DTA
DOCUMENT TECHNIQUE D'APPLICATION

3.2/19-985_V5

Valide du **03 novembre 2022**

au **30 juin 2027**

Sur le procédé

MCI²

Famille de produit/Procédé :

Titulaires : **Société PREFA DU LEMAN**
Société SPL
Société RECTOR

AVANT-PROPOS

Les avis techniques et les documents techniques d'application, désignés ci-après indifféremment par Avis Techniques, sont destinés à mettre à disposition des acteurs de la construction **des éléments d'appréciation sur l'aptitude à l'emploi des produits ou procédés** dont la constitution ou l'emploi ne relève pas des savoir-faire et pratiques traditionnels.

Le présent document qui en résulte doit être pris comme tel et n'est donc **pas un document de conformité ou à la réglementation ou à un référentiel d'une « marque de qualité »**. Sa validité est décidée indépendamment de celle des pièces justificatives du dossier technique (en particulier les éventuelles attestations réglementaires).

L'Avis Technique est une démarche volontaire du demandeur, qui ne change en rien la répartition des responsabilités des acteurs de la construction. Indépendamment de l'existence ou non de cet Avis Technique, pour chaque ouvrage, les acteurs doivent fournir ou demander, en fonction de leurs rôles, les justificatifs requis.

L'Avis Technique s'adressant à des acteurs réputés connaître les règles de l'art, il n'a pas vocation à contenir d'autres informations que celles relevant du caractère non traditionnel de la technique. Ainsi, pour les aspects du procédé conformes à des règles de l'art reconnues de mise en œuvre ou de dimensionnement, un renvoi à ces règles suffit.

Groupe Spécialisé n° 3.2 - Murs et accessoires de mur

COMMISSION CHARGÉE DE FORMULER LES AVIS TECHNIQUES

Secrétariat : CSTB, 84 avenue Jean Jaurès, FR-77447 Marne la Vallée Cedex 2
Tél. : 01 64 68 82 82 - email : secretariat.at@cstb.fr

www.ccfat.fr

Les Avis Techniques sont publiés par le Secrétariat des Avis Techniques, assuré par le CSTB ; Les versions authentifiées sont disponibles gratuitement sur le site Internet du CSTB (http://www.cstb.fr)

Versions du document

Version	Description	Rapporteur	Président
V2	Cette version intègre les modifications suivantes : Mise à jour de l'appréciation de laboratoire permettant de justifier l'utilisation du procédé dans des bâtiments d'habitation classés 3ème et 4ème famille ou classés Immeuble de Moyenne Hauteur IMH (Bâtiment à usage d'habitation dont le plancher le plus haut est situé à plus de 28 m sans être considéré immeuble de grande hauteur), en cas d'incendie.	Angel JUNES	Roseline BERNARDIN-EZRAN
V4	Cette version intègre les modifications suivantes : • Ajout des environnements XS • Ajout des titulaires SPL et RECTOR • Ajout de l'aptitude au levage Mise à jour du dimensionnement des connecteurs.		
V5	Cette version intègre les modifications suivantes : • Ajout des connecteurs XBAR ; • Mise à jour de l'appréciation de laboratoire.		

Descripteur :

Procédé de mur à coffrage et isolation intégrés constitué de deux parois minces préfabriquées en béton armé dont l'une comporte un isolant accolé, maintenues espacées par des organes de liaison (connecteurs COMBAR ou XBAR) et servant de coffrage en œuvre à un béton prêt à l'emploi, pour réalisation de murs articulés ou encastrés. La paroi extérieure est librement dilatable.

L'épaisseur de la paroi intérieure préfabriquée en béton est de 6 cm.

La paroi structurale (noyau et paroi intérieure) est d'épaisseur d'au moins 15 cm pour les murs porteurs et de 12 cm pour les murs non porteurs. L'épaisseur de la paroi structurale est limitée dans tous les cas à 30 cm.

L'épaisseur de l'isolant est comprise entre 8 et 20 cm.

L'épaisseur de la paroi extérieure est comprise entre 6 cm et 10 cm (cas d'une paroi matricée). En classe d'exposition XS3, l'épaisseur de la paroi extérieure devra être supérieure ou égale à 9,2 cm.

Le procédé est destiné à la réalisation de parois porteuses ou non porteuses, en infrastructure ou superstructure, de murs périphériques pouvant contenir des poutres voiles, des poutres et des poteaux, de dimension maximale 12,80 x 3,80 m et d'épaisseur comprise entre 26 cm et 50 cm.

Des aciers de liaison sont insérés en œuvre dans le béton coulé sur place ; les panneaux de coffrage peuvent être associés à des éléments structuraux complémentaires coulés sur place ou préfabriqués.

Les menuiseries et les huisseries sont rapportées en œuvre.

Table des matières

1. Avis du Groupe Spécialisé 6
1.1. Domaine d'emploi accepté 6
1.1.1. Zone géographique 6
1.1.2. Ouvrages visés 6
1.2. Appréciation 6
1.2.1. Aptitude à l'emploi du procédé 6
1.2.2. Durabilité 8
1.2.3. Impacts environnementaux 8
1.3. Remarques complémentaires du Groupe Spécialisé 8
1.4. Annexe de l'Avis du Groupe Spécialisé 9
2. Dossier Technique 10
2.1. Mode de commercialisation 10
2.1.1. Coordonnées 10
2.1.2. Mise sur le marché 10
2.1.3. Identification 10
2.2. Description 10
2.2.1. Principe 10
2.2.2. Usines de fabrication 11
2.3. Matériaux 11
2.3.1. Béton des parois 11
2.3.2. Béton de remplissage 11
2.3.3. Armatures des parois 11
2.3.4. Treillis raidisseurs 11
2.3.5. Armatures complémentaires 11
2.3.6. Connecteurs XBAR 11
2.3.7. Connecteurs COMBAR 11
2.3.8. Boucles de levage 12
2.3.9. Isolants 12
2.3.10. Accessoires 12
2.4. Conception de la paroi extérieure 13
2.4.1. Généralités 13
2.4.2. Section d'armatures minimales de la paroi extérieure 13
2.4.3. Enrobage des armatures de la paroi extérieure 13
2.4.4. Epaisseur de la paroi extérieure 13
2.4.5. Fixation sur la paroi extérieure 13
2.4.6. Liaison structurelle coté isolant 13
2.5. Caractéristiques des connecteurs 14
2.6. Dimensionnement des connecteurs 16
2.6.1. Généralités 16
2.6.2. Actions 16
2.6.3. Critères de dimensionnement des connecteurs 17
2.6.4. Dimensionnement des connecteurs à 90° 17
2.6.5. Dimensionnement des connecteurs à 45° verticaux 18
2.6.6. Dimensionnement des connecteurs à 45° horizontaux (effort sismique horizontal $\boldsymbol{Eh}$) 18
2.6.7. Non entrechoquement des parois 18
2.7. MCII enterrés 19
2.7.1. Vérifications 19

2.7.2. MCII enterré sur toute sa hauteur 19
2.7.3. MCII enterré partiellement 19
2.8. Conception de la partie structurelle (Paroi intérieure et Noyau) 20
2.8.1. Généralités 20
2.8.2. Règles de dimensionnement 20
2.8.3. Prise en compte des effets du second ordre 21
2.8.4. Armatures minimales 21
2.8.5. Enrobages des armatures 21
2.8.6. Epaisseur de la paroi intérieure 21
2.8.7. Fixation sur la paroi intérieure 22
2.8.8. Equivalence des raidisseurs 22
2.8.9. Eclissages 23
2.8.10. Hauteur de chute du béton 25
2.8.11. Vitesse de bétonnage 25
2.8.12. Principe de conception des liaisons 26
2.8.13. Dispositions parasismiques 31
2.8.14. Prescriptions particulières aux MCI² essentiellement sollicités dans leur plan 32
2.8.15. Prescriptions particulières aux éléments essentiellement sollicités perpendiculairement leur plan 36
2.9. Sécurité au feu 37
2.9.1. Généralités 37
2.9.2. Justification de la stabilité au feu de la paroi structurelle 37
2.9.3. Justification de la tenue de la peau extérieure 37
2.9.4. Disposition constructive particulières 38
2.10. Traitement des joints et aspects de parois 38
2.10.1. Prescriptions communes 38
2.10.2. Traitement des joints 38
2.11. Aspects des parements 39
2.11.1. Etat de surface de la paroi 39
2.11.2. Teinte 39
2.11.3. Préparation du support 39
2.11.4. Revêtement extérieur – finition 39
2.12. Traitement de la tête des MCI² 39
2.13. Fabrication 39
2.13.1. Généralité 39
2.13.2. Fabrication de la première paroi 39
2.13.3. Fabrication de la deuxième paroi 40
2.14. Contrôle 40
2.14.1. Contrôles qualité 40
2.14.2. Contrôle des raidisseurs 40
2.15. Tolérances 40
2.16. Chronologie de mise en œuvre des MCI² 41
2.17. Manutention, Montage, Stockage et Transport 41
2.17.1. Manutention 41
2.17.2. Montage 41
2.17.3. Stockage et transport 41
2.18. Rôles des différents intervenants 42
2.19. Aide à la mise en œuvre 42
2.20. Données environnementales 42
3. Résultats expérimentaux 43
3.1. XBAR 12 mm 43

3.2. COMBAR 12 mm 43
3.3. Résistance au feu 43
4. Références 44
5. Annexes du Dossier Technique 45
Annexe I : Principe du procédé MCI² 45
Annexe II : Connecteurs XBAR et COMBAR 46
Annexe III : Exemple de calcul de $\rho\alpha$ 48
Annexe IV : Exemple de calcul de τRd 49
Annexe V : Principe de vérification des joints entre MCI². Détermination de l'effort sollicitant au droit du joint 50
Annexe VI : Principe de vérification des joints entre MCI². Calcul des efforts résistants du joint 52
Annexe VII : Schéma de principe de réalisation des liaisons entre poutres - voiles en MCI² 54
Annexe VIII : Traitement des joints 56
Annexe IX : Traitement des pieds de MCI² 57
Annexe X : Traitement des baies 58
Annexe XI : Douilles 59
Annexe XII : Acrotères 60
Annexe XIII : Principe de renforcement des angles d'ouvertures 61
Annexe XIV : Exemples de répartition des connecteurs 62
MCI² sans ouverture 62
MCI² avec ouverture 62
Annexe XV : Boucles de levage (Ancres KE III et KE IV faisant l'objet d'un avis technique en cours de validité) 63
Annexe XVI : Distribution de la température dans la partie structurelle du MCI² conformément à l'Appréciation de Laboratoire AL 18-230_V4 65
Propagation de la température dans l'épaisseur du voile intérieur après 30 minutes d'exposition au feu 65
Propagation de la température dans l'épaisseur du voile intérieur après 60 minutes d'exposition au feu 66
Propagation de la température dans l'épaisseur du voile intérieur après 90 minutes d'exposition au feu 67
Annexe XVII : Calcul du coefficient d'accélération sismique ka pour le calcul de l'action sismique 68

1. Avis du Groupe Spécialisé

Le procédé décrit au chapitre II « Dossier Technique » ci-après a été examiné par le Groupe Spécialisé qui a conclu favorablement à son aptitude à l'emploi dans les conditions définies ci-après :

1.1. Domaine d'emploi accepté

1.1.1. Zone géographique

L'Avis est formulé pour les utilisations en France métropolitaine. Possibilité d'emploi en zones de sismicité 1 à 4 (selon l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié) moyennant les dispositions spécifiques définies dans le Dossier Technique.

1.1.2. Ouvrages visés

Murs de locaux d'habitation, bureaux, établissements recevant du public, locaux industriels, pouvant comporter une partie enterrée en situation non immergée sans limite de hauteur enterrée autre que celle dictée par le dimensionnement pour les locaux dont l'utilisation ne rend pas obligatoire l'étanchéité de la paroi (sous-sol de deuxième catégorie au sens du DTU 20.1 partie 3 §5.2). Les limites de hauteur résultent de l'application des règles de dimensionnement définies et approuvées ci-après.

Les murs à coffrages et isolation intégrés peuvent être porteurs ou non porteurs.

Possibilité d'emploi dans les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou brouillards salins selon les classes d'exposition XS définie dans l'Annexe nationale à la NF EN 1992 partie 1-1 (Notes au Tableau 4.1.) moyennant le respect des dispositions indiquées aux paragraphes 2.4 et 2.8.6 du Dossier Technique.

Les planchers avec prédalles suspendues présentés au §2.8.12.5 du Dossier Technique doivent respecter les dispositions de la NF DTU 23.4. L'utilisation des prédalles suspendues avec boîtes d'attente est limitée aux situations non sismiques.

Le présent Avis ne porte pas sur les murs des réservoirs et magasins de stockage de type silos.

Le présent Avis ne porte pas sur les murs avec isolant en laine minérale ou fibre de bois.

1.2. Appréciation

1.2.1. Aptitude à l'emploi du procédé

1.2.1.1. Aptitude au levage

Ne sont pas visés au titre du présent Avis :

Les accessoires de levage du procédé « MCI^2 » (élingues, chaînes, sangles, câbles, …) ;

- Les appareils de levage (grue mobile ou fixe, …) ;
- Les équipements de protection collective ou individuelle pour la sécurité des personnes (garde-corps, crochet, …).

L'aptitude au levage du procédé est visée uniquement par le présent avis lorsque celui-ci est réalisé au moyen du procédé « Ancres KE III et KE IV » de la société H-Bau : Seuls sont visés les murs d'épaisseur totale comprise entre 26 cm et 40 cm et pour une épaisseur nominale de paroi préfabriqué d'au moins 60 mm, dans les conditions décrites dans l'Avis Technique « Ancres KE III et KE IV » en cours de validité.

1.2.1.2. Stabilité

La stabilité des ouvrages à laquelle peuvent être associés, dans les limites résultant de l'application des dispositions prévues dans le Dossier Technique, les murs réalisés selon ce procédé, peut être normalement assurée.

Les systèmes associés à ce procédé de mur, et en particulier les systèmes de plancher, doivent être vérifiés suivant les prescriptions des textes de référence s'y rapportant (DTU ou Avis Technique suivant la traditionnalité ou non du système concerné).

1.2.1.3. Sécurité en cas d'incendie

1.2.1.3.1. Réaction au feu

Le parement en béton bénéficie conventionnellement du classement de réaction au feu A1 selon les Euroclasses.

1.2.1.3.2. Résistance au feu

Le procédé « MCI^2 » fait l'objet d'une Appréciation de laboratoire du CSTB n° AL 18-230_V4. L'appréciation de laboratoire vise les panneaux d'épaisseur d'isolant comprise entre 8 et 20 cm.

Suivant l'Appréciation de laboratoire CSTB n° AL 18-230_V4, dans la limite d'une durée de tenue au feu de 2h, les tableaux de l'Annexe XVI du Dossier Technique donnent les champs de température dans la partie structurale (noyau + paroi intérieure d'épaisseur variant entre 12 cm et 30 cm) des murs réalisés en « MCI^2 ».

La résistance au feu de la partie structurale est vérifiée suivant les prescriptions de la NF EN 1992-1-2 et son Annexe Nationale en considérant la partie structurale des murs « MCI^2 » comme homogène.

L'appréciation de laboratoire CSTB n° AL 18-230_V4 prescrit les dispositions permettant de justifier la stabilité au feu du voile extérieur librement dilatable en tenant compte de la présence de l'isolant à l'intérieur des murs et de l'utilisation des organes de liaison COMBAR et XBAR pour suspendre la paroi extérieure à la paroi structurale.

Ces dispositions permettent au détenteur du procédé de définir les dimensions maximales des parois extérieures pour une durée de stabilité au feu allant jusqu'à 120 min pour le connecteur type ComBAR et jusqu'à 60 min pour le connecteur type

XBAR. Cependant, l'Appréciation de Laboratoire n° AL 18-230_V4 limite la durée de stabilité au feu à 90 min pour les murs « MCI² » non porteurs ayant une épaisseur de paroi structurale (paroi intérieure + noyau) égale à 12 cm.

Conformément à l'Appréciation de Laboratoire n° AL 18-230_V4, les connecteurs devront être disposées à une distance au-dessus des ouvertures telle que la règle du C+D donnée dans la règlementation incendie soit respectée.

Les dispositions permettant le respect de l'IT249, notamment au pourtour des baies, sont décrites dans l'appréciation de laboratoire CSTB n° AL 18-230_V4.

L'appréciation n°AL16-175_V4 prescrit également les dispositions constructives à respecter pour la justification du procédé mis en œuvre dans des bâtiments d'habitation de la 3ème et 4ème famille et les Immeubles de Hauteur Moyenne IMH (bâtiment à usage d'habitation dont le plancher bas du logement le plus haut est situé à plus de 28 m sans être considéré immeuble de grand hauteur).

1.2.1.4. Prévention des accidents lors de la mise en œuvre

Le système permet de l'assurer normalement.

1.2.1.5. Pose en zones sismiques

Pour les constructions nécessitant la prise en compte d'efforts sismiques, le rétablissement du monolithisme du mur est assuré par l'adjonction des aciers de couture entre panneaux.

L'utilisation d'éléments préfabriqués au sens de la norme NF EN 1998-1 et du §5.11.1.4 est prévue moyennant un coefficient k_p pris égal à 1.

La paroi extérieure est considérée comme non structurale au sens de la norme NF EN 1998-1, et sa tenue doit être justifiée en retenant $q_a = 1$, suivant la section 4.3.5 de la norme NF EN 1998-1.

1.2.1.6. Isolation thermique

Elle est assurée par l'isolation intégrée au panneau préfabriqué. Ce système d'isolation thermique par l'extérieur permet d'éviter les ponts thermiques courants.

Afin que l'isolant joue convenablement son rôle, la présence en parement extérieur d'une garniture de joint apte à assurer, au droit des joints, sa protection à l'eau est indispensable.

Le calcul du coefficient de transmission thermique Up du procédé « MCI² » se fait par la formule suivante :

$$U_P = \frac{1}{\frac{b_i}{\lambda_i} + \frac{b_1 + b_2 + b_n}{2} + 0{,}17} + n_{connecteur}\chi_{connecteur}$$

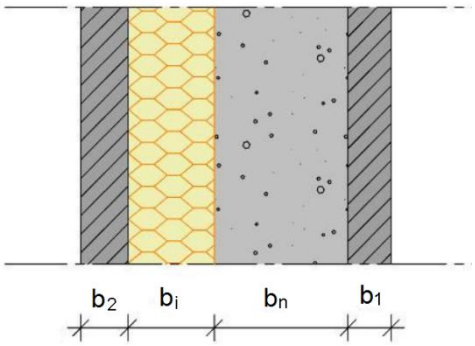
Où :

λ_i : Conductivité thermique de l'isolant, certifiée ACERMI, en W/(m.K)

$\chi_{connecteur}$: Coefficient de transmission thermique ponctuel lié à la présence d'un connecteur et déterminé selon les « Règles Th-Bat », en W/K ;

$n_{connecteur}$: Nombre de connecteur par m² de paroi, en m^{-2}

b_i, b_1, b_2, b_n : Epaisseurs des différentes couches représentées sur le schéma ci-dessous, en m :



La justification de la conformité à la réglementation thermique doit se faire au cas par cas selon les « Règles Th-Bat ». Elle doit notamment prendre en compte la présence d'isolant type laine de roche sur le pourtour des baies.

Étant donné le risque d'infiltration d'eau dans l'isolant des éléments enterrés, les performances de l'isolant ne peuvent pas être prises en compte dans les calculs thermiques des éléments enterrés.

1.2.1.7. Isolation acoustique

Etant donné les épaisseurs de béton minimales mises en jeu, le procédé ne devrait pas poser de problèmes d'isolement au bruit aérien, jusqu'aux exigences de $D_{n,T,A,Tr}$ ≤ 30 dB. Au-delà, une étude au cas par cas est nécessaire.

1.2.1.8. Etanchéité des murs extérieurs

Moyennant le choix de l'organisation appropriée par application des critères définis dans le Dossier Technique, et un bétonnage très soigneux (utilisation de goulottes de bétonnage notamment) en particulier au voisinage des points singuliers (allèges, raccordements entre panneaux...), l'étanchéité des ouvrages et bâtiments du domaine d'emploi accepté peut être considérée comme normalement assurée.

1.2.1.9. Risques de condensation superficielle

Étant donnée l'isolation thermique par l'extérieur intégrée dans le procédé, les ponts thermiques les plus courants sont évités et les risques de condensation superficielle sur ces murs sont donc très limités.

1.2.1.10. Confort d'été

Pour la détermination de la classe d'inertie thermique quotidienne des bâtiments, qui constitue un facteur important du confort d'été, les murs extérieurs de ce procédé appartiennent à la catégorie des parois lourdes à isolation rapportée à l'extérieur. Leur inertie est déterminée au moyen des règles TH-Bat et la masse surfacique utile à prendre en compte dans les murs extérieurs est celle de la paroi préfabriquée intérieure et du noyau coulé en place.

1.2.1.11. Finition – Aspect

Les finitions prévues sont à l'extérieur et à l'intérieur les finitions classiques sur béton. Leur comportement ne devrait pas poser de problème particulier si leurs conditions de mise en œuvre satisfont aux Prescriptions Techniques ci-après. Il ne peut être cependant totalement exclu que, malgré la présence nécessaire d'aciers de liaison, de fines fissures, sans autre inconvénient que leur aspect, se manifestent au droit de certains joints entre panneaux de coffrage non revêtus. En cas d'absence d'aciers de liaison dans les jonctions intérieures, une fissuration du mur au droit des joints est probable.

1.2.1.12. Liaisons avec les ouvrages de second œuvre

Les ouvrages de second œuvre (menuiseries, coiffes d'acrotères, volets roulants, etc.) ne devront pas gêner la libre dilatation du voile extérieur.

1.2.1.13. Aspects sanitaires

Le présent avis est formulé au regard de l'engagement écrit du titulaire de respecter la réglementation, et notamment l'ensemble des obligations réglementaires relatives aux produits pouvant contenir des substances dangereuses, pour leur fabrication, leur intégration dans les ouvrages du domaine d'emploi accepté et l'exploitation de ceux-ci. Le contrôle des informations et déclarations délivrées en application des réglementations en vigueur n'entre pas dans le champ du présent avis. Le titulaire du présent avis conserve l'entière responsabilité de ces informations et déclarations.

1.2.2. Durabilité

La garniture extérieure des joints est constituée d'un mastic élastomère à bas module présentant une bonne déformabilité. Une telle caractéristique est indispensable compte tenu de l'amplitude des variations dimensionnelles des joints verticaux entre panneaux et des joints entre menuiseries et paroi extérieure par suite du choix du noyau en béton coulé en place pour recevoir la fixation.

Les acrotères constitués par un prolongement des panneaux du dernier niveau doivent comporter des armatures de sections conformes à celles prévues dans les Prescriptions Techniques des panneaux sandwiches à voile extérieur librement dilatable (cf. Cahier du C.S.T.B. n° 2159, livraison 279, Chapitre 2).

Moyennant les précautions de fabrication et de mise en œuvre, et les limitations précisées aux Prescriptions Techniques, la durabilité d'ensemble des murs de façade de ce procédé peut être considérée comme équivalente à celle de murs traditionnels en béton.

Elle requiert :

- L'exécution des travaux normaux d'entretien des façades en béton,
- La réfection des garnitures de mastic extérieures.

1.2.3. Impacts environnementaux

Le procédé de mur « MCI^2 » ne fait pas l'objet d'une Déclaration Environnementale (DE) au sens de l'arrêté du 31 aout 2015.

Pour revendiquer une performance environnementale, le procédé de mur « MCI^2 » doit faire l'objet d'une Déclaration Environnementale (DE) au sens de l'arrêté du 31 aout 2015.

Il est rappelé que les DE n'entrent pas dans le champ d'examen d'aptitude à l'emploi du procédé.

1.3. Remarques complémentaires du Groupe Spécialisé

Le procédé mur « MCI^2 » a un fonctionnement assimilable aux murs à voile extérieur librement dilatable. A ce titre, le Groupe tient à souligner que l'organisation des panneaux doit permettre ce fonctionnement grâce notamment à l'absence de tout contact rigide avec un autre voile, une façade perpendiculaire ou un autre corps de bâtiment.

Les raidisseurs doivent faire l'objet d'une certification par un organisme extérieur. Cette certification porte sur le contrôle de la hauteur et de la résistance des soudures des raidisseurs.

Les règles de dimensionnement se basent sur celles du CPT MCI Cahier du CSTB 3690 V2, tout en appliquant les principes de la NF EN 1998-1-1 pour les aspects sismiques.

Par ailleurs, il est rappelé que le dimensionnement des panneaux doit être réalisé par les titulaires ou par un bureau d'études désigné par ces derniers et soumis à leurs responsabilités sur la base d'une étude de stabilité de l'ensemble de l'ouvrage réalisée par un Bureau d'Etude Structure en charge du chantier. Enfin, le dimensionnement du système de liaisons par des connecteurs COMBAR devra être réalisé par les titulaires ou par un bureau d'études désigné par ces derniers et soumis à leurs responsabilités.

1.4. Annexe de l'Avis du Groupe Spécialisé

Annexe 1 CMU des BOUCLES de LEVAGE

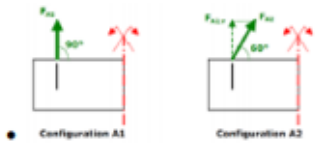
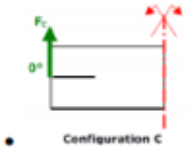
La présente annexe fournit les valeurs de la Charge Maximale d'Utilisation (CMU) par boucle pour les murs à coffrage intégré MCI² d'épaisseur au plus égale à 400 mm et pour lesquels l'épaisseur nominale des parois est au moins égale à 60 mm. Les boucles KE III et KE IV relèvent de l'Avis Technique « Ancres de levage KE III et KE IV » détenu par la société H-BAU. Les boucles sont utilisées dans les conditions de l'Avis Technique qui leur est propre et qui est en cours de validité. Cette annexe fait partie intégrante du Document Technique d'Application : le respect des valeurs indiquées est une condition impérative de la validité de l'Avis.

Commentaire : La situation critique correspond parfois à un levage à 60° mais les résultats sont transposés pour afficher la valeur équivalente en levage droit.

Tableau A – CMU des boucles intégrées KE III et KE IV au MCI²

Réf boucle	Diamètre boucle ϕ_1	Epaisseur nominale du mur	Epaisseur nominale paroi h_1,h_2	Enrobages effectifs intérieurs de la boucle c_{1bcint} et c_{2bcint}	Enrobages effectifs extérieurs de la boucle c_{1bcext} et c_{2bcext}	Levage en position verticale **CMU1 (kN)**	Levage à plat du MCI **CMU2 (kN)**	Retournement du MCI **CMU3 (kN)**
KE III	13 mm	26 à 40 cm	≥ 60 mm	≥ 10 mm	≥ 15 mm	**21,80**	**4,25**	**13,30**
KE IV	15,5 mm	26 à 40 cm	≥ 60 mm	≥ 15 mm	≥ 20 mm	**45,30**	**non visé**	**20,70**

Tableau B – Vérification de la résistance des boucles au levage

Situation de levage	Levage en position verticale (1)	Retournement
Vérification	$CMU1 \geq \frac{(p\,A + Q)\,\gamma_{ed}\,\gamma_{pp}}{n_b}$	$CMU3 \geq \frac{1}{2}\frac{(p\,A + Q)\,\gamma_{ed}\,\gamma_{pp}}{n_b}$
Schémas cas de levage		

Nota (1) : La formule ci-dessus correspond à une disposition symétrique des boucles par rapport au centre de gravité. Dans les autres cas, on tiendra compte du positionnement des boucles pour la détermination des efforts.

p = poids surfacique du mur de coffrage intégré [kN/m²]

A= surface du mur de coffrage intégré [m²]

Q= poids des équipements de sécurité éventuels [kN]

n_b = nombre de points de levage effectifs : 2 dans le cas courant, 4 dans le cas de levage avec 4 boucles et système équilibrant

γ_{ed} = coefficient d'effet dynamique dû au levage =1,15

γ_{pp} = coefficient d'incertitude sur poids propre =1,05

2. Dossier Technique

Issu des éléments fournis par le titulaire et des prescriptions du Groupe Spécialisé acceptées par le titulaire

2.1. Mode de commercialisation

2.1.1. Coordonnées

Le procédé est commercialisé par le titulaire.

