs de repos des bacs sur appuis béton préfabriqués.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

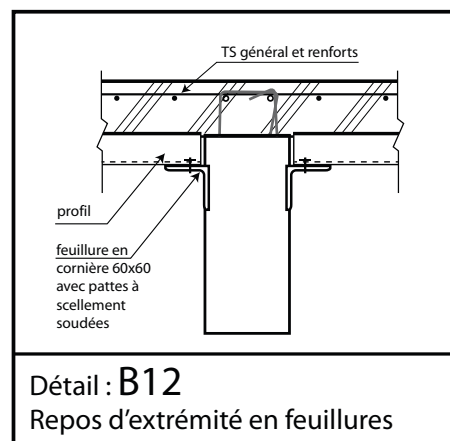
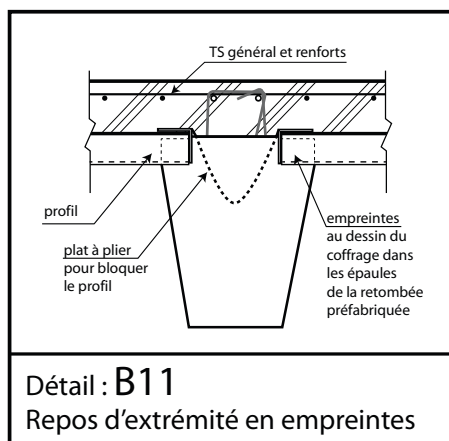


Figure J.15 – Largeurs de repos des bacs et chainage associés.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

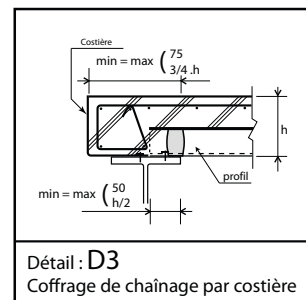
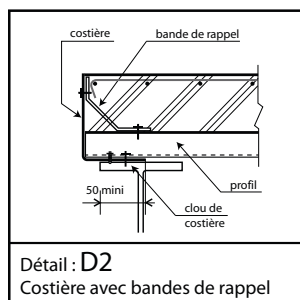
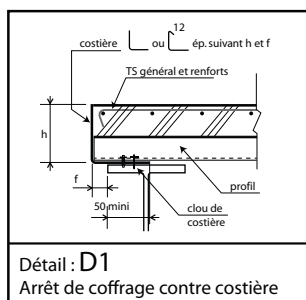


Figure J.16 – Largeurs de repos des bacs et costières associées.
Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

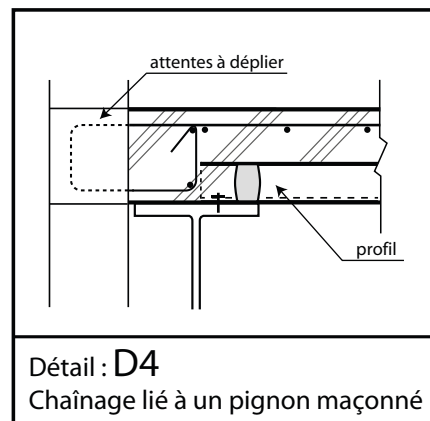
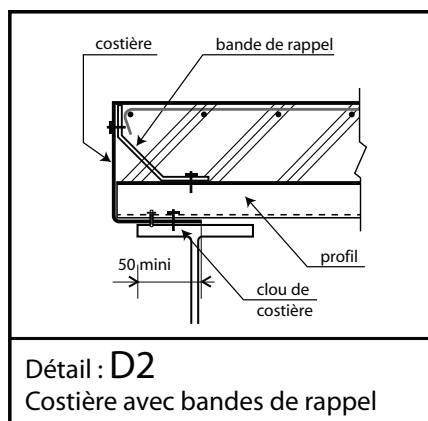


Figure J.17 – Largeurs de repos des bacs sur poutre de rive.
Source : Planchers à bacs
collaborants par Jean-Daniel
ANTROPIUS, Collection CTICM,
édition 1995

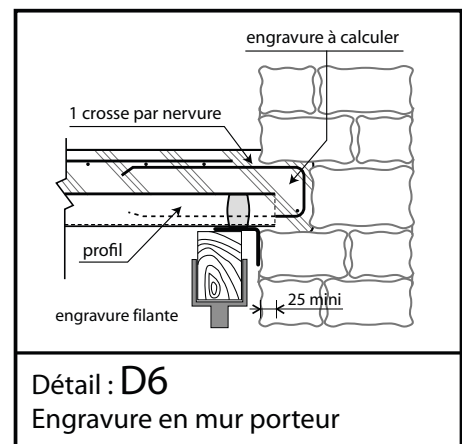
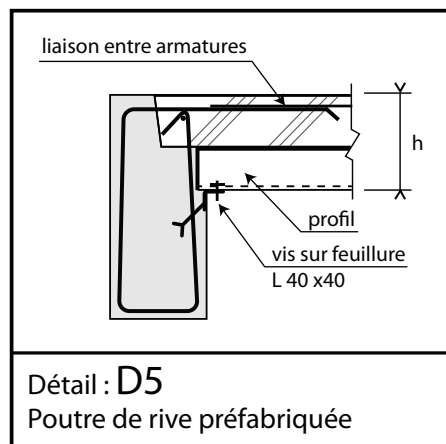


Figure J.18 – Largeurs de repos des bacs dans de l'existant.
Source : Planchers à bacs
collaborants par Jean-Daniel
ANTROPIUS, Collection CTICM,
édition 1995

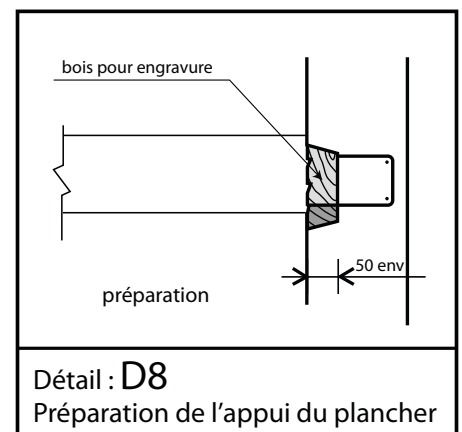
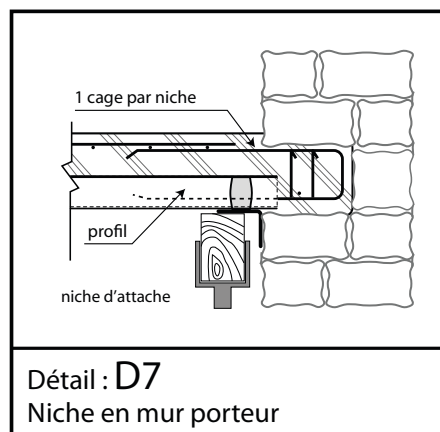


Figure J.19 – Largeurs de repos des bacs dans de l'existant.
Source : Planchers à bacs
collaborants par Jean-Daniel
ANTROPIUS, Collection CTICM,
édition 1995

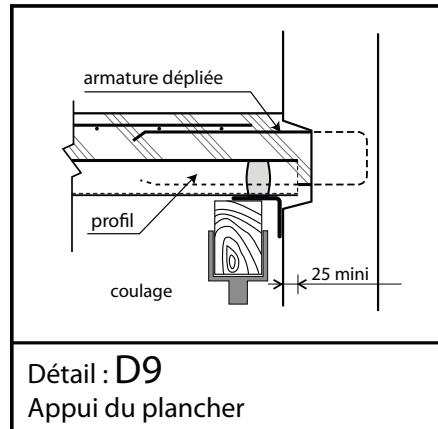


Figure J.20 – Nez de plancher et console. **Source : Planchers à bacs**
collaborants par Jean-Daniel
ANTROPIUS, Collection CTICM,
édition 1995

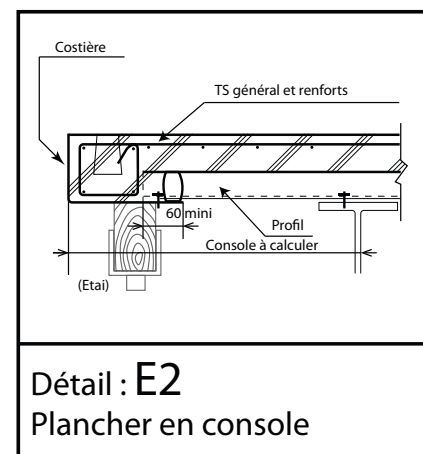
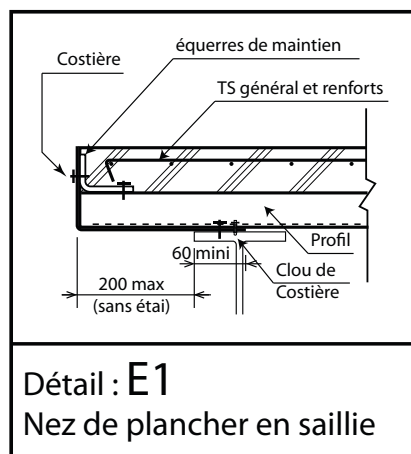


Figure J.21 – Coffrage d'un chevêtre. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

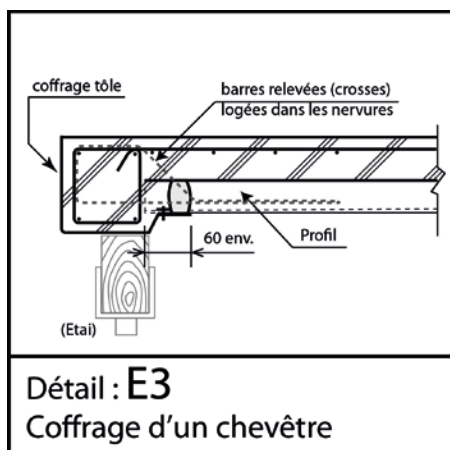


Figure J.22 – Détail d'appui de plancher. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

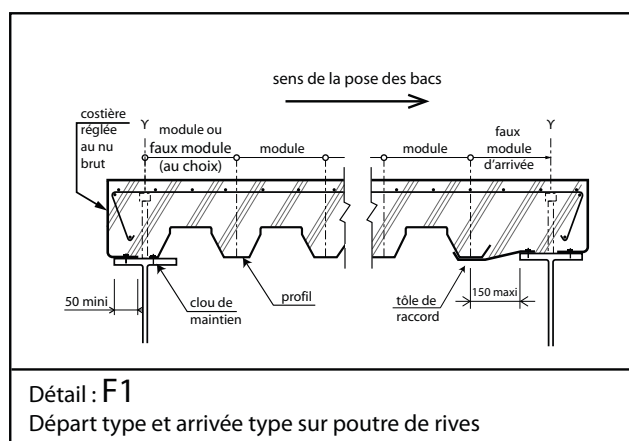


Figure J.23 – Détail de rive du plancher. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

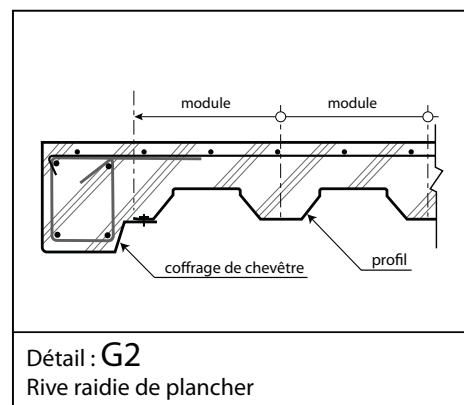
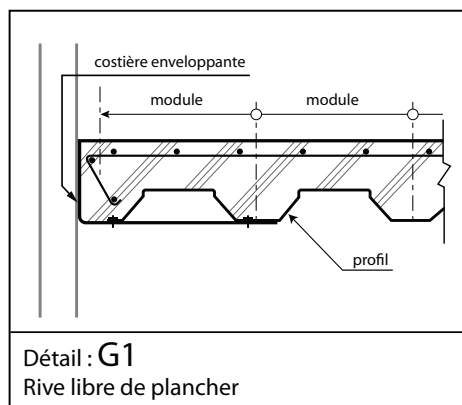
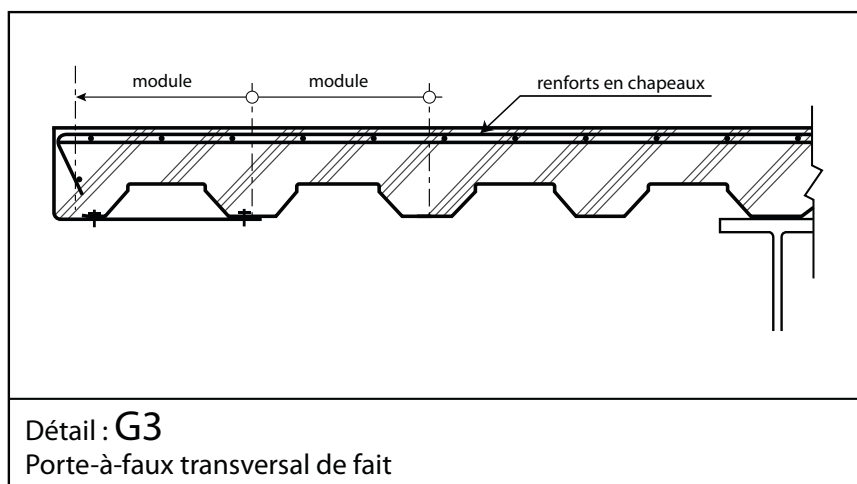


Figure J.24 – Détail de porte à faux de plancher. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

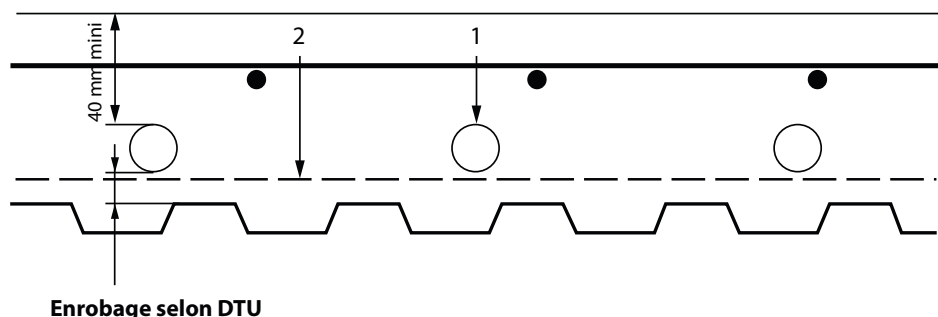


J.9 Plan de détails d'incorporation des gaines techniques

Ce plan doit être établi en lien avec les lots gaines techniques

Dans le cas de réalisation de plancher chauffant, il conviendra de se référer au DTU 65.14 partie 1 et notamment au paragraphe 6.2.5 (cf. figure J.25).

Figure J.25 – Dispositions technologiques d'incorporation de gaines dans la table de béton



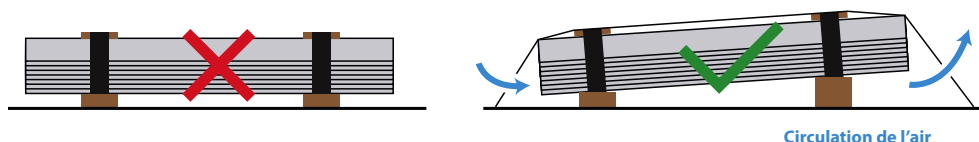
Légende

- 1 Tube
- 2 Dispositif de fixation

J.10 Stockage des profils sur chantier

Afin de prévenir tout risque de rouille blanche (provoquée par une humidité persistante) les colis sont bâchés et inclinés en utilisant des cales d'épaisseurs différentes (cf. figure J.26).