Titulaires :	PREFA DU LEMAN	SPL	RECTOR LESAGE
	ALLEE DES CHARBONNIERS	ZI DE LA GARE OUEST	16 RUE DE HIRTZBACH
	FR – 74160 FEIGERES	FR – 56690 LANDAUL	FR – 68100 MULHOUSE
	Tél. : 04 50 92 56 44	Tél. : 02 97 59 49 50	Tél. : 03 89 59 67 50
	http://www.prefaduleman.com/	https://spl-premur.fr/	https://www.rector.fr/
	contact@prefaduleman.com	contact@spl56.fr	https://www.rector.fr/contact

2.1.2. Mise sur le marché

En application du règlement (UE) n°305/2011, le produit « MCI² » fait l'objet d'une déclaration des performances établie par le fabricant sur la base de la norme NF EN 14992.

Les produits conformes à cette déclaration de performance sont identifiés par le marquage CE.

2.1.3. Identification

Un MCI² est identifié par une étiquette qui mentionne à minima :

- Le numéro d'affaire
- Le numéro du plan
- Le numéro du MCI²
- Le nom de l'usine
- Le poids de l'élément

2.2. Description

2.2.1. Principe

Les « MCI² » sont composés :

- D'une paroi extérieure en béton équipée d'une nappe d'armatures ;
- D'un isolant intégré à la paroi extérieure ;
- D'un noyau en béton coulé sur chantier qui pourra être équipé d'armatures à la fabrication ;
- D'une paroi intérieure en béton équipée d'une nappe d'armatures et de raidisseurs espacés au maximum de 60 cm.

L'épaisseur minimale de la paroi intérieure ou extérieure en béton est de 60 mm. En classe XS3, l'épaisseur de la paroi extérieure devra être supérieure ou égale à 9,2 cm.

La paroi extérieure peut être matricée, son épaisseur n'excédera pas 100 mm.

L'épaisseur structurelle (paroi intérieure + noyau) est au moins égale à 15 cm pour les « MCI² » porteurs.

L'épaisseur structurelle (paroi intérieure + noyau) est au moins égale à 12 cm pour les « MCI² » non porteurs.

L'épaisseur nominale du noyau doit être au moins de 7,5 cm afin de respecter l'épaisseur minimale de 6 cm, avec les valeurs par défaut des tolérances.

Les dimensions maximales d'un « MCI² » sont de 12,80 x 3,80 m.

Les épaisseurs des isolants varient entre 80 et 200 mm.

L'épaisseur totale du « MCI² » n'excèdera pas 50 cm.

La paroi extérieure est librement dilatable et est rattachée à la partie structurelle par des connecteurs en matériaux composite XBAR®.et COMBAR®

Les raidisseurs assurent le monolithisme entre la paroi intérieure et le noyau coulé en place.

La face extérieure des parois est de type béton brute, béton peint, béton lasuré, béton matricé, béton recouvert d'un bardage, béton recouvert de carrelage ou de pierre collée.

Les liaisons verticales entre panneaux sont assurées par des armatures disposées dans la partie coulée en place ou par des armatures intégrées aux « MCI² ».

L'encastrement des « MCI² » dans le radier ou la semelle, est réalisé par des armatures en attente dans la fondation ou intégrées.

L'encastrement entre « MCI² » dans les angles ou avec d'autres ouvrages est réalisé par des armatures intégrées ou disposées dans le béton coulé en place.

Eléments directement intégrable dans les « MCI² » (ces éléments peuvent aussi être rapportés sur chantier) :

- Armatures de poteau, longrine, linteau, encadrement d'ouverture ;

- Gaines, boitiers, négatifs, platines, goujon ;
- Menuiserie ;
- Inserts divers.

2.2.2. Usines de fabrication

- Usine Préfa du Léman à Feigères
- Usine SPL à Landaul
- Usine Rector à Couëron
- Usine Rector à Ravel

2.3. Matériaux

2.3.1. Béton des parois

Le béton des parois préfabriqués respecte l'ensemble des exigences de la NF EN 206/CN. Conformément au cahier du CSTB 3690_V2, la résistance minimale du béton à 28 jours des parois préfabriquées est de 35 MPa (classe de résistance C35/45). La résistance en compression sur cube 10x10x10 cm est au minimum de 20 MPa à la première manutention par les boucles de levage et à la livraison.

2.3.2. Béton de remplissage

Le béton de remplissage est conforme aux spécifications du projet à réaliser et au minimum à celles de la norme NF EN 206/CN. La résistance caractéristique à 28 jours est au moins de 25 MPa (classe de résistance minimale C25/30).

- Pour un noyau d'épaisseur inférieure ou égale à 9 cm : utilisation d'un micro-béton avec une dimension nominale supérieure du plus gros granulat D_{max} = 12,5 mm
- Pour un noyau d'épaisseur strictement supérieure à 9 cm : utilisation d'un béton avec D_{max} = 16 mm
- Le béton de remplissage devra afficher une valeur cible pour l'affaissement de 200 mm

La mise en œuvre de BCP est réservée à des opérations faisant l'objet d'une concertation entre le titulaire et l'entrepreneur afin de définir le mode d'utilisation : la composition du béton ainsi que le mode de mise en œuvre ne peuvent être généralisés à tous les ouvrages et sont soumis à l'acceptation du titulaire. Les bétons BCP sont déconseillés pour les zones très ferraillées.

Parmi les caractéristiques à communiquer au fournisseur de BPE, il est recommandé de retenir les critères suivants :

- Valeur cible pour l'affaissement de 150 mm avec une tolérance resserrée de 20 mm
- D_{max} des granulats inférieur ou égal à 10 mm
- Rapport G/S proche de 1

2.3.3. Armatures des parois

Tous les aciers sont conformes aux normes NF AFCAB et NF EN 10080.

Les armatures utilisées pour la fabrication des parois doivent répondent aux exigences suivantes :

- Norme NF A 35-080-1 pour l'acier des barres filantes et CFA : nuance B500A et B500B
- Norme NF A 35-080-2 pour l'acier des treillis soudés : nuance B500A et B500B

2.3.4. Treillis raidisseurs

De façon courante les murs « MCI² » sont réalisés avec des treillis raidisseurs de forme triangulaire du commerce de type KT ou équivalent. Les treillis raidisseurs sont certifiés NF AFCAB ou équivalent.

En cas de fabrication interne des treillis raidisseurs, les aciers utilisés pour la fabrication de ceux-ci font l'objet d'une certification NF AFCAB. Les treillis raidisseurs fabriqués en interne par l'usine font l'objet d'une vérification dans le cadre de la certification NF548. Les seuils de résistance de soudure sont ceux indiqués dans la norme NFA35-028. Les tolérances dimensionnelles sur la hauteur sont celles définies au §2.13.2.

2.3.5. Armatures complémentaires

Les armatures complémentaires (poteau, linteau, etc.) peuvent être incorporées aux MCI² lors de la réalisation en usine ou rapportées lors de la mise en œuvre sur chantier. Ces armatures sont du type HA ou treillis façonnés à la demande

2.3.6. Connecteurs XBAR

Des connecteurs en matériaux composites sont nécessaires pour relier les parois entre elles au travers de l'isolant.

La liaison de la paroi extérieure à la paroi intérieure est assurée par des connecteurs XBAR®.

Les connecteurs XBAR®, sont des armatures pultrudées en fibre de verre et résine époxyde, de diamètre 12 mm. Leur adhérence au béton est améliorée par du sable déposé en périphérie de la barre.

Le mode de fabrication (injection à haute pression, étirage en continu, enrobage des fibres de verre par la résine, sablage) confère une grande résistance mécanique et garantit un bon vieillissement (vérifié par essais de vieillissement accélérés et de résistance en ambiance agressive).

Les principales caractéristiques des connecteurs XBAR® sont données dans le §**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**.

2.3.7. Connecteurs COMBAR

Des connecteurs en matériaux composites sont nécessaires pour relier les parois entre elles au travers de l'isolant.

La liaison de la paroi extérieure à la paroi intérieure est assurée par des connecteurs COMBAR®.

Les connecteurs COMBAR®, sont des armatures pultrudées en fibre de verre et résine vinylester, de diamètre 12 mm. Leur adhérence au béton est améliorée par des cannelures d'aspect similaire à celles des armatures à béton.

Le mode de fabrication (injection à haute pression, étirage en continu, enrobage des fibres de verre par la résine) confère une grande résistance mécanique et garantit un bon vieillissement (vérifié par essais de vieillissement accélérés et de résistance en ambiance agressive).

Les principales caractéristiques des connecteurs COMBAR® sont données dans le §**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**.

2.3.8. Boucles de levage

La manutention (démoulage, stockage, pose) est réalisée à partir de boucles de levage « Ancres KE III ou KE IV » de la société H BAU, faisant l'objet d'un Avis Technique en cours de validité.

En phase de manutention, le nombre et la position des points de levage sont déterminés en fonction des dimensions et du poids des panneaux.

2.3.9. Isolants

L'isolant se présente sous la forme de panneaux rigide d'épaisseur comprise entre 80 et 200 mm. Le niveau de performances minimal requis pour l'isolant est I2S1O2L3.

Les isolants certifiés ACERMI répondent aux normes suivantes :

- Polystyrène expansé : NF EN 13163
- Polystyrène extrudé : NF EN 13164
- Polyuréthane : NF EN 13165
- Polyisocyanurate : NF EN 13165
- Phénolique : NF EN 13 166
- Laine de roche : NF EN 13162 (respect de l'IT 249 uniquement)

Les dispositions permettant le respect de l'IT 249, notamment au pourtour des baies, sont décrites dans l'appréciation de laboratoire CSTB n° AL 18-230_V4.

2.3.10. Accessoires

2.3.10.1. Douilles de stabilisation

Des douilles métalliques sont scellées dans la paroi intérieure. Elles assurent la liaison entre la paroi intérieure et les étais tire-pousse. Elles sont utilisées en combinaison avec des vis métalliques adaptées (M16, M20). Elles sont à usages multiples (serrage et desserrage). Le dimensionnement et le positionnement des douilles sont effectués par les BET des titulaires.

2.3.10.2. Traitement des joints et de l'étanchéité

Les matériaux de jointoiement utilisés pour la finition des MCI² sont :

- Mortier riche de réparation sans retrait ;
- Mastic pour joints SNJF F25E + fond de joint ;
- Bande autocollante bitumineuse ;
- Mousse imprégnée pré-comprimée de classe 1 conforme aux normes NF P 85-570 et NF P 85-571 ;
- Revêtement épais et bande étanchéité ;
- Etanchéité rapportée ;
- Profil couvre-joint de dilatation.

La mise en œuvre de ces produits est réalisée conformément aux recommandations des cahiers techniques dont ils font l'objet. Le fournisseur des produits employés justifiera leur compatibilité avec les environnements auxquels ils seront exposés.

Les garnitures de mastic des joints entre panneaux doivent être mises en place entre des lèvres de joints dépoussiérées, non mouillées et traitées, si nécessaire, avec un primaire prescrit par le fournisseur de mastic.

2.3.10.3. Revêtements des MCI²

Les parois des MCI² sont prêtes à recevoir les revêtements suivants :

- Lasure (homogénéisateur de teinte obligatoire) ;
- Peinture ;
- Résine ;
- Pierre (jusqu'à 75 kg/m²) ;
- Carrelage (jusqu'à 75 kg/m²) ;
- RPE ;
- Enduit hydraulique ;
- Plaques de plâtres.

2.3.10.4. Traitements de la tête des MCI²

- Chaperon béton ;
    - Couvertine métallique.

2.3.10.5. Accessoires

- Rail d'ancrage métallique du type HALFEN ou équivalents ;
- Coffrage pour réservation spécifique (fenêtre, porte…) ;
- Boitier et gaine électrique ;
- Boite pour armatures en attentes certifiées NF AFCAB ou équivalent.

2.4. Conception de la paroi extérieure

2.4.1. Généralités

La paroi extérieure est conçue pour être librement dilatable :

- En supprimant tout contact rigide entre les parois extérieures ;
- En reliant la paroi extérieure à la partie structurelle par des connecteurs ;
- En supprimant tout contact rigide avec des éléments de structure.

Il est prévu des tissus drainants dans certains cas de figures (au droit de murs enterrés et des acrotères notamment) pour permettre la libre dilatation entre la peau extérieure librement dilatable et le béton coulé en place. La face de ces matériaux située du côté béton coulé ne devra pas permettre le passage de la laitance du béton.

Le relevé d'étanchéité des planchers hauts extérieurs (par exemple toiture-terrasse) n'est pas admis sur la peau extérieure des panneaux.

2.4.2. Section d'armatures minimales de la paroi extérieure

La section d'armature de la paroi extérieure devra respecter les conditions ci-dessous :

- Longueur ou Hauteur de la paroi ≤ 6m, section d'armature > 0,20 % de la section béton ;
- Longueur ou Hauteur de la paroi entre 6 et 8m, section d'armature > 0,25 % de la section béton ;
- Longueur ou Hauteur de la paroi > 8 m, section d'armature > 0,35% de la section béton ;

Ces valeurs sont minimales et pourront être majorées en fonction des sollicitations sur la paroi extérieure.

2.4.3. Enrobage des armatures de la paroi extérieure

Les enrobages des armatures respectent les prescriptions définies dans la section 4 de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, prenant en compte l'adhérence et les classes d'exposition de l'élément.

La classe de résistance du béton et l'enrobage compact permettent de moduler la classe structurale recommandée en vue de la détermination des enrobages minimaux vis-à-vis de la durabilité, au sens du tableau 4.3 NF de l'annexe nationale de la norme NF EN 1992-1-1/NA.

2.4.4. Epaisseur de la paroi extérieure

La paroi extérieure possède une épaisseur minimale de 60mm et maximale de 100 mm.

L'épaisseur de la peau extérieure vérifiera l'inéquation suivante : $b_2 \geq e_{2\,ext} + e_{2\,int} + \phi_v + \phi_h + \Delta$

Avec :

- $e_{2\,ext}$: enrobage nominal de la paroi extérieure côté extérieur ;
- $e_{2\,int}$: enrobage nominal de la paroi extérieure côté isolant ;
- ϕ_v : diamètre des armatures verticales de la paroi extérieure ;
- ϕ_h : diamètre des armatures horizontales de la paroi extérieure ;
- $\Delta = \sqrt{[(\Delta e_2^+)^2 + (\Delta b_2^-)^2]}$ = 4,23 mm ;
- Δe_2^+ = 3 mm : tolérance en plus sur l'enrobage des armatures de la paroi extérieure ;
- Δb_2^- = 3 mm : tolérance en moins sur l'épaisseur de la paroi extérieure préfabriquée.

2.4.5. Fixation sur la paroi extérieure

Il est possible de fixer des charges jusqu'à 75 kg/m² en surfacique ou 100 kg en charge ponctuelle, directement sur la paroi extérieure en utilisant des chevilles adaptées.

Les fixations utilisables sont :

- Les chevilles métalliques ;
- Les scellements chimiques.

Au-delà de 75 kg/m² ou de 100 kg en charge ponctuelle, la fixation sera réalisée uniquement dans la partie structurelle du « MCI² ». Lorsqu'un élément est fixé sur la paroi extérieure, il faut veiller à adapter la fixation afin de ne pas compromettre la libre dilatation de cette dernière.

2.4.6. Liaison structurelle coté isolant

Lorsque des éléments structuraux tels que les planchers, poutres, consoles… sont assemblés coté isolant, il faut impérativement laisser un joint correspondant au joint minimal entre les éléments structuraux et la paroi extérieure et effectuer l'ancrage de ces éléments uniquement dans la partie structurelle La paroi extérieure n'est pas conçue pour reprendre un effort autre que celui induit par le poids propre de la paroi et d'un éventuel revêtement.

2.5. Caractéristiques des connecteurs

Tableau 1.1 : Généralités sur les caractéristiques des XBAR

	XBAR 12	**Unités**
Diamètre	12	mm
Section	113	mm²
Moment d'inertie	1017	mm^4
Résistance de calcul à la traction	1020	MPa
Module d'élasticité	61	GPa
Conductivité thermique	≤ 0,5	W/(m.K)
Tolérance de fabrication	+0/-2	mm

Tableau 2.2 : Généralités sur les caractéristiques des COMBAR

	COMBAR 12	**Unités**
Diamètre	12	mm
Section	113	mm²
Moment d'inertie	1017	mm^4
Résistance de calcul à la traction	445	MPa
Module d'élasticité	60	GPa
Conductivité thermique	≤ 0,5	W/(m.K)
Tolérance de fabrication	+0/-2	mm

Tableau 3 : Distance entre le point de dilatation nulle et le connecteur le plus éloigné

	COMBAR 12	**Unités**
Epaisseur d'isolant<100mm	2,40	m
Epaisseur d'isolant≥100mm	7,40	m

Tableau 4.1 : Résistance de calcul du connecteur XBAR 12 (les résistances à l'arrachement sont indiquées pour un béton C20/25

	XBAR à 90°	**XBAR à 45°**	**Unités**
Epaisseur de la paroi	60	60	mm
Résistance de calcul statique à l'arrachement $N_{Rd,stat}$	524	740	daN
Résistance de calcul dynamique à l'arrachement $N_{Rd,dyn}$	435	615	daN
Résistance de calcul en compression avec prise en compte du risque de poinçonnement, $N_{Rd,comp}$	817		daN

Tableau 5.2 : Résistance de calcul du connecteur COMBAR 12 (les résistances à l'arrachement sont indiquées pour un béton C20/25 et une tolérance de mise en œuvre des connecteurs de 8 mm pour le calcul de la longueur d'ancrage)

	COMBAR à 90°		**COMBAR à 45°**		**Unités**
Epaisseur de la paroi	60	≥ 70	60	≥ 70	mm
Résistance de calcul statique à l'arrachement $N_{Rd,stat}$	350	428	478	588	daN
Résistance de calcul dynamique à l'arrachement $N_{Rd,dyn}$	581	710	793	975	daN
Résistance de calcul en compression avec prise en compte du risque de poinçonnement, $N_{Rd,comp}$	1310				daN

Tableau 6.1 : Résistances de calcul en cisaillement du connecteur XBAR 12

								Unités
Epaisseur de l'isolant	**80**	**100**	**120**	**140**	**160**	**180**	**200**	**mm**
$V_{Rd,stat}$ XBAR 12	222	170	163	148	147	141	119	daN
$V_{Rd,dyn}$ XBAR 12	178	136	130	119	118	113	95	daN

Tableau 7.2 : Résistances de calcul en cisaillement du connecteur COMBAR 12

					Unités
Epaisseur de l'isolant	**80**	**100**	**120**	**140**	**mm**
$V_{Rd,stat}$ COMBAR 12	182	182	148	114	daN
$V_{Rd,dyn}$ COMBAR 12	145	146	118	91	daN

Tableau 8 : Raideurs en traction statique ou dynamique ($K_T = K_{T,dyn}$)

								Unités
Epaisseur de l'isolant	**80**	**100**	**120**	**140**	**160**	**180**	**200**	mm
K_T XBAR et COMBAR 12 à 90°	84 750	67 800	56 500	48 429	42 375	37 667	33 900	kN/m
$K_{T,dyn}$ XBAR et COMBAR 12 à 45°	59 928	47 942	39 952	34 244	29 964	26 635	23 971	kN/m

Tableau 9 : Raideur en cisaillement du XBAR 12

								Unités
Epaisseur de l'isolant	**80**	**100**	**120**	**140**	**160**	**180**	**200**	**mm**
$V_{Rd,stat}$ XBAR 12	653	314	233	213	208	196	174	KN/m
$V_{Rd,dyn}$ XBAR 12	327	157	117	107	104	98	87	KN/m

Tableau 10 : Raideur en cisaillement du COMBAR 12

					Unités
Epaisseur de l'isolant	**80**	**100**	**120**	**140**	mm
K_c **COMBAR 12 à 90°**	908	469	340	188	kN/m
$K_{c,dyn}$ **COMBAR 12 à 90°**	454	235	170	94	kN/m

2.6. Dimensionnement des connecteurs

2.6.1. Généralités

Quels que soient les panneaux et notamment pour les panneaux avec ouvertures, il convient d'adapter la densité des organes de liaison de façon à assurer l'équilibre des moments (centre de raideur des organes de liaison aligné avec le centre de gravité de la paroi extérieure) ou bien de déterminer pour chaque connecteur les efforts réels en fonction de la répartition retenue.

Les connecteurs horizontaux à 90° (XBAR® 90 ou COMBAR® TAH) sont répartis sur toutes la surface des MCI² suivant un maillage de 4 connecteurs par m² au minimum.

Les connecteurs verticaux à 45° (XBAR® 45 ou COMBAR® TAD) sont répartis sur l'axe horizontal passant par le centre de gravité pour 1 ligne de connecteurs ou au-dessus et en-dessous de l'axe horizontal passant par le centre de gravité pour 2 lignes de connecteurs.

Les connecteurs XBAR® 90 sont usinés en pointe aux extrémités. Les connecteurs XBAR® 45 ont une coupe droite aux extrémités.

Les connecteurs COMBAR® TAH sont biseautés à 30° aux extrémités.

Les connecteurs COMBAR® TAD ont une coupe droite aux extrémités.

Si nécessaire, des connecteurs horizontaux à 45° sont répartis sur l'axe vertical passant par le centre de gravité. Ils sont orientés horizontalement vers la gauche et vers la droite. Ils sont positionnés en croix de Saint-André.

La distance minimale entre 2 connecteurs doit être supérieure à 20 cm. La distance minimale entre 1 connecteur et un bord libre doit être supérieure à 10cm.

Les principes d'implantation des connecteurs dans le panneau sont exposés en ANNEXE XIV.

La durabilité des connecteurs ne nécessite aucun enrobage frontal.

2.6.1.1. Dispositions parasismiques

La détermination des efforts induits par les actions sismiques sur un voile réalisé en mur à coffrage et isolation intégrés peut se baser sur la section homogène équivalente au voile banché substitué.

Dans le cas de figure où le voile est libre sur l'un de ses côtés, on pourra se reporter à la vérification de la stabilité de forme effectuée pour les poutres voiles.

Les largeurs des joints entre panneaux sont déterminées par le titulaire du procédé en fonction de l'accélération sismique et du nombre d'organes de liaison à partir des raideurs moyennes en traction des organes indiquées dans le Dossier Technique. Ces largeurs, indiquées sur les plans, doivent être respectées.

La structure comportant des panneaux non porteurs doit être dimensionnée à l'état de limitation des dommages suivant le §4.4.3.2 de la norme NF EN 1998-1.

2.6.2. Actions

Les connecteurs doivent reprendre les efforts générés par les actions suivantes :

- *Le* coulage du béton ;
- La *dépression* du vent déterminées suivant la NF EN 1991-1-4 et son AN ;
- Le différentiel de température entre les parois extérieure et intérieures (dilatation de la paroi extérieure). La variation de température est déterminée suivant les prescriptions de la NF EN 1991-1-5 et son Annexe Nationale. On retiendra une variation de température ΔT = 50 °C (cette donnée est particulièrement nécessaire au dimensionnement des connecteurs) ;
- Le gradient thermique dans l'épaisseur de la paroi extérieure lié à la présence de l'isolant à l'arrière de celle-ci est pris en compte en considérant une variation de température dans l'épaisseur de la paroi égale à 5°C. L'effort perpendiculaire au plan du panneau engendré par le gradient thermique est déterminé en faisant l'hypothèse d'un système de poutres croisées sur appui élastique (en fonction de la raideur des connecteurs à 90° (TAH) et de la raideur de la paroi extérieure) ;
- Le séisme, calculé conformément à la NF EN 1998-1 et à l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié pour les zones de sismicité 1 à 4 ;
- Les parois extérieures librement dilatables sont des éléments considérés non structuraux conformément à l'article 4.3.5 de la NF EN 1998-1. Un coefficient de comportement q_a égal à 1 conformément au tableau 4.4 de la NF EN 1998-1 est retenu ;
- Le feu ;
- Le poids propre de la paroi extérieure ;

La paroi extérieure, avec son isolant, sert de coffrage lors du coulage du noyau, et elle constitue un parement extérieur minéral en phase définitive.

2.6.3. Critères de dimensionnement des connecteurs

Critère de dimensionnement sous sollicitations de traction, il convient de vérifier que :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Critère de dimensionnement sous sollicitations de cisaillement, il convient de vérifier que :

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

Critère de dimensionnement sous sollicitations combinées, il convient de vérifier que :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

Les formules simplifiées des critères de vérification, présentées ci-après ne sont valables que lorsque le centre de raideur des connecteurs et le centre de masse de la paroi coïncident.

2.6.4. Dimensionnement des connecteurs à 90°

L'effort de traction engendré par le remplissage du noyau est vérifié pour des vitesses de bétonnages respectant le §2.8.11 et pour 4 connecteurs par m².

En situation définitive (Sollicitation de traction engendrée par la dépression du vent W et par le gradient thermique dans l'épaisseur de la paroi extérieure N_T ; Sollicitation de cisaillement engendrée par la dilatation thermique de la paroi V_T), il convient de vérifier que :

$$\frac{N_{Ed1}}{N_{Rd,stat} \times n} + \frac{V_{Ed1}}{V_{Rd,stat} \times n} \leq 1$$

Et

$$\frac{N_{Ed2}}{N_{Rd,stat} \times n} + \frac{V_{Ed2}}{V_{Rd,stat} \times n} \leq 1$$

Avec

- $N_{Ed1} = 1{,}5W + 0{,}9N_T$ lorsque le vent est l'action variable principale ;
- $N_{Ed2} = 1{,}5\ N_T + 0{,}9W$ lorsque la température est l'action variable principale ;
- $V_{Ed1} = 0{,}9V_T$ lorsque le vent est l'action variable principale ;
- $V_{Ed2} = 1{,}5\ V_T$ lorsque la température est l'action variable principale ;
- V_T : Effort de cisaillement dans le connecteur dû à la dilatation thermique de la paroi extérieure où $V_T = k_c \times \alpha \times \Delta T \times d_g$;
- k_c : raideur en cisaillement du connecteur selon la longueur libre (KN/m) indiquée au Tableau 6 du §2.5. Pour des épaisseurs d'isolant supérieures à 140 mm, la valeur de raideur K_c obtenue pour l'épaisseur d'isolant égale à 140 mm est à utiliser ;
- α : Coefficient de dilatation du béton (10^{-5} K^{-1}) ;
- ΔT : Variation de température de la paroi extérieure (50°K) ;
- d_g : Distance du connecteur au centre de gravité de la paroi (m) ;
- $N_{Rd,stat}$: résistance de calcul en traction sous chargement statique d'un connecteur indiquée au Tableau 3 du §2.5;
- $V_{Rd,stat}$: résistance de calcul en cisaillement sous chargement statique d'un connecteur indiquée au Tableau 4 du §2.5. Pour des épaisseurs d'isolant supérieures à 140 mm, la valeur de résistance obtenue pour l'épaisseur d'isolant égale à 140 mm est à utiliser ;
- n : nombre de connecteurs horizontaux à 90° ;

Les connecteurs doivent s'opposer au cintrage de la paroi sous l'effet du gradient thermique de 5 °C, afin de maintenir le monolithisme du panneau. Pour chaque connecteur, la valeur de la traction à reprendre N_T, est donné par la formule ci-après :

$$N_T = \frac{\alpha \times \Delta T_{lin}}{\frac{8 \times b}{E_c \times a \times b_2^2} + \frac{2 \times b_2}{K_T \times b^2}} + \frac{\alpha \times \Delta T_{lin}}{\frac{8 \times a}{E_c \times b \times b_2^2} + \frac{2 \times b_2}{K_T \times a^2}}$$

Avec :

- N_T : Effort de traction dans le connecteur dû au gradient thermique ;
- α : Coefficient de dilatation du béton (10^{-5} K^{-1}) ;
- ΔT_{lin} : gradient de la température dans la paroi extérieure (5 °K) ;
- a : écartement des connecteurs selon l'axe x ;
- b : écartement des connecteurs selon l'axe y ;
- b_2 : épaisseur de la paroi extérieure ;
- E_c : module d'élasticité du béton (paroi extérieure) ;
- k_T : raideur en traction du connecteur indiquée au Tableau 5 du §2.5 ;

En situation sismique (effort sismique horizontal perpendiculaire E_h et pour des épaisseurs d'isolant variant entre 8 et 14 cm) :
On doit vérifier que :

$$\frac{N_{Ed,sis}}{N_{Rd,dyn} \times n} + \frac{V_{Ed,sis}}{V_{Rd,dyn} \times n} \leq 1$$

Avec :

- $N_{Ed,sis} = E_h$;
- $E_h = k_a \times G$: sollicitation sismique horizontale dans le plan de la paroi ;
- G : poids de la paroi extérieure ;
- k_a: coefficient déterminé dans le tableau présenté dans l'Annexe XVII ;
- $N_{Rd,dyn}$: résistance de calcul de l'ancrage sous chargement dynamique indiquée au Tableau 3 du §2.5 ;
- $V_{Ed,sis} = E_h$;
- $V_{Rd,dyn}$: résistance de calcul en cisaillement sous chargement dynamique indiquée au Tableau 4 du §2.5.

2.6.5. Dimensionnement des connecteurs à 45° verticaux

Le domaine d'emploi étant limité à la zone sismique 4, aucune sollicitation sismique verticale n'est à prendre en compte.

En phase définitive (Sollicitation de traction engendrée par le poids propre de la paroi de la paroi extérieure G ; Sollicitation de cisaillement engendrée par la dilatation thermique de la paroi V_T), on doit vérifier que :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,stat} \times n} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,stat} \times n} \leq 1$$

Avec

- $N_{Ed} = 1{,}35G \times \sqrt{2}$;
- G : poids de la paroi extérieure ;
- $V_{Ed} = 1{,}5V_T$;
- V_T : Effort de cisaillement dans le connecteur dû à la dilatation thermique de la paroi extérieure $V_T = k_c \times \alpha \times \Delta T \times d_g$
- k_c : raideur en cisaillement du connecteur selon la longueur libre (KN/m) indiquée au Tableau 6 du §2.5. Pour des épaisseurs d'isolant supérieures à 140 mm, la valeur de raideur k_c obtenue pour l'épaisseur d'isolant égale à 140 mm est à utiliser ;
- α : Coefficient de dilatation du béton (10^{-5} K^{-1}) ;
- ΔT : Variation de température de la paroi extérieure (50°K) ;
- d_g : Distance du connecteur au centre de gravité de la paroi (m) ;
- $N_{Rd,stat}$: résistance de calcul en traction sous chargement statique d'un connecteur indiquée au Tableau 3 du §2.5 ;
- $V_{Rd,stat}$: résistance de calcul en cisaillement sous chargement statique d'un connecteur indiquée au Tableau 4 du §2.5. Pour des épaisseurs d'isolant supérieures à 140 mm, la valeur de résistance obtenue pour l'épaisseur d'isolant égale à 140 mm est à utiliser ;
- n : nombre de connecteurs horizontaux à 45° ;

2.6.6. Dimensionnement des connecteurs à 45° horizontaux (effort sismique horizontalE_h)

Lorsque la sollicitation sismique ne peut plus être reprise par les connecteurs à 90° et lorsque l'épaisseur d'isolant est supérieure à 14 cm, il convient de disposer des connecteurs à 45° horizontaux pour reprendre la totalité de l'effort sismique. Ces connecteurs sont orientés horizontalement vers la gauche et vers la droite. Ils doivent être disposés sur la ligne de l'axe de gravité vertical.

- Pour chaque orientation, on doit vérifier que

$$N_{Ed,sis} \leq N_{Rd,dyn} \times n$$

Avec :

- $N_{Ed,sis} = E_h \cdot \sqrt{2}$, avec E_h (action sismique horizontale dans le plan de la paroi) égale à $E_h = k_a \times G$;
- G : poids de la paroi extérieure ;
- k_a: coefficient déterminé dans le tableau présenté dans l'Annexe XVII ;
- $N_{Rd,dyn}$ = résistance de calcul de l'ancrage sous chargement dynamique ;
- n : nombre de connecteurs horizontaux à 45° (vers la gauche ou vers la droite).

2.6.7. Non entrechoquement des parois

La largeur u_j du joint entre les parois librement dilatables devra respecter la règle suivante *:*

$$u_j \geq max\left\{\alpha.\Delta T.L_{max} + 5\,mm + \Delta_{fabrication}\,;\, 2.u_{sis} + 5\,mm + \Delta_{fabrication}\right\}$$

avec $\alpha = 1 \times 10^{-5}\,°C^{-1}$ (coefficient de dilatation thermique du béton), $\Delta T = 50\,°C$ (variation de température), L_{max} la distance entre deux point fixes successifs de panneaux encadrant un joint , u_{sis} le déplacement du panneau extérieur sous sollicitation sismique (éviter les risques d'entrechoquement, vibration en opposition de phase) , 5 mm les tolérances de pose et

$\Delta_{fabrication}$ les tolérances de fabrication des panneaux (variables suivant les dimensions des panneaux : voir §**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

2.6.7.1. Cas 1 : présence de connecteurs à 45° horizontaux

On doit vérifier que le déplacement des parois extérieures sous sollicitations sismiques horizontales est inférieur à la largeur des joints verticaux /2 (avec prise en compte des tolérances de pose) afin d'éviter le risque d'entrechoquement entre deux parois contiguës :

$$u_{sis,h} = \frac{N_{Ed,sis,ind}}{K_{T,dyn}} \leq \frac{u_v}{2}$$

Avec :

- $u_{sis,h}$: déplacement horizontal du panneau extérieur sous sollicitation sismique horizontale ;
- $N_{Ed,sis,ind} = \frac{E_h\sqrt{2}}{n}$;
- n : nombre de connecteurs horizontaux à 45° (vers la gauche ou vers la droite) ;
- $K_{T,dyn}$: raideur en traction dynamique « $K_{T,dyn}$» des connecteurs à 45° ;
- u_v : largeur des joints verticaux (avec prise en compte des tolérances de pose).

2.6.7.2. Cas 2 : uniquement des connecteurs horizontaux (épaisseur d'isolant variant entre 8 et 14 cm)

On doit vérifier que le déplacement des parois extérieures sous sollicitations sismiques horizontales est inférieur à la largeur des joints verticaux /2 (avec prise en compte des tolérances de pose) afin d'éviter le risque d'entrechoquement entre deux parois contiguës :

$$u_{sis,h} = \frac{N_{Ed,sis,ind}}{K_{c,dyn}} \leq \frac{u_v}{2}$$

Avec :

- $u_{sis,h}$: déplacement horizontal du panneau extérieur sous sollicitation sismique horizontale ;
- $N_{Ed,sis,ind} = \frac{E_h}{n}$;
- n : nombre de connecteurs horizontaux à 90° (vers la gauche ou vers la droite) ;
- $K_{c,dyn}$: raideur en cisaillement dynamique « $K_{c,dyn}$» des connecteurs à 90° ;
- u_v : largeur des joints verticaux (avec prise en compte des tolérances de pose) ;

2.7. MCI² enterrés

2.7.1. Vérifications

Le dimensionnement des MCI² enterrés comprend les vérifications suivantes :

- Vérification de l'effort de compression dans le connecteur ;
- Vérification du non-poinçonnement de la paroi extérieure ;
- Vérification de la stabilité de la paroi extérieure sous la poussée des terres : paroi assimilée à une dalle appuyée sur les connecteurs ;
- Vérification du ferraillage de la paroi extérieure enterrée (la paroi extérieure n'est pas soumise au gradient thermique) ;
- Vérification de la stabilité de la partie structurale

L'ensemble des vérifications s'effectue sans prise en compte de l'isolant.

Dans le cadre des murs enterrés, un talutage stabilisé doit être réalisé, dans le cas où la cohésion du sol n'est pas suffisante, afin que le mur ne soit pas soumis à la pression des terres en phase provisoire et afin de permettre une intervention pour le traitement des joints extérieurs.

2.7.2. MCI² enterré sur toute sa hauteur

Les MCI² enterrés sont essentiellement sollicités perpendiculairement à leur plan. La conception de la partie structurelle est réalisée suivant les prescriptions du §2.8 du Dossier Technique. Le monolithisme de la partie porteuse est vérifié suivant §2.8.15. Les armatures de flexion de la partie courante du mur sont disposées dans la peau intérieure du panneau. Le cas courant correspond au mur travaillant en flexion verticale entre la fondation et le plancher ou entre deux planchers. Cependant le mur peut aussi être conçu pour travailler en flexion horizontale entre refend moyennant un calepinage horizontal. La reprise de sollicitations dans les deux directions peut être envisagée à condition de rétablir au travers des joints horizontaux et verticaux la continuité des sollicitations. Les armatures de reprise au niveau des planchers sont disposées dans le béton coulé en place ou peuvent être intégrées dans la peau intérieure au moyen de boites d'attentes. Dans le cas des joints classiques, on se reportera aux liaisons de type articulation.

2.7.3. MCI² enterré partiellement

Lorsque le MCI² est partiellement enterré, c'est-à-dire que : $20\% \leq \frac{H_e}{H_T} \leq 80\%$

Avec :

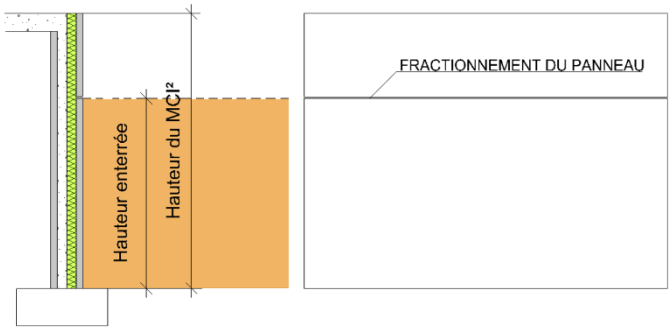
- H_e : Hauteur enterrée ;

- H_T : Hauteur totale du MCI².

Sauf justification par le calcul et adaptation éventuelle du ferraillage de la paroi extérieure, il faut prévoir un fractionnement de la paroi extérieure au droit de la limite entre la partie enterrée et la zone partie non enterrée.

La justification consiste à vérifier que, sous un gradient thermique de 50°C appliqué uniquement à la partie non enterrée de la plaque extérieure, le ferraillage mis en place est adapté aux contraintes présentes dans la paroi.

Figure 1 : MCI² partiellement enterré



2.8. Conception de la partie structurelle (Paroi intérieure et Noyau)

2.8.1. Généralités

Les MCI² sont dimensionnés selon les règles usuelles de la résistance des matériaux et du béton armé en flexion simple ou composée avec le cas échéant une vérification de la stabilité de forme.

Les liaisons doivent assurer la continuité mécanique entre :

- La fondation et le MCI² ;
- Entre 2 MCI².

Les justifications de calcul de stabilité et de résistance des murs doivent prendre en compte la présence des joints entre panneaux de coffrage et donc n'être arrêtées qu'après calepinage de l'ouvrage.

Sauf à rétablir par armatures rapportées la continuité des raidisseurs, les jonctions horizontales des panneaux sont à considérer comme articulées. Des poteaux verticaux, disposés à un espacement compatible avec un effet de plaque, peuvent utilement être utilisés en renfort, le cas échéant.

Dans le cas de calfeutrement des joints de murs, tenir compte pour la justification des « MCI² » de la réduction de section de béton au droit de ces joints.

Pour le relevé d'étanchéité, la peau intérieure peut être considérée comme un support d'étanchéité de type B selon de DTU 20.12.

2.8.2. Règles de dimensionnement

La résistance équivalente à la compression prise en compte pour l'épaisseur de la partie structurelle du mur correspond à :

$$f_{ck,eq28} = \min\left(f_{ck,p} - 3 \times 10^{-4} \times E_{c,eff,n}\left(1 + \frac{3 \times b_1 \times b_n}{(b_1 + b_n)^2}\right) ; f_{ck,n}\right)$$

Avec :

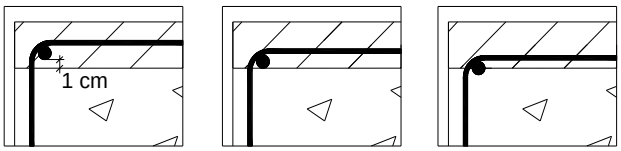
- $f_{ck,p}$: résistance caractéristique du béton des parois ;
- $f_{ck,n}$: résistance caractéristique du béton du noyau ;
- $E_{c,eff,n}$: module élastique différé du béton du noyau ;
- b_1 : épaisseur de la paroi intérieure ;
- b_n : épaisseur du noyau.

Cette résistance est prise en compte pour l'ensemble des éléments incorporés dans le MCI² (poteau, poutre, poutre voile, etc.).

De plus, les effets de second ordre (liés au retrait différentiel des bétons préfabriqués et coulés en œuvre) doivent être pris en compte dans le dimensionnement des panneaux conformément au paragraphe 2.8.3 du Dossier Technique établi par le demandeur.

Il convient de tenir compte de l'enrobage intérieur de l'armature dans le voile préfabriqué via l'introduction d'un coefficient α_7 dans le calcul de la longueur d'ancrage de l'armature. La longueur d'ancrage de calcul de l'armature dans le voile préfabriqué vaut donc $\alpha_7 \times l_{bd}$, avec la longueur d'ancrage de calcul l_{bd} définie à l'article 8.4.4 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale. Le coefficient α_7 est quant à lui égal à :

- 1 si l'enrobage minimal de l'armature de structures est supérieur à 10 mm par rapport à la surface de reprise ;
- 1,25 si l'armature est tangente à l'interface de reprise ;
- 2 si l'armature est sécante à l'interface de reprise.



$\alpha_7 = 1$ $\alpha_7 = 1{,}25$ $\alpha_7 = 2$

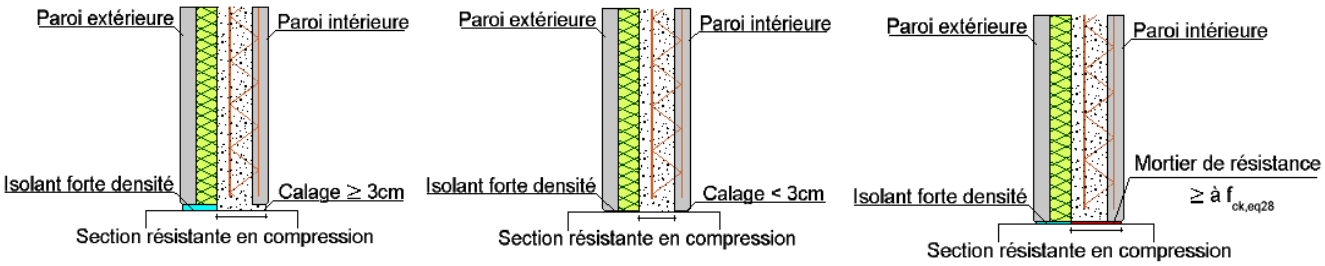
Au niveau des joints entre MCI², ou entre MCI² et une autre structure (radier, plancher, …) la résistance caractéristique équivalente $f_{ck,eq28}$ à 28 jours prise en compte est égale à $f_{ck,n}$.

Au droit des joints entre panneaux ou entre panneaux et parties coulées en place, la section résistante à la compression est calculée en considérant l'épaisseur totale du mur (partie structurelle), réduite des chanfreins éventuels, si :

- Le joint présente une largeur nominale > 3 cm ;
- La pose est réalisée sur un mortier de calage de résistance au moins égale à la valeur $f_{ck,eq28}$.

Dans le cas contraire, la section résistante est réduite à la section de béton du noyau.

Figure 2 : Sections résistantes en compression en fonction de la réalisation de l'appui en pied



Le bras de levier de calcul des armatures est évalué en fonction des dispositions prises pour le remplissage effectif des joints de calage, déduction faite des enrobages et des positions relatives des armatures.

2.8.3. Prise en compte des effets du second ordre

La prise en compte des effets du second ordre du au retrait différentiel du béton du noyau par rapport au béton de la paroi n'entraine pas de modification de la capacité résistante du mur lorsque l'on se trouve dans le domaine d'emploi suivant :

- Hauteur du MCI² ≤ 4 m, épaisseur du MCI² ≥ 16cm
- Hauteur du MCI² ≤ 5 m, épaisseur du MCI² ≥ 20cm
- Hauteur du MCI² ≤ 7 m, épaisseur du MCI² ≥ 25cm

Hors de ces limites, la détermination de la capacité portante du MCI² doit être effectuée en tenant compte d'une excentricité additionnelle e_{add} égale à :

$$e_{add} = \frac{1{,}5 \times 10^{-4} \cdot E_{cm,n}}{EI_{eq}} \cdot \frac{b_n \cdot b_1}{16} \cdot H^2$$

Avec

$$EI_{eq} = \frac{E_{cm,1}}{4} \cdot \left(\frac{{b_1}^3}{3} + b_1 \cdot b_n^2\right) + \frac{E_{c,m,n}}{4} \cdot \left(\frac{{b_n}^3}{3} + b_n \cdot {b_1}^2\right)$$

$E_{cm,1}$ et $E_{cm,n}$ sont respectivement les modules instantanés du béton de la paroi intérieure et du béton de noyau coulé en place.

2.8.4. Armatures minimales

La section longitudinale et transversale minimum dans la paroi intérieure est de 1,2 cm²/ml. L'espacement maximal entre les filants est de 33 cm. Dans la direction parallèle aux raidisseurs, la section d'armature des filants hauts et bas des raidisseurs peut être prise en compte dans cette section minimale.

2.8.5. Enrobages des armatures

L'enrobage des armatures est choisi en fonction de la classe d'exposition et la résistance au feu de l'ouvrage.

Les enrobages des armatures respectent les prescriptions définies dans la section 4 de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, prenant en compte l'adhérence et les classes d'exposition de l'élément.

Sur les faces en contact avec l'isolant, il faut considérer un enrobage correspondant à celui de la classe d'exposition du parement exposé – 5mm, sans descendre en dessous de celui de la classe XC3.

2.8.6. Epaisseur de la paroi intérieure

L'épaisseur de la paroi intérieure doit vérifier l'inégalité suivante :

$$b_1 \geq c_{cout_min} + e_1 + \phi_{t1} + \phi_{raid.inf} + \Delta_1$$

Avec :

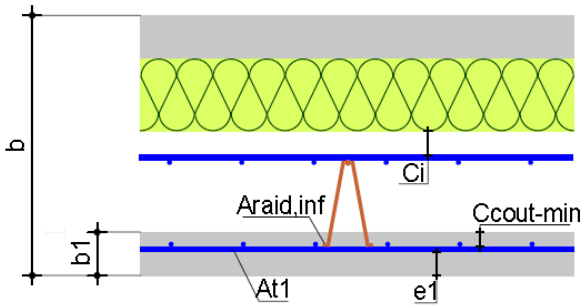
- b_1 : épaisseur nominale de la paroi coffrante structurelle ;
- C_{cout_min} : enrobage minimal du raidisseur, côté face intérieure de la peau coffrante ;
- e_1 : enrobage nominal de la paroi intérieure ;
- ϕ_{t1} : diamètre des armatures transversales de section A_{t1}
- $\phi_{raid,inf}$: diamètre des armatures inférieures du raidisseur de $A_{raid.inf}$
- $\Delta_1 = \sqrt{(\Delta e_1^+)^2 + (\Delta b_1^-)^2} = 4{,}3mm$

  Où :
- Δe_1^+ = 3 mm : tolérance en plus sur l'enrobage des armatures de la paroi extérieure
- Δb_1^- = 3 mm : tolérance en moins sur l'épaisseur de la paroi extérieure préfabriquée

L'enrobage des raidisseurs permet de respecter l'exigence des coutures entre la paroi préfabriquée et le noyau coulé en place : c_{cout_min}

A l'interface peau/noyau, l'enrobage minimal des armatures longitudinales d'un treillis raidisseur est égal à c_{cout_min} = 10 mm.

Figure 3 : Définition des épaisseurs



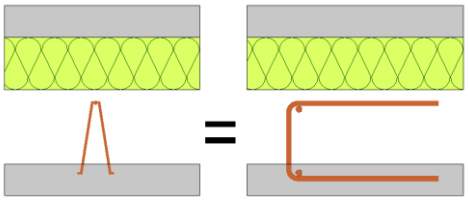
2.8.7. Fixation sur la paroi intérieure

Il appartient au BET de vérifier que le voile structurel est apte à reprendre les charges transmises par les chevilles et comporte les dispositions éventuelles nécessaires à leurs transferts. Les chevilles implantées perpendiculairement au plan de reprise peau/noyau sont ancrées totalement dans l'épaisseur de la partie structurelle (noyau coulé en place + paroi préfabriquée). La vérification en traction doit être faite en considérant l'épaisseur à fixer comme étant l'épaisseur de la platine augmentée de l'épaisseur de la peau. La vérification en cisaillement est effectuée en considérant uniquement l'épaisseur de la platine comme épaisseur à fixer. Un chevillage parallèle au plan de reprise n'est autorisé que dans la partie coulée en place. La présence des voiles préfabriqués est ignorée pour la résistance de l'ancrage de la cheville.

2.8.8. Equivalence des raidisseurs

Les renforcements des ouvertures et des bords libres usuellement prévus dans les voiles selon les dispositions du paragraphe 4.2.2.5 du DTU 23.1 pourront être réalisés à l'aide des raidisseurs. Les barres de chaînages sont intégrées dans la paroi structurelle. Les U de fermeture constructifs sont remplacés par des raidisseurs. Les ferraillages constructifs constitués de cadres, d'épingles ou d'étriers, pourront également être réalisés à l'aide des raidisseurs. Les filants sont soit intégrés en renforts dans la paroi intérieure, soient remplacés par les filants des raidisseurs si la section est équivalente. Les U, cadres, épingles et étriers constructifs sont remplacés par des raidisseurs.

Figure 4 : Equivalence des raidisseurs



La section d'armature équivalente par mètre linéaire est calculée à partir de l'effort résistant au niveau du plan de cisaillement oblique. Pour les MCI² et poteaux, les armatures en attente et les armatures de liaison sont disposées de manière à respecter les enrobages définis dans les règles Eurocodes 2 en fonction de l'exposition du mur.

Tableau 11 : Correspondance entre coutures classiques et raidisseurs

Largeur de la partie structurelle (cm)	Type de raidisseur	Section cm2/ml	Equivalent espacement armatures classiques en cm		
			$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$
15	KT 811 8-5-5	2,76	11	19	29
17	KT 813 8-5-5	3,00	10	17	27
20	KT 815 8-5-5	3,18	9	16	25
25	KT 820 8-5-5	3,45	8	15	23

Note : les types de raidisseur en fonction des épaisseurs de MCI² sont donnés à titre indicatif. Elles sont sujettes à variation en fonction de enrobages des aciers du MCI².

2.8.9. Eclissages

Pour les poutres et poutres voiles, les règles d'ancrages d'armatures sur appuis sont celles de l'Eurocode 2 (Art. 9.2.1.4 pour l'appui simple d'about et Art 9.2.1.5 pour l'appui intermédiaire).

Les recouvrements d'armatures dans le cas de l'éclissage de la section du tirant seront majorés de 20% afin de prendre en compte les tolérances de positionnement des armatures dans le noyau.

Ces armatures sont soit intégrées, soit mises en œuvre dans la partie coulée en place.

Le dimensionnement de l'ancrage des armatures dans le noyau est réalisé en considérant un coefficient d'adhérence η_1 égal à 0,7 pour des armatures horizontales de diamètre supérieur à 12 mm. Dans tous les autres cas, le coefficient d'adhérence η_1 est égal à 1.

Lorsqu'elles sont mises en œuvre dans la partie coulée en place, le nombre maximal de barres est de 2 par lit et le diamètre maximal max est donné par l'expression suivante :

- $\phi_{max} = \frac{b_{n,min} - e_0 - a_{h1} - a_{h2}}{2}$ pour les armatures horizontales (Figure 5)
- $\phi_{max} = \frac{b_{n,min} - e_0 - a_{v1} - a_{v2}}{2}$ pour les armatures verticales (Figure 6)

Avec :

- $b_{n,min}$ l'épaisseur minimale du noyau, toutes tolérances épuisées.
- e_0 tel que $e_0 = 0$ si les armatures sont accolées et $e_0 = 1{,}7D_{max}$ elles sont espacées
- $a_{h1}, a_{h2}, a_{v1}, a_{v2}$: valeurs conventionnelles de l'enrobage prenant en compte les variations dimensionnelles de l'armature et de son positionnement :
- $a_{h1} = \max(25mm; 1{,}7D_{max}) + a_{e1} - 15mm$
- $a_{h2} = \max(25mm; 1{,}7D_{max}) + a_{e2} - 15mm$
- $a_{v1} = \max(25mm; 1{,}4D_{max}) + a_{e1} - 15mm$
- $a_{v2} = \max(25mm; 1{,}7D_{max}) + a_{e2} - 15mm$
- a_{e1} l'enrobage minimal de l'armature de liaison côté paroi structurelle et a_{e2} l'enrobage de l'armature de liaison côté isolant. Ces valeurs définies aux paragraphes 2.10.2.4 et 2.10.2.5 prenant les valeurs de 15 mm ou 30 mm selon la destination de l'ouvrage et les conditions d'utilisation (exposition des parois, traitement du joint…).