Figure J.26 – Détail de stockage des planchers



J.11 Type de béton et nuances d'armatures

J.11.1 Béton

Il convient de se référer au paragraphe 5.3.

J.11.2 Armatures

Il convient de se référer au paragraphe 5.2.

J.12 Enrobages et calages associés

J.12.1 Enrobage

Pour les armatures inférieures, en application de la clause 4.4.1.2 (8) NOTE de l'ANF de la NF EN 1992-1-1, si le bac collaborant à la durée d'utilisation de projet prescrite, l'enrobage doit respecter la condition :

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b} ; 10 \text{ mm}).$$

Pour les armatures supérieures, on respecte les clauses 4.4.1.2(5) NOTE de l'ANF de la NF EN 1992-1-1.

Dans tous les cas, on respecte l'expression (4.1), où l'enrobage nominal est défini par :

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta_{\text{cdev}}$$

Avec :

$\Delta_{\text{cdev}} = 10$ mm sans prescription particulière, ou 5 mm dans le cas d'un système d'assurance qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage des armatures avant coulage du béton, dont les principes sont décrits à la clause 4.4.1.3 (3) NOTE de l'ANF de la NF EN 1992-1-1.

Le treillis soudé prévu dans la dalle doit satisfaire aux conditions minimales suivantes.

a) Armatures perpendiculaires aux ondes :

- espacement maximal : 25 cm ;
- section (en cm²/m) : la plus grande des deux valeurs suivantes : $0,1 h_c$ ou $216/f_{yk}$, h_c étant l'épaisseur du béton de dalle au-dessus des ondes, h_c étant limitée supérieurement pour ce calcul à 6 cm, et f_{yk} étant la limite d'élasticité des aciers en MPa.

b) Armatures parallèles aux ondes :

- espacement maximal : 25 cm ;
- section : la moitié des valeurs précédentes.

Le respect des enrobages peut être satisfait en respectant les épaisseurs au-dessus des ondes de la tôle, données par exemple :

- 4,5 cm en valeur nominale, si utilisation de cales de 15 mm + (treillis $S = s = 0.80$ cm²/m) 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 minimum de 1 cm (20 mm de cales + 25 mm de superposition de 2 treillis (treillis $S = s = 1.19$ cm²/m) +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 minimum de 1 cm (20 mm de cales + 33 mm de superposition de 3 treillis (treillis $S = s = 1.19$ cm²/m) +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 minimum de 2 cm (20 mm de cales + 25 mm de superposition de 2 treillis (treillis $S = s = 1.19$ cm²/m) +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 minimum de 2 cm (20 mm de cales + 33 mm de superposition de 3 treillis (treillis $S = s = 1.19$ cm²/m) + 20 mm d'enrobage [+ 10 mm de tolérance de pose]).

Les joints aux raccordements entre bacs sur locaux humides ou à atmosphère corrosive doivent être obturés.

Des modalités de calage des armatures basses doivent respecter les dispositions ci-dessous :

Le maintien en position des armatures prévues dans les calculs doit être assuré par un calage permettant de respecter les enrobages prévus aux projets.

Ce calage peut être assuré par :

- des bagues en forme d'étoile pour les barres en creux de nervure ;
- des barrettes positionnées perpendiculairement aux nervures pour les armatures situées dans la table de compression ;
- des barres d'armatures filantes HA14 ou HA16, pour le cas de cales de faible dimension.

Une fiche de réception de ferrailage doit être remplie par l'entreprise de gros œuvre avec contrôle préalable avant coulage du béton ce qui revient au respect impératif des calages.

Les solutions pour réaliser les recouvrements avec un minimum de superpositions doivent être recherchées.

En cas de superposition des treillis, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- trois superpositions maximum de treillis aux recouvrements en travée (ne pas dépasser 3 diamètres de fils longitudinaux plus 3 diamètres transversaux, pour le cas où l'on ne retourne pas les treillis soudés) ;
- trois superpositions maximum de treillis aux recouvrements sur appui.

J.13 Détails des points singuliers (trémies, porte à faux, joint de dilatation, costière de rive)

J.13.1 Réalisation des trémies

Des exemples de détails d'exécution courants des trémies sont donnés aux figures J.27 et J.28.

Figure J.27 – Détail d'exécution des trémies. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

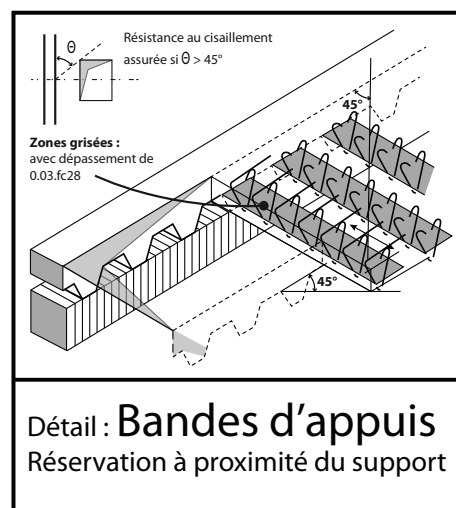
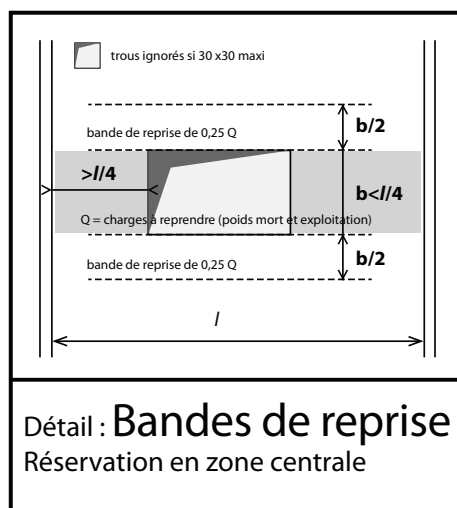
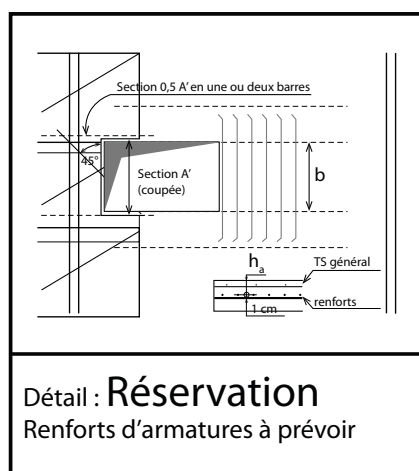
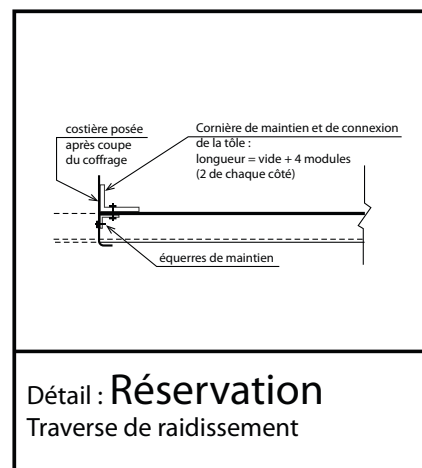
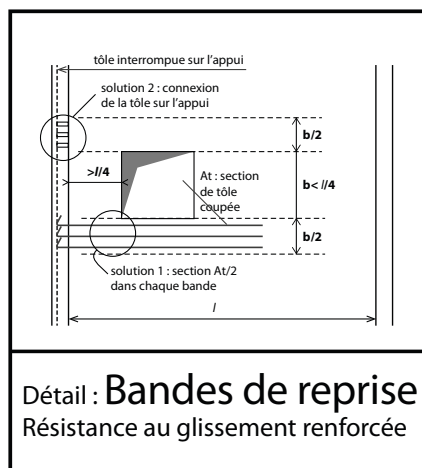


Figure J.28 – Détail d'exécution des trémies – renfort d'armatures. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



J.13.2 Réalisation des portes à faux

Des exemples de détails d'exécution courants des portes à faux sont donnés aux figures J.29 et J.30.

Figure J.29 – Détail d'exécution des portes à faux. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

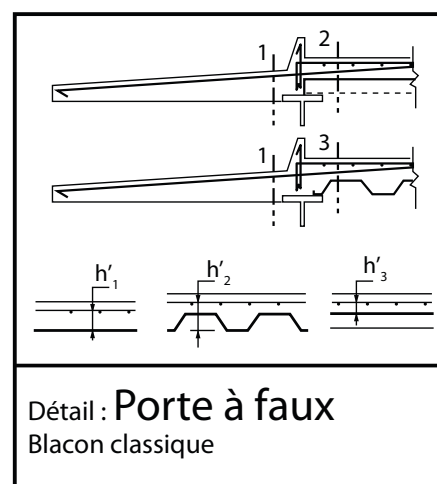
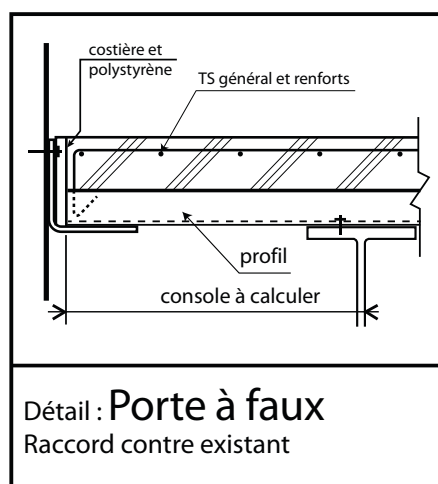
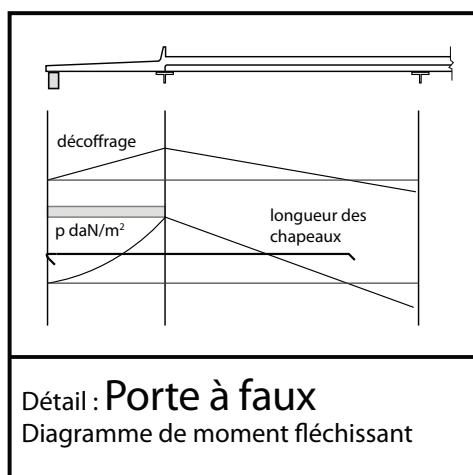


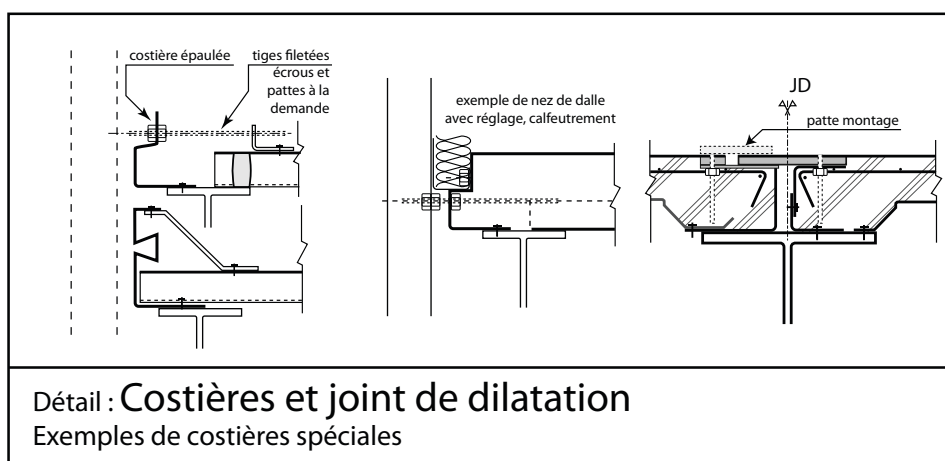
Figure J.30 – Détail d'exécution des portes à faux, longueur de chapeau. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



J.13.3 Réalisation des joints de dilatation

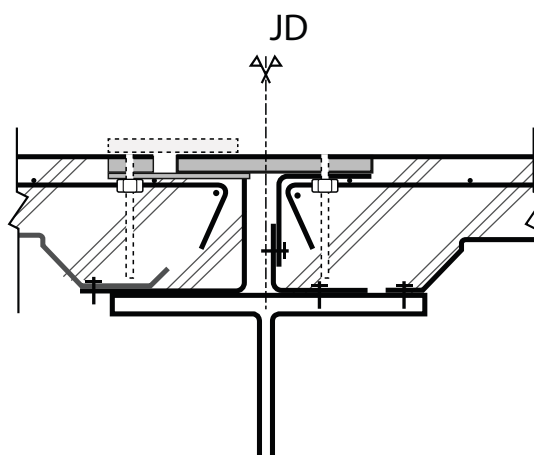
Des exemples de détails d'exécution courants des joints de dilatation sont donnés à la figure J.31.

Figure J.31 – Détail d'exécution des joints de dilatation. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



Le joint de dilatation doit être compatible avec les déplacements prévisibles du bâtiment. Un traitement doit être prévu en nez de plancher, voir (figure J.32).

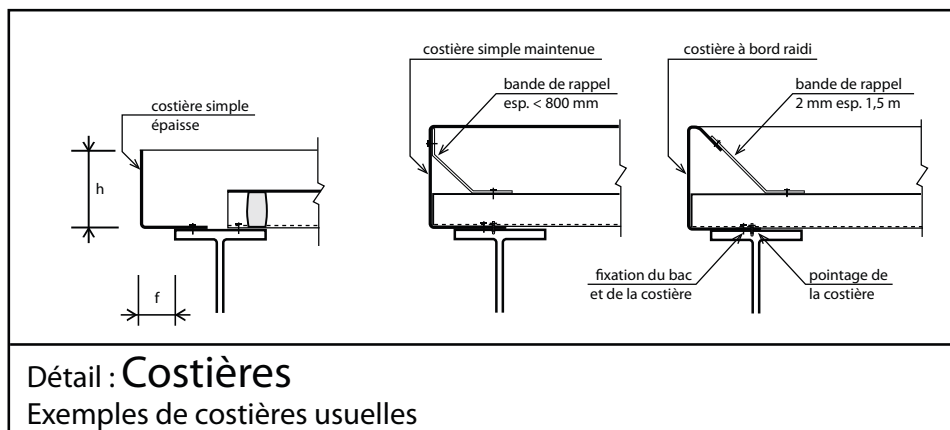
Figure J.32 – Exemple de joint de dilatation. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



J.13.4 Réalisation des costières de rive

Des exemples de détails d'exécution courants des joints des costières de rive sont donnés à la figure J.33.

Figure J.33 – Détail d'exécution des costières de rive. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



J.13.5 Réalisation des connexions

Des exemples de détails d'exécution courants des joints des connexions sont donnés aux figures J.34, J.35, J.36 et J.37.