NOTE : la valeur de $b_{n,min}$ se déduit de l'épaisseur nominale du noyau b_n, des tolérances en plus sur les épaisseurs des voiles $\Delta b_1^+, \Delta b_2^+$ et de la tolérance en moins du « MCI² » Δb^- suivant l'expression suivante :

$$b_{n,min} = b_n - \sqrt{(\Delta b^-)^2 + (\Delta b_1^+)^2 + (\Delta b_2^+)^2}$$

Figure 5 : Eclissage des armatures horizontales

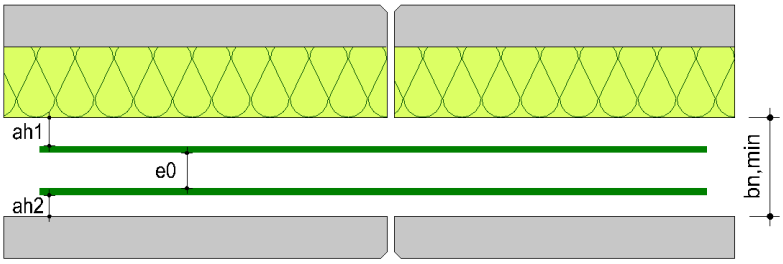


Tableau 12 : Diamètres limites d'éclissage horizontal. Sans treillis soudés

Partie structurelle (cm)	1 barre d'éclissage (mm)	2 barres d'éclissage (mm)	2 barres d'éclissage + e_0 (mm)
16	25	14	14
18	25	20	20
20	32	20	20
22	32	20	20
24	32	20	20
25	32	20	20

Tableau 13 : Diamètres limites d'éclissage horizontal. Avec treillis soudés

Partie structurelle (cm)	1 barre d'éclissage (mm)	2 barres d'éclissage (mm)	2 barres d'éclissage + e_0 (mm)
16	16	8	Impossible
18	20	10	8
20	25	12	12
22	32	16	16
24	32	20	20
25	32	20	20

Figure 6 : Exemple d'éclissage des armatures verticales

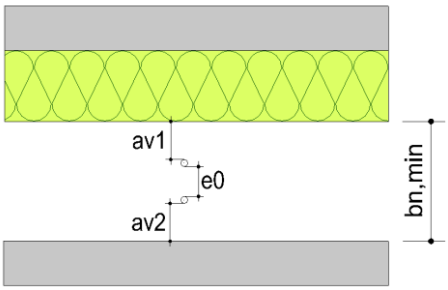


Tableau 14 : Diamètres limites en mm d'éclissage vertical. Sans treillis soudés

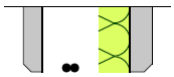
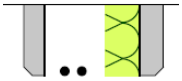
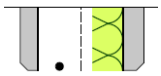
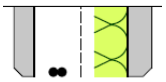
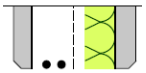
Partie structurelle (cm.)			
16	25	14	10
18	32	20	14
20	32	20	20
22	32	20	20
24	32	20	20
25	32	20	20

Tableau 15 : Diamètres limites en mm d'éclissage vertical. Avec treillis soudés

Partie structurelle (cm.)			
16	16	8	Impossible
18	20	10	10
20	25	12	12
22	32	16	16
24	32	20	20
25	32	20	20

Nota : Une attention particulière sera portée sur la vérification de la bonne mise en place de la section d'éclissage par contrôle visuel dans les fenêtres de tirage avant bétonnage. Ces dispositions permettent d'assurer, toutes tolérances épuisées un espace de 2,5 cm entre les armatures d'éclissage et la peau intérieure, et entre ces mêmes armatures et l'isolant. Les deux armatures peuvent être remplacées par une seule de section équivalente.

2.8.10. Hauteur de chute du béton

La hauteur maximale H_{max} de chute de béton n'excèdera pas 3m quel que soit l'épaisseur de béton coffré.

Lorsque les hauteurs de panneaux sont supérieures à cette hauteur maximale et ne permettent donc pas le bétonnage par trémie disposée en tête de panneau, le bétonnage doit être réalisé par introduction d'un tube souple dans le noyau vide (lorsque l'épaisseur du noyau le permet) ou par une lumière pour trémie latérale respectant cette même hauteur limite. Dans ce cas on doit s'assurer du bon remplissage des panneaux par l'examen des joints verticaux entre panneaux, par le contrôle du volume du béton déversé ainsi que par une observation directe par les ouvertures éventuelles dans les panneaux. A défaut d'autres contrôles sur le remplissage, il sera prévu lors de la conception et fabrication des MCI² des orifices permettant un contrôle (diamètre de l'ordre de 50 mm) sur le côté intérieur. Le nombre et la localisation des orifices de contrôle dépendent des caractéristiques du mur :

- Dans tous les cas, un orifice sera prévu par MCI², de préférence en partie basse
- Des orifices complémentaires seront positionnés dans les zones fortement armées

Figure 7 : Hauteur maximale de chute du béton. Utilisation de trémies de bétonnage

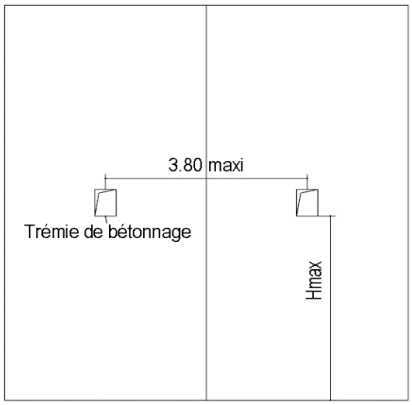
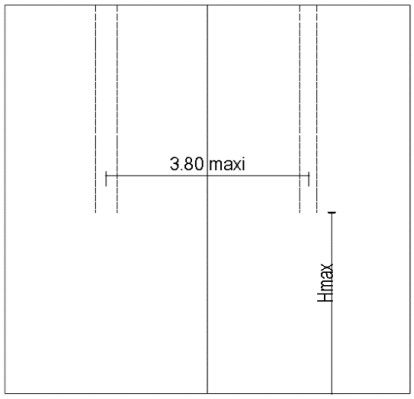


Figure 8 : Hauteur maximale de chute du béton. Utilisation des tubes souples de bétonnage



2.8.11. Vitesse de bétonnage

La vitesse de bétonnage est limitée suivant les conditions prévues à l'annexe B informative de la norme NF EN 14992.

La vitesse de bétonnage préconisée est :

- 70 cm/h pour des températures ≥15°C
- 60 cm/h pour des températures ≥ 10°C
- 50 cm/h pour des températures ≥ 5°C

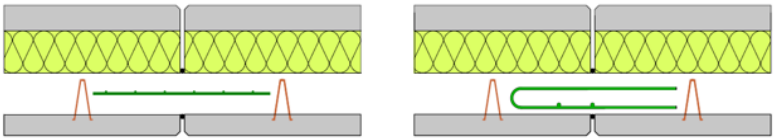
2.8.12. Principe de conception des liaisons

2.8.12.1. Liaisons articulées entre MCI²

2.8.12.1.1. Liaison verticale en I

L'armature de couture disposée dans le noyau permet de transmettre les cisaillements d'un MCI² à un autre.
La section d'armature de cette couture est fonction des armatures horizontales disposées dans le MCI².

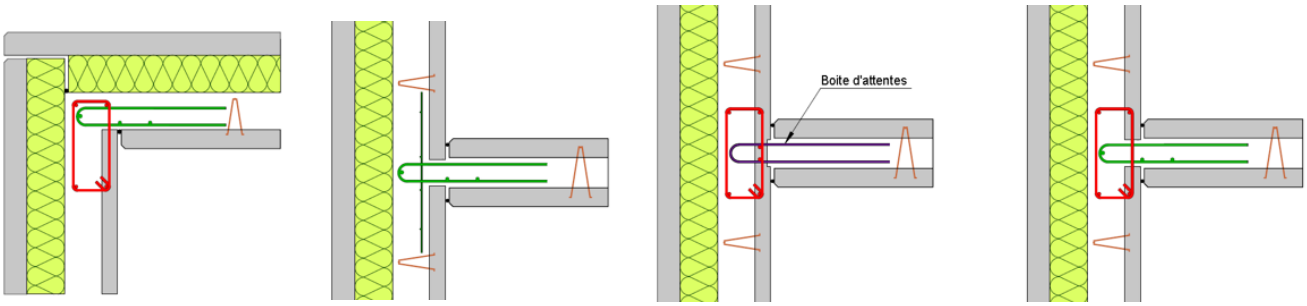
Figure 8 : Exemples de liaison articulés verticales en I



2.8.12.1.1. Liaisons verticales en L et T

L'armature de couture disposée dans le noyau permet de transmettre les cisaillements d'un MCI² à un autre.
La section d'armature de cette couture est fonction des armatures horizontales disposées dans le MCI².
Le chainage peut être intégré directement au MCI².

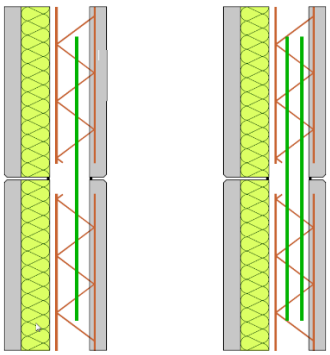
Figure 9 : Exemples de liaison articulés verticales en T



2.8.12.1.2. Liaison horizontale droite

Le principe de fonctionnement et de détermination des armatures est identique à la liaison verticale en I.

Figure 10 : Exemples de liaisons articulées horizontales



2.8.12.2. Liaisons articulées couturée entre MCI²

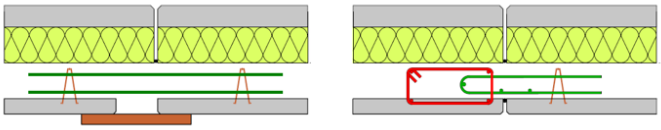
La mise en place des coutures en abouts permet de garantir un couturage optimal de la liaison avec le panier d'armature.

L'ensemble de ces solutions nécessite une fenêtre de tirage en partie inférieure pour permettre la bonne mise en place du panier d'armature de liaison.

2.8.12.2.1. Liaison verticale en I

L'armature de couture disposée dans le noyau permet de transmettre les cisaillements d'un voile à un autre, les armatures en about assurent la couture de la cage d'armature de liaison.

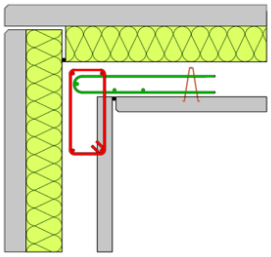
Figure 11 : Exemples de liaisons articulés couturées verticales en I



2.8.12.2.2. Liaison verticale en L

La solution d'angle est basée sur le même principe que la solution droite. Elle permet en même temps la réalisation des armatures de chainage à disposer à l'intersection de deux MCI².

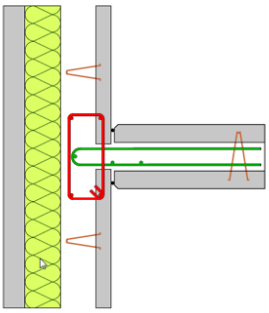
Figure 12 : Exemple de liaison articulée couturée verticale en L



2.8.12.2.3. Liaison verticale en T

La solution en intersection est basée sur le même principe que la solution droite. Elle permet en même temps la réalisation des armatures de poteau à disposer à l'intersection de deux MCI².

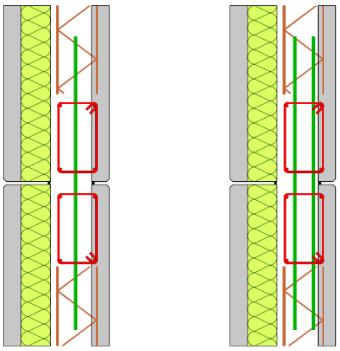
Figure 13 : Exemple de liaison articulée couturée verticale en T



2.8.12.2.1. Liaison horizontale droite

Le principe de fonctionnement et de détermination des armatures est identique à la liaison verticale en I.

Figure 14 : Exemple de liaison articulée couturée horizontale en I

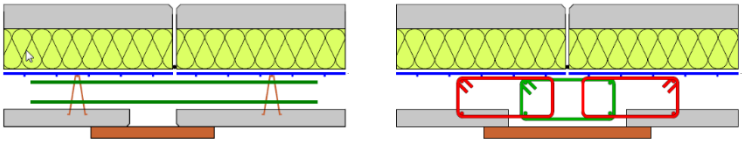


2.8.12.3. Liaisons encastrées entre MCI²

2.8.12.3.1. Liaison verticale en I

La continuité du moment et du cisaillement entre deux MCI² est assurée par le croisement des cages d'armatures.

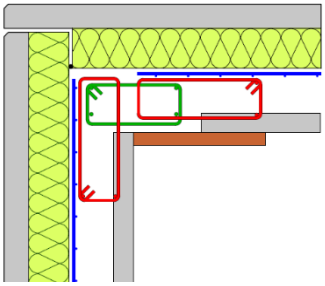
Figure 15 : Exemple de liaison encastrée verticale en I



2.8.12.3.2. Liaison verticale en L

Le principe constructif est similaire à la solution pour les liaisons verticales droites. La solution permet de mobiliser un bras de levier optimal.

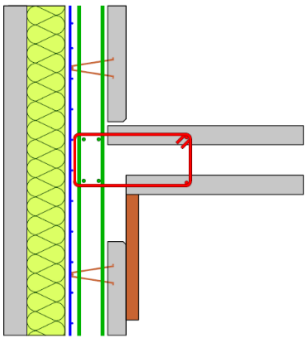
Figure 16 : Exemple de liaison encastrée verticale en L



2.8.12.3.3. Liaison verticale en T

Le principe constructif est similaire à la solution pour les liaisons verticales droites. La solution permet de mobiliser un bras de levier optimal.

Figure 17 : Exemple de liaison encastrée verticale en T



2.8.12.3.4. Liaison verticale de biais

Le principe constructif est fonction de l'angle entre les deux murs :

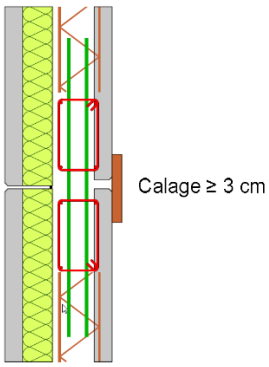
- Pour un angle supérieur à 135° le ferraillage de l'angle peut être intégré selon la même méthode que la solution pour la liaison droite.
- Pour les angles inférieurs à 135° l'armature sera rapportée dans la partie coulée en place.

Pour de fortes sollicitations, une variante basée sur l'ouverture de la liaison permet de préserver un bras de levier optimal.

2.8.12.3.5. Liaison horizontale droite

La solution en liaison droite est basée sur le même principe constructif que la solution en pied. Un calage de 2cm au minimum est nécessaire pour rétablir le bras de levier.

Figure 18 : Exemple de liaison encastrée horizontale en I



2.8.12.4. Liaisons encastrées en pied de panneaux

2.8.12.4.1. Liaisons encastrées avec des armatures intégrées au MCI²

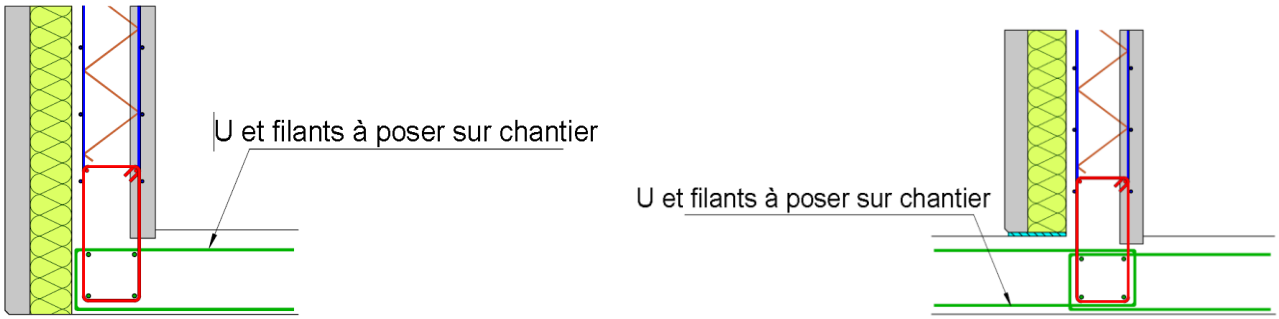
Ces solutions reposent sur l'intégration des armatures d'encastrement ou avant la pose du panneau afin de pouvoir bétonner le noyau et la fondation sans reprise de bétonnage.

Cette solution d'encastrement est particulièrement adaptée à la réalisation des murs sur fondations avec débords devant être encastrés en pied.

Des cadres intégrés dépassent en pied du panneau.

Des armatures rapportées assurent la continuité de l'encastrement avec la fondation ou le radier.

Figure 19 : Exemples de liaison encastrée en pied (coulage du béton de la fondation après pose du MCI²)



2.8.12.4.2. Liaisons encastrées avec armatures en attentes dans la fondation

Ces solutions se différencient des précédentes par l'existence systématique d'une reprise de bétonnage à l'encastrement. En général elles ne permettent de mobiliser qu'un moment résistant réduit à l'encastrement à cause de la réduction de hauteur utile du mur.

Néanmoins des solutions particulières permettent le cas échéant de rétablir le moment résistant optimum du mur en coffrant une partie sur chantier.

La continuité de l'encastrement entre la partie porteuse et la fondation est assurée par des armatures en attentes dans la semelle déjà coulée.

Ces armatures viennent en recouvrement avec les aciers placés dans la paroi intérieure

Le bras de levier de calcul des armatures est évalué en fonction des dispositions prises pour le remplissage effectif des joints de calage, déduction faite des enrobages et des positions relatives des armatures.

Le calage en pied devra se faire sur des cales de 3 cm minimum pour garantir le bon remplissage du joint en pied afin de pouvoir transmettre les efforts de compression de la zone comprimée du mur vers la fondation ou le radier. Ce joint en pied pourra être coffré à l'aide de bastaings pour éviter les fuites de laitance.

Cette solution peut aussi être retenue pour la réalisation d'une liaison type rotule en pied de panneau.

Dans le cas particulier où le moment d'encastrement est repris par des armatures en attente situées dans la fondation et entre la peau intérieure et l'isolant, on limitera la densité et les diamètres des aciers en attentes dans la fondation afin de garantir une mise en œuvre aisée (cf. tableau ci-après). Ce critère de mise en œuvre est complémentaire avec celui des diamètres maximaux admissible définis au paragraphe 4.118.

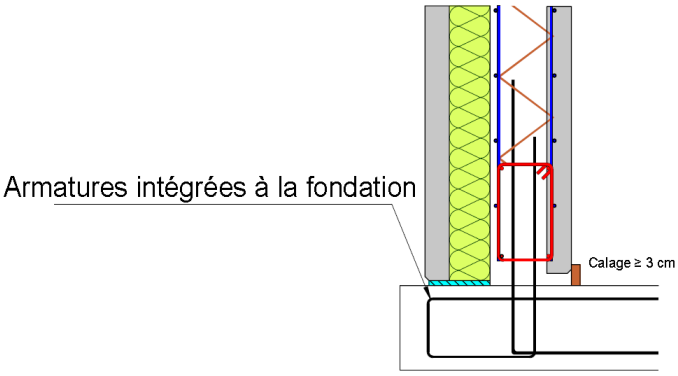
Tableau 11 : Limitation de la densité et diamètres d'aciers en attentes au niveau de la fondation

Epaisseur du noyau coulé sur place	Armature en attente
9 cm	HA 12 e = 20 cm ou HA 10 e = 15
11 cm	HA 12 e = 15 cm ou HA 10 e = 10
14 cm	HA 14 e = 12,5 cm
19 cm	HA 16 e = 12,5 cm
24 cm	HA 20 e = 12,5 cm
28 cm	HA 25 e = 12,5 cm

Un soin particulier sera apporté au remplissage des joints de calage en pied et à la mise en place d'un système empêchant les fuites de laitance (bastaings ou bandes pré comprimées ou équivalent), gage du bon fonctionnement de l'encastrement.

Un contrôle systématique du remplissage du joint intérieur sera effectué après remplissage des MCI². Les joints qui n'auront pas été remplis au bétonnage seront à bourrer au mortier de réparation sans retrait.

Figure 20 : Exemple de liaison encastrée en pied (coulage du béton de la fondation avant pose du MCI²)

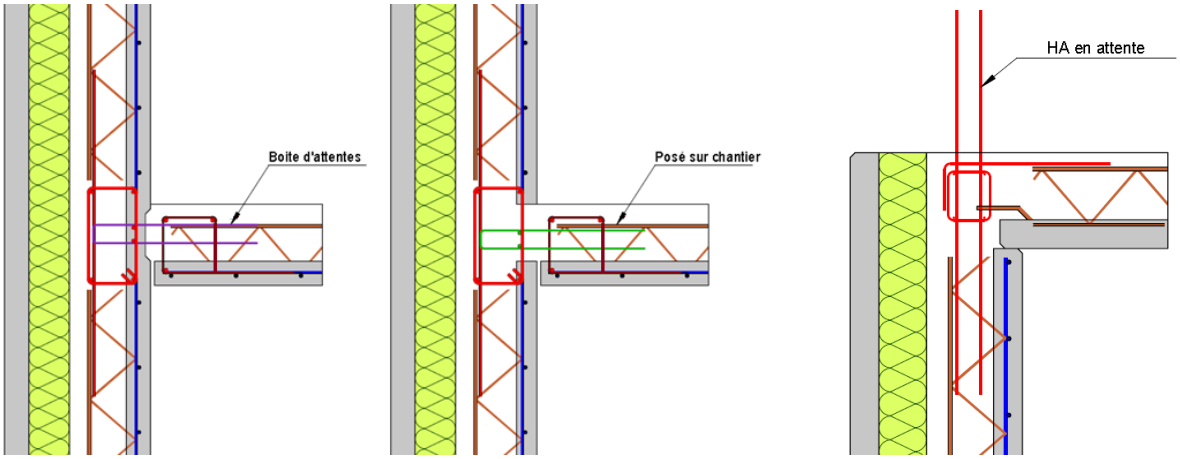


2.8.12.5. Liaison plancher/MCI²

2.8.12.5.1. Liaison courante articulée

La prédalle peut être posée en tête de MCI² ou suspendue à l'aide d'armatures en attente dans la paroi intérieure ou à l'aide d'armatures d'éclissage mises en œuvre dans une réservation prévue à cet effet.

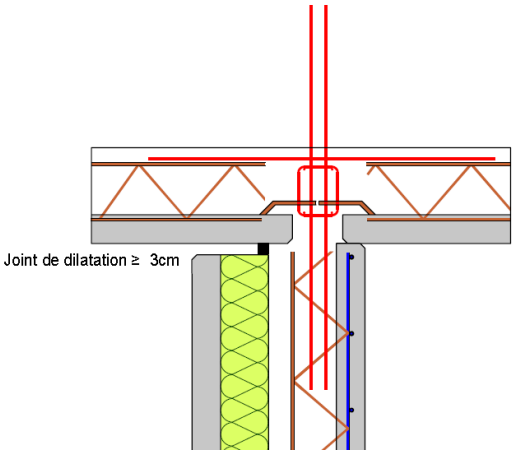
Figure 21 : Exemple de liaison entre un plancher et un MCI²



2.8.12.5.2. Liaison plancher avec un mur intermédiaire

Pour permettre la mobilisation d'un moment entre la dalle et la partie porteuse, les aciers sont intégrés en tête de panneau pour permettre de retourner le moment d'encastrement.

Figure 22 : Exemple de liaison entre un plancher un MCI² intermédiaire



2.8.13. Dispositions parasismiques

2.8.13.1. Principe

L'étude des MCI² sous les actions sismiques relève de la norme NF EN 1998-1 et de son annexe nationale. Conformément au décret du 22/10/2010, les bâtiments sont répartis en catégories d'importance (I, II, III et IV) (tableau 4.3 de l'EN 1998-1 et son annexe nationale) auxquels correspondent différents coefficients d'importance (article 2.1 (3) de l'EN 1998-1 et son annexe nationale) différenciant ainsi la fiabilité de la structure. De plus, la zone sismique du bâtiment doit être prise en compte (article 3.2.1 de la norme NF EN 1998-1 et son annexe nationale).

Les exigences varient en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance du bâtiment.

Les dispositions suivantes ne concernent que les MCI² considérés comme éléments sismiques primaires, c'est-à-dire les MCI² faisant partie du système structural résistant aux actions sismiques, modélisés dans l'analyse pour la situation sismique de calcul et entièrement conçus et étudiés en détail pour assurer la résistance aux séismes conformément aux règles de la NF EN 1998-1 et de son annexe nationale.

Pour les MCI² considérés comme éléments secondaires qui ne sont pas considérés comme faisant partie du système résistant aux actions sismiques et dont la résistance et la rigidité vis-à-vis des actions sismiques est négligée, les liaisons entre panneaux sont similaires aux liaisons préconisées en dehors des zones sismiques.

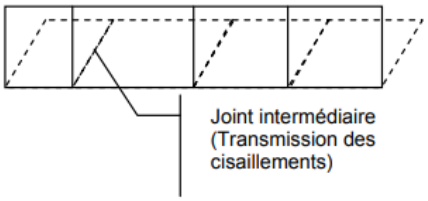
Les systèmes de fixations des panneaux non porteurs à la structure doivent être conçus de telle sorte que le panneau ne soit pas mis en charge par la déformation de la structure.

Lors d'un séisme, les voiles ont pour rôle, outre leur fonction d'élément porteur vis à vis des charges verticales, de constituer un contreventement vertical du bâtiment en assurant les deux fonctions suivantes :

- De former un diaphragme dans leur plan afin de transmettre les efforts sismiques horizontaux acheminés par les planchers vers les fondations.
- De maintenir la cohérence et le monolithisme de la structure.

On considère le fonctionnement pour un mur comme un comportement monolithique de l'ensemble du voile.

Figure 23 : Schéma d'un comportement monolithique des panneaux



Les tirants et chaînages adéquats issus du calcul peuvent être intégrés.

Les dispositions minimales de la NF EN 1998-1 et son annexe nationale française NF EN 1998-1/NA doivent être respectées, notamment l'utilisation d'armatures de types B ou C (article 5.3.2 de la NF EN 1998-1) ou d'armatures de type A (pour les utilisations prévues dans l'annexe nationale NF EN 1998-1/NA telles que les aciers de montage, les aciers de peau ou les treillis de surparoi). Les aciers de type A ne sont pas pris en compte dans les calculs.

Les dispositions relatives aux chaînages horizontaux et verticaux des MCI² principaux ou primaires, y compris leurs fondations, sont précisées dans la norme NF EN 1998-1 article 5.4.3.5.3 (4) et son Annexe Nationale NF EN 1998-1/NA.

2.8.13.2. Stabilité d'ensemble

Pour le calcul des raideurs des voiles, la présence du joint entre panneaux est négligeable. La détermination des efforts induits par les actions sismiques sur un voile réalisé en MCI² se base sur la section homogène équivalente au voile banché substitué.

2.8.13.3. Dispositions dans les joints horizontaux

Deux cas sont à distinguer :

- La liaison horizontale au droit d'une dalle

  Afin de s'assurer du non-glissement du voile par rapport à la dalle sous les sollicitations dynamiques, le joint doit être vérifié au cisaillement conformément à l'art 5.4.3 et 5.5.3 des règles Eurocode 8 sur la base du noyau coulé en place.
- La liaison horizontale en partie courante du mur superposé

  Le joint doit être vérifié au cisaillement. L'effort tranchant sollicitant doit être comparé aux efforts tranchants résistants mobilisables en fonction du type de liaison et du cas de charge étudié.

Cette vérification permet de déterminer le type de liaison à utiliser pour le voile étudié.

2.8.13.4. Dispositions dans les joints verticaux

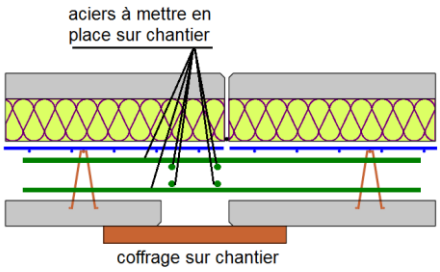
Deux cas sont à distinguer :

- La liaison verticale en zone courante

A défaut de calcul spécifique des liaisons, il y a lieu de réaliser des poteaux au droit des joints dans lesquels sont incorporées des armatures horizontales de continuité ancrées au-delà des raidisseurs de rive. La section des armatures de liaison est celle déterminée pour le mur banché substitué, majorée du rapport $(b_1 + b_n)/b_n$. Ces poteaux doivent comporter au moins une paroi accessible avant bétonnage et visible après décoffrage.

La section des filants verticaux par mètre linéaire d'ouverture est au moins égale au tiers de la section des armatures horizontales.

Figure 24 : Liaison verticale en zone courante



Dans le cas de justifications par le calcul des liaisons, l'effort tranchant sollicitant doit être comparé aux efforts tranchants résistants mobilisables en fonction du type de liaison et du cas de charge étudié.

- La liaison verticale à l'intersection de deux ou plusieurs MCI²

Les intersections de voiles nécessitent systématiquement la mise en œuvre d'un chaînage vertical. Ce chaînage peut être incorporé ou mis en œuvre par le biais des armatures de coutures. Le choix entre ces deux solutions sera fonction de la section du tirant, de l'épaisseur de la partie coulée en place et des contraintes de mise en œuvre.

La section des chaînages devra respecter les prescriptions de la clause 5.4.3.5.3 (4) de l'Annexe nationale de la NF EN 1998-1.

2.8.14. Prescriptions particulières aux MCI² essentiellement sollicités dans leur plan

2.8.14.1. Prescriptions communes

Le dimensionnement se fera sur la base des règles usuelles du béton armé : DTU 23.1. Art 4.3.3 et Eurocodes.

Les joints de calepinage horizontaux et verticaux sont positionnés de façon à ne pas réduire la raideur du voile dans son sens porteur privilégié.

Pour les MCI² ayant un fonctionnement principal vertical, les joints horizontaux seront disposés en proximité immédiate des diaphragmes (dalles, poutres, couvertures contreventées,).

Les liaisons verticales sont sans incidence.

Pour les MCI² ayant un fonctionnement principal horizontal, les liaisons verticales seront disposées en proximité immédiate des raidisseurs (refends, poteaux, goussets,). Les liaisons horizontales sont sans incidence.

2.8.14.2. Poteaux

2.8.14.2.1. Définition

La distinction avec le panneau utilisé comme voile se fera en fonction du critère classique à savoir :

- $L \geq 4h$: Analyse de la partie porteuse comme un voile
- $L < 4h$: Analyse de la partie porteuse comme un poteau

Avec :

L la longueur de l'élément (grand côté) et h est l'épaisseur de l'élément (petit côté).

2.8.14.2.2. Méthode de vérification

L'analyse du poteau se fait selon les règles de calcul usuelles du béton armé (cf. Eurocode 2 Art 5.8 et 6.1) avec les caractéristiques du béton le plus faible constituant le panneau préfabriqué et son béton de remplissage.

Si le béton est surabondant et que le poteau ne doit pas être renforcé par des armatures en compression, le poteau peut être ferraillé comme un panneau classique.

Si le poteau doit être renforcé par des armatures comprimées, la partie porteuse est ferraillée classiquement comme un poteau.

L'espacement des lits d'armatures est limité à 15 cm pour permettre un bon remplissage du noyau coulé en place.

Figure 25 : Poteau réalisé en MCI²

La section d'armature mécanique est totalement intégrée dans la partie porteuse lors de sa fabrication en usine.

Seules les armatures d'éclissage sont à rajouter sur chantier.

2.8.14.3. Poutres

2.8.14.3.1. Définition

Le calcul d'une poutre s'effectue selon les principes usuels de calcul du béton armé.

La section mécanique est prise égale à la section coulée en place ajoutée à la section de la paroi intérieure. Les parties coulées en place et préfabriquées étant considérées comme monolithiques.

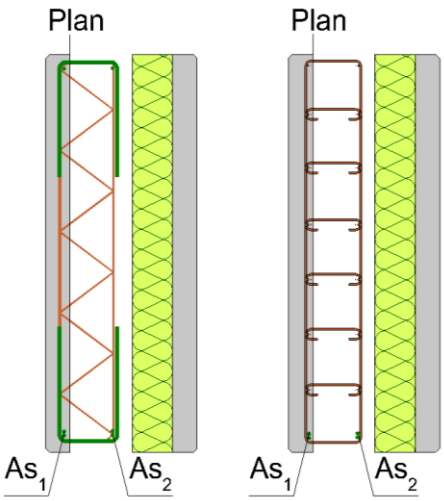
Deux vérifications complémentaires sont cependant nécessaires :

- Vérification de l'intégrité de la section
- Vérification des bielles d'about
- Vérification de l'ancrage pour dans le cas où les poutres ne sont pas appuyées sur les meneaux

2.8.14.3.2. Intégrité de la section

Cette vérification consiste à s'assurer du monolithisme de l'ensemble de la section par la détermination des contraintes de cisaillement qui s'exercent entre la paroi préfabriquée et du béton coulé en place, et par la mise en place d'aciers de couture suffisants pour les reprendre.

Figure 26 : Poutres réalisés en MCI² et intégrité de la section



Le calcul de l'effort tranchant traversant le plan de reprise se fait suivant les dispositions de l'Art 6.2.5 de l'Eurocode 2 soit :

$$\tau_{Edi}^{(1)} \leq \tau_{Rdi}^{(2)}$$

(1) $\boldsymbol{V_{Edi}}$

Effort F traversant le plan de cisaillement à l'interface peau intérieure/noyau coulé en œuvre (en kN/m) :

$$F = \max\left[\frac{V_{Ed} \times b_1}{z \times b}; \frac{V_{Ed} \times A_{s1}}{z(A_{s1} + A_{s2})}\right]$$

Avec :

- V_{Ed} = effort tranchant maxi ELU en KN
- $z = 0{,}9 \times d$ en m
- $b = b_1 + b_n$

On en déduit la contrainte de cisaillement maximum v_{Edi} qui s'exerce sur le plan de couture (en MPa) : $\tau_{Edi} = 10^{-3} \times \frac{F}{0{,}6 \times h}$

Avec :

- h la hauteur totale de la poutre en m.

(2) $\boldsymbol{V_{Rdi}}$

$$\tau_{Rdi} = c f_{ctd,n} + \rho_\alpha f_t(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) + \rho_{\alpha'} f_t(\mu \sin\alpha' + \cos\alpha') \leq 0{,}5 \times \nu \times f_{cd,n}$$

Avec :

- $f_{cd,n}$: valeur de calcul de la résistance en compression du béton du noyau
- $f_{ctd<,n}$: valeur de calcul de la résistance en traction du béton du noyau
- $\nu = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{c,n}}{250}\right)$
- $f_t = \min\left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s}; \frac{F_w}{(A_{di} \times \gamma_s)}\right)$
- f_{yk} : limite d'élasticité des aciers
- F_w : résistance des soudures
- A_{di} : section d'une diagonale du treillis raidisseur
- c tel que :
  - Cas de charges à caractère principalement statiques : c = 0,20 et μ = 0,60
  - Cas de charges dynamiques ou de fatigue : c = 0,10 et μ = 0,60
- α et α' : inclinaisons des diagonales dans le plan longitudinal
- ρ_α et $\rho_{\alpha'}$: pourcentages des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle α ou α'.

Si la valeur de la contrainte de cisaillement résistante τ_{Rdi} est supérieure à la contrainte ν_{min} égale à $0{,}35 \times f_{ck,eq}^{0,5}/\gamma_c$ telle qu'indiquée dans l'annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA (6.2.2(1) Note) alors il est nécessaire de disposer des armatures transversales d'effort tranchant.

2.8.14.3.3. Vérification sur appuis

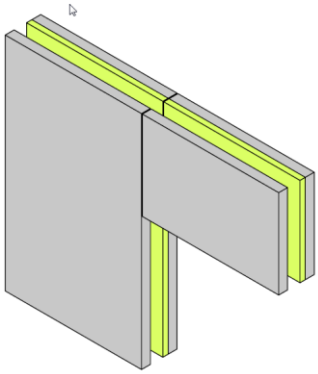
La vérification du cisaillement du béton sur appui est la suivante : $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$

Avec :

- V_{Ed} : effort tranchant non réduit pour transmission directe des charges aux appuis
- $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times \nu \times f_{cd} \times b_w \times 0{,}9 \times d}{cot\,\theta + tan\,\theta}$
- Où :
  - $\nu = 0{,}6 \times \left(1 - \frac{f_{ckeq,28}}{250}\right)$
  - α_{cw} : coefficient dépendant du type de sollicitation : flexion simple, flexion composée avec compression ou flexion composée avec traction
  - θ : angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément
  - f_{cd} : résistance de calcul du béton à la compression calculée
  - $f_{ckeq,28}$, résistance caractéristique équivalente du MCI²

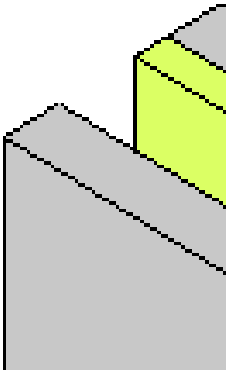
Cas 1 : b_w correspond à la largeur du noyau

Figure 27 : Appui de poutre (cas 1)



Cas 2 : b_w correspond à la largeur du noyau ajouté à l'épaisseur de la paroi intérieure

Figure 28 : Appui de poutre (cas 2)



La vérification de la bielle d'about doit être réalisée selon l'article 6.5.4 de la norme NF EN 1992-1-1 en considérant la largeur b_w définie ci-dessus.

2.8.14.3.3.1. Résistance à la torsion

Les sollicitations en torsion doivent être prises en compte dans le dimensionnement des poutres en considérant une largeur de poutre égale à :

- Soit l'épaisseur du noyau (b_n) dans le cas d'un joint du type cas 1 ci-dessus
- Soit l'épaisseur totale réduite de la largeur de chanfrein éventuel ($b_n + b_1 - ch_1$) dans le cas d'un joint du type cas 2 ci-dessus

Si la largeur du chanfrein (ch_1) est inférieure au 1/10e de la petite dimension de la section prise en compte dans le calcul de la torsion, alors la présence de ce chanfrein est négligée.

2.8.14.3.4. Ancrage

L'ancrage des armatures sur appuis doivent respecter les articles suivants :

- Appui simple d'about : Eurocode 2 Art 9.2.1.4
- Appui intermédiaire : Eurocode 2 Art 9.2.1.5

2.8.14.4. Poutres voiles

Les poutres voiles réalisées tout ou partie en MCI² sont dimensionnées selon la méthode des bielles tirants exposée à l'Art 6.5.2 et 6.5.3 de l'Eurocode 2, auxquelles s'ajoutent les vérifications complémentaires suivantes :

- Vérification de la stabilité d'ensemble de la poutre voile ;
- Vérification des joints ;
- Vérification de la faisabilité de mise en œuvre des tirants.

Les cas de figures usuellement rencontrés sont représentés en Annexe VII.

2.8.14.5. Vérification au droit des joints

La vérification des joints consiste à s'assurer de leur aptitude à transmettre les cisaillements (efforts tranchants) qui transitent dans la poutre voile vers les appuis :

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

Avec :

- V_{Edi} , l'effort tranchant sollicitant maximal le long de la poutre-voile à l'ELU,
- V_{Rdi} , l'effort tranchant résistant au droit du joint.

Le calcul de la résistance V_{Rdi} du joint est fait selon la méthode explicitée en Annexe VI.

Le choix du type de joints entre panneaux formant tout ou partie d'une poutre voile est fonction de la capacité résistante V_{Rdi} à atteindre.

L'armature de liaison des joints est déterminée par le calcul de V_{Rdi}.

Elle sera au moins égale à la section d'armatures horizontales et verticales nécessaire pour la poutre voile, dont elle assurera le recouvrement.

La liaison mise en place en poutre voile (hors appuis) sera une liaison couturée au minimum.

2.8.14.6. Acrotères bas

Les acrotères bas en MCI² sont conformes aux prescriptions de l'article 7.2.4 du DTU 20.12.

Suivant que l'étanchéité est protégée par une engravure réalisée dans l'épaisseur du mur, par une couvertine, ou par une bande de solin métallique, la paroi intérieure de l'acrotère est réalisée en MCI² ou coulée en place.

Quel que soit le principe utilisé, l'entreprise devra mettre en place sur le chantier, un isolant en partie intérieure et en partie supérieure de l'acrotère, afin de limiter les ponts thermiques.

Le choix de l'isolant devra se faire en fonction de la performance thermique demandée pour le bâtiment.

Le ferraillage de l'acrotère est intégré partiellement ou totalement.

Le ferraillage longitudinal des acrotères est éclissé au droit de chaque joint vertical par la mise en place d'armatures de section équivalente dans le noyau coulé en place.

2.8.14.7. Acrotère haut

Les acrotères haut en MCI² sont conformes aux prescriptions de l'article 7.2.4 du DTU 20.12.

Les acrotères hauts sont réalisés par l'intermédiaire de pièces complémentaires rapportées au-dessus du dernier niveau.

Les acrotères hauts sont soumis aux variations de températures, ce qui engendre le fractionnement obligatoire des panneaux.

Les acrotères hauts sont constitués :

- D'une partie basse ferraillée en continue à l'identique des acrotères bas
- D'une partie supérieure fractionnée, exempte d'armatures de liaisons et dont les joints restent vides sur toute l'épaisseur des MCI².

Cette dernière disposition sera obtenue par l'insertion dans le joint, au moment du remplissage des MCI², d'une planche de polystyrène traversant toute l'épaisseur du mur et disposée sur la hauteur du fractionnement.

2.8.14.8. Faisabilité de montage des armatures

Sur la hauteur du bandeau continu inférieur, les MCI² sont équipés au droit des joints d'une réservation disposée côté toiture, permettant le bon éclissage des armatures de la partie continue de l'acrotère.

2.8.14.9. Protection de l'étanchéité

Les joints d'acrotères sont traités à l'identique des joints courants de façade et en continuité de ceux-ci.

Ce traitement sera mis en œuvre sur tout le contour de l'acrotère, en dehors de la partie protégée par la remontée d'étanchéité.

2.8.15. Prescriptions particulières aux éléments essentiellement sollicités perpendiculairement leur plan

2.8.15.1. Vérification de la contrainte de cisaillement à l'interface paroi intérieure/noyau

La présence d'un plan de reprise de bétonnage nécessite d'établir le monolithisme de la section. La contrainte tangente à l'interface paroi intérieure/noyau est prise conventionnellement égale à :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{0{,}9 \times l \times (b_1 + b_n)}$$

L'effort tranchant V_{Ed} étant évalué pour une bande de largeur l, $(b_n + b_1)$ étant l'épaisseur structurelle du mur.

Néanmoins, lorsque la section droite de la partie structurelle du mur est entièrement comprimée et lorsque la vérification en stabilité de forme du mur est non dimensionnante, la contrainte de cisaillement τ_{Ed} à l'interface peau coffrante / béton coulé en place peut être évaluée par la formule :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S_1}{l \times I}$$

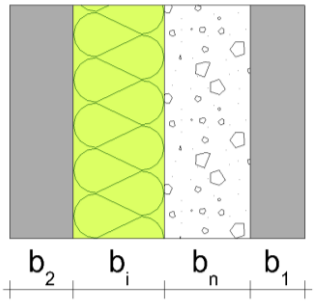
S_1 étant le moment statique de la peau structurelle d'épaisseur e_1 par rapport au centre de gravité de la section, et I le moment d'inertie de la section de hauteur $(b_n + b_1)$ supposée homogène. Si on considère une largeur unitaire $l = 1$, alors τ_{Ed} s'écrit :

$$\tau_{Ed} = 6 \times V_{Ed} \times \frac{b_1 \times b_n}{(b_n + b_1)^3}$$

Cette contrainte peut alors être comparée à la valeur de la contrainte maximale de cisaillement calculée grâce à la méthode présentée à l'Annexe IV.

Si nécessaire, des armatures de renfort doivent être mises en place.

Figure 29 : Schéma d'une section MCI² utilisée pour le calcul de τ_{Ed}



2.9. Sécurité au feu

2.9.1. Généralités

La justification au feu des « MCI² » a fait l'objet de l'Appréciation de Laboratoire du CSTB n°AL 18-230_V4. Dans la limite d'une durée de tenue au feu de 2h, celle-ci prescrit les dispositions permettant de justifier la stabilité au feu en tenant compte de la présence de l'isolant à l'intérieur des MCI² et de l'utilisation du système de liaison XBAR ou COMBAR pour suspendre la peau extérieure à la paroi structurelle. Cependant, l'Appréciation de Laboratoire n° AL 18-230_V4 limite la tenue au feu à 90 min pour les « MCI² » non porteurs ayant une épaisseur de paroi structurale égale à 12 cm.

Les plans mentionnent la stabilité au feu pour laquelle les connecteurs ont été dimensionnés.

2.9.2. Justification de la stabilité au feu de la paroi structurelle

Suivant l'appréciation de laboratoire du CSTB n° AL 18-230_V4, dans la limite d'une durée de tenue de feu de 2H, les méthodes traditionnelles réglementaires de vérification au feu pour les MCI² simples en béton armé sont applicables à la partie structurelle des « MCI² », partie structurelle considérées comme homogène de ce point de vue.

La stabilité au feu du mur est vérifiée suivant la NF EN 1992-1-2 et son Annexe Nationale

Les coefficients réducteurs du béton et de l'acier du voile intérieur sont calculés en utilisant les tableaux de températures donnés en Annexe XIII pour une durée d'exposition au feu allant jusqu'à 2 heures et pour des épaisseurs de paroi structurale comprises entre 12 cm et 30 cm.

2.9.3. Justification de la tenue de la peau extérieure

La tenue du voile librement dilatable en situation d'incendie fait également l'objet de l'Appréciation de laboratoire du CSTB n° AL 18-230_V4 afin de s'assurer que la capacité résiduelle des connecteurs XBAR ou COMBAR en situation d'incendie est suffisante pour assurer le maintien de la paroi extérieure librement dilatable pour une durée d'exposition au feu allant jusqu'à 2 heures. Cependant, l'Appréciation de Laboratoire n° AL 18-230_V4 limite la durée d'exposition au feu à 90 min pour les MCI² « MCI² » non porteurs ayant une épaisseur de paroi structurale égale à 12 cm.

La vérification de la tenue de la paroi extérieure librement dilatable suit la démarche suivante :

- On regarde dans un premier temps jusqu'à quelle distance du point milieu de la ligne des connecteurs 45° (point de déplacement relatif nul entre les voiles intérieurs et extérieurs) les connecteurs droits sont capables de supporter les efforts qu'ils subissent du fait de la dilatation thermique de membrane du voile structural ;
- On regarde ensuite si les parties de la paroi extérieure se retrouvant sans connecteur actif, demeurent solidaires de la partie maintenue, fonctionnant alors principalement en porte à faux par rapport à la partie maintenue ;
- On regarde enfin si les connecteurs à 45° situées en deçà de cette distance suffisent à supporter le voile librement dilatable.

Les efforts d'arrachement ELU repris par les connecteurs COMBAR et XBAR sont déterminés par le calcul en fonction :

- De la longueur ancrée (parties biseautée à 30° non prises en compte) ;
- Du diamètre du connecteur ;
- De l'adhérence connecteur/béton, fonction de la résistance du béton et de sa température au point considéré (cf Appréciation de laboratoire du CSTB n° AL18-230_V4).

A partir des efforts d'arrachement on détermine le nombre de connecteurs COMBAR et XBAR nécessaire pour reprendre le poids propre de la peau extérieure et devant se situés à l'intérieur du cercle dans lequel les connecteurs restent actifs.

Ces dispositions permettent au détenteur du procédé de définir les dimensions maximales des parois extérieures pour une durée de stabilité au feu allant jusqu'à 120 min pour le connecteur type ComBAR et jusqu'à 60 min pour le connecteur type XBAR.

2.9.4. Disposition constructive particulières

En partie courante, les isolants sont protégés par l'épaisseur de béton du voile intérieur. La peau extérieure bénéficie conventionnellement du classement de réaction au feu A1 selon les Euroclasses.

Les dispositions permettant le respect de l'IT249, notamment au pourtour des baies, sont décrites dans l'appréciation de laboratoire CSTB n° AL 18-230_V4.

L'appréciation n°AL18-230_V4 prescrit également les dispositions constructives à respecter pour la justification du procédé mis en œuvre dans des bâtiments d'habitation de la 3ème et 4ème famille et les Immeubles de Moyenne Hauteur IMH (bâtiment à usage d'habitation dont le plancher bas du logement le plus haut est situé à plus de 28 m sans être considéré immeuble de grand hauteur).

2.10. Traitement des joints et aspects de parois

2.10.1. Prescriptions communes

Les produits de traitement des reprises de bétonnage et de traitement des joints seront mis en œuvre conformément aux prescriptions des cahiers de charges des fournisseurs, tant pour la préparation des supports que pour les dispositions propres de mise en œuvre. En particulier, les supports seront préparés de manière à être plans, exempts de laitance et secs.

2.10.2. Traitement des joints

2.10.2.1. Etanchéité entre panneaux au bétonnage

Avant d'effectuer le bétonnage, il faut veiller à protéger la paroi extérieure de la partie coulée en place, afin de garantir sa libre dilatation et d'éviter les ponts thermiques.

On doit s'assurer avant bétonnage, que les dispositifs d'étanchéité des coffrages en rive basse et dans les joints ont été correctement mis en place.

2.10.2.2. Etanchéité entre les menuiseries et les panneaux

Les menuiseries doivent être fixées dans le noyau coulé en place et être conçues pour permettre la mise en place, dans le joint entre dormant et panneaux en béton, d'un joint d'étanchéité continu.

Le traitement des jonctions menuiseries/panneaux doit être réalisé conformément au DTU 36.5, Avis Techniques ou Document Technique d'Application dont elles relèvent.

Afin de garantir l'étanchéité de la liaison menuiserie/support béton, il est primordial que les joints d'étanchéité soient mis en place entre deux supports continus.

2.10.2.3. Dimension des joints entre panneaux

L'espacement du joint est dimensionné en tenant compte des effets du retrait et du gradient thermique.

2.10.2.4. Mur « MCI² » en superstructure (Annexe VIII)

En superstructure on distinguera la paroi extérieure (de protection) soumise aux intempéries, de la paroi intérieure (de structure). L'enrobage de l'armature de liaison est de 1,5 cm.

Nota : l'attention est attirée sur le fait que l'étanchéité de la façade réalisée par le joint rapporté nécessite un entretien régulier de ce dernier.

2.10.2.4.1. Paroi extérieure non accessible

Les joints des laissés brut de fabrication et non accessible en phase chantier seront protégés de la pluie. A défaut les joints devront être traités par un joint de mousse imprégnée (joint de classe 1 selon la norme NF P 85-570 – type Illmod 600 de chez Illbruck ou équivalent).

2.10.2.4.2. Paroi extérieure peinte, lasurée ou enduite

Les MCI² lasurés nécessitent le traitement du fond de joint à l'aide d'un élastomère de première catégorie type SIKAFLEX CONSTRUCTION ou tout autre mastic élastique de classement SNJF F 25 E, mono composant à base de polyuréthane qui polymérise sous l'action de l'humidité de l'air et prévu pour le traitement des joints de façades préfabriquées exposées. L'épaisseur du mastic (mesurée dans le sens de la profondeur du joint) doit être au moins de 15mm. Le joint (chanfrein) doit rester marqué. Dans tous les cas, on veillera à la compatibilité du produit de traitement du joint et de la lasure ou peinture utilisée.

Nota : Dans le cas des maisons individuelles, en limitant la longueur du panneau à 5 m, et en utilisant une teinte ayant une référence de clarté > 35 % (noir = 0, blanc = 100 %), il est possible de fermer les joints à l'aide d'un revêtement souple de classe i4.

2.10.2.4.3. Paroi intérieure

Le joint peut rester non traité si ce dernier vient à être masqué par un bardage ou un doublage ou si les contraintes architecturales ne nécessitent pas sa fermeture. Un système d'obturation de type cordon de mousse pourra être mise en place comme fond de joint à la pose des MCI², pour empêcher les fuites de laitance lors du bétonnage.

Pour les autres locaux, le traitement du joint est réalisé à l'aide d'un mortier hydraulique à retrait compensé. L'apparition de fines fissures au niveau de ces joints est toutefois possible mais sans autre inconvénient que leur aspect.

Les désaffleurements éventuels au droit des joints font l'objet d'un ragréage avant la mise en place des finitions qui comportent elle mêmes des travaux préparatoires habituels propres au type de finition retenu.

2.10.2.5. Mur « MCI² » en infrastructure (Annexe VIII)

Dans le cas où le joint de la paroi structurelle est accessible en phase chantier et inaccessible en phase d'exploitation pour l'entretien, la dérogation de l'enrobage a_e de 3 cm est possible (1,5 cm au minimum), moyennant le traitement du joint avec une bande bitumineuse, et que le mur ne soit pas soumis à une pression hydrostatique.

2.10.2.5.1. Paroi extérieure non accessible en phase définitive

Pour parer aux infiltrations provoquées par les eaux de ruissellements, les joints verticaux et horizontaux en contact avec le remblai sont traités avec un mortier type SIKA MONOTOP 612 F ou un mortier de réparation mono- (ou bi-) composant à base de ciment (et de résine) et complétés d'une bande bitumineuse auto-adhésive type SIKA MULTISEAL ou une bande bitumineuse auto-adhésive à froid, résistante à la déchirure et à l'eau, et apte à protéger le joint du contact direct des terres et des eaux de ruissellement.

2.10.2.5.2. Paroi intérieure

La paroi intérieure sera traitée selon les mêmes critères que les parements intérieurs des murs en superstructure

2.11. Aspects des parements

2.11.1. Etat de surface de la paroi

L'état de la paroi courant correspond à une paroi brute de décoffrage contre moule. Dénomination E (3-3-0) d'après la norme NFP 18-503. La paroi extérieure du MCI² peut présenter un aspect structuré grâce à l'utilisation d'une matrice. Cependant la matrice doit être de forme régulière afin de permettre le raboutage de celle-ci sur les tables de coffrages et permettre le calepinage de ces zones. L'empreinte doit néanmoins permettre de respecter les enrobages des armatures.

2.11.2. Teinte

La teinte du parement peut varier sur un même MCI² ou d'un MCI² à l'autre. L'homogénéité de la teinte des parois n'est pas un paramètre qui peut faire l'objet d'une garantie. Lorsque la finition d'un MCI² demandée est une lasure, il est impératif de préparer le support à l'aide d'un opacifiant appliqué au préalable, de manière à garantir l'aspect final de la lasure.

2.11.3. Préparation du support

La forte compacité du béton des parois doit être prise en compte lors du choix du type de revêtement qui sera appliqué sur le support (lasures, peinture, imprégnation, plot de colle pour fixation des parois de plâtres…). Les désaffleurèrent éventuels au droit des joints font l'objet d'un ragréage avant la mise en place des finitions qui comportent elles-mêmes des travaux préparatoires habituels propres au type de finition retenu.

2.11.4. Revêtement extérieur – finition

L'ajout d'un revêtement sur la paroi extérieure, ou un épaississement de cette même paroi extérieure est possible sous réserve que le poids rapporté à la structure de base ne soit pas supérieur à 75 kg/m². Le BET du titulaire limitera la taille des panneaux afin de ne pas dépasser la limite d'utilisation des éléments de levages.

Le revêtement extérieur peut se présenter de différentes manières :

- Soit paroi collée ou paroi chevillée (lorsqu'un bardage est rapporté sur la paroi extérieure, il faut veiller à calepiner les éléments composant le bardage conformément au joint. Il faut également prévoir un degré de liberté au niveau des fixations sur la paroi en mettant en place des trous oblong au niveau du bardage).
- Soit paroi matricée en béton.

2.12. Traitement de la tête des MCI²

Les têtes de murs exposées aux intempéries sont protégées contre les infiltrations d'eau le long des plans de reprise de bétonnage entre les parois et le béton coulé en place par l'un des moyens suivants :

- Un chaperon béton
- Une couvertine métallique
- Un dispositif d'étanchéité capable d'absorber les variations dimensionnelles de la section exposée

Dans le cas des acrotères la présence d'un isolant en tête de murs et sur la paroi intérieure pour supprimer le pont thermique ne permettra que la mise en œuvre de couvertines métalliques.

2.13. Fabrication

2.13.1. Généralité

Les MCI² sont réalisés en usine à l'aide d'un outil automatisé sur des tables métalliques disposées à plat.

Compte tenu de la minceur des voiles de coffrage, les raidisseurs métalliques doivent être fabriqués avec une grande précision pour respecter les exigences d'enrobage minimal et assurer la couture de la paroi intérieure et du béton coulé en place.