Figure J.34 – Détail d'exécution des connexions. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995

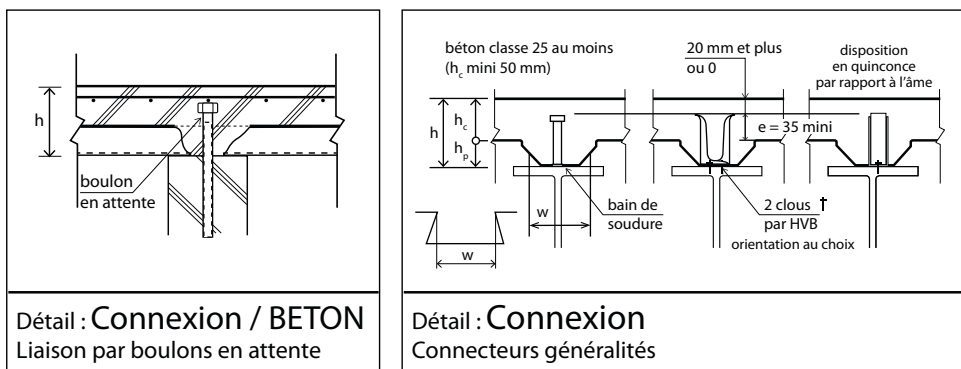
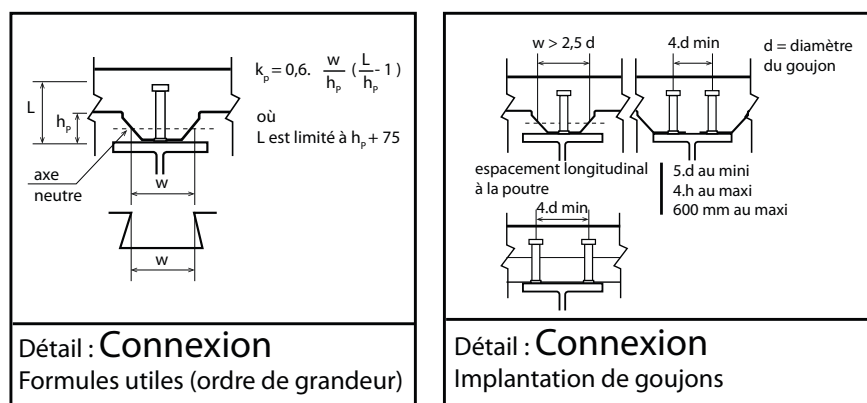
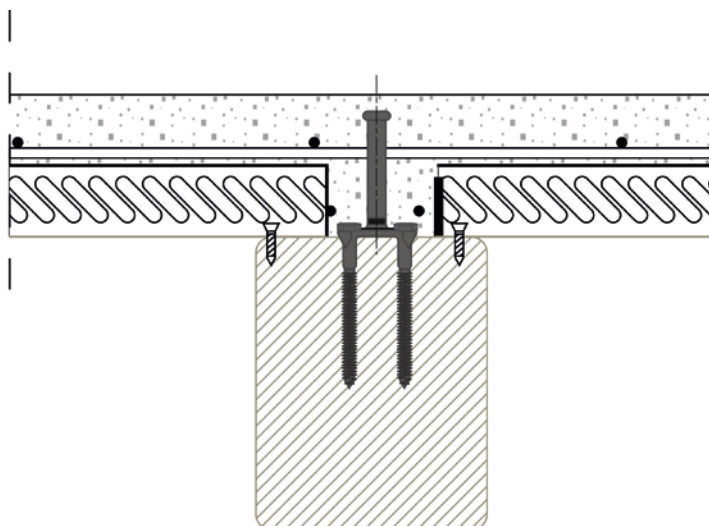


Figure J.35 – Détail d'exécution des connexions. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995



Dans tous les cas il convient de confirmer les performances des connecteurs en s'appuyant sur les fiches techniques de ces derniers.

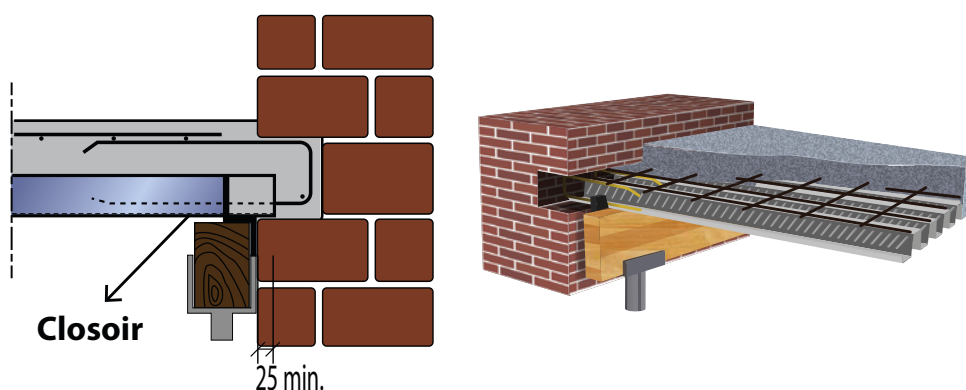
Figure J.36 – Détail d'exécution des connections clouées sur ossature bois



Les dispositions de la figure J.37 ci-dessous d'appliquent.

Les distances au bord seront respectées en fonction de la nature du support et des préconisations du fournisseur des fixations. L'étanchéité à la laitance pourra être assurée par la mise en œuvre d'un closoir mousse ou métallique sous le coffrage en retrait du nu d'appui.

Figure J.37 – Exemple de pose de bac sur appui maçonnés



J.14 Condition de sciage des bétons

Dans le cas de planchers justifiés en continuité sur appuis, le sciage de la dalle béton n'est pas autorisé.

Dans le cas de planchers justifiés en isostatique, le sciage de la dalle béton n'est autorisé que s'il est prévu en phase de conception et décrit sur les plans d'exécution.



K.1 Domaine d'application

Cette annexe a pour objet de définir les clauses administratives spéciales pour la réalisation de plancher collaborant en tôles d'acier nervurée avec bossage, dont la conception et l'exécution est définie dans les présentes Recommandations Professionnelles.

K.2 Consistance des travaux

K.2.1 Travaux faisant partie du marché du plancher

Sauf dispositions contraires des documents particuliers du marché, les travaux de réalisation des planchers comprennent :

- les études (détermination des actions permanentes, variables, statiques et dynamiques, positionnement, intensité, direction, surface d'impact et sens des charges localisées), les efforts dus au fonctionnement en diaphragme des planchers (vent, sismique, effet tirant-buton), la vérification en phase de coulage, en phase mixte, en situation d'incendie, en situation sismique, le confort d'utilisation, les études des points singuliers (trémies, porte-à-faux, joints de dilatation...), la vérification des flèches actives et du non glissement bac/béton ;
- la fourniture du plan de coffrage, de calepinage des bacs, d'étalement, du ferrailage du plancher (nappe haute et basse) ainsi que les détails d'exécution des points singuliers (porte à faux, joint de dilatation, fractionnement sismiques, trémies...) ;
- la fourniture et la pose des étalements ;
- la fourniture et la pose des bacs de plancher, de leurs fixations, des costières d'arrêt de bétonnage, le coffrage des trémies ;
- la fourniture et la pose des armatures (nappe haute, nappe basse, barres de renfort longitudinal) et des dispositifs de calage ainsi que les chaînages périphériques et le ferrailage des points singuliers ;
- la fourniture et la mise en œuvre des réservations dans le plancher ;
- la protection provisoire contre les salissures (jonctions de bacs, abouts de bacs, etc.) ;
- les dispositifs éventuels de calfeutrement en nez de plancher ;
- le coulage, la vibration, la finition du plancher, y compris la couche de finition/d'usure éventuelle ;
- l'exécution de tous travaux de maçonnerie : seuils, appuis, bande de rive etc. ;

- l'autocontrôle de l'entreprise ;
- Les dispositifs de sécurité liés au personnel (garde-corps en rive autour des trémies, filets, ...).

K.2.2 Travaux ne faisant pas partie du marché

Sauf dispositions contraires des Documents Particuliers du Marché (DPM), les travaux de réalisation des planchers ne comprennent pas :

- l'exécution et le réglage de la structure porteuse et/ou des ossatures secondaires support des planchers ;
- les études préalables de stabilité des ossatures porteuses dans le cas de la pose sur existant ;
- les travaux de peinture et de protections diverses éventuelles (fongicide, insecticide, anticorrosion) de cette ossature principale et secondaire ;
- la fourniture et la pose des chevêtres ;
- l'exécution des ouvrages de maçonnerie (murs, enduits, souches, bandeaux, becquets, engravures...) ;
- la fourniture et la pose des appareils d'appuis et équipements techniques sur plancher ;
- la fourniture et la pose des fourreaux de chauffage, électrique, eau etc. ;
- les déposes, rendues indispensables pour l'exécution de travaux d'autres corps d'état ;
- les épreuves éventuelles de mesure de vibration de plancher (confort) ;
- tous travaux d'entretien ;
- les flocages et protection incendie ;
- la fourniture et la pose des dispositifs de calfeutrement à l'air ;
- les doublages intérieurs (faux plafond) ;
- les scellements divers dans le plancher ;
- la fourniture et la pose des chevilles, douilles auto-foreuses et autres systèmes de fixation non incorporés au gros œuvre ;
- la mise en œuvre des goudjons éventuels sur la structure porteuse ;
- les peintures de finition particulières (façonnés, etc.) ;
- la fourniture de maquettes ou prototypes ;
- les rectifications de la structure lorsque celle-ci ne respecte pas les tolérances de pose ;
- le dégagement, le nettoyage et le compactage des abords extérieurs en vue d'assurer la livraisons, le stockage des bacs et treillis ainsi que de la circulation des camions à béton et la pompe à béton ;
- la mise à la terre des planchers ;
- la préparation de la surface de plancher en vue de recevoir un revêtement (nettoyage grenailage, enlèvement du produit de cure...) ;
- les contrôles et tests de réception du support par les lots concernés (humidité planéité adhérence,...).

K.3 Mise à exécution des travaux de plancher et coordination avec les autres entreprises

K.3.1 Première phase

À la notification du marché, l'entrepreneur reçoit du maître d'œuvre les plans, croquis, hypothèses de calculs et indications mentionnés en annexe I.

En l'absence de ces éléments ou lorsque ces derniers comportent des différences importantes par rapport à ce qui était décrit dans le dossier de soumission, l'entrepreneur avertit par écrit le maître d'œuvre.

Ce dernier fait connaître la suite qu'il donne. Des ajustements au marché peuvent en résulter, y compris dans les délais d'exécution.

K.3.2 Deuxième phase

En possession des éléments ci-dessus et des plans de charpente (ou plan de coffrage du béton), l'entrepreneur soumet au maître d'œuvre les notes de calculs, plans de calepinage des bacs, plans d'étalement, plans d'exécution (ferraillage nappe haute et basse), détail des points singuliers... dans les délais prévus au marché ou arrêtés d'un commun accord, pour arrêter les détails d'exécution de leurs ouvrages.

À cet effet, le maître d'œuvre organise la concertation entre les différents corps d'état (électricien, chauffagiste, bureau d'étude béton, charpentier, contrôleurs techniques éventuels). Il donne son accord sur les dispositions retenues. A défaut, la réception par l'entrepreneur des plans de charpente définitifs vaut accord du maître d'œuvre.

K.3.3 Troisième phase

Avant de commencer ses travaux sur chantier, l'implantation de la structure porteuse et/ou de l'ossature secondaire et leurs tolérances admissibles ayant été préalablement réceptionnées par ailleurs, l'entrepreneur s'assure que cette structure ou ossature satisfait, pour ce qui est apparent, aux plans et croquis ci-dessus et aux dispositions du présent document : nombre, caractéristiques et dimensions des appuis, présence des inserts, chevêtres etc.

L'intervention de l'entrepreneur ne peut se faire que si :

- l'ensemble du gros-œuvre et de la structure porteuse est terminé et les espaces extérieurs sont suffisamment dégagés et stabilisés pour permettre les accès, manutentions, livraisons (bac, acier à béton, béton) ;
- les tracés, contrôles des cotes satisfaisant aux tolérances admises et les réservations exécutées ;
- les dispositifs spéciaux et/ou modifications motivées par l'exécution hors tolérances du gros œuvre ou de la structure sont réalisés ;
- Les dispositifs de sécurité sont en place (filets, garde-corps etc.).

K.4 Organisation de chantier

Afin de permettre l'exécution normale des travaux, le maître d'œuvre prévoit un accès au sol et un accès aux façades et aux planchers comme indiqués ci-après.

K.4.1 Accès au sol

Il doit être prévu :

- l'accès au bâtiment, aux installations de chantier et aux aires de stockage, des équipes et des camions de livraison ;
- des aires de stockage à pied d'œuvre ;
- des aires dégagées suffisantes pour permettre l'évolution et l'utilisation des matériels et engins de chantier.

K.4.2 Accès aux façades

Il doit être prévu la mise à disposition d'une zone stabilisée continue (sans tranchées,...) sur la périphérie du bâtiment permettant la mise en place d'échafaudages, et la circulation de nacelles et engins de levage, camions et pompes à béton.

K.4.3 Accès aux planchers

Il convient de prévoir des escaliers ou des ascenseurs pour le personnel intervenant sur le plancher.

K.5 Mémento pour la rédaction du dossier de consultation et l'établissement du marché

K.5.1 Informations obligatoires aux appels d'offres

L'entrepreneur doit recevoir du maître d'œuvre toutes les indications concernant :

- la désignation des planchers à réaliser :
 - le type de plancher à réaliser, sa composition et sa finition (aspect) ;
 - le plan général du plancher avec les indications suivantes :
 - implantation des ouvrages particuliers ;
 - rives, trémies, porte à faux, joints de dilatation ;
 - classe de résistance du béton, classe d'armature et classe d'exposition du plancher ;
 - couche d'usure et la finition du plancher ;
 - pénétrations diverses (conduits de ventilation, crosses pour canalisations électriques, supports d'équipements lourds...) ;
 - les raccordements éventuels à d'autres constructions ;
 - le type et l'usage du plancher ;
 - les pentes éventuelles ;
 - le classement au feu du plancher ;
 - les niveaux acoustiques requis du plancher ;
 - la catégorie d'importance, classe de sol, zone de sismicité au sens de l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié.
- La destination de l'ouvrage : notamment les bâtiments industriels commerciaux et agricoles, sportifs, bureaux, ERP, ICPE, PSLV, avec leurs propres réglementations en vigueur notamment acoustique ou en cas d'incendie ;
- La localisation de la construction :
 - département, canton, ville ;
 - les conditions particulières liées à l'atmosphère extérieure (durabilité des bacs, revêtement), par exemple : voisinage d'une usine dégageant des vapeurs corrosives, front de mer... ;
 - les conditions liées à l'ambiance à l'intérieur des locaux ;
 - les informations nécessaires au calcul des actions du vent (cas du diaphragme du plancher au vent) et éventuellement de la neige (cas des toitures terrasses) ;
 - dans le cas d'un dimensionnement selon la NF EN 1991-1-4 et son annexe nationale et corrigendum : région de vent, l'orographie, la catégorie de rugosité de terrain, C_{dir} , C_{saison} , période de retour du vent (50 ans par défaut), perméabilité des parois.
- La géométrie de l'ouvrage :
 - les dimensions du bâtiment : largeur, longueur, hauteur en pied de bâtiment, angle par rapport à l'horizontale (rampe, toiture terrasse, balcons) ;
 - implantation et dimension des ouvertures ;
 - le nombre d'étages ;
 - la position et l'écartement des joints de dilatation et la valeur des tassements prévus ;

- la désignation des différentes surfaces à réaliser.
- Le mode constructif des structures :
 - la nature de l'ossature principale et secondaire (gros œuvre) ;
 - les largeurs d'appuis ;
 - la distance entre appuis (solives ou pannes) ;
 - la flexibilité des ossatures principales et secondaires (déplacements maximum sous l'ensemble des actions) ;
 - les éléments complémentaires d'ossature fournis éventuellement par le poseur (chevêtre, ...).
- Les conditions d'exploitation, la destination des locaux :
 - les plages de températures à l'intérieur des locaux chauffés ou non au sens de la RT (températures maximale basse et maximale haute) ;
 - les classes d'hygrométries intérieures (faible, moyenne) ;
 - les conditions et dispositifs d'entretien et d'exploitation ;
 - l'ambiance intérieure ;
 - classe d'exposition au gel.
- Les exigences propres aux planchers :
 - performances acoustiques recherchées pour le bâtiment (éventuellement) ;
 - les performances thermiques du plancher (ponts thermiques de liaison établies par un bureau d'études thermiques) ;
 - les dispositifs éventuels de calfeutrement ou d'étanchéité à l'air ;
 - la conception et la nature des ouvrages particuliers (description et coupes) ;
 - les exigences environnementales et sanitaires particulières.