2.13.2. Fabrication de la première paroi

1. Traçage de la première paroi (position des inserts, réservations…)
2. Mise en place des règles de coffrage
3. Projection d'un démoulant
4. Mise en place des inserts (douilles, réservations, boitier électrique…)

5. Mise en place des cales d'enrobage des armatures
6. Mise en place des armatures
7. Préparation du béton sur site
8. Coulage du béton à l'aide d'un distributeur
9. Découpage et perçage de l'isolant pour le passage des connecteurs
10. Mise en place de l'isolants sur la première paroi
11. Mise en place des connecteurs au travers de l'isolant, dans le béton encore frais
12. Vibration de la table
13. Etuvage

2.13.3. Fabrication de la deuxième paroi

1. Traçage de la deuxième paroi à fabriquer (position des inserts, réservations…)
2. Mise en place des règles de coffrage
3. Projection d'un démoulant
4. Mise en place des inserts (douilles, réservations, boitier électrique…)
5. Mise en place des cales d'enrobage des armatures
6. Mise en place des armatures
7. Mise en place des raidisseurs
8. Mise en place des cages CFA
9. Préparation du béton sur site
10. Coulage du béton à l'aide d'un distributeur
11. Retournement de la première paroi sur la seconde avec centrage et mise en appui sur des cales suivant l'épaisseur du MCI²
12. Vibration de la table
13. Etuvage
14. Démoulage et stockage sur un conteneur métallique.
15. Contrôles de fabrication

2.14. Contrôle

2.14.1. Contrôles qualité

La nature et la fréquence des contrôles minimaux sont définis dans le référentiel de certification NF 548.

Les contrôles doivent permettre de garantir les caractéristiques certifiées suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours du béton des parois préfabriquées, $f_{ck,p}$;
- Épaisseur des parois, e_1 et e_2 ;
- Ancrage des connecteurs synthétiques COMBAR (profondeur d'ancrage nominale : 6 cm, profondeur d'ancrage minimale = 5,5 cm) ;
- Les caractéristiques dimensionnelles et mécaniques des raidisseurs (§2.14.2).

2.14.2. Contrôle des raidisseurs

Les raidisseurs font l'objet d'une certification de type NF AFCAB ou reconnue équivalente. Les critères de certification des raidisseurs sont les suivants :

- Hauteur déclarée avec une tolérance de +1/-3mm sur cette dimension, conformément à la norme NF A 35-028
- Résistance des soudures : ce contrôle porte sur la résistance des soudures du treillis aux aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs et doit être conforme aux prescriptions de l'article 7.3.3 de la norme NF A 35-028. La valeur des résistances au cisaillement à vérifier doit être conforme à la norme NF A 35-028 ou aux Avis Techniques mentionnés dans le certificat du raidisseur. Cette vérification sera faite statistiquement, dans un fractile de 5% et un niveau de confiance de 90%.

De plus, la valeur minimale de chaque force de cisaillement mesurée F_{wi} des points de soudure dans un treillis raidisseur, ne doit pas être inférieure à 0,9 fois la valeur déclarée.

Tableau 12 : Résistances mini des soudures en fonction des diamètres des diagonales :

∅ des Diagonales	Résistance de la soudure R [daN]	Force disponible à la limite élastique F_S [daN]
∅ 5 mm	980	982
∅ 6 mm	1180	1414
∅ 7 mm	1610	1924

En cas de fabrication interne, les critères de certification présentées ci-dessus sont vérifiés par tierce partie suivant les modalités du référentiel NF 548.

2.15. Tolérances

Les tolérances sont définies dans le référentiel de certification NF 548 ou le présent Document Technique d'Application le cas échéant.

Les tolérances de fabrication des connecteurs est de +0/-2mm.

Tableau 16/ Tolérances

Mesures sur le produit	Tolérances
Positionnement des connecteurs dans le plan de la paroi	+/- 10 mm
Positionnement des connecteurs dans l'épaisseur de la paroi	+/- 3 mm
Enrobage des connecteurs	+/- 3 mm
Verticalité des connecteurs	+/- 10°

2.16. Chronologie de mise en œuvre des MCI²

1. Réalisation des fondations, l'entreprise de pose devra respecter et contrôler les enrobages minimums des armatures en attentes.
2. Implantation et traçage des MCI² avec repérage des joints.
3. Déchargement à l'aide d'un moyen de levage compatible avec le poids
4. Pose sur des cales. Le calage s'effectue sur la paroi intérieure.
5. Au niveau de chaque joint, mise en place des systèmes évitant les fuites de laitances (laine de roche souple (densité <60kg/m3), bande pré comprimée et mousse PU).
6. Stabilisation des panneaux par au minimum deux étais tire pousses ou par un système d'équerrage. Les étais tirant-poussant seront fixés au « MCI² », à l'aide des douilles d'étaiement prévues à la préfabrication. La tolérance de pose d'un panneau est de +/- 5mm.
7. Mise en place des aciers de continuité et chaînages éventuels.
8. Pose des prédalles, dalles alvéolées ou coffrage, sur étaiement adapté.
9. Les boucles de levage doivent être coupées avant le remplissage du noyau.
10. Lors du coulage, veillez à protéger la tête de MCI² par un nylon ou une bâche, afin que le béton ne s'infiltre pas entre l'isolant et la paroi extérieure. Avant de procéder au bétonnage, les parois coffrantes doivent être humidifiées, au jet d'eau par exemple ; tout excès d'eau en pied de coffrage doit être évacué avant bétonnage. Le coulage du béton est réalisé par banchées successives conformément au paragraphe 4.1192 à partir du niveau de la dalle. Le béton est conforme au paragraphe 2.2. Les hauteurs de chute du béton frais seront limitées suivant les prescriptions du § 2.8.10.
11. Le coulage de la dalle peut être effectué en même temps que la dernière levée des MCI².
12. Finition des joints en fonction de la destination de l'ouvrage (Cf. §2.10.2).

Dans tous les cas où la reprise de bétonnage a un rôle mécanique, l'arrêt du coulage doit être effectué à une distance minimale de 200 mm sous l'arase. Cette distance doit être compatible avec la longueur de recouvrement des armatures.

2.17. Manutention, Montage, Stockage et Transport

2.17.1. Manutention

Les panneaux sont manutentionnés à l'aide d'un moyen de levage compatible avec leurs poids. Les caractéristiques de ces engins, définis par leurs abaques d'utilisation, et éléments de manutention devront être compatibles avec la masse des panneaux à mettre en œuvre. Lorsque le nombre de point de levage est supérieur à deux, le levage sera réalisé à l'aide de poulies permettant la répartition homogène de poids sur les 4 points de levage (dispositif d'équilibrage).

2.17.2. Montage

Après la pose du MCI², ce dernier est maintenu en position par des étais tire-pousse fixés aux MCI² par l'intermédiaire de vis et de douille métallique pour les ouvrages exposés au vent dimensionnée par le BET de l'industriel sur la base des DPM (les douilles étant mise en place lors de la fabrication).

En l'absence de vitesse de vent spécifiée dans les DPM, une valeur de 85 km/h, quelle que soit la direction du vent, sera retenue (en référence à la norme NF P 93 350 relative aux banches, art. 6.3.1.6).

Le titulaire de l'avis technique peut proposer des recommandations de mise en sécurité à la pose basées sur l'incorporation de douilles ou d'un système plus élaboré à base d'équerres embase de garde-corps ou de passerelles.

2.17.3. Stockage et transport

Le stockage et le transport des panneaux sont réalisés verticalement sur rack.

Dans les panneaux de façade comportant une ou plusieurs baies, il est rappelé que l'on doit mettre en œuvre, au moins pour les opérations de manutention, des tirants ou entretoises de rigidité suffisante pour équilibrer, sans déformation sensible, les moments susceptibles d'être engendrés dans le plan du panneau par les efforts concentrés au droit des points de levage.

La manutention des éléments, dans une position verticale, s'effectue uniquement par les inserts de levage, incorporés dans les deux parois de l'élément prévues à cet effet. En aucun cas la manutention ne peut s'effectuer par d'autres armatures.

Le transport et le stockage à plat sont limités au cadre défini dans le guide de INRS « Murs à coffrage intégré (MCI) – Prescriptions minimales à intégrer à la conception du procédé constructif MCI pour une mise en œuvre en sécurité ».

Lors du transport vertical des panneaux, on doit prévoir des cales prenant simultanément l'appui des deux voiles.

Le stockage sur chantier des éléments doit être effectué sur une aire régulièrement plane et stable à la charge de l'entreprise ; l'aire de livraison doit être facile d'accès pour les camions.

Dans le cas de stockage vertical, les panneaux de coffrage doivent être posés sur des cales prenant simultanément l'appui des deux voiles.

2.18. Rôles des différents intervenants

Le BET Structure assure le calcul de structures en tenant compte des spécificités du procédé MCI² décrites dans le présent Avis Technique. Il doit également tenir compte des conditions particulières de la conception parasismique des bâtiments avec ce procédé.

Les épaisseurs minimales de l'isolant sont déterminées par le bureau d'études thermiques.

Les BET des titulaires (bureau d'étude interne ou BET désigné par le titulaire et soumis à son contrôle) s'engage à effectuer :

- La vérification de la contrainte de cisaillement à l'interface paroi préfabriquée/noyau en béton coulé en place, qui est spécifique à la famille (mur à coffrage et isolation intégrés), ou à s'assurer que cette vérification a bien été effectuée par le BET Structures en charge du chantier ;
- Le dimensionnement de la paroi extérieure librement dilatable, des organes de liaison et la vérification des joints, et des raidisseurs, conformément au présent Avis Technique.

Le calepinage est réalisé par le BET du titulaire (ou par un bureau d'étude désigné par ce dernier et soumis à sa responsabilité) puis approuvé par le Bureau d'Études Structures de l'opération et l'entreprise de pose.

Le titulaire ou le bureau d'études désigné par ce dernier et soumis à sa responsabilité, établit les plans de ferraillages des panneaux, à partir des plans du BET Structures et des dispositions et règles de calculs propres au procédé.

Les plans de préconisation de pose mentionnent la zone sismique, le type de sol et la catégorie d'importance du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des murs, des organes de liaison et de la largeur des joints. Ces plans mentionnent également la stabilité au feu pour laquelle les murs ont été dimensionnés.

Les sociétés PREFA DU LEMAN, RECTOR et SPL assurent la fabrication des produits et le transport. Elles fourniront systématiquement au client une notice d'instructions pour la mise en œuvre des murs « MCI² ».

La mise en œuvre du procédé est effectuée par l'entreprise titulaire du marché. Une documentation sur les spécificités de mise en œuvre du procédé sera transmise par les sociétés PREFA DU LEMAN, RECTOR et SPL qui mettront à la disposition de l'entreprise de pose leurs assistances techniques et des possibilités de formation du personnel.

2.19. Aide à la mise en œuvre

Les sociétés PREFA DU LEMAN, RECTOR et SPL fournissent systématiquement au client une documentation sur les spécificités de mise en œuvre des « MCI² »

Les clients utilisant pour la première fois la technologie MCI² seront assistés par un expert des sociétés titulaires lors de la préparation et de la mise en place des premiers MCI². Cette démarche pourra aussi être mise en place au cas par cas pour l'ensemble des clients utilisateurs du procédé MCI².

2.20. Données environnementales

Le procédé « MCI2 » ne fait pas l'objet d'une Déclaration Environnementale (DE). Il ne peut donc revendiquer aucune performance environnementale particulière.

Les données issues des DE ont notamment pour objet de servir au calcul des impacts environnementaux des ouvrages dans lesquels les procédés visés sont susceptibles d'être intégrés.

3. Résultats expérimentaux

3.1. XBAR 12 mm

- Essais statiques d'arrachement sur 5 connecteurs non vieillis et 5 connecteurs vieillis (12 mois) avec peau de 60mm réalisés par le LMC2
- Essais statiques et cycliques de cisaillement de 35 corps d'épreuve (33 statiques et 2 cycliques) avec peau de 60mm réalisés par le LMC2.
- Essais statiques de poinçonnement et de flambement de 6 corps d'épreuve (3 poinçonnements et 3 flambements) avec peau de 60mm réalisés par le LMC2.

3.2. COMBAR 12 mm

- Essais d'arrachement statiques sur 15 connecteurs réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport n° TUK 06034/1/Pa/528)
- Essais d'arrachement statiques sur 5 connecteurs réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport n° TUK 07030/2/Pa/528)
- Essais d'arrachement statiques sur 10 connecteurs réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (rapport n° TUK 11016/HA/515)
- Essais de traction statiques à 45° (5 essais ; sur corps d'épreuve constitué de deux parois béton reliées par des connecteurs droits et un connecteur à 45° centré) réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport n° TUK 10015Pa/528-2)
- Essais de traction statiques à 45° et à 60° (3 essais par configuration ; sur corps d'épreuve constitué de deux parois béton reliées par des connecteurs droits et un connecteur à 45° ou 60° centré) réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport n° TUK 10015Pa/528-2)
- Essais de traction statiques et cycliques (7 essais par configuration ; pour des parois béton de 60 et 100 mm) réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport HWA FINAL n° 06046Pa528)
- Essais de compression statiques sur 2x3 connecteurs isolés avec une longueur libre de 140 mm et 200 mm réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport n° TUK 10015Pa/528-3)
- Essais de résistance au poinçonnement sur 6 éprouvettes (compression sur connecteur ancré dans une paroi de 6 cm) réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport HWA FINAL n° 06046Pa528)
- Essais de cisaillement statiques et cycliques (5 essais par configura- tion ; corps d'épreuve constitué de deux parois béton reliées par des connecteurs droits, épaisseur d'isolant de 60, 100 et 140 mm) réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport HWA FINAL n° 06046Pa528)
- Essais de cisaillement statique et cyclique (corps d'épreuve constitué de deux parois béton reliées par des connecteurs droits, épaisseur d'isolant de 60 mm) avec application d'une charge de traction cons- tante de 2 kN et de 8 kN réalisés par le laboratoire Technische Universitat Kaiserslautern (Rapport HWA FINAL n° 06046Pa528).

3.3. Résistance au feu

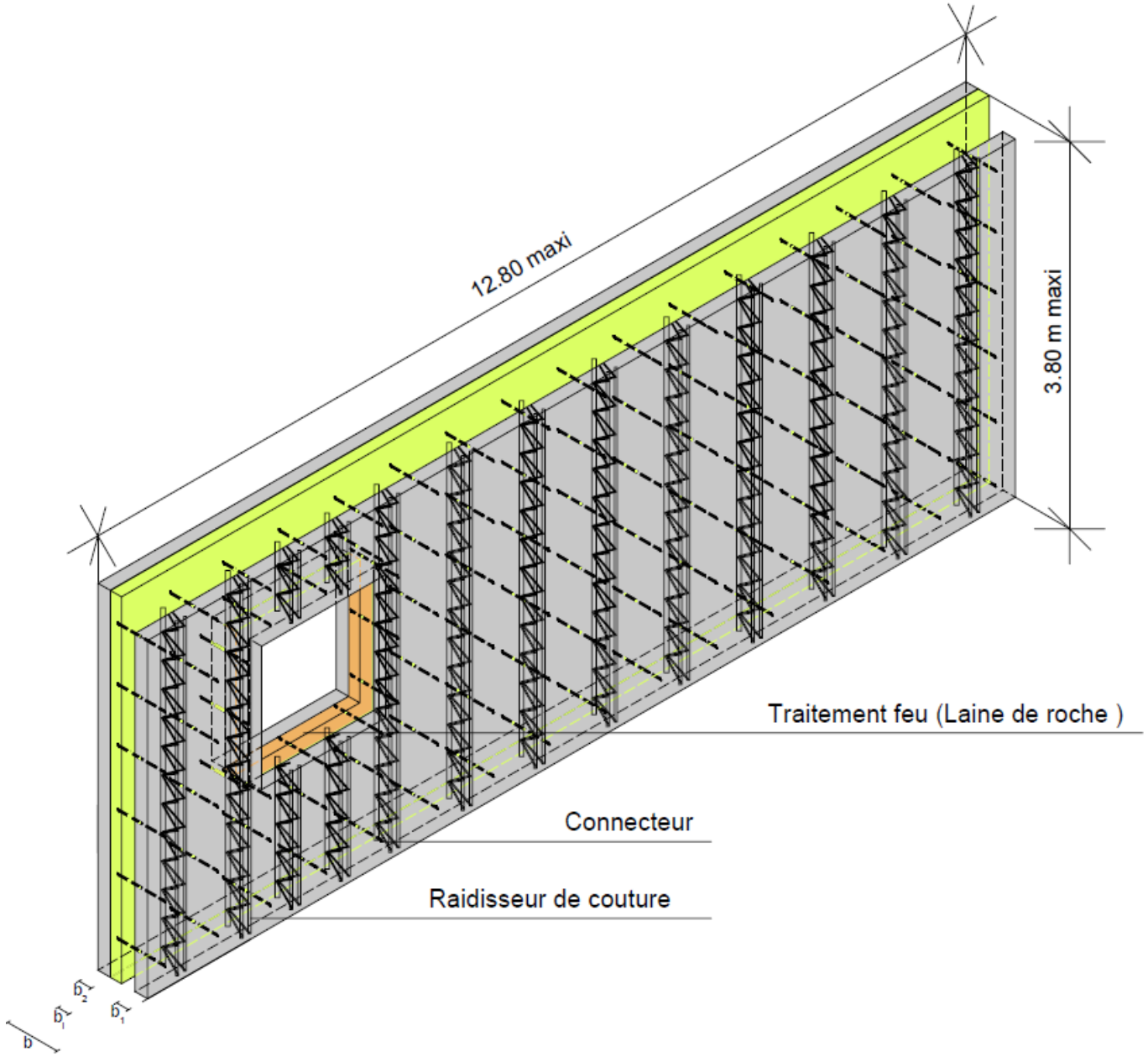
- Appréciation de laboratoire du CSTB n° AL18-230_V4.

4. Références

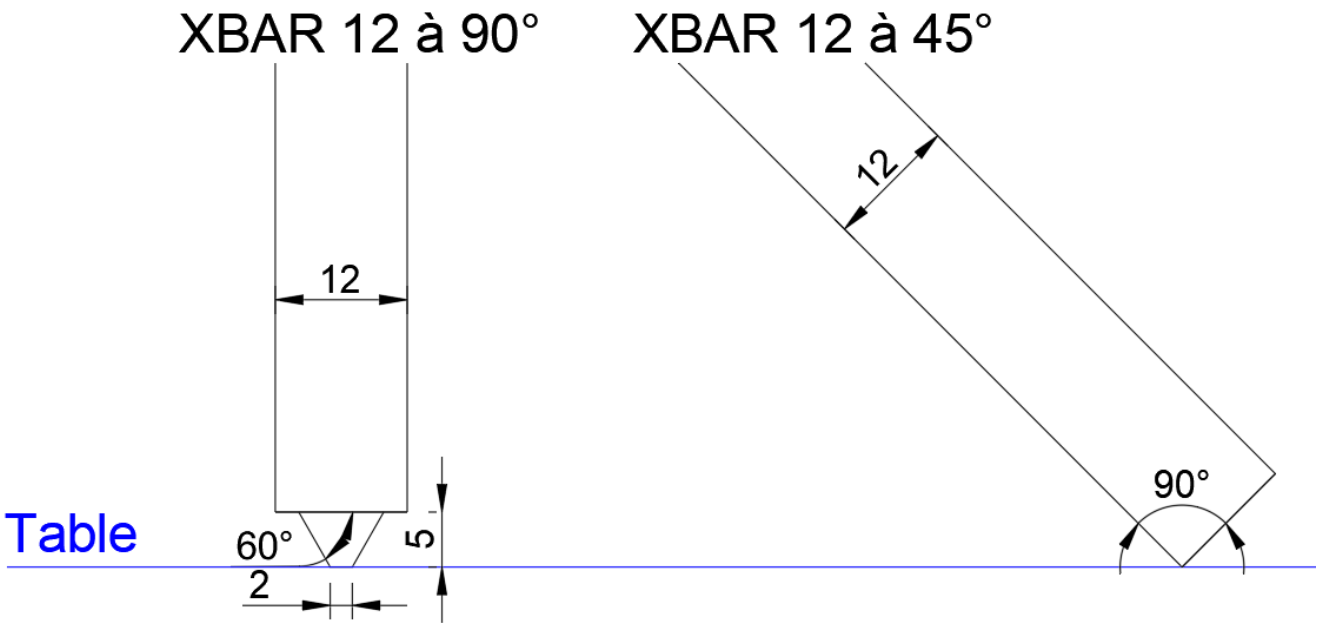
Type de chantier	Ville	Entreprise	Fabricant	Surface (m^2)	Année
Gymnase	Chambéry	AB Maçonnerie	PREFA DU LEMAN	778 m^2	2017
Villa	Monthey (Suisse)	Buffet de la gare	PREFA DU LEMAN	87 m^2	2017
Villa	Genève (Suisse)	Dolmenia	PREFA DU LEMAN	107 m^2	2017
Logements	Genève (Suisse)	Rampini & Cie	PREFA DU LEMAN	401 m^2	2017
Bureaux	Donges	Jaffre	SPL	725 m^2	2019
Laboratoire	Donges	Donada	SPL	471 m^2	2019
Commerce	Landivisiau	Personnic	SPL	340 m^2	2019
Villa	Cesson	Art bati	SPL	170 m^2	2019
Logements	Clermont-Ferrand	Arvernoise	RECTOR LESAGE	50 m^2	2019
ERP	Andresy	SOMMA	RECTOR LESAGE	227 m^2	2019
Salle de sport	Savigny-Le-Temple	VITTE	RECTOR LESAGE	504 m^2	2019
Salle de sport	CIVAUX	COGEA	RECTOR LESAGE	338 m^2	2019

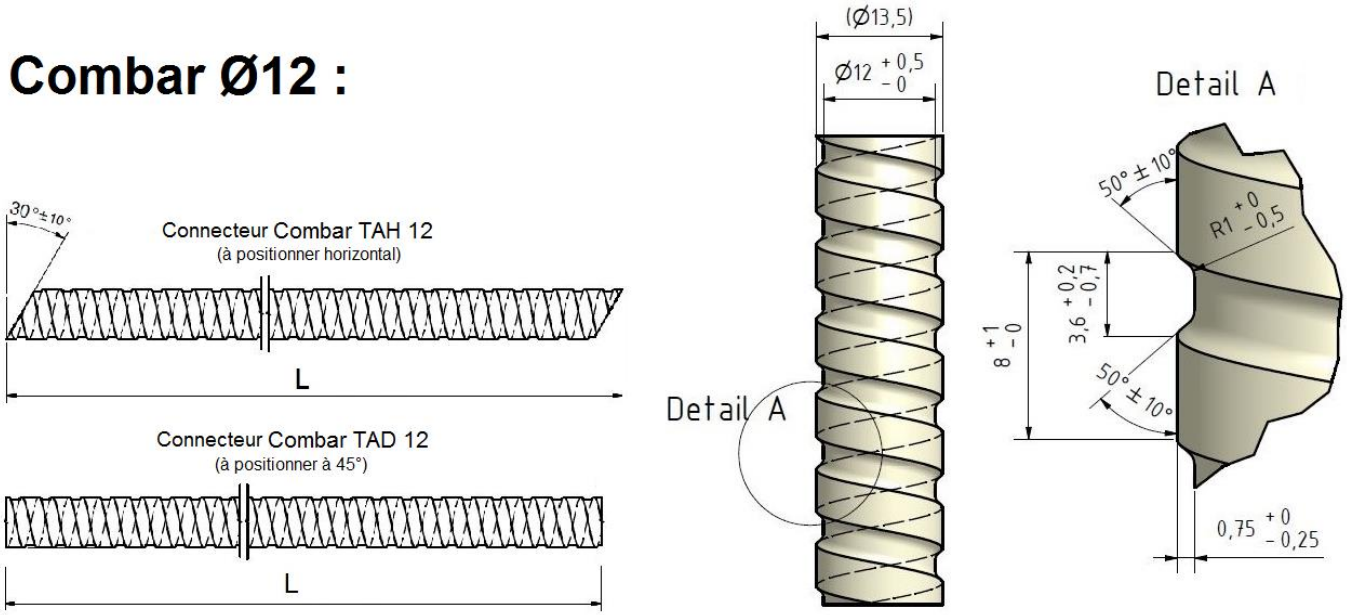
5. Annexes du Dossier Technique

Annexe I : Principe du procédé MCI²

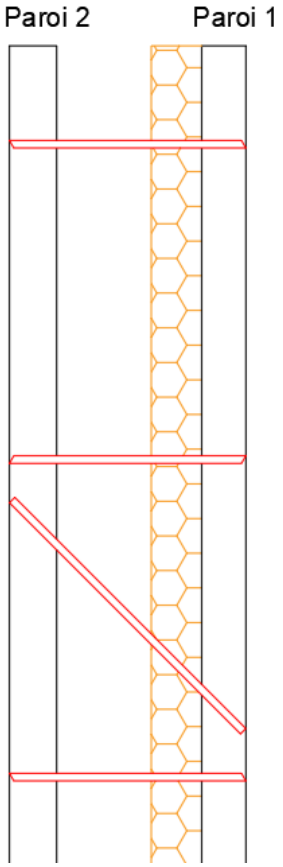


Annexe II : Connecteurs XBAR et COMBAR

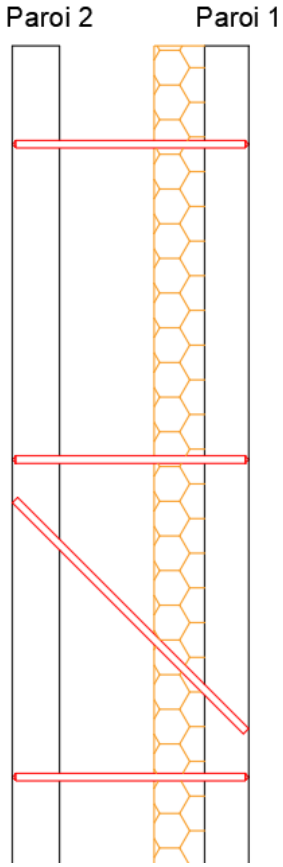




Coupe MCI² avec Combar

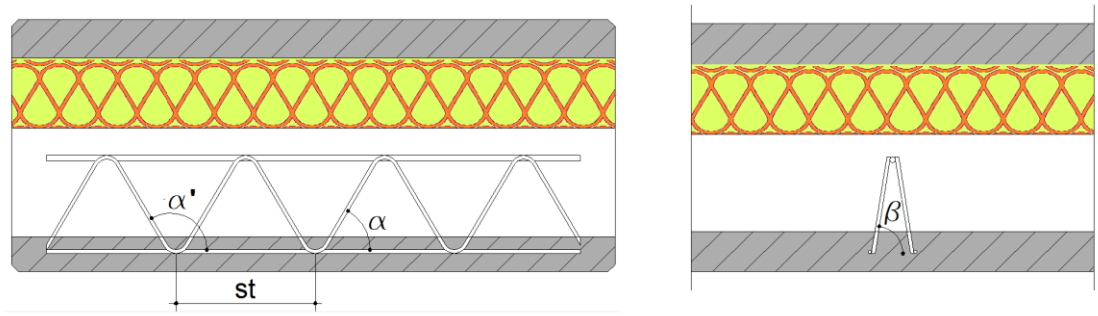


Coupe MCI² avec Xbar



Annexe III : Exemple de calcul de ρ_α

Cette annexe permet la détermination des pourcentages ρ_α et $\rho_{\alpha'}$ des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle d'inclinaison α ou α' dans le sens longitudinal, pour deux types de treillis raidisseurs courants de section triangulaire de type treillis Warren



Les pourcentages d'armatures transversales ρ_a et $\rho_{\alpha'}$ traversant l'interface du plan de reprise dans le sens longitudinal sont donnés par l'expression ci-après :

$$\rho_\alpha = \rho_{\alpha'} = \frac{(2 \times A_d \times \sin\beta)}{(st \times e\,)}$$

Avec :

- A_d : sections d'une diagonale en m²
- β : inclinaison des diagonales dans le plan transversal
- st : pas de sinusoïde en m
- e : espacement des raidisseurs en m

Par exemple pour :

- Espacement des raidisseurs = 60 cm
- Diagonales de $\phi 5$ mm => A_d = 0,1963
- Pas de la sinusoïde st = 20 cm
- $\beta = 86°$, soit $\sin\beta$ = 0,997

Le pourcentage d'armatures ρ_α et $\rho_{\alpha'}$ des armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle α ou α' dans le sens longitudinal est égal à :

$$\rho_\alpha = \rho_{\alpha'} = \frac{2 \times 0{,}1963 \times 0{,}997}{20 \times 60}$$

On obtient des pourcentages d'armatures transversales ρ_α et $\rho_{\alpha'}$ ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle α ou α' dans le plan longitudinal de 0,0326 %.

Annexe IV : Exemple de calcul de τ_{Rd}

Le cisai0.20llement admissible τ_{Rd} à l'interface béton préfabriqué / béton du noyau coulé in situ est donné par l'expression :

$$\tau_{Rd} = \min[\ v_{Rdi};\ 0{,}5 \times v \times f_{cd,n}\ ]$$

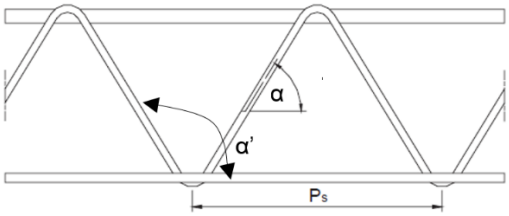
Avec :

$$v_{Rdi} = c \times\ f_{ctd,n} + \rho_{\alpha} \times f_t\ (\mu \times \sin\alpha + \cos\alpha) + \rho_{\alpha'} \times f_t(\mu \times \sin\alpha' + \cos\alpha')$$

Avec :

- c tel que
  - $c =\ 0{,}20$ dans le cas de *charges* principalement statiques
  - $c =\ 0{,}10$ dans le cas de charges *dynamiques*
- $\mu = 0{,}6$
- α et α' : Inclinaison des diagonales dans le plan transversal
- ρ_{α} et $\rho_{\alpha'}$: % d'armatures transversales ancrées de part et d'autre du plan de reprise suivant l'angle α ou α'
- f_{ctd} : résistance à la traction du béton de remplissage (valeur de calcul)
- $f_t = \min\ \left[\frac{f_{yk}}{\gamma_s}\ ;\frac{R}{(A_d \times \gamma_s)}\right]$
  - $\gamma_s =\ 1{,}15$
  - f_{yk} *= limite caractéristique élastique de l'acier*
  - R *: résistance des soudures*
  - A_d *= section d'une diagonale du raidisseur*
- $f_{cd,n}$: résistance en compression du béton de remplissage (valeur de calcul)
- $v = 0{,}6 \times (1 - f_n/250)$

Exemple :



Pour le cas étudié à l'annexe II, $\alpha = 78°$, $\alpha' = 102°$ et $\beta = 80°$ avec la valeur $\rho_{\alpha} = \rho_{\alpha'} = 0{,}310\%$

Pour l'acier des raidisseurs nous avons f_{yk} = 500 MPa et R = 9800 daN et Ø = 5 mm

Pour le béton nous prendrons comme hypothèse un béton de remplissage du noyau tel que $f_{ck,n}$ = 25 MPa

Alors $f_{cd,n}\ =\ 16{,}7$ MPa et $f_{ctd,n}$ = 1,2 MPa

On a $f_t = \min[434{,}8\ ;\ 434{,}2]\ \ =\ 434{,}2$ MPa

Alors :

$$v_{Rdi} = 0{,}20 \times 1{,}2 + 0{,}0310 \times 10^{-2} \times 434{,}2 \times (0{,}6 \times 0{,}978 + 0{,}208) + 0{,}0310 \times 10^{-2} \times 434{,}2 \times (0{,}6 \times 0{,}978\ +\ 0{,}208)$$

$$\boldsymbol{v_{Rdi} =\ 0{,}454\ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = \min[\ v_{Rdi}; 0{,}5 \times v \times f_{cd,n}\ ]\ \ =\ min\ \left[0{,}454\ ;\ 0{,}5 \times 0.6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times 16{,}7\right] = \min[0{,}454\ ;\ 4{,}5]\ \ = 0{,}454\ MPa$$

$$\boldsymbol{\tau_{Rd} = 0{,}454\ MPa}$$

Annexe V : Principe de vérification des joints entre MCI². Détermination de l'effort sollicitant au droit du joint

Cette annexe décrit le principe de détermination de l'effort sollicitant au droit du joint dans les cas suivants :

- Le MCI² est soumis à une force horizontale ponctuelle perpendiculaire à l'épaisseur du mur ou à une charge linéaire horizontale agissant en partie supérieure du mur (cas d'un contreventement) ;
- Le mur MCI² est soumis à un chargement réparti en tête sur toute sa longueur (cas d'une poutre-voile).

Les liaisons entre MCI² doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$V_{Rdi} \geq V_{Edi}$$

Ceci afin que le monolithisme de la section soit assuré.

Avec :

- V_{Rdi} = Effort tranchant résistant au droit du joint
- V_{Edi} = Effort tranchant sollicitant maximal à l'ELU

a) Dans le cas d'un contreventement

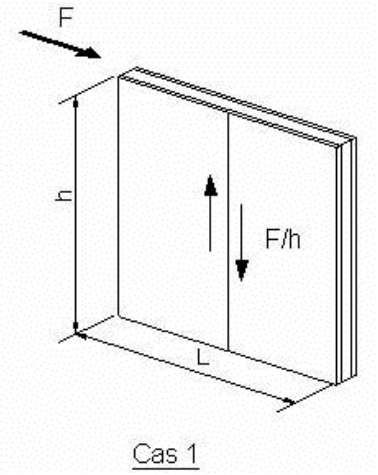
On distingue deux cas :

Cas 1 : reprise d'une charge ponctuelle horizontale F sur un mur développant une bielle de compression. La valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant au niveau du joint est telle que :

$$V_{Ed,j} = \frac{F}{h}$$

Avec :

- F : la charge ponctuelle horizontale sur le mur ;
- h : la hauteur du mur ;
- $V_{Ed,j}$: l'effort tranchant $sollicitant$ de calcul au niveau du joint j



Cas 2 : reprise d'une charge linéaire horizontale F sur un mur développant n_b bielles de compression

La valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant au niveau du joint j est telle que :

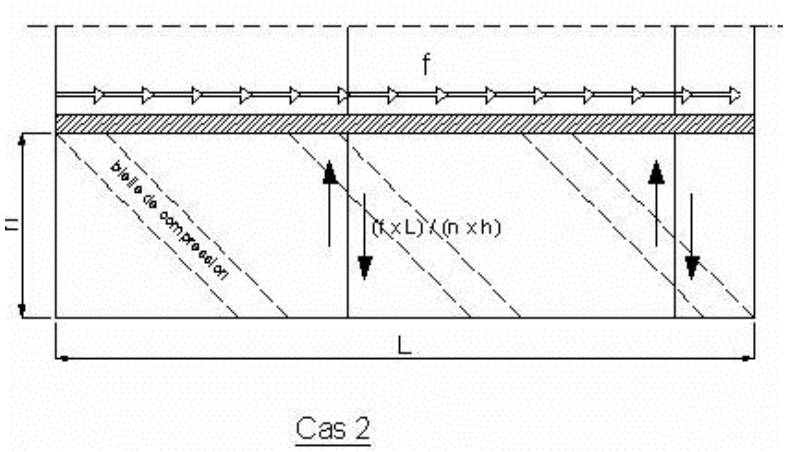
$$V_{Ed,j} = \frac{F \times L}{n_b \times h}$$

Avec :

- F : la charge linéaire horizontale sur le mur
- $V_{Ed,j}$: l'effort tranchant sollicitant de calcul au niveau du joint j
- L : la longueur du voile
- h : la hauteur du voile
- n_b : le nombre de bielles de compression développées dans le voile sous l'action de la charge linéaire F sur le voile.

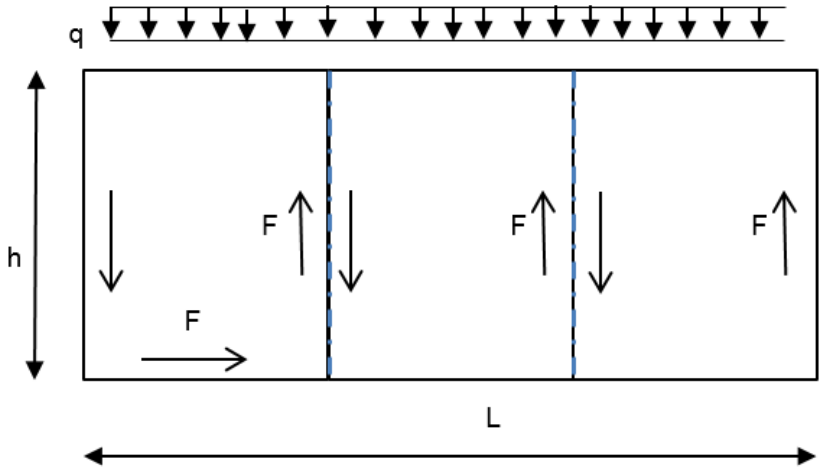
Le nombre de bielles mobilisables n_b en supposant une inclinaison des bielles à 45°, est égal à la partie entière de :

$$n_b = \frac{L - h}{h}$$



b) Dans le cas d'une poutre-voile

Dans le cas général, l'effort tranchant sollicitant de calcul $V_{Ed,j}$ au droit du joint est déterminée en considérant la valeur maximale de l'effort tranchant sollicitant de calcul $V_{Ed,max}$, indépendamment de la position du joint. En conséquence, l'effort tranchant sollicitant de calcul au niveau des joints des poutres-voiles est donc majoré



$$V = q\,.\,L/2$$
$$F = V\ /\ min\ [h\,;\ L]$$

L'effort tranchant sollicitant de calcul au niveau du joint j est tel que :

$$V_{Ed,j} = V_{Ed,max}/min[h\,;\ L] \text{ avec } V_{Ed,max} = V_{max} = q\,.\,L/2$$

La section des armatures de liaison doit être au moins égale à la section minimale prescrite pour les éléments continus équivalents (mur banché) et leurs longueurs doivent permettre un recouvrement suffisant avec les armatures intégrées dans les parois préfabriquées.

Annexe VI : Principe de vérification des joints entre MCI². Calcul des efforts résistants du joint.

Dans ce qui suit, les vérifications au cisaillement sont réalisées en considérant l'hypothèse suivante : les valeurs des deux coefficients c et μ dépendant de la rugosité de l'interface correspondent au cas d'une surface de reprise de type « lisse » au sens de l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1, soit c égale à 0,18 (avec la minoration suivante : 0,20/1,1) et μ égal à 0,6.

Note 1 : le terme surface lisse, au sens de l'article 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1, peut désigner soit une surface réalisée à l'aide de coffrages glissants, soit une surface extrudée ou soit une surface non coffrée laissée sans traitement ultérieur après vibration.

Les coefficients c et μ sont présentés dans le Tableau ci-dessous pour les combinaisons d'actions en situation durables ou transitoires (fondamentales) et pour les situations de projet sismiques au sens de la norme NF EN 1990.En situation sismique, les valeurs de c prises en compte sont les valeurs ci-dessus divisées par 2.

Les efforts résistants déterminés pour chaque type de liaison sont à comparer aux valeurs des efforts sollicitants définis par le BET conformément aux prescriptions de l'Annexe 1 ci-dessus.

ELU	Fondamental	Sismique
c	0,18	0,09
μ	0,6	0,6

Nous rappelons que dans le cas le plus courant où des armatures de couture sont réalisées avec des U aux abouts et que les sections d'armatures sont donc identiques sur les deux plans de couture, et que le noyau est armé du côté extérieur, les efforts résistants sont déterminés par l'expression ci-après :

$$V_{Rdi} = \left[c \times f_{ctd,n} + \mu \times \left(\sigma_n + \rho \times f_{yd}\right)\right] \times 1 \times 2x$$

Avec :

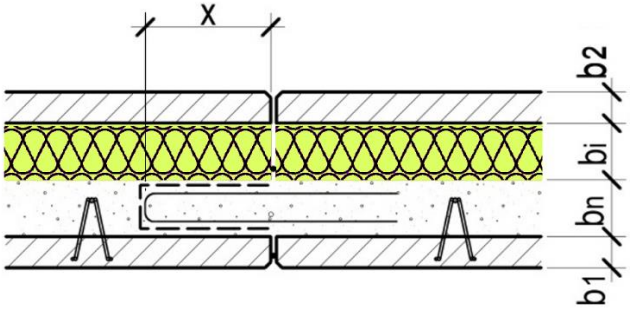
- $f_{ctd,n}$: valeur de calcul de la résistance en traction du béton du noyau coulé en place, définie à l'article 3.1.6 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, égale à $(\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_C)$.
- γ_c = 1,2 pour les situations accidentelles et =1,3 en situation sismique
- γ_c = 1,5 dans les autres cas
- f_{yd} : limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé égale à f_{yk}/γ_s ;
- f_{yk} : la limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé ;
- γ_s : coefficient partiel de sécurité de l'acier ;
- σ_n : la contrainte engendrée par la force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement ;
- ρ : le pourcentage d'armatures A_{cout} traversant l'interface voile préfabriqué/noyau coulé en place sur la distance x
- x : la distance de l'extrémité de l'armature de liaison à l'about du voile préfabriqué ;

Note : Dans l'expression de l'effort résistant ci-dessus, l'influence du retrait du béton coulé en place est négligée.

<u>Liaison sans couture des abouts (cas incompatible avec une utilisation en poutre voile):</u>

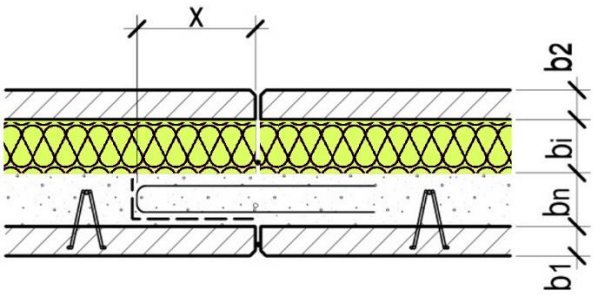
- En cas de présence d'armatures dans la partie coulée en place côté isolant :

$$V_{Rdi} = \left(c \times f_{ctd,n} \times (2 \times x)\right) \times 1$$



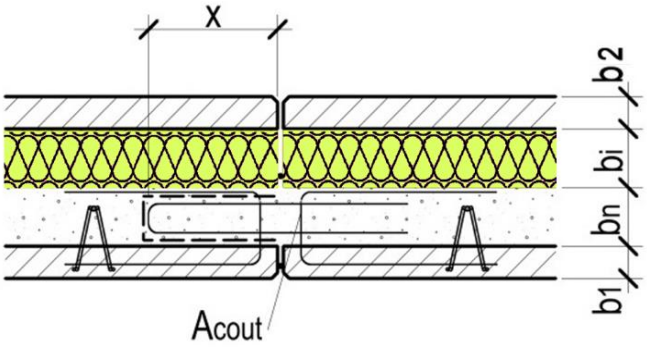
- En l'absence d'armatures dans la partie coulée en place côté isolant :

$$V_{Rdi} = \left(c \times f_{ctd,n} \times (x + b_n)\right) \times 1$$



<u>Liaison avec couture des abouts (avec noyau armé coté isolant).</u>

$$V_{Rdi} = \left(c \times f_{ctd,n} \times (2 \times x) + \mu \times \left(\sigma_n + \rho \times f_{yd}\right) \times 2x\right) \times 1$$

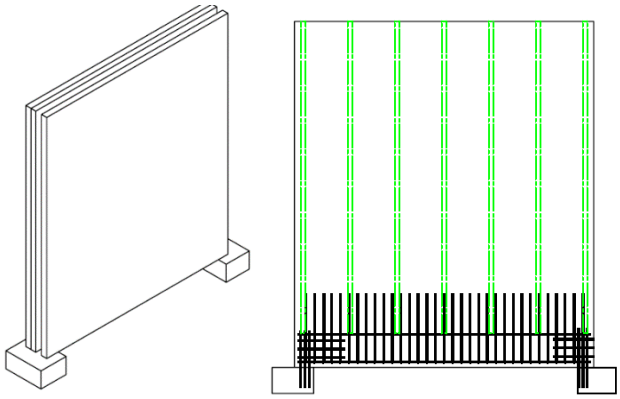


Annexe VII : Schéma de principe de réalisation des liaisons entre poutres - voiles en MCI²

Note : il est rappelé que toutes les liaisons avec des poutres voiles doivent être couturées, qu'elles soient verticales ou horizontales, notamment au niveau des planchers.

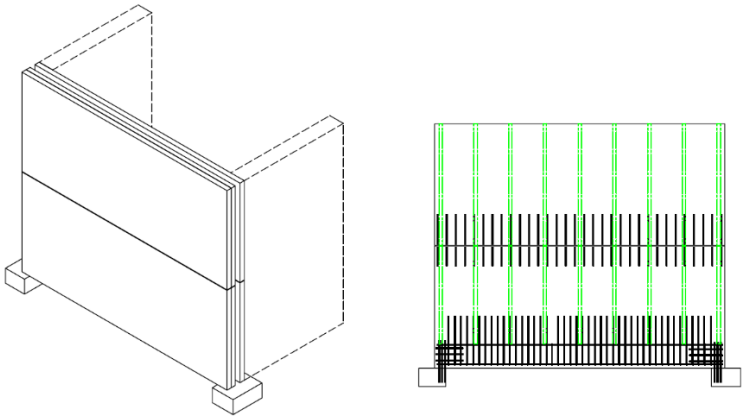
Cas 1 - Poutre voile réalisée en un seul tenant, avec intégration complète du tirant dans le « MCI² »

- Cette solution ne nécessite pas de vérifications particulières étant donné l'absence de joints hormis la vérification du déversement si nécessaire.
- Prévoir un calage de 3 cm minimum sur les plots de fondation



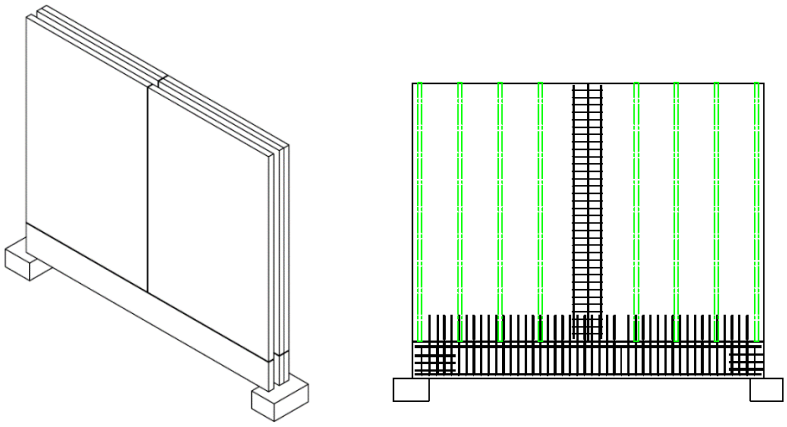
Cas 2- Poutre voile réalisée en plusieurs MCI² superposés.

- Cette solution nécessite la vérification du joint à l'effort tranchant
- Le type de liaison est choisi parmi les liaisons couturées en fonction de l'effort à reprendre
- Prévoir un calage de 3 cm minimum sur les plots de fondation
- Observation : ce type de configuration nécessite la présence de raidisseurs aux extrémités de la poutre voile.



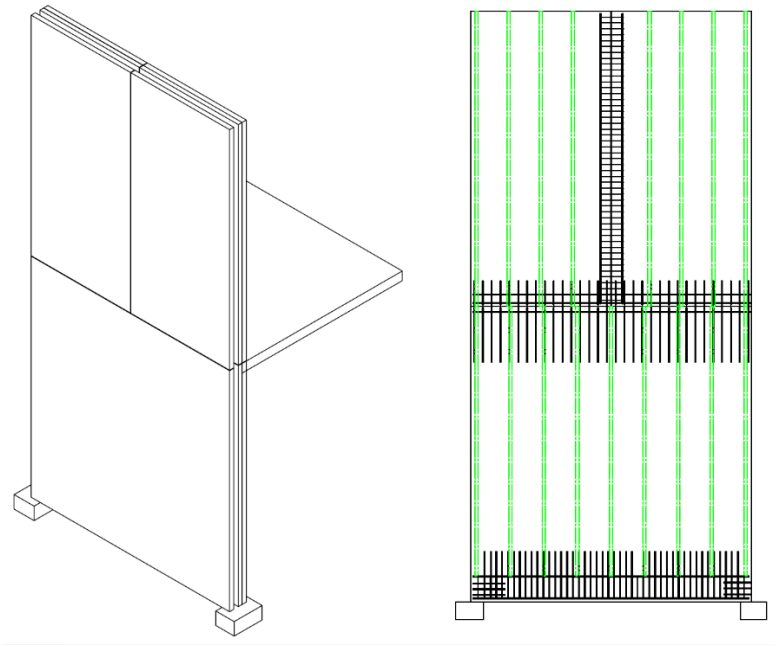
Cas 3- Poutre voile en plusieurs parties

- La zone du tirant est réalisée de manière traditionnelle ou à l'aide d'une pièce préfabriquée, la zone supérieure est constituée de MCI²
- Ce type de configuration nécessite la vérification de la résistance des joints à l'effort tranchant.



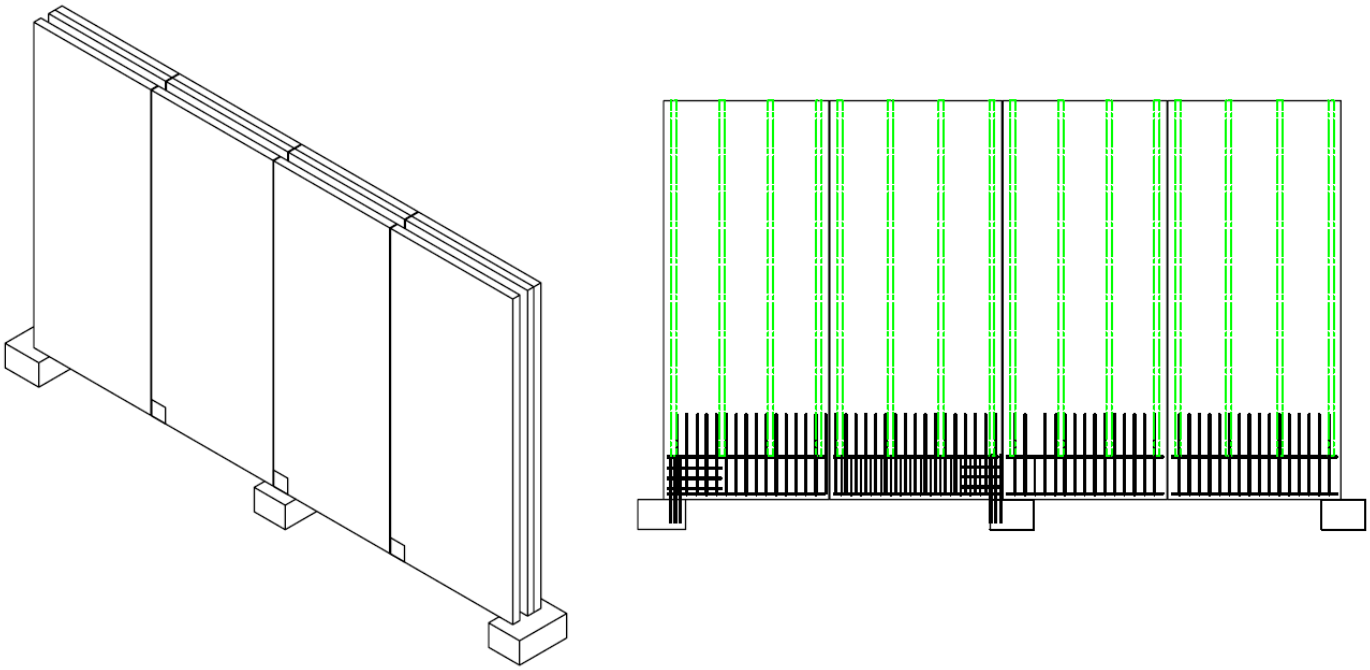
Cas 4- Poutre voile en deux parties

- La partie inférieure est réalisée de manière traditionnelle, la ou les parties supérieures sont réalisées à base de MCI².
- Ce type de configuration nécessite la vérification de la résistance des joints à l'effort tranchant.