Dans le cas où les Documents Particuliers du Marché (DPM) ne préciseraient pas la totalité de ces informations, l'entreprise de pose devra préciser les hypothèses prévues pour l'établissement de son offre et les faire valider par le maître d'œuvre.

K.6 Coordination – Dispositions générales

K.6.1 Coordination avant les travaux, dès notification du marché

K.6.1.1 COORDINATION AVEC LE MAÎTRE D'ŒUVRE

L'entrepreneur du lot plancher s'informe auprès du coordinateur dès la notification de son marché et, en tout cas, en temps nécessaire et dans le cadre du programme des travaux :

- d'une part, de tous les plans et croquis précisant les caractéristiques dimensionnelles du plancher et de la structure du gros œuvre ;
- du plan de localisation des charges localisées sur le plancher ;
- d'autre part, de tous les renseignements concernant la nature et la disposition des matériaux composant l'ossature et la maçonnerie (en particulier, la répartition ainsi que la section des supports du gros œuvre).

L'entrepreneur du lot plancher sera informé de toutes les dispositions ayant une incidence sur sa prestation :

- définition des impératifs thermiques du plancher (traitement des ponts thermiques de liaison) ;
- emplacement des gaines, réservations, ancrages éventuels dans le plancher.

L'entrepreneur du lot plancher soumet au coordinateur, sous chacun des délais prescrits dans le marché ou arrêtés d'un commun accord entre les parties : les plans d'exécution du plancher (coffrage, calepinage des bacs,

étaient, ferrailage nappe basse et ferrailage nappe haute) ainsi que la note de calcul selon le présent document.

Le coordinateur transmet aux entrepreneurs intéressés (gros œuvre, électriciens, chauffagiste), bureau d'études, et au contrôleur technique éventuel ses observations ainsi que les plans de l'entrepreneur en charge du lot plancher afin que ces différents corps de métier puissent en tenir compte dans leurs études, leurs plans d'exécution et dans la réalisation de leurs ouvrages et puissent formuler leurs remarques.

Le coordinateur retourne à l'entrepreneur en charge du lot plancher après visa pour accord, un exemplaire des plans d'exécution objet du paragraphe ci-dessus.

Le coordinateur doit prévenir, et ceci dès qu'il en a lui-même connaissance, l'entrepreneur du lot plancher des modifications qui auraient été apportées depuis l'appel d'offres, notamment celles concernant les variations dimensionnelles qui pourraient être différentes de celles prévues par des conceptions nouvelles, et des surcharges non définies à l'origine.

Dans le cas de variations dimensionnelles, il convient d'adapter le calepinage, les accessoires, les calages selon les configurations. Un Ordre de Service du maître d'œuvre sera établi systématiquement à l'attention de l'entrepreneur.

Dans le cas de surcharges différentes, il convient d'adapter le dimensionnement des profils et des ossatures sous Ordre de Service (O.S). Une nouvelle note de calcul conforme aux présentes recommandations est alors fournie.

La résiliation du marché peut être envisagée dans le cas d'impossibilité d'adaptations techniques nonobstant et à minima la validation du contrôleur technique.

K.6.1.2 COORDINATION AVEC LE GROS ŒUVRE

L'entrepreneur du lot plancher met au point avec le gros œuvre et le coordinateur en fonction des accès possibles du chantier et de l'état du terrain :

- la possibilité pour ses camions de livraison de venir jusqu'au pied du ou des bâtiments ;
- les conditions pour mener à bien la manutention ;
- le levage ;
- la mise en œuvre du béton ;
- la finition /surfaçage du plancher.

Toutes manutentions imposées à l'entrepreneur découlant d'un changement de stockage non spécifié par les documents particuliers du marché ne peuvent être à sa charge. Ils définissent d'un commun accord, la mise à disposition, suivant le planning défini par le marché, de la totalité ou des parties du gros-œuvre devant accueillir pour stockage les éléments de plancher (bacs, treillis etc.) et permettant l'intervention réelle de l'entrepreneur.

K.6.1.3 COORDINATION AVEC D'AUTRES CORPS D'ÉTAT

Dès la désignation des entrepreneurs de ces lots, l'entrepreneur du lot plancher recevra, sous couvert du coordinateur, le plus rapidement possible les renseignements concernant les lots tels que :

- implantation des réservations et tous les détails pouvant avoir une interférence sur le lot plancher ;
- implantation des canalisations et réseau de chauffage (plancher chauffant).

K.6.1.4 IMPLANTATION DES CLOISONS, ESCALIERS, DIFFÉRENCE DE NIVEAU, PENTE ET FORME DE PENTE ET AUTRES DISPOSITIFS

Les plans généraux du marché définiront :

- L'implantation des cloisons, escaliers, différences de niveau, pente et forme de pente ;
- L'implantation des contreventements du bâtiment (reprise d'effet diaphragme) ;

- Les faux-plafonds, revêtements de sol, etc. ;
- Les dispositifs de reprise de charges sous et sur le plancher.

K.6.1.5 COORDINATION EN COURS DE TRAVAUX

Dans le cas où l'entrepreneur du lot plancher ne pourrait respecter les délais du programme des travaux du fait du retard d'autres corps d'état ou de la mauvaise exécution de leurs travaux ou de son propre fait, il doit en aviser immédiatement le coordinateur de l'ouvrage.

Toutes modifications de tout corps d'état pouvant avoir une incidence sur sa prestation doivent être obligatoirement indiquées à l'entrepreneur.

On ne saurait lui reprocher de retard, et de ce fait, le pénaliser s'il n'y a pas de calendrier d'exécution contractuel ou si le calendrier établi à l'origine change en fonction de l'avancement du gros-œuvre ou d'autres corps d'état, s'il ne peut réaliser ses travaux du fait de retard ou de malfaçons d'autres corps d'état.

Dans le cas où il n'aurait pas été avisé en temps voulu pour lui permettre de tenir compte de ces modifications, les travaux qui en découleraient seraient réglés conformément aux prescriptions de la norme NF P 03-001.

Le CCTG (Cahier des Clauses Techniques Générales) pour les marchés publics s'applique également.

K.6.1.6 COORDINATION AVEC LE CHAUFFAGISTE

L'avancement des travaux des deux corps d'état doit se faire en parfait accord sans gêne réciproque.

Aussi, ils doivent bien se mettre d'accord sur l'exécution de leurs travaux en fonction du planning d'une part, de l'état de l'ossature d'autre part et enfin de leurs propres prestations.

K.6.1.7 COORDINATION EN FIN DE TRAVAUX

L'entrepreneur doit signaler par écrit toutes malfaçons et détériorations qu'il constaterait concernant son lot et commises par d'autres corps d'état.

K.6.1.8 CONDITIONS DE RÉCEPTION DES PLANCHERS – ÉTAT DE SURFACE

L'appréciation de l'état de surface des planchers se fait en présence de l'entrepreneur du lot plancher et de l'entreprise de revêtement de sol.

K.6.1.9 CONDITIONS DE RÉCEPTION DES PLANCHERS – SOUS-FACE

Le fléchissement des planchers à bacs collaborants est normal.

K.7 Remise en état des planchers

Lorsque des travaux complémentaires sont nécessaires (reprise de finition de plancher suite à salissures ou percement par d'autres corps d'états etc.) l'entrepreneur du lot plancher informe le coordinateur et le maître d'ouvrage. Si ces travaux de remise en état sont confirmés par le coordinateur et le maître d'ouvrage, alors ils sont réglés en Travaux Supplémentaires (T.S) sur l'Ordre de Service (O.S) à signer par le coordinateur et le maître de l'ouvrage, à la charge de l'entreprise responsable ou, à défaut par le compte prorata document inter-entreprises.

L

CONSTANCE DE LA QUALITÉ — CONTRÔLE DES PRODUITS SUR CHANTIER

L.1 Généralités

La présente annexe décrit les conditions de réception des profils de plancher qui s'appliquent lorsque les documents particuliers du marché l'exigent.

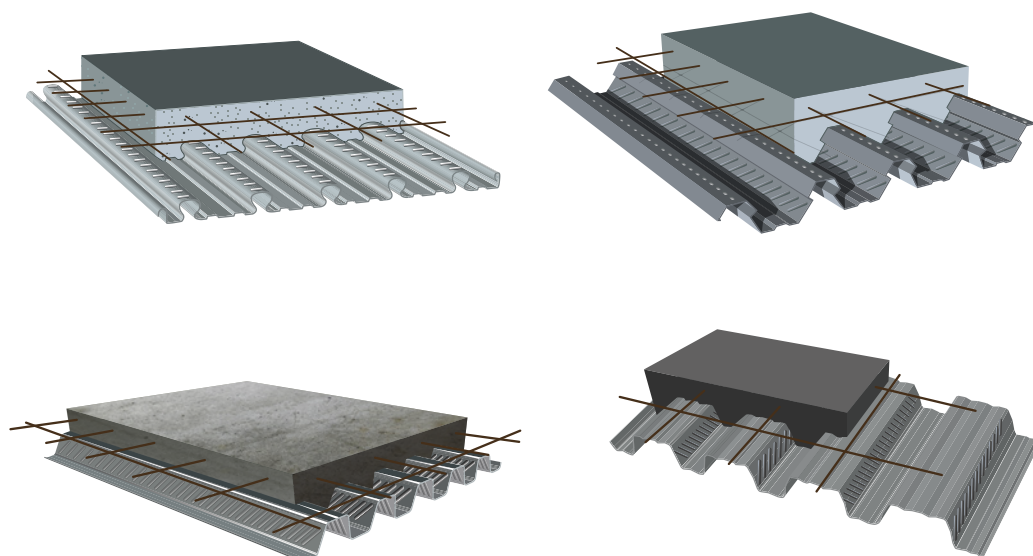
NOTE

Ces conditions de réception n'ont pas d'utilité pratique pour les profils bénéficiant d'une marque de qualité pour les performances mécaniques.

L.2 Marquage des bacs

Les bacs collaborants, figure L.1, sont marqués CE selon la norme NF EN 1090-1 et font l'objet de Déclaration de Performances (DoP) au sens du Règlement Produit de Construction (RPC) depuis le 1^{er} juillet 2013.

Figure L.1 – Exemples de bacs collaborant visés dans les présentes recommandations professionnelles



L.3 Contrôle des matières premières

Les contrôles de matières premières (bobines) sont effectués selon les Tableaux (ITT) et (FPC) de la norme NF EN 1090-1.

Les contrôles des performances des bacs collaborants en phase de coulage sont effectués à minima, au sens de la norme NF EN 1090-1.

Les contrôles de profilage sont effectués selon la norme NF EN 508-1 et la NF EN 1090-4.

NOTE

Des contrôles supplémentaires peuvent figurer dans la marque de qualité définie au paragraphe 1.2.

L.4 Tolérances définies dans la NF EN 1090-4

La fabrication doit également respecter les tolérances définies à l'annexe D de la NF EN 1090-4 complétée par son complément national.

L.5 Condition de fabrication

Le formage à froid doit être conforme à la NF EN 1090-4.

L'autocontrôle du fabricant doit porter d'une part sur la résistance de la tôle, d'autre part sur les caractéristiques dimensionnelles des bacs. Les tolérances dimensionnelles doivent être conformes aux écarts autorisés spécifiés dans les NF EN 1090-4, NF EN 508-1.

L.6 Contrôle de la résistance de la tôle

Le contrôle de la limite d'élasticité (cf. la NF EN 10143) peut se faire de deux manières :

- contrôle par le fabricant : une plaque d'environ 20 x 20 cm est découpée dans chaque bobine de tôle galvanisée prévue pour le profilage. À partir de cette plaque on prélève une éprouvette de 20 mm de largeur qu'on soumet à l'essai de traction. Pour déduire de cet essai la limite d'élasticité de la tôle, on considère comme épaisseur de l'éprouvette, l'épaisseur nominale de la tôle nue. La limite d'élasticité ainsi déterminée doit être, dans 95 % des cas, au moins égale à la valeur déclarée ;
- contrôle de la valeur garantie par le certificat des fournisseurs de bobine.

L'épaisseur de la tôle est vérifiée pour chaque bobine, conformément à la NF EN 10143, en considérant les valeurs des colonnes « tolérances spéciales » des tableaux 1 et 2 paragraphe 6 de la norme précitée.

L.7 Contrôle dimensionnel des profils

Ce contrôle, qui est réalisé une fois pour chaque commande, porte sur les dimensions suivantes :

- profondeur des bossages des âmes : la valeur nominale et la tolérance de profondeur sont précisées dans la marque de qualité (par exemple relief des bossages 2,2 mm tolérance de + 0,4 mm et - 0,2 mm) ;
- hauteur des ondes : la valeur nominale doit être respectée avec une tolérance conforme à la marque de qualité ;
- largeur du bac : la valeur nominale doit être respectée avec une tolérance conforme à la marque de qualité.

L.8 Dossier technique

Les bacs collaborants visés par la présente annexe sont identifiés à l'aide d'une fiche technique qui comporte au moins les indications suivantes :

- l'appellation commerciale ;
- le nom du fabricant ou du distributeur ;
- le schéma de la section droite, les principales dimensions étant cotées ;
- la masse surfacique du profil ;
- la nuance d'acier et la classe de tolérance d'épaisseur utilisées par référence aux normes ;
- référentiel des revêtements ;
- les épaisseurs standards des bacs ;
- la méthode de dimensionnement utilisée selon les présentes recommandations (Eurocodes et annexe nationale) ;
- l'ensemble des éléments nécessaires à la justification du plancher :
 - Vérification du fléchissement des tôles ;
 - La prise en compte de l'effet de mare dans les conditions de la NF EN 1994-1-1 et de son annexe nationale ;
 - Vérification de la résistance dans le domaine élastique ;
 - Vérification du moment positif en travée ;
 - Vérification sur appuis intermédiaires ;
 - Vérification de l'appui d'extrémité ;
 - Vérification de la résistance dans le domaine post-élastique ;
 - Vérifications sur appuis définitifs ;
 - Evaluation du moment réagissant $M_{réag}(\theta)$ sur appui du fait de la formation d'une rotule plastique ;
 - Vérification du moment positif en travée à partir de la valeur du moment réagissant $M_{réag}(\theta)$ sur appui déterminé précédemment ;
 - Vérification de l'appui d'extrémité ;
 - Vérification de la collaboration tôle/béton selon la méthode la connexion partielle ;
 - Vérification de la collaboration tôle/béton à l'ELU ;
 - Vérification du glissement tôle/béton à l'ELS ;
 - Vérification du cisaillement vertical prêt des appuis ;
 - Vérification de la collaboration tôle/béton selon la méthode m et k ;
 - Vérification du plancher en situation d'incendie.
- les tableaux définissant les portées limites utiles en fonction des actions appliquées en phase de coulage, pour au moins les deux cas courants de pose (travée simple et travées double, multiples), pour diverses épaisseurs de profils ;
- la référence du rapport d'essais lorsque les performances sont déterminées par voie expérimentale ;
- la mention « information technique établie conformément aux présentes recommandations professionnelles » ;
- la classe de réaction au feu (euroclasse à indiquer) selon rapport de classement (référence et date à indiquer) ;
- la performance du plancher en cas d'incendie (résistance au feu) ;
- les performances environnementales (ref FDES).

NOTE

La documentation commerciale peut être assimilée à la fiche technique pour autant que toutes les informations demandées y figurent.

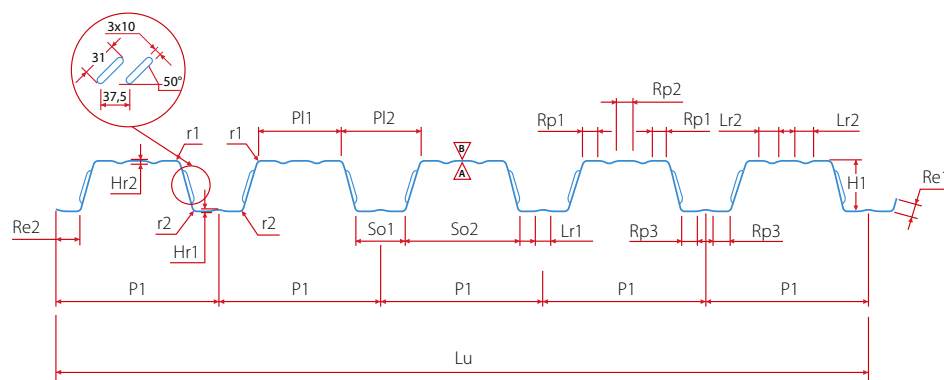
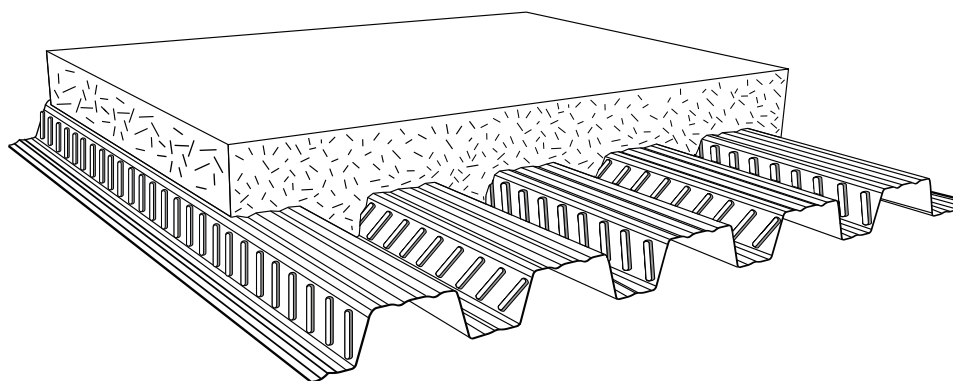


M.1 Données génériques du bac

Appellation commerciale :

Le nom du fabricant ou du distributeur :

Figure M.1 – Exemple de coupe type sur plancher



La référence aux présentes recommandations professionnelles

Profil marqué CE selon la norme NF EN 1090-1.

Masse nominale du profil en kg/m^2 :

Nuance d'acier :

Epaisseur nominales du bac en mm :

Classe de tolérance d'épaisseur utilisée :

Revêtement du bac coté béton selon (NF EN 10346, NF P 34310 + ETPM :)

Revêtement du bac visible après coulage (NF EN 10346, NF EN 10169+A1 +NF P 34301 + ETPM.....)

Classement de réaction au feu du coffrage :selon rapport de classement ou CWFT :

Le profil fait l'objet d'une FDES conforme à la norme NF EN 15804 à ses amendements et à son complément national.

Le bac fait l'objet d'un étiquetage environnemental.

Le bac est certifié QB, ou EPAQ ou équivalent.

Le profil ne fait ne contient pas de substances relevant de REACH.

M.2 Vérification du fléchissement des tôles

Le fléchissement des tôles en phase provisoire doit être vérifié conformément aux prescriptions des recommandations professionnelles à partir des valeurs de calcul suivantes données dans le tableau M1 :

Tableau M.1 – Valeurs de l'inertie efficace

Epaisseur en mm			Inertie efficace I_{eff} en cm ⁴ /ml
Acier + Z 275	Acier + ZM sous ETPM	nue	
0.75			
0.88			
1.00			
1.25			

M.3 Vérification de la résistance dans le domaine élastique

M.3.1 Vérification du moment positif en travée

Conformément aux prescriptions des recommandations professionnelles, on doit vérifier que :

$$M_{E,d (ELU)} \leq M_{t,Rd}$$

Cette vérification doit être réalisée conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.2.2 à partir des valeurs de calcul $M_{t,Rd}$ suivantes données dans le tableau M2 :

Tableau M.2 – Caractéristiques en travée : moment positif résistant de calcul $M_{t,Rd}$ du profil

Profils	Epaisseur nominale du bac (mm)	$M_{t,Rd}$ (kN.m/m)
Non prépercé	0.75	
	0.88	
	1.00	
	1.25	
Prépercé	0.75	
	0.88	
	1.00	
	1.25	

M.3.2 Vérification sur appuis intermédiaires

Conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.2.1 des recommandations professionnelles, on doit vérifier les 3 critères suivants :

- $M_{E,d(ELU)} \leq M_{max}$;
- $R_{E,d(ELU)} \leq R_{max}$;
- $M_{E,d(ELU)} \leq M_o - \alpha \cdot R_{E,d(ELU)}$.

Ces vérifications doivent être réalisées conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.2.1 des recommandations professionnelles à partir des valeurs de calcul (M_{max} , R_{max} , M_o et α) suivantes données dans les tableaux M3 et M4 :

- Relations entre le moment négatif M et la réaction d'appui R :

Caractéristique sur appui intermédiaire de xx mm minimum

Tableau M.3 – Caractéristiques sur appui intermédiaire de largeur xx mm, dans le domaine élastique

Profils	Epaisseur nominale	M_{Rmax} (en kN.m/m)	R_{max} (en kN/m)	M_{Rmin} (en kN.m/m)	R_{min} (en kN/m)	M_o (kN.m/m)	α
Non prépercé	0.75						
	0.88						
	1.00						
	1.25						
prépercé	0.75						
	0.88						
	1.00						
	1.25						

Caractéristique sur appui intermédiaire de yy mm minimum

Tableau M.4 – Caractéristiques sur appui intermédiaire de largeur yy mm, dans le domaine élastique

Profils	Epaisseur nominale	M_{Rmax} (en kN.m/m)	R_{max} (en kN/m)	M_{Rmin} (en kN.m/m)	R_{min} (en kN/m)	M_o (kN.m/m)	α
Non prépercé	0.75						
	0.88						
	1.00						
	1.25						
prépercé	0.75						
	0.88						
	1.00						
	1.25						

Pour des largeurs d'appui comprises entre xx et yy mm, il est procédé à une interpolation linéaire des valeurs données ci-dessus pour en déduire les valeurs de calcul à utiliser pour la largeur considérée.

Les valeurs de calcul données ci-dessus pour une largeur d'appui d'yy mm sont utilisables pour des largeurs comprises entre yy et 200 mm.

M.3.3 Vérification de l'appui d'extrémité

Conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.2.3, on doit vérifier que :

$$V_{E,d} \text{ (ELU)} \leq V_{Rd,u}$$

Cette vérification doit être réalisée conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.2.3 à partir des valeurs de calcul $V_{Rd,u}$ suivantes données dans le tableau M5 :

Tableau M.5 — Caractéristiques sur appui d'extrémité dans le domaine élastique

Profils	Ep. nominale de la tôle en mm	$V_{Rd,u}$ (en kN/m)
Non prépercé	0.75	
	0.88	
	1.00	
	1.25	
Prépercé	0.75	
	0.88	
	1.00	
	1.25	

Conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.2.3, on doit vérifier que

$$R_{E,d} \text{ (ELU)} \leq R_{w,Rd,u}$$

Cette vérification doit être réalisée conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.2.3 à partir des valeurs de calcul $R_{w,Rd,u}$ suivantes donnée dans le tableau M6 :

Tableau M.6 — Caractéristiques sur appui d'extrémité dans le domaine élastique

Profils	Ep. nominale de la tôle en mm	$R_{w,Rd,u}$ (en kN/m)
Non prépercé	0.75	
	0.88	
	1.00	
	1.25	
Prépercé	0.75	
	0.88	
	1.00	
	1.25	

M.4 Vérification de la résistance dans le domaine post-élastique

M.4.1 Vérifications sur appuis définitifs

Conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.3.1d des recommandations professionnelles, on doit dans un premier temps vérifier les 3 critères suivants :

- $M_{E,SER} \text{ (ELS)} \leq M_{\max}$;
- $R_{E,SER} \text{ (ELS)} \leq R_{\max}$;
- $M_{E,SER} \text{ (ELS)} \leq M_o - \alpha \cdot R_{E,SER} \text{ (ELS)}$.

Ces vérifications doivent être réalisées conformément aux prescriptions de l'annexe A des recommandations professionnelles à partir des valeurs de calcul (M_{\max} , R_{\max} , M_o et α) indiquées au paragraphe ci-dessus (Tableau M.6).

Si les trois critères sont satisfaits, une justification à l'ELU est admise dans le domaine post-élastique avec une déformation plastique localisée sur appui intermédiaire à l'ELU. Cette justification est à réaliser conformément aux prescriptions du paragraphe A.4.3.2 au paragraphe A.4.3.4 des recommandations professionnelles à partir des valeurs suivantes :

M.4.2 Evaluation du moment réagissant $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appui du fait de la formation d'une rotule plastique

Le tableau M.7 ci-dessous donne les valeurs du moment réagissant de calcul $M_{\text{réag}}(\theta)$ développé sur appui par la tôle pour certaines valeurs de la déformation θ_{lim} :

Tableau M.7 – Caractéristiques sur appui intermédiaire dans le domaine post élastique

Profils	Ep. nominale de la tôle en mm	$M_{\text{réag}}(\theta_{\text{lim}})$ (kN.m)		θ_{lim}
		Largeur d'appui xx	Largeur d'appui yy	
Profil non pré-percé	0.75			
	0.88			
	1.00			
	1.25			
Profil pré-percé	0.75			
	0.88			
	1.00			
	1.25			

M.4.3 Vérification du moment positif en travée à partir de la valeur du moment réagissant $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appui déterminé précédemment

La justification de stabilité de la tôle est apportée lorsque le moment agissant $M_{t,Ed}$ nécessaire pour assurer l'équilibre de la travée en correspondance avec le moment négatif sur appui $M_{\text{réag}}(\theta)$ reste au plus égal au moment résistant positif du profil et lorsque la rotation calculée θ ne dépasse pas la valeur de rotation correspondant au moment $M_{\text{réag}}(\theta)$ suivant le paragraphe A.4.3.3

Critère de vérification du moment en travée :

$$M_{t,Ed} \leq M_{t,Rd}$$

Avec :

$M_{t,Rd}$ est le moment résistant en travée aux ELU (cf. tableau M.2) en tenant compte du moment réagissant $M_{\text{réag}}(\theta)$ (cf. tableau M.7).

$M_{t,Ed}$ est évalué sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{\text{réag}}(\theta)$.

M.4.4 Vérification de l'appui d'extrémité

Le schéma statique d'équilibre des travées d'extrémités permet de calculer la réaction d'appui d'extrémité V_{Ed} sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur l'appui intermédiaire de la travée d'extrémité §4.3.3.3.4. cf. le paragraphe A.4.3.4.

On vérifie alors que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,u}$$

Où

$V_{Rd,u}$ est la capacité résistante à l'effort tranchant donnée dans la fiche technique pour une épaisseur non supérieure à celle du projet et pour une profondeur d'appui u au moins égale à celle du projet. (cf. tableau M.5),

V_{Ed} est évalué sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{reag}(\theta)$.

Il doit également être vérifié :

$$R_{Ed} \leq R_{w,Rd,u}$$

Où :

$R_{w,Rd,u}$ est la capacité résistante à la réaction d'appui donnée dans la fiche technique pour une épaisseur non supérieure à celle du projet et pour une profondeur d'appui u au moins égale à celle du projet. (cf. tableau M.6).

R_{Ed} est évalué sous la combinaison ELU en tenant compte du moment réagissant $M_{reag}(\theta)$.

M.5 Vérification en flexion en phase mixte

Lorsque l'axe neutre de la section mixte se situe dans la nervure, il convient de prendre en compte le moment M_{pa} dans la détermination du moment résistant de flexion suivant le tableau M.8.

Cette vérification peut être effectuée par la méthode de la connexion partielle (§ A.5.2.5) ou par la méthode m&k (§ A.5.2.4). Un tableau d'exemple qui donne les valeurs de τ et m et k est à fournir.

Tableau M.8 — Valeur du moment M_{pa}

Epaisseur en mm	Moment plastique M_{pa} en kN.m/m
0.75	
0.88	
1.00	
1.25	

M.6 Vérification de la collaboration tôle/béton selon la méthode la connexion partielle

M.6.1 Vérification de la collaboration tôle/béton à l'ELU

Dans le cas d'une vérification selon la NF EN 1994-1-1 l'Eurocode, l'article 9.7.3 alinea 7 à 10 s'applique, cf. A.5.2.5 des présentes recommandations.

M.7 Vérification de la collaboration tôle/béton selon la méthode m et k

M.7.1 Vérification de la collaboration tôle/béton à l'ELU

Conformément aux prescriptions du paragraphe A.5.4.1 des recommandations professionnelles on doit vérifier que :

$$V_{E,d(ELU)} \leq V_{1,Rd}$$

La résistance au cisaillement de calcul $V_{1,Rd}$ doit être déterminée conformément aux prescriptions du §4.3.4.2.3. à partir des valeurs de calcul m et k suivantes : $m = \text{xxxx N/mm}^2$ et $k = \text{yyyyy N/mm}^2$

M.7.2 Vérification du glissement tôle/béton à l'ELS

Conformément aux prescriptions du paragraphe A.6.1. des recommandations professionnelles, on doit vérifier que :

$$V_{E,ser} \leq V_g$$

La résistance au glissement de calcul V_g doit être déterminée conformément aux prescriptions du §xxxx à partir des valeurs de calcul m_g et k_g suivantes : $m_g = \text{xxxxxx N/mm}^2$ et $k_g = \text{xxxx N/mm}^2$

NOTE

Lorsque le plancher est susceptible de supporter des charges dynamiques peu importantes (bâtiments industriels, parcs de stationnement) les valeurs de m_g et de k_g à utiliser dans la formule de calcul de V_g sont à diviser par 1,25. Il est précisé qu'il s'agit uniquement de charges ne pouvant donner lieu à aucun phénomène de fatigue ni à des chocs répétés.

M.8 Vérification du cisaillement vertical près des appuis

Il doit être vérifié selon le paragraphe A.5.3.3 que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{b,Rd}$$

$V_{b,Rd}$ est donné dans le tableau M.9 ci-dessous.

Tableau M.9 — Vérification du moment résistant en travée

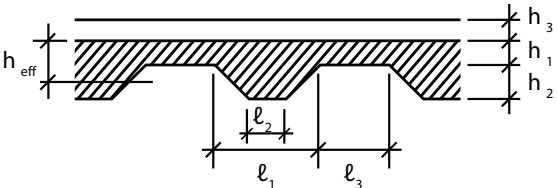
Profils	Ep. épaisseur nominale de la tôle en mm	Résistance au cisaillement vertical $V_{b,Rd}$
Non pré-percé	0.75	
	0.88	
	1.00	
	1.25	
Pré-percé	0.75	
	0.88	
	1.00	
	1.25	

M.9 Vérification du plancher en situation d'incendie

La résistance au feu des planchers collaborants est déterminée suivant les prescriptions de l'Annexe D de la NF EN 1994-1-2 et son Annexe Nationale à partir des valeurs de calcul suivantes.

Les hauteurs équivalentes sont données dans le tableau M.10 ci-dessous :

Tableau M.10 – Exemple de hauteur de dalle en fonction de la durée d'isolation au feu du procédé XYZ

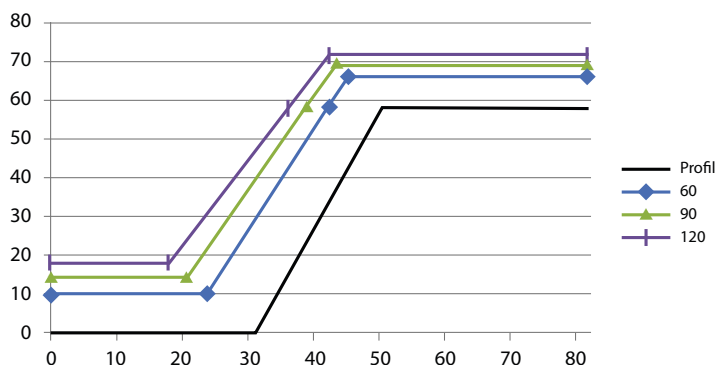
Détermination de l'épaisseur équivalente h_{eff}	Durée de résistance au feu (min)	Épaisseur équivalente minimale h_{eff}	Épaisseur minimale « h_1 »	Limites d'application
$h_{eff} = h_1 + 0,5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right)$ 	30	68	45	$h_2/h_1 < 1.5$ $h_1 > 45\text{mm}$
	60	80	57	
	90	100	77	
	120	120	97	
	180	150	127	
	240	175	152	

Pour le calcul du moment résistant sur appui, la section de béton résistante est établie à partir des coordonnées définies dans le tableau M.11 ci-dessous.

Tableau M.11 – Tableau des coordonnées des isothermes pour une demi nervure de plancher

Temps en minutes	Position en mm									
	X_I	Y_I	X_{II}	Y_{II}	X_{III}	Y_{III}	X_A	Y_A	X_{IV}	Y_{IV}
0										
60										
90										
120										

Figure M.2 – Exemple d'Isotherme dans le béton en fonction du degré de résistance au feu



La température T des armatures est déterminée en fonction de l'enrobage u réel, selon la relation suivante :

$$T = T_0 \left(1 - \frac{u}{u_0} \right)$$

Avec T_0 et u_0 donnés dans le tableau ci-dessous, ainsi que les valeurs courantes des enrobages minimaux définis dans le tableau M.12 ci-après.

Tableau M.12 – Paramètres T_0 et u_0 nécessaire à la détermination de la température dans les armatures en fonction de l'enrobage

Temps (en min)	T_0 °C	u_0 (mm)	u_{min} (mm)
60			
90			
120			



FICHE D'AUTOCONTRÔLE – PLANCHER COLLABORANT

Bâtiment:	Date:
Zone:	Adresse:
Plancher haut du	
Files :	

POSE DES BACS (À remplir par le poseur de bacs)			
Type de bac		<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Contrôle altimétrique		<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Sens de pose des bacs		<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Fixation sur poutres		<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Vis de couture		<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Étanchéité	En rive	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
	Autour des poteaux, réservations, points singuliers	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Costières	Hauteur conforme au plan	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
	Fixation avec bande de rappel sur bacs	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Pose de sécurités collectives avant pose des bacs			
	En sous face	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
	En rive	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
	Au droit des trémies	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC

ÉTAIEMENT (A remplir par l'entreprise de cette tâche)			
Étalement conforme au plan	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC	<input type="checkbox"/> Sans objet

FERRAILLAGE/BETONNAGE (A remplir par l'entreprise de cette tâche)		
Type de Treillis conforme au plan	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Recouvrement	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Cales	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Enrobages supérieurs	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Chapeaux	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Renforts TS pour poutres connectées	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Relevé altimétrique des bacs	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Épaisseur béton conforme à la note de calcul	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Ouvrabilité du Béton S4 (sauf pente)	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC
Classe de résistance du béton conforme à la note de calcul	<input type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> NC

Nota : « C » =conforme « NC » non conforme



1. Revue construction métallique n° 1 1995 Application de l'eurocode 4 et de l'eurocode 3 partie 1.3 « Dimensionnement des dalles mixtes – Première partie : dimensionnement de la tôle profilées utilisée comme coffrage » par pH BEGIN et L SOKOL
2. Revue construction métallique n° 2 1995 « Application de l'eurocode 4-DAN dimensionnement des dalles mixtes – Deuxième partie : Dimensionnement de dalle mixte en phase définitive mixte » par Ph. BEGUIN, M CRISINEL et L. SOKOL
3. « Planchers à bacs collaborant CTICM – édition 1995 (176 pages) ISBN 2-902720-18-1 J.D. Antropius
4. Revue construction métallique n°1 2001 « exemple de calcul de la fréquence propre d'un plancher mixte à bac collaborant » D Bitar
5. Revue construction métallique n°1 2003 « DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS MIXTES ACIER BÉTON VIS-A-VIS DES VIBRATIONS » par S.-J. Hicks, J. Brozzetti, B. Rémy et R.-M. Lawson
6. Revue construction métallique n°4 2003 « Vérification de la résistance au feu des dalles mixtes acier-béton selon ENV 1994-1-2 »
7. Revue construction métallique n°1 2003 « Dimensionnement des planchers mixtes acier béton vis-a-vis des vibrations » Ph Beghin
8. Access steel résistance au feu d'une dalle mixte selon la NF EN 1994-1-2 de février 2005
9. Projet de recherche européen Hivoss « Human induced vibrations of steel structures » RFS2-CT-2007-00033
10. Revue construction métallique n°1 2011 « Dimensionnement des plaques nervurées en acier utilisées comme coffrage des dalles mixtes » par A sokol-Palisson et L Sokol
11. Plancher à bacs acier collaborant – dimensionnement en phase mixte – Plan europe – 2011
12. Bacs acier pour planchers collaborant – dimensionnement en phase coulage du béton– Plan europe – 2011
13. Revue construction métallique n°4 2012 « Vérification de la résistance au feu des dalles mixtes acier-béton selon la NF EN 1994-1-2 » par Gisele BIHINA et Christophe Renaud
14. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 5 NIST GCR 11-917-10 Seismic Design of Composite Steel Deck and Concrete-filled Diaphragms A Guide for Practicing Engineers Rafael Sabelli Thomas A. Sabol W. Samuel Easterling
15. Guide rage balcons et coursives métalliques rapportée – neuf Mai 2013
16. Recommandations professionnelles pour la conception des parcs de stationnement exposés aux intempéries
17. Guide rage balcons et coursives métalliques rapportée – rénovation septembre 2013
18. Seismic in-plane shear resistance of steel-deck concrete composite slabs with a bottomless trench duct – 1992 par Y. Fukuda, S. Watanabe, H. Kami, K. Yoshida, T. Togawa, K. Yoshimura, K. Kikuchi

TABLE DES MATIÈRES

01	OBJET DES RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES	5
1.1	Contenu	5
1.2	Domaine d'application	6
02	RÉFÉRENCES NORMATIVES	10
2.1	Règles de calcul	10
2.2	Tôles d'acier non alliées ou faiblement alliées	12
2.2.1	Matériaux de base pour l'acier	12
2.2.2	Protection contre la corrosion	12
2.3	Marquage CE des planchers collaborants	12
2.4	Fixations	13
2.5	Compléments d'étanchéité à la laitance	13
2.6	Armatures pour béton armé	13
2.7	Béton armé – Généralités	13
2.8	Textes réglementaires	14
2.9	DTU	14
2.10	Autres ouvrages de référence	15
03	TERMES ET DÉFINITIONS	16
3.1	Structure porteuse	16
3.2	Définition de la portée	16
3.3	Définition des flèches (service, exécution, active)	16
3.3.1	Flèche de service ou flèche totale du plancher collaborant (f_2)	16
3.3.2	Flèche d'exécution ou de coulage (δ_s)	17
3.3.3	Flèche active (f)	17
3.4	Planéité face supérieure du béton à l'exécution	17
3.5	Appuis l_{bs}	18
3.6	Appuis l_{bc}	18
04	NOTATIONS	19
05	MATÉRIAUX ET PRODUITS	21
5.1	Bacs collaborants	21
5.1.1	Acier	21
5.1.2	Choix des revêtements	21
5.2	Armatures de béton armé	22
5.2.1	Barre	22
5.2.2	Treillis soudé	22
5.3	Béton	22
5.3.1	Béton	22
5.4	Fixations	22
5.4.1	Nature des fixations selon le type de l'ossature	22

5.4.2	Caractéristiques des fixations	23
5.4.3	Résistance caractéristique.....	23
5.4.4	Protection contre la corrosion.....	23
5.5	Vis de couture	24
5.5.1	Caractéristiques des coutures.....	24
5.5.2	Résistance caractéristique des coutures	24
5.5.3	Protection contre la corrosion des coutures.....	24
5.6	Accessoires	25
5.6.1	Goujons à souder	25
5.6.2	Connecteurs pistoscellés	25
5.6.3	Costière métallique d'arrêt de bétonnage	25
5.6.4	Cales à armature (bagues, barrettes).....	25
5.6.5	Dispositifs de protection collective	25

06 CONCEPTION DES OUVRAGES..... 26

6.1	Exigences requises sur un plancher collaborant	26
6.1.1	Dispositions générales	26
6.1.2	Joints de dilatation.....	26
6.1.3	Gestion des pentes.....	27
6.1.4	Coffrage en contact direct avec l'atmosphère extérieure	28
6.2	Principes de justification aux exigences requises	28
6.3	Dimensionnement par défaut des planchers collaborants	29

07 PRESCRIPTIONS RELATIVES À L'EXÉCUTION..... 30

7.1	Conditions d'exécution.....	30
7.2	Conditions d'appui minimales en phase de service	31
7.3	Tolérances d'exécution	31
7.4	Détails d'exécution.....	32
7.4.1	Hors zone sismique	32
7.4.2	En zone sismique	32
7.5	Phase de pose des bacs dans le cas de planchers mixtes avec connecteurs soudés	33
7.6	Phase de pose des bacs dans le cas de planchers mixtes avec connecteurs pistoscellés.....	35
7.7	Fixations	35
7.7.1	Fixation des bacs sur l'ossature	35
7.7.2	Dispositions de coutures.....	38
7.8	Etalement	38
7.9	Dispositions de protections collectives	38
7.10	Dispositions contre les coulées de laitances dans le cas de bacs aboutés	39
7.11	Coffrages de rives.....	39
7.11.1	Généralités	39
7.11.2	Accostage direct du coffrage contre la costière et rive en porte-à-faux	40
7.11.3	Coffrage à distance de la costière et rives en porte-à-faux.....	41
7.11.4	Rives contre existant.....	42
7.12	Dispositions au droit des trémies.....	43
7.13	Changement de sens de portée du coffrage	44

7.14	Reprise de bétonnage	44
7.15	Cloisons lourdes sur appuis et parallèles aux nervures du coffrage.....	45
7.16	Plancher Chauffant.....	45
7.17	Mise en œuvre des armatures	46
7.17.1	Dispositions des armatures	46
7.17.2	Calages des armatures	46
7.17.3	Conditions d'enrobage des armatures	47
7.17.4	Illustrations de superpositions des treillis soudés	47
7.17.5	Dispositions de mise en œuvre des aciers mis en œuvre dans les nervures	50
7.17.6	Ferraillage minimum de chaînage	51
7.18	Fixations d'équipements sous le plancher	51
7.19	Fixations d'équipements sur le plancher	52
7.20	Fixations de procédé de façade en about de plancher de bâtiment fermé	52
7.21	Fixations des dispositifs de protection collective	53
08	CONDITIONS DE RÉALISATION DU PLANCHER SUR CHANTIER.....	54
8.1	Généralités.....	54
8.2	Fiches de suivi	55
8.3	Pose du coffrage et des costières.....	56
8.4	Choix des fixations des coffrages sur leurs supports.....	56
8.5	Pose des closoirs	56
8.6	Etaiements	56
8.7	Contrôle de l'armature avant coulage.....	56
8.8	Épaisseur de béton au coulage – effet de mare – contrôle des épaisseurs de béton – analyse des fiches techniques	57
8.9	La granulométrie et D_{max} associé	57
8.10	Accumulations locales de béton	57
8.11	Nombre de personnes situées dans la zone de travail 3m x 3m.....	58
8.12	Modalité d'utilisation du béton à la pompe	58
8.13	Utilisation de piges ou laser	58
8.14	Classe de consistance minimale du béton.....	58
8.15	Serrage du béton	58
8.16	Cure du béton	58
8.17	Maîtrise de la fissuration du béton lors de l'exécution	58
8.18	Dispositif de sécurité des personnes	59
8.19	Arrêt de coulage	59
8.20	Temps de séchage du béton	59
8.20.1	Cas courant.....	59
8.20.2	Cas des planchers recevant un revêtement	59
8.21	Conditions de coulage	60
8.21.1	Généralités	60
8.21.2	Conditions climatiques	60
8.21.3	Bétonnage par temps froid	60

09	FINITION, ASPECT ET DURABILITÉ DES PLANCHERS – RÉCEPTION DES PLANCHERS.	61
9.1	Cas des plafonds.....	61
9.2	Cas des protections rapportées en sous face.....	61
9.3	Cas des revêtements de sol.....	61
9.3.1	Généralités.....	61
9.3.2	Cas du revêtement de sol fragile.....	62
9.3.3	Sols scellés.....	62
9.3.4	Sols collés.....	62
9.3.5	Revêtements de sols industriels.....	62
9.3.6	Niveaux intermédiaires des parkings aériens largement ventilés.....	62
A	VÉRIFICATIONS MÉCANIQUES DES PLANCHERS COLLABORANTS.....	63
A.1	Exigence de stabilité mécanique.....	63
A.2	Actions à considérer en phase de construction.....	63
A.2.1	Actions de construction.....	63
A.2.2	Charge permanente.....	64
A.2.3	Actions de stockage.....	64
A.2.4	Actions à considérer en phase de construction.....	64
A.3	Combinaisons et effets du chargement en phase de construction.....	65
A.4	Vérifications en phase de construction.....	69
A.4.1	Vérification du fléchissement des tôles.....	69
A.4.2	Vérifications de résistance dans le domaine élastique.....	70
A.4.3	Vérifications de résistance dans le domaine post-élastique.....	72
A.5	Vérifications du montage collaborant en service à l'Etat Limite Ultime.....	75
A.5.1	Coefficients partiels de sécurité.....	75
A.5.2	Vérification de la résistance à la flexion.....	75
A.5.3	Vérification de la résistance au cisaillement.....	80
A.5.4	Vérification de la collaboration tôle/béton à l'ELU selon la méthode m&k.....	87
A.5.5	Résistance au poinçonnement et prise en compte des charges dynamiques avec coefficients associés (cf. NF EN 1990).....	88
A.6	Vérifications du plancher collaborant en service et à l'Etat Limite de service.....	91
A.6.1	Vérification du glissement tôle/béton à l'ELS selon la méthode m&k.....	91
A.6.2	Conditions de déformation.....	93
A.7	Maîtrise de la fissuration pour tous types de bétons utilisés pour les planchers collaborants.....	98
A.8	Exigences en situation d'incendie.....	100
A.9	Performance du plancher sous l'action sismique.....	100
A.10	Confort d'utilisation.....	100
A.11	Limitation des ponts thermiques.....	100
A.12	Performances acoustiques.....	101
A.13	Exigences environnementales (FDES, émission dans l'air, Reach).....	101
A.14	Vérifications particulières.....	101
A.14.1	Justification de cage d'armature pour empochements ou engravure filante (cas notamment de réhabilitation).....	101
A.14.2	Résistance des bandes latérales de reprise en rive de trémies + résistance au glissement.....	102
A.14.3	Réservations près des appuis : renforts d'armatures à prévoir + principe de justification.....	103
A.14.4	Cloisons lourdes perpendiculaires aux appuis : principe de justification.....	103

A.14.5	Porte-à-faux	104
A.14.6	Justification du cisaillement de la table béton de planchers mixtes	106
A.14.7	Contreventement par le plancher : principe de justification.	106
A.14.8	Plancher de dalle mixte.	110
A.14.9	Rampe d'accès parking et bâtiments divers = problématique des dalles inclinées.	110
A.14.10	Cas des dalles exposées aux intempéries	111
A.14.11	Cas des Parcs de Stationnement Largeement Ventilés (PSLV)	111

B MODALITÉS D'ESSAI ET DÉTERMINATION DES VALEURS DE CALCULS NÉCESSAIRES À LA JUSTIFICATION EN PHASE DE COULAGE..... 112

B.1	Caractérisation des produits et matériaux.	112
B.1.1	Généralités	112
B.1.2	Épaisseur des plaques.	112
B.1.3	Limite d'élasticité de l'acier	113
B.1.4	Géométrie des plaques	113
B.2	Dispositions communes à tous les essais	113
B.2.1	Généralités	113
B.2.2	Facteurs de corrections appliqués aux résultats des essais	115
B.2.3	Valeurs caractéristiques.	116
B.2.4	Valeurs de calculs	118
B.2.5	Coefficients partiels pour la résistance	118
B.2.6	Conditions d'interpolation et d'extrapolation.	118
B.2.7	Programme d'essai minimal proposé	119
B.3	Essai de flexion en travée simple avec charges linéaires multiples	119
B.3.1	Descriptif de l'essai	119
B.3.2	Mode opératoire.	120
B.3.3	Présentation des résultats – rapport d'essais.	121
B.3.4	Interprétation de l'essai de flexion	122
B.4	Dispositif d'essai « Appui intermédiaire ».	123
B.4.1	Descriptif de l'essai	123
B.4.2	Mode opératoire.	125
B.4.3	Présentation des résultats – rapport d'essais.	126
B.4.4	Interprétation des essais	127
B.5	Dispositif d'essai « Appui d'extrémité »	129
B.5.1	Descriptif de l'essai	129
B.5.2	Mode opératoire.	131
B.5.3	Présentation des résultats et rapport d'essais	132
B.5.4	Interprétation	132
B.6	Dispositif d'essai grandeur sur 3 appuis.	133
B.6.1	Descriptif de l'essai	133
B.6.2	Interprétation des essais	136

B MODALITÉS COMPLÉMENTAIRES ET NON CONTRADICTOIRES À LA NF EN 1993-1-3 DANS LE CAS D'UN DIMENSIONNEMENT PAR CALCULS DES PROFILS EN PHASE DE COULAGE 137

C.1	Prise en compte des bossages et des indentations	137
C.2	Prise en compte des raidisseurs extérieurs.	139
C.3	Influence des bossages sur les interactions M/R.	139
C.4	Utilisation du profil pour le maintien des semelles des solives	139

D	MODALITÉS D'ESSAI ET DÉTERMINATION DES VALEURS DE CALCULS NÉCESSAIRES À LA JUSTIFICATION EN PHASE MIXTE	140
D.1	Dispositif d'essais	140
D.2	Préparation des corps d'épreuve	140
D.2.1	Dispositions générales	140
D.2.2	Dispositions particulières	140
D.3	Procédure de mise en charge	142
D.3.1	Dispositions générales	142
D.3.2	Dispositions particulières	142
D.4	Rapport d'essais	143
E	DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES NON CONTRADICTOIRES AVEC LA NF EN 1994-1-2 RELATIVES À LA JUSTIFICATION EN PHASE D'INCENDIE	144
E.1	Sécurité au feu	144
E.2	Étanchéité aux flammes et gaz (critère E)	144
E.3	Résistance mécanique (critère R)	144
E.3.1	Sans protection rapportée	144
E.3.2	Avec protection rapportée	146
E.4	Isolation thermique (critère I)	146
E.5	Performance du béton en situation d'incendie	147
F	DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES NON CONTRADICTOIRES AVEC LA NF EN 1998-1 RELATIVES À LA JUSTIFICATION EN SITUATION SISMIQUE	148
F.1	Conception en zones sismiques	148
F.2	Fonction diaphragme	148
F.3	Critères à vérifier	149
F.4	Vérification de la résistance au cisaillement près des appuis	149
F.5	Vérification de la résistance en flexion	150
F.6	Conditions de liaisons aux appuis et de fixations entre bacs	151
F.6.1	Conditions de liaisons aux appuis et de fixations entre bacs	152
F.6.2	Appuis métalliques	152
F.6.3	Appuis mixte acier/béton	154
F.6.4	Appuis en béton	154
F.6.5	Appuis béton et maçonneries	155
F.7	Disposition constructives particulières	155
F.7.1	Dénivelée de plancher	155
F.7.2	Effort ponctuel localisé sur les planchers	156
F.7.3	Porteur de rigidités différentes générant des redistributions des réactions d'appui	156
F.8	Prise en compte du profil dans la capacité résistante du plancher mixte	156
F.8.1	Principes	156
F.8.2	Réalisation des essais	157
F.8.3	Banc d'essais	159
F.8.4	Fourniture des relevés et résultats d'essais	160
F.8.5	Contenu des rapports d'essais	161
F.8.6	Résultats et interprétation des essais	161
F.8.7	Rapport d'étude	162

G	DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES NON CONTRADICTOIRES AVEC LA NF EN 1990 RELATIVES À LA JUSTIFICATION VIS-À-VIS DU CONFORT D'UTILISATION	163
G.1	Rappels normatifs	163
G.2	Vérification du critère de fréquence propre verticale minimale	164
G.3	Vérification du critère de confort d'utilisation	165
H	DISPOSITIONS TECHNOLOGIQUES PERMETTANT DE SATISFAIRE LA RÉGLEMENTATION THERMIQUE	178
H.1	Déperdition thermique	178
I	DISPOSITIONS TECHNOLOGIQUES PERMETTANT DE SATISFAIRE LA RÉGLEMENTATION ACOUSTIQUE	179
I.1	Isolation acoustique	179
I.2	Applications étendues	179
J	DOCUMENTS ET DÉTAILS TECHNIQUES NÉCESSAIRE À L'EXÉCUTION	180
J.1	Contenu d'une note de calcul	180
J.2	Plan de coffrage du plancher	180
J.3	Plan de calepinage des profils (plan de pose)	181
J.4	Coupes en partie courante et sur appuis	181
J.5	Coupes types de points singuliers	182
J.6	Plan de ferrailage des armatures inférieures	183
J.7	Plan de ferrailage des armatures en chapeaux en partie supérieure	183
J.8	Dispositions constructives de traitement des appuis	183
J.9	Plan de détails d'incorporation des gaines techniques	188
J.10	Stockage des profils sur chantier	188
J.11	Type de béton et nuances d'armatures	188
J.11.1	Béton	188
J.11.2	Armatures	188
J.12	Enrobages et calages associés	188
J.12.1	Enrobage	188
J.13	Détails des points singuliers (trémies, porte à faux, joint de dilatation, costière de rive)	190
J.13.1	Réalisation des trémies	190
J.13.2	Réalisation des portes à faux	191
J.13.3	Réalisation des joints de dilatation	192
J.13.4	Réalisation des costières de rive	193
J.13.5	Réalisation des connections	193
J.14	Condition de sciage des bétons	194
K	CAHIER DES CLAUSES ADMINISTRATIVES SPÉCIALES	195
K.1	Domaine d'application	195
K.2	Consistance des travaux	195
K.2.1	Travaux faisant partie du marché du plancher	195
K.2.2	Travaux ne faisant pas partie du marché	196
K.3	Mise à exécution des travaux de plancher et coordination avec les autres entreprises	196
K.3.1	Première phase	196

	K.3.2 Deuxième phase	197
	K.3.3 Troisième phase	197
	K.4 Organisation de chantier	197
	K.4.1 Accès au sol	197
	K.4.2 Accès aux façades	197
	K.4.3 Accès aux planchers	198
	K.5 Mémento pour la rédaction du dossier de consultation et l'établissement du marché ...	198
	K.5.1 Informations obligatoires aux appels d'offres	198
	K.6 Coordination – Dispositions générales	199
	K.6.1 Coordination avant les travaux, dès notification du marché	199
	K.7 Remise en état des planchers	201
L	CONSTANCE DE LA QUALITÉ – CONTRÔLE DES PRODUITS SUR CHANTIER	202
	L.1 Généralités	202
	L.2 Marquage des bacs	202
	L.3 Contrôle des matières premières	203
	L.4 Tolérances définies dans la NF EN 1090-4	203
	L.5 Condition de fabrication	203
	L.6 Contrôle de la résistance de la tôle	203
	L.7 Contrôle dimensionnel des profils	203
	L.8 Dossier technique	204
M	EXEMPLE DE DOSSIER TECHNIQUE	205
	M.1 Données génériques du bac	205
	M.2 Vérification du fléchissement des tôles	206
	M.3 Vérification de la résistance dans le domaine élastique	206
	M.3.1 Vérification du moment positif en travée	206
	M.3.2 Vérification sur appuis intermédiaires	207
	M.3.3 Vérification de l'appui d'extrémité	208
	M.4 Vérification de la résistance dans le domaine post-élastique	208
	M.4.1 Vérifications sur appuis définitifs	208
	M.4.2 Evaluation du moment réagissant $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appui du fait de la formation d'une rotule plastique ..	209
	M.4.3 Vérification du moment positif en travée à partir de la valeur du moment réagissant $M_{\text{réag}}(\theta)$ sur appui déterminé précédemment	209
	M.4.4 Vérification de l'appui d'extrémité	209
	M.5 Vérification en flexion en phase mixte	210
	M.6 Vérification de la collaboration tôle/béton selon la méthode la connexion partielle	210
	M.6.1 Vérification de la collaboration tôle/béton à l'ELU	210
	M.7 Vérification de la collaboration tôle/béton selon la méthode m et k	211
	M.7.1 Vérification de la collaboration tôle/béton à l'ELU	211
	M.7.2 Vérification du glissement tôle/béton à l'ELS	211
	M.8 Vérification du cisaillement vertical près des appuis	211
	M.9 Vérification du plancher en situation d'incendie	212
N	FICHE DE SUIVI ET AUTOCONTRÔLE DES TRAVAUX	213
O	BIBLIOGRAPHIE	214

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 – Relation entre les différents états de surface et la planéité associée.	17
Tableau 2 – Nature des fixations pour tôles d'acier nervurées sur ossature.	23
Tableau 3 – Caractéristiques des fixations pour tôles d'acier nervurées sur ossature	23
Tableau 4 – Caractéristiques des fixations de couture	24
Tableau 5 – Dispositions forfaitaires en l'absence d'informations certaines en phase de coulage	29
Tableau 6 – Epaisseur de métal galvanisé pour les costières	40
Tableau 7 – Dimension de la cornière pour le coffrage de trémie	44
Tableau A.1 – Définition des chargements appliqués.	63
Tableau A.2 – Notations des aires de travail	64
Tableau A.3 – Combinaisons de charges à utiliser, paragraphes et chargements associés en 2 appuis.	65
Tableau A.4 – Combinaisons de charges à utiliser, paragraphes et chargements associés en 3 appuis	66
Tableau A.5 – Combinaisons de charges à utiliser, paragraphes et chargements associés en travées égales	67
Tableau A.6 – Détermination des coefficients K'_1 et K'_2 à utiliser pour le calcul du moment agissant M_{Ed}	77
Tableau A.7 – Détermination du moment agissant en travée	78
Tableau A.8 – Valeurs des coefficients permettant de calculer V_{Ed}	81
Tableau A.9 – Résistance au voilement de cisaillement – Valeurs des coefficients permettant de calculer $V_{b,Rd}$	84
Tableau B.1 – Coefficient statistique selon (A6.3.3(2)) de la NF EN 1993-1-3 ou d'un coefficient k (cf. NF EN 1990).	116
Tableau B.2 – Exemple d'une analyse pour une famille d'essais	117
Tableau B.3 – Exemple de tableau de présentation des résultats	129
Tableau B.4 – Exemple de résultats d'essais.	135
Tableau C.1 – Valeur des coefficients A et B.	138
Tableau E.1 – Coefficient Ψ_1 à considérer pour les combinaisons d'actions accidentelles d'incendie	146
Tableau E.2 – Epaisseur équivalente h_{eff}	147
Tableau F.1 – Différents déplacements imposés par cycles en statique	157
Tableau F.2 – Différents déplacements imposés par cycles sous essais dynamiques.	157
Tableau G.1 – fréquence limite requise sur les planchers.	164
Tableau G.3 – Détermination de l'amortissement du plancher	165
Tableau G.2 – Classe d'acceptabilité des planchers selon le référentiel OS-RMS90.	165
Tableau G.4 – Estimation masse modale et fréquence propre de plancher (approche en plaque) [9]	166
Tableau G.5 – Estimation masse modale et fréquence propre de plancher (approche en plaque) [9]	167
Tableau G.6 – Estimation masse modale et fréquence propre de plancher (approche en plaque) [9]	168
Tableau G.7 – Estimation des fréquences propre de plancher (approche en poutre) [9].	168
Tableau I.1 – Exemple de tableau typique de performances acoustiques	179
Tableau M.1 – Valeurs de l'inertie efficace	206
Tableau M.2 – Caractéristiques en travée : moment positif résistant de calcul $M_{t,Rd}$ du profil	206
Tableau M.3 – Caractéristiques sur appui intermédiaire de largeur xx mm, dans le domaine élastique	207
Tableau M.4 – Caractéristiques sur appui intermédiaire de largeur yy mm, dans le domaine élastique	207
Tableau M.5 – Caractéristiques sur appui d'extrémité dans le domaine élastique	208
Tableau M.6 – Caractéristiques sur appui d'extrémité dans le domaine élastique	208
Tableau M.7 – Caractéristiques sur appui intermédiaire dans le domaine post élastique	209
Tableau M.8 – Valeur du moment Mpa	210
Tableau M.9 – Vérification du moment résistant en travée	211

Tableau M.10 – Exemple de hauteur de dalle en fonction de la durée d'isolation au feu du procédé XYZ	212
Tableau M.11 – Tableau des coordonnées des isothermes pour une demie nervure de plancher	212
Tableau M.12 – Paramètres T_0 et u_0 nécessaire à la détermination de la température dans les armatures en fonction de l'enrobage	212

TABLE DES FIGURES

Figure 1 – Dimensions de la plaque et de la dalle	6
Epaisseur de plancher en lien avec les dispositions constructives	7
Figure 2 – cas a	7
Figure 3 – cas b	7
Figure 4 – cas c	7
Figure 5 – cas d	8
Figure 6 – cas e	8
Figure 7 – cas f	8
Epaisseur de plancher en lien avec les dispositions constructives avec plan d'assurance qualité	8
Figure 8 – Contrôle de planéité	18
Figure 9 – Pente dans le cas des noues	27
Figure 10 – Pente dans le cas des caniveaux	27
Figure 11 – Pente dans le cas des cunettes	27
Figure 12 – Pente dans le cas des noues	28
Figure 13 – Pente dans le cas des caniveaux	28
Figure 14 – Pente dans le cas des cunettes	28
Figure 15 – Conditions d'appui minimales	31
Figure 16 – Positionnement des vis de couture	32
Figure 17 – Appui intermédiaire avec simple connecteur	33
Figure 18 – Appui de rive avec double connecteurs	34
Figure 19 – Goujons soudés au travers de la tôle	34
Figure 20 – Exemple de détails de principe de fixation sur support métallique	35
Figure 21 – Exemple de pose de bacs sur appuis béton armé	36
Figure 22 – Exemple de pose des bacs sur appuis béton préfabriqués	36
Figure 23.a – Exemple de pose des bacs sur appuis maçonnés – cas 1	37
Figure 23.b – Exemple de pose des bacs sur appuis maçonnés – cas 2	37
Figure 24 – Exemple de pose des bacs sur appuis bois	37
Figure 25 – Nature des fixations de couture	38
Figure 26 – Détail d'étalement	38
Figure 27.a – Dispositions pour lutter contre les coulées de laitance	39
Figure 27.b – Dispositions pour lutter contre les coulées de laitance – cas des bacs aplatis en extrémité	39
Figure 28.a – Rive en bout de plancher accostage du bac contre la costière avec bande de rappel	40
Figure 28.b – Rive en bout de plancher accostage du bac contre la costière	41
Figure 28.c – Détail de costière	41
Figure 29 – Détail de costière	41

Figure 30.a – Rive contre existant. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	42
Figure 30.b – Appui sur mur. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	42
Figure 31.a – Protection par treillis laissés filants	43
Figure 31.b – Exemple dans le cas de trémie de dimensions inférieures à 500 mm x 500 mm	43
Figure 32.a – Changement de sens de pose closoir L	44
Figure 32.b – Changement sens de pose closoir Z	44
Figure 33 – Appui parallèle au sens des nervures	45
Figure 34 – Définition des enrobages minimum des tubes chauffants	45
Figure 35 – Identification des couches d'armatures	46
Figure 36 – Mise en place du ferrailage de la dalle en partie courante.	47
Figure 37.a – Mise en place de ferrailage : recouvrement par panneaux à mailles carrées	48
Figure 37.b – Mise en place de ferrailage : recouvrement par barres	49
Figure 38.a – Exemple de dispositif de calage des armatures dans les nervures	50
Figure 38.b – Exemple de dispositif de calage des armatures mis en œuvre dans les nervures dans le cas d'enrobage égaux à la hauteur de nervure	50
Figure 39 – Ferrailage minimum de chaînage	51
Figure 40 – Exemple de plafond suspendu au plancher	52
Figure 41.a – Platine d'ancrage de façade travaillant en traction/compression uniquement en about de plancher	53
Figure 41.b – Platine d'ancrage de façade travaillant en about de plancher en traction/compression et cisaillement uniquement	53
Figure 42 – Principe de chaînage périphérique	57
Figure A.1.a – Définition du chargement du plancher en phase de coulage, bacs sur deux et 3 appuis	63
Figure A.1.b – Schématisation des charges en phase de construction	64
Figure A.2.a – Contour limite de la relation Moment/réaction d'appui (M/R) – Diagramme d'interaction $M_{(R)}$ aux ELU – cas de l'interpolation linéaire	70
Figure A.2.b – Contour limite de la relation Moment/Réaction d'appui (M/R) – Diagramme d'interaction $M_{(R)}$ aux ELU – exemple du cas de l'interpolation par facettes	70
Figure A.3 – Contour limite de la relation Moment/réaction d'appui (M/R) Diagramme d'interaction $M_{(R)}$ au ELS	72
Figure A.4 – Rotation plastique sur appui	73
Figure A.5 – Répartition des contraintes sous moment de flexion négatif – Calcul du moment résistant négatif sur appui	77
Figure A.6 – Répartition des contraintes sous moment de flexion positif avec l'axe neutre situé au-dessus des tôles – Calcul du moment résistant en travée	79
Figure A.7 – Section de la dalle utilisée pour le calcul du cisaillement entre table et nervure	81
Figure A.8 – Principe d'armature transversale de couture. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	82
Figure A.9.a – Dimension de la tôle et de la dalle	82
Figure A.9.b – Position du centre de gravité sur appui de rive	83
Figure A.10 – Position du centre de gravité sur appui intermédiaire	83
Figure A.11 – Ame raidie longitudinalement	85
Figure A.12 – Position de la bielle d'about	86
Figure A.13 – Diffusion de la charge, détermination de u – périmètre critique pour le poinçonnement	89
Figure A.14 – Notation des bras de levier – périmètre critique pour le poinçonnement	89
Figure A.15 – Diffusion de la charge poinçonnante au droit d'un appui	90
Figure A.16 – Détermination de x_{el} et $S_{el,p}$	92

Figure A.17 – Coupe type sur plancher fissuré	96
Figure A.18 – Coupe type sur plancher non fissuré	97
Figure A.19 – Valeurs de M_0 à utiliser selon la disposition de travée considérée.	99
Figure A.20 – Relevage des charges sur appui – renfort d’armature. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	101
Figure A.21.a – Renfort de trémie.	102
Figure A.21.b – Bandes de reprise (en plus des renforts de trémie) si problème de glissement. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	102
Figure A.22 – Renforcement du bac au droit d’une trémie. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	103
Figure A.23 – Armature de renfort près des appuis. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	103
Figure A.24.a – Positionnement des armatures en chapeau. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	104
Figure A.24.b – Diagramme des moments et longueur de chapeau. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	105
Figure A.24.c – Nez de plancher et console. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	105
Figure A.24.d – Plancher en porte à faux. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	105
Figure A.25 – Aire cisailée dans le cas de plancher mixte connecté. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	106
Figure A.26 – Vue des différents diaphragmes par niveau	107
Figure A.27 – Exemple de fonctionnement de diaphragme	108
Figure A.28 – Armature pour la flexion due à F_{diay} – Ferrailage de reprise de flexion du diaphragme (membrane poutre treillis suivant L_x)	108
Figure A.29 – Armature pour la flexion due à F_{diay} – Ferrailage de reprise en flexion du diaphragme (membrane poutre treillis suivant L_y)	109
Figure A.30 – Ferrailage de couture des efforts de cisaillement, utilisation du treillis général du plancher (diagonale poutre treillis)	109
Figure A.31 – Vue des armatures de liaison plancher/ossature. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	109
Figure A.32 – Vue des connecteurs de plancher mixte	110
Figure A.33 – Efforts à reprendre dans le cas de dalle inclinée	111
Figure B.1 – Placement transversal des capteurs de déplacement pour essai « Eurocodes » en flexion simple.	114
Figure B.2 – Pose sur appui articulé	114
Figure B.3 – Section transversale testée en flexion simple d’une plaque nervurée	115
Figure B.4 – Calage sur appui d’une plaque soumise à l’essai « Eurocodes » de flexion simple	115
Figure B.5 – Principe de montage de l’essai « Eurocodes » de flexion simple	119
Figure B.6 – Largeur d’appui des pièces transversales.	120
Figure B.7.a – Essais « Eurocodes » en flexion simple avec charges linéaires multiples – cale parallélépipédique	120
Figure B.7.b – Essais « Eurocodes » en flexion simple avec charges linéaires multiples – cale ha-doc	120
Figure B.8 – Détermination de la charge ELS à partir de la charge ELU	122
Figure B.9 – Courbe « charge-flèche » d’un essai « Eurocodes » de flexion simple	123
Figure B.10 – Schéma du dispositif d’essai « appui intermédiaire »	124
Figure B.11 – Détail de la largeur d’appui.	124
Figure B.12 – Schéma d’interaction M/R aux ELU	125
Figure B.13 – Schéma d’interaction M/R aux ELS	125

Figure B.14.a – Positionnement des flûtes sur une plaque nervurée dans le cas d'un nombre complet de nervures	125
Figure B.14.b – Positionnement des flûtes sur une plaque nervurée dans le cas d'un profil non découpé	125
Figure B.15 – Exemple de courbe charge appliquée en fonction de la flèche nette.	128
Figure B.16 – Courbe typique $M - \theta$ (Figure A.10 NF EN 1993-1-3).	128
Figure B.17 – Courbe typique « Effort-déplacement » d'un essai d'appui d'extrémité	130
Figure B.18 – Essai « Eurocodes » d'appui d'extrémité sur plaque nervurée.	130
Figure B.19 – Capteurs de mesure des déplacements pour les plaques nervurées.	131
Figure B.20 – Représentation schématique de l'essai « Eurocodes » d'appui d'extrémité	132
Figure B.21 – dispositif d'essai en 3 appuis	133
Figure B.22.a – Cas de la maquette avec 1 bac	135
Figure B.22.b – Cas de la maquette avec 3 bacs	136
Figure B.23 – Chargement appliqué.	136
Figure C.1 – Exemple de profil avec bossages	137
Figure C.2 – Exemple de profils avec indentations	138
Figure C.3 – Diagramme des contraintes dans le cas de raidisseurs extérieurs	139
Figure D.1 – Dispositif d'essais en phase mixte	140
Figure D.2 – Dalle d'essais	141
Figure E.1 – Droite de fermeture des moments de flexion.	145
Figure F.1 – Illustration des zones de vérification au cisaillement.	150
Figure F.2 – Illustration du fonctionnement en diaphragme du plancher	151
Figure F.3 – Dispositions générales de ferrailage	152
Figure F.4 – Illustration du fonctionnement au droit des connecteurs	153
Figure F.5 – Connexion de la dalle avec appuis métalliques	153
Figure F.6 – Connexion de la dalle avec appuis métalliques (2 lignes de gougeons)	154
Figure F.7 – Cas des appuis sur béton	154
Figure F.8 – Cas des appuis sur maçonnerie	155
Figure F.9 – Poutre de reprise de dénivellation de plancher. Source : 2014 NZSEE Conference, Floor diaphragms - Seismic bulwark or Achilles' heel par J. M. Scarry, Structural Engineer, Auckland.	155
Figure F.10 – Effort ponctuel sur le diaphragme du plancher. Source : Chapter 8, Seismic Design of Floor Diaphragms, par Farzad Naeim, Ph.D., S.E. et R. Rao Boppana, Ph. D., S.E.	156
Figure F.11 – Effort ponctuel sur le diaphragme du plancher. Source : NEHRP Seismic Design Technical Brief No.3. Seismic Design of Cast-in-Place, Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors par Jack P. Moehle, John D. Hooper, Dominic J. Kelly et Thomas R. Meyer.	156
Figure F.12 – Exemple de courbe effort-déplacement en tête de vérin.	158
Figure F.13 – Exemple de courbe effort-déplacement en tête de vérin. [18].	158
Figure F.14 – Exemple de banc d'essai de mise en parallélogramme – vue de dessus	159
Figure F.15 – Exemple de banc d'essai de mise en parallélogramme – vue de face.	160
Figure F.16 – Détermination de la rigidité G' du diaphragme.	161
Figure F.17 – Détermination de l'effort tranchant résistant du diaphragme	162
Figure G.1 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 1 % [9]	169
Figure G.2 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 2 % [9]	170
Figure G.3 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 3 % [9]	171
Figure G.4 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 4 % [9]	172
Figure G.5 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 5 % [9]	173
Figure G.6 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 6 % [9]	174
Figure G.7 – $OS-RMS_{90}$ pour un amortissement de 7 % [9]	175

Figure G.8 – OS-RMS ₉₀ pour un amortissement de 8 % [9]	176
Figure G.9 – OS-RMS ₉₀ pour un amortissement de 9 % [9]	177
Figure J.1 – Exemple de plan de coffrage de plancher	180
Figure J.2 – Plan de calepinage des bacs. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	181
Figure J.3 – Coupe courante de plancher. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	181
Figure J.4 – Coupe courante – franchissement de solives. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	181
Figure J.5 – Coupe courante – franchissement de solives. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	182
Figure J.6 – Coupe courante – franchissement de solives avec connecteurs. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	182
Figure J.7 – Coupe courante – franchissement de poutre béton. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	182
Figure J.8 – Coupe courante – changement de sens des bacs. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	183
Figure J.9 – Largeur de repos des bacs sur solives acier. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	184
Figure J.10 – Largeurs de repos des bacs sur maçonnerie. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	184
Figure J.11 – Largeurs de repos des bacs sur maçonnerie. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	184
Figure J.12 – Largeurs de repos des bacs sur poutre BA. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	184
Figure J.13 – Largeurs de repos des bacs sur appuis larges. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	185
Figure J.14 – Largeurs de repos des bacs sur appuis béton préfabriqués. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	185
Figure J.15 – Largeurs de repos des bacs et chainage associés. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	185
Figure J.16 – Largeurs de repos des bacs et costières associées. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	185
Figure J.17 – Largeurs de repos des bacs sur poutre de rive. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	186
Figure J.18 – Largeurs de repos des bacs dans de l'existant. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	186
Figure J.19 – Largeurs de repos des bacs dans de l'existant. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	186
Figure J.20 – Nez de plancher et console. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	186
Figure J.21 – Coffrage d'un chevêtre. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	187
Figure J.22 – Détail d'appui de plancher. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	187
Figure J.23 – Détail de rive du plancher. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	187
Figure J.24 – Détail de porte à faux de plancher. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	187
Figure J.25 – Dispositions technologiques d'incorporation de gaines dans la table de béton	188

Figure J.26 – Détail de stockage des planchers	188
Figure J.27 – Détail d'exécution des trémies. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	190
Figure J.28 – Détail d'exécution des trémies – renfort d'armatures. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	191
Figure J.29 – Détail d'exécution des portes à faux. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	191
Figure J.30 – Détail d'exécution des portes à faux, longueur de chapeau. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	192
Figure J.31 – Détail d'exécution des joints de dilatation. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	192
Figure J.32 – Exemple de joint de dilatation. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	192
Figure J.33 – Détail d'exécution des costières de rive. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	193
Figure J.34 – Détail d'exécution des connexions. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995	193
Figure J.35 – Détail d'exécution des connexions. Source : Planchers à bacs collaborants par Jean-Daniel ANTROPIUS, Collection CTICM, édition 1995.	193
Figure J.36 – Détail d'exécution des connexions clouées sur ossature bois	194
Figure J.37 – Exemple de pose de bac sur appui maçonneries	194
Figure L.1 – Exemples de bacs collaborant visés dans les présentes recommandations professionnelles	202
Figure M.1 – Exemple de coupe type sur plancher.	205
Figure M.2 – Exemple d'Isotherme dans le béton en fonction du degré de résistance au feu	212





Les productions du programme PACTE sont le fruit d'un travail collectif des différents acteurs de la filière bâtiment en France.

Retrouvez gratuitement la collection sur www.programmepacte.fr

LES PARTENAIRES DU PROGRAMME PACTE

MAÎTRES D'OUVRAGE



ENTREPRISES/ARTISANS



MAÎTRES D'ŒUVRE



CONTRÔLEURS TECHNIQUES



INDUSTRIELS



ASSUREURS



PARTENAIRES PUBLICS



Le Secrétariat Technique du programme PACTE est assuré par l'Agence Qualité Construction.

RECOMMANDATIONS PROFESSIONNELLES POUR LA CONCEPTION ET LA RÉALISATION DE PLANCHERS COLLABORANTS ACIER BÉTON

JUILLET 2020

Les Recommandations Professionnelles « Pour la conception et la réalisation de planchers collaborants acier béton » ont pour objet de définir les prescriptions minimales de fabrication, de conception et de mise en œuvre des planchers collaborants traditionnels en vue de leur durabilité en fonction :

- des expériences professionnelles actuelles, reconnues et réussies ;
- des normes et réglementations en vigueur ;
- des exigences de sécurité et de confort auxquelles peuvent prétendre les maîtres d'ouvrages, les maîtres d'œuvre et les utilisateurs de bâtiments ;
- du code civil.

Les types d'ouvrages visés par ce document sont :

- les planchers de bâtiment ;
- les planchers de toiture ;
- les planchers d'ouvrage d'art ;
- les passerelles et coursives ;
- les rampes d'accès ;
- les planchers de parking ;
- les planchers chauffants ;
- les planchers faisant office de diaphragme.

Le domaine d'application de ces Recommandations Professionnelles s'étend à toutes les réalisations ou parties de réalisations, en France européenne et Outre-mer, de planchers collaborants sur structures porteuses neuves ou existantes conformément au DTU 32.1, à partir de bacs collaborants structuraux marqués CE selon la norme NF EN 1090-1 en tant que produits de construction, de béton conforme à la norme NF EN 206/CN et d'armatures (barres ou treillis soudés) conformes aux normes de la série NF EN 10080.