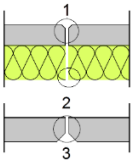
Cas 5 : Poutre voile réalisée entièrement en « MCI² » avec continuité sur une ou plusieurs travées

- Les tirants de la poutre voile sont intégrés en partie inférieure et supérieure des parties structurelles, et éclissés au droit de joints
- Une lumière en partie basse permet d'éclisser les filants inférieurs au droit des joints
- Ce type de configuration nécessite la vérification de la résistance des joints à l'effort tranchant.
- Variante :
  - Le tirant supérieur peut être disposé entièrement dans la partie coulée en place (dalle, …)
  - Le tirant inférieur peut être disposé dans un élément préfabriqué ou dans une dalle

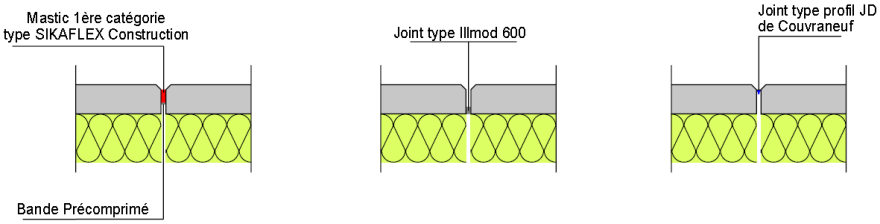


Annexe VIII : Traitement des joints

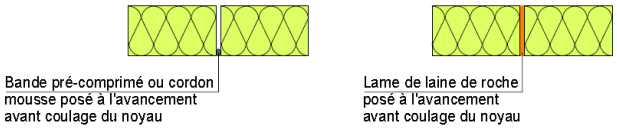
EN SUPERSTRUCTURE



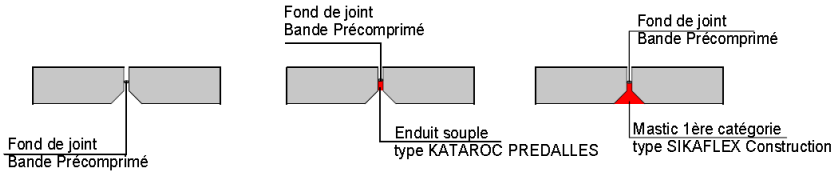
1. Traitement des joints en face extérieure



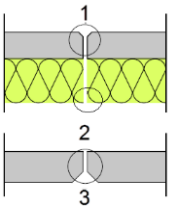
2. Continuité au droit de l'isolant – arrêt de la laitance en phase bétonnage



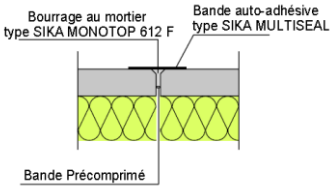
3. Traitement des joints en face intérieure



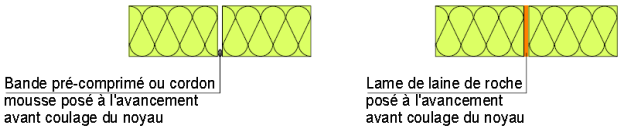
EN INFRASTRUCTURE



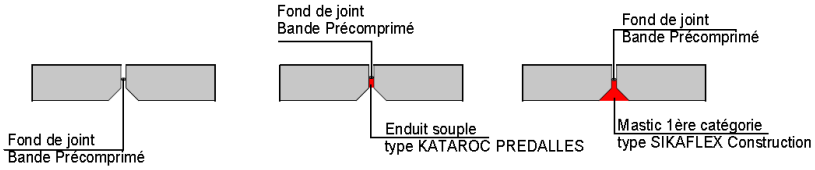
1. Traitement des joints en face extérieure



2. Continuité au droit de l'isolant – arrêt de la laitance en phase bétonnage

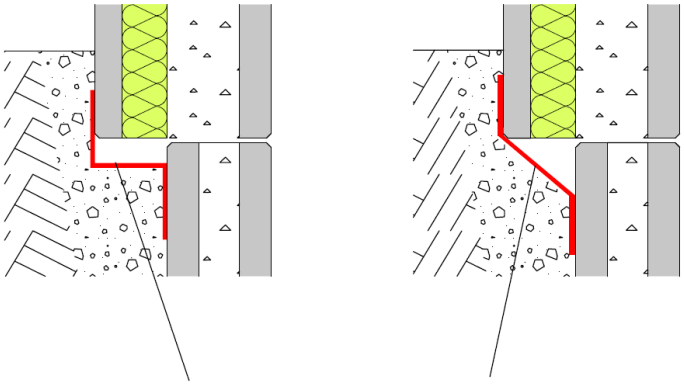


3. Traitement des joints en face intérieure



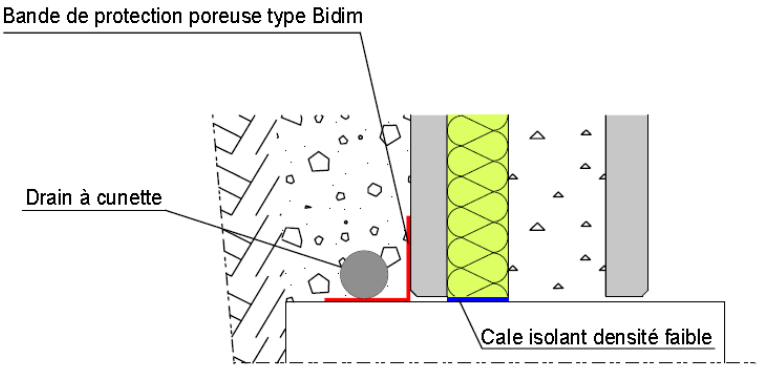
Annexe IX : Traitement des pieds de MCI²

Cas de panneaux superposés :

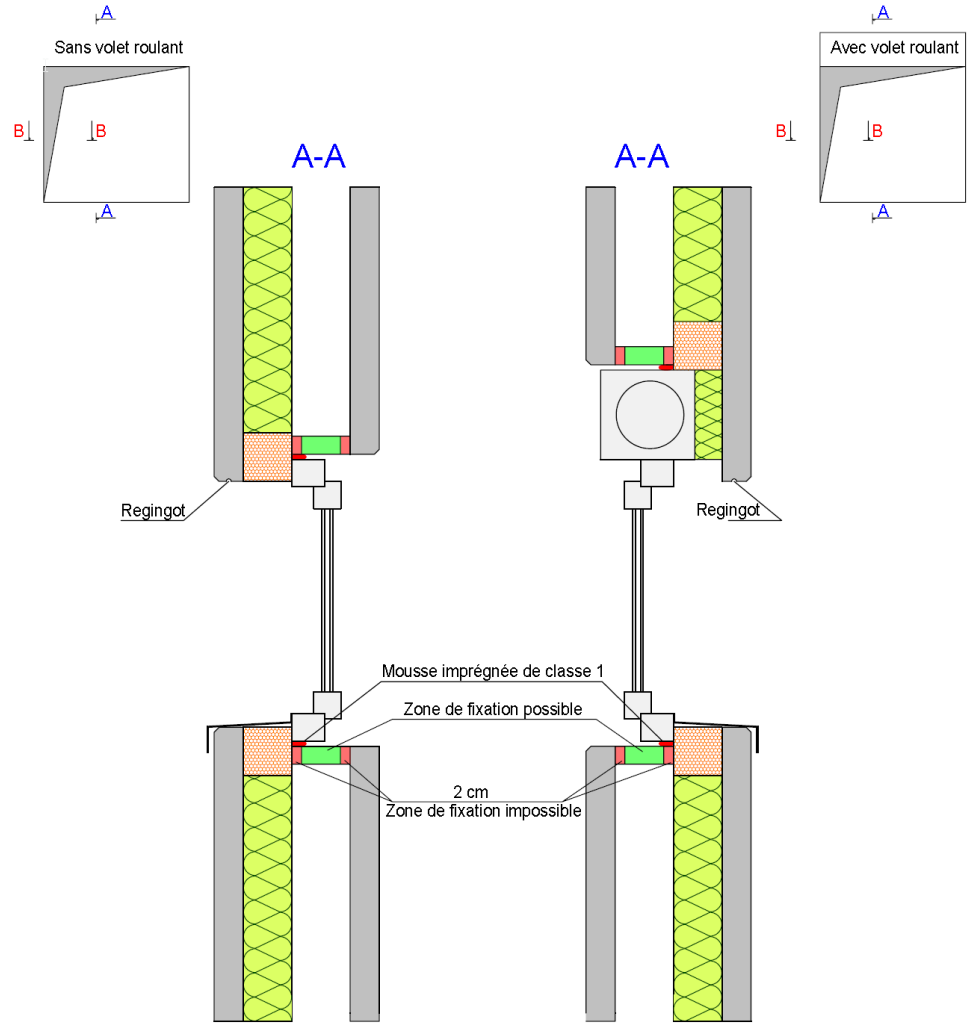


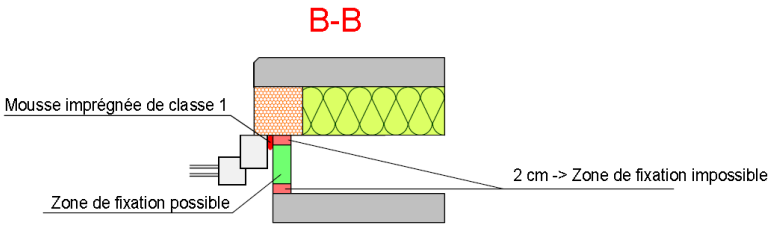
Bande de protection de type capot grillagé, galvanisé ou synthétique fixée mécaniquement sur le béton servant également de dispositif anti rongeur.

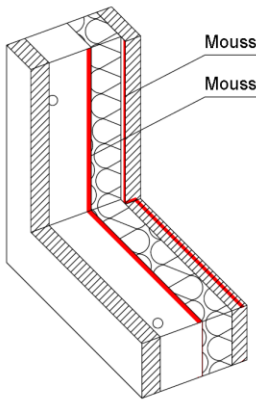
Cas de panneaux sur semelles :

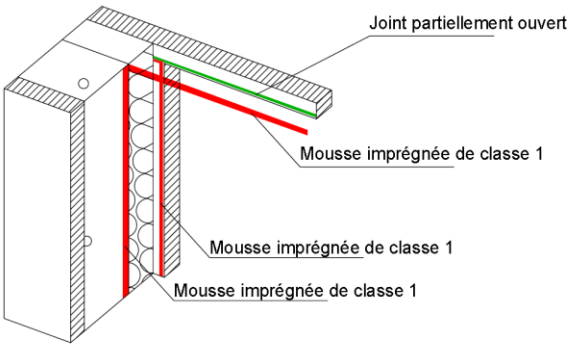


Annexe X : Traitement des baies

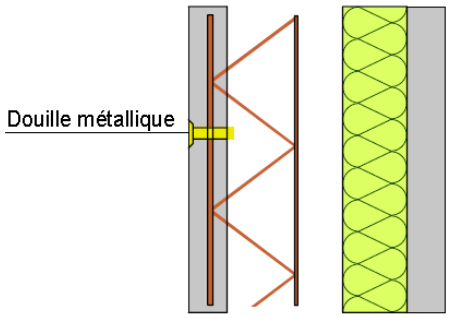


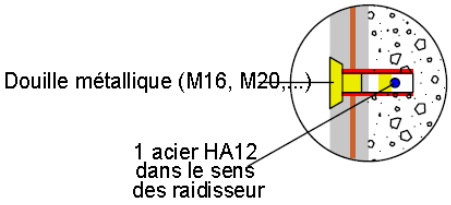


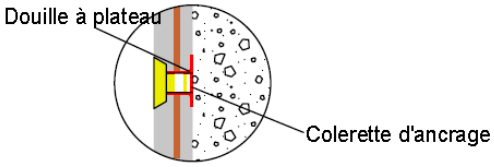


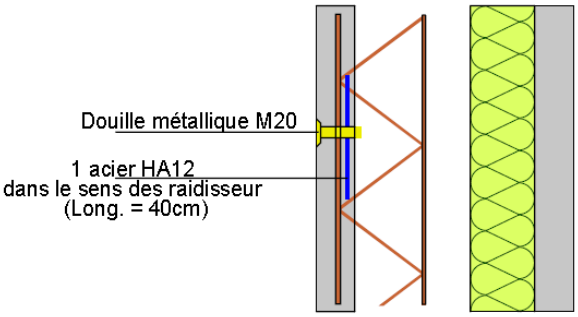


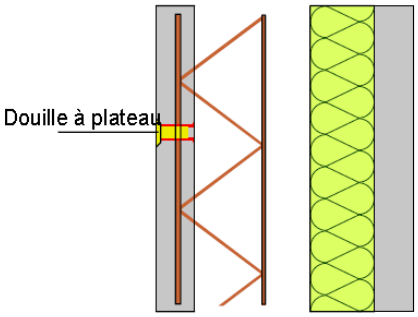
Annexe XI : Douilles

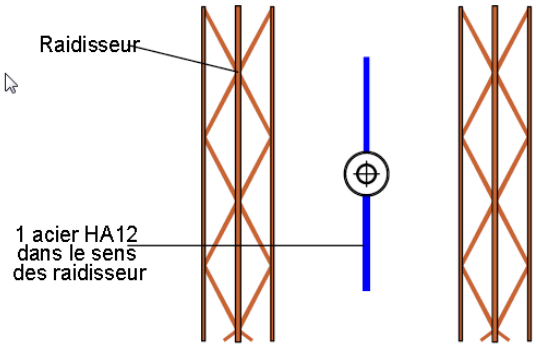


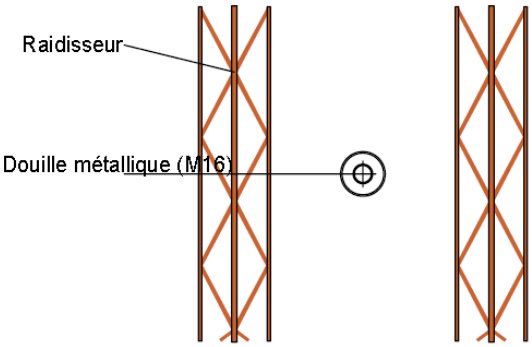






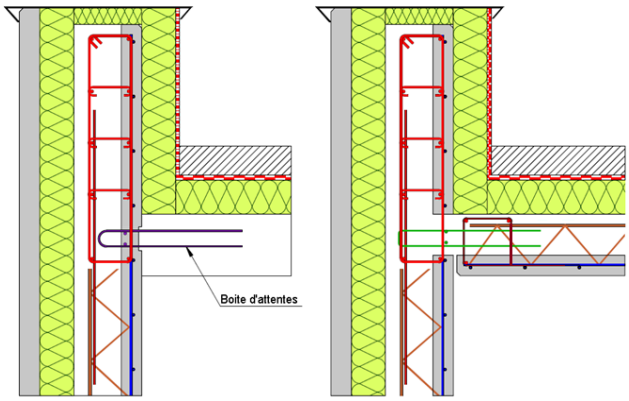


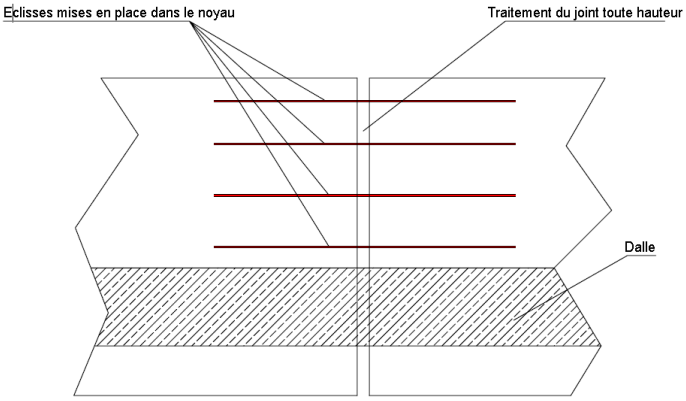




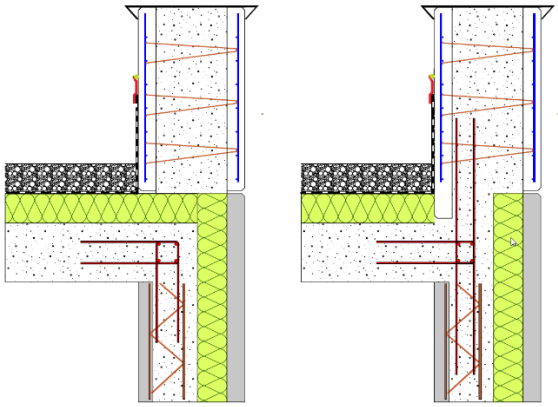
Annexe XII : Acrotères

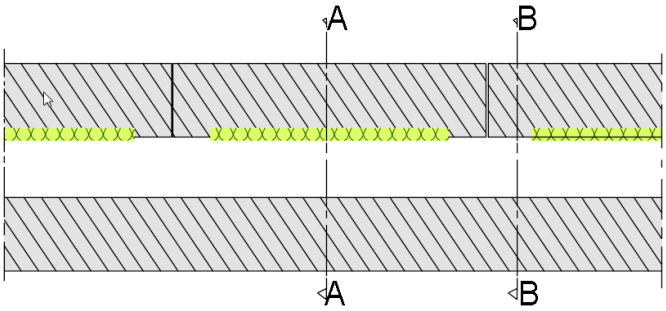
Acrotères bas



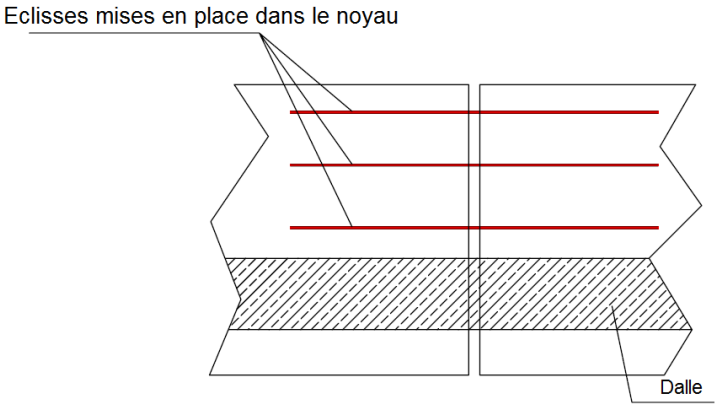


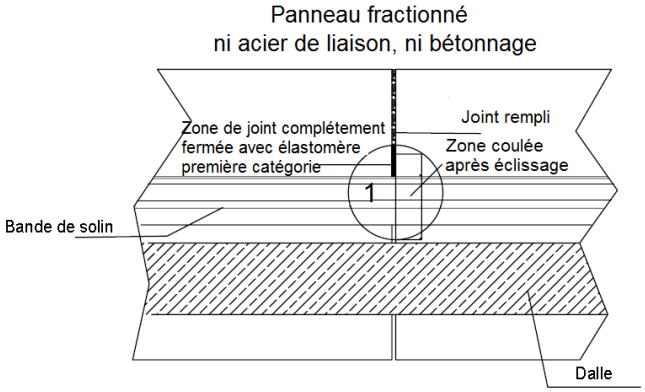
Acrotères hauts

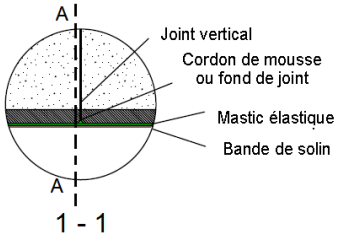


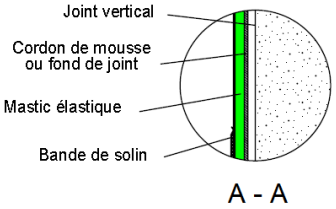


Coupe A- A **Coupe B - B**





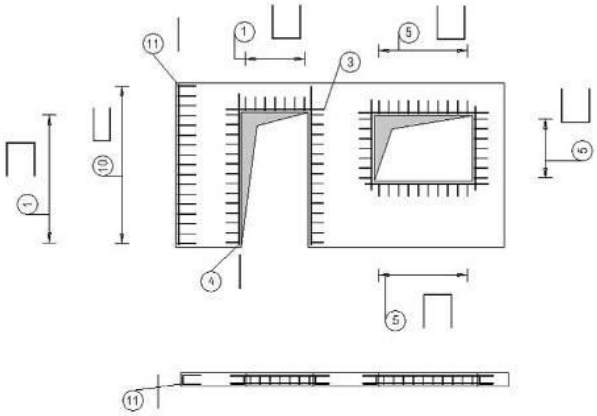




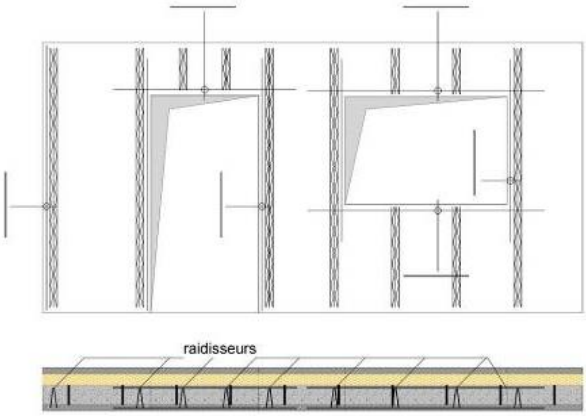
Annexe XIII : Principe de renforcement des angles d'ouvertures

Les renforcements des ouvertures et des bords libres usuellement prévus dans les voiles selon les dispositions du paragraphe 4.2.2.5 du DTU 23.1, pourront être réalisés dans les MCI² à l'aide des raidisseurs définis à l'article 2.32.

SOLUTION TRADITIONNELLE



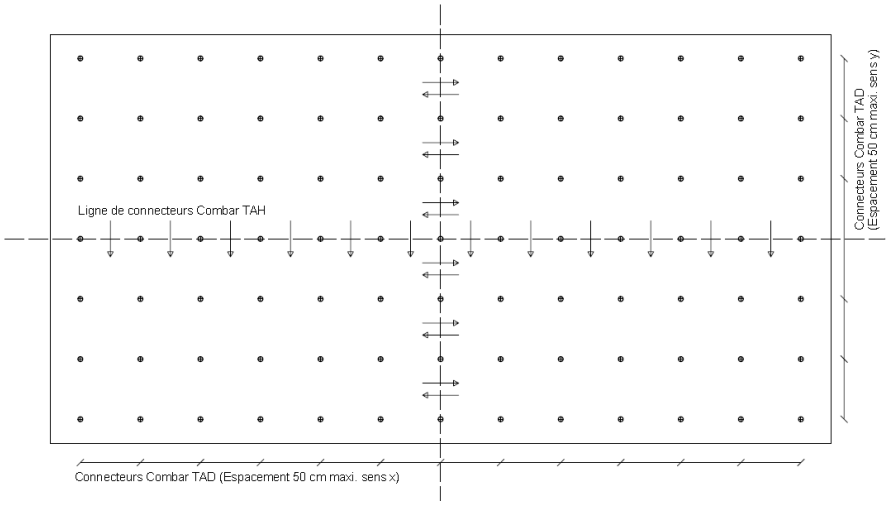
SOLUTION MCI²



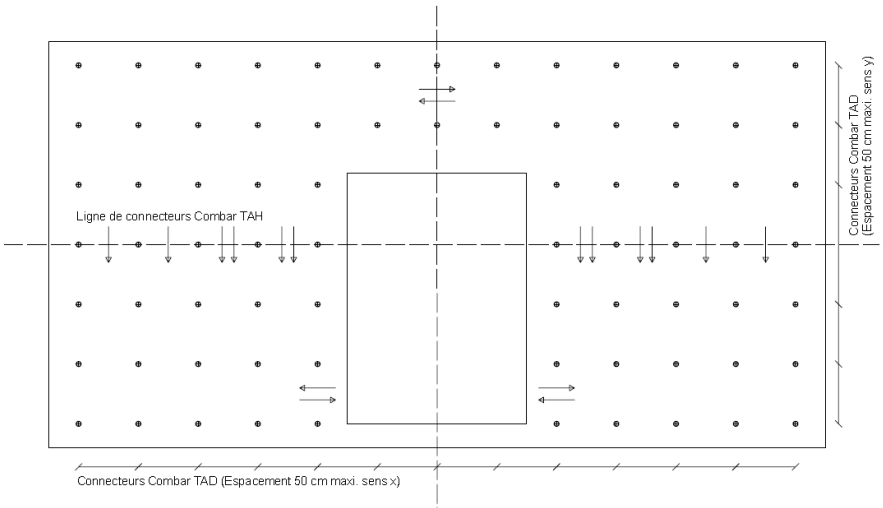
Les barres de chaînages périphériques sont intégrées dans la paroi intérieure du MCI². Les U de fermeture ***constructifs*** sont remplacés par des raidisseurs.

Annexe XIV : Exemples de répartition des connecteurs

MCI² sans ouverture



MCI² avec ouverture



Annexe XV : Boucles de levage (Ancres KE III et KE IV faisant l'objet d'un avis technique en cours de validité)

ANCRE DE TRANSPORT KE III

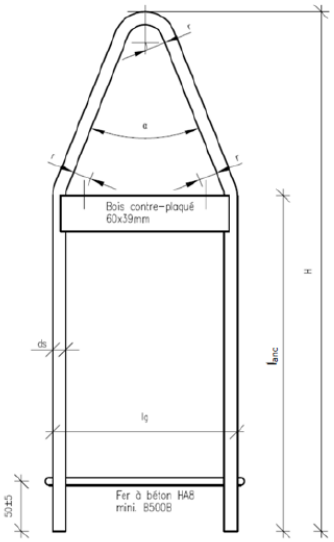


Tableau récapitulatif des configurations des ancres de transport KE III

Modèle :	KE III	
Ø d_s	13,0 (+/-0,4)	
r	≥ 26	
Taille (largeur) lg	Ancrage l_{anc}	Hauteur H
(+2/-0)	(+5/-5)	
120	365	515
130		
140		
150		
160		
170		
180		565
190		
200		
210		
220		
230		
240		
250		615
260		
270		
280		
290		
300		
310		645
320		
330		
340		
350		
360	365	685

ANCRE DE TRANSPORT KE IV

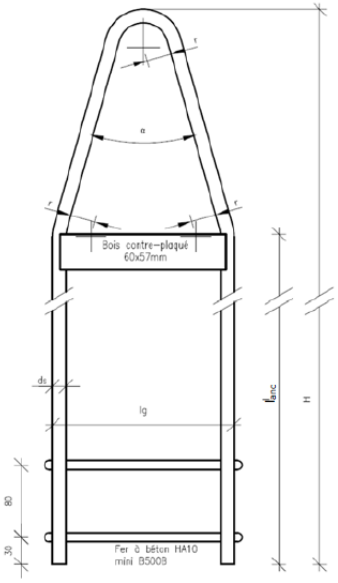
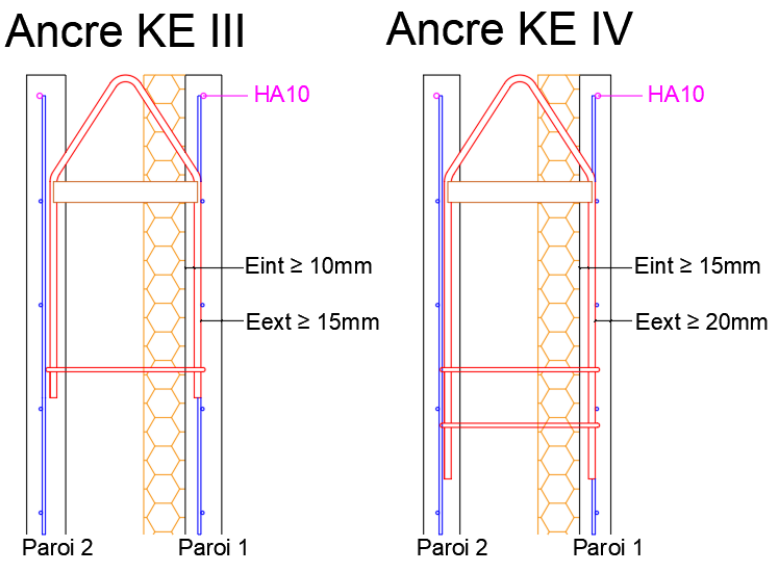
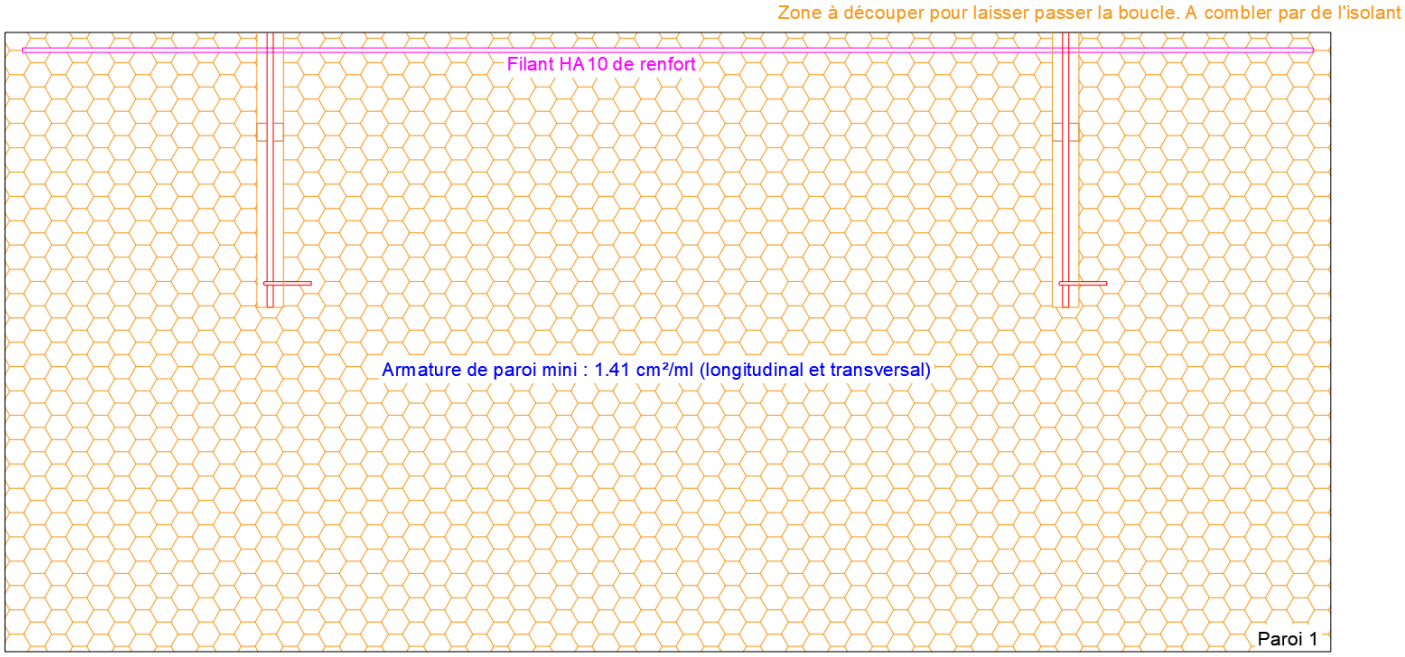


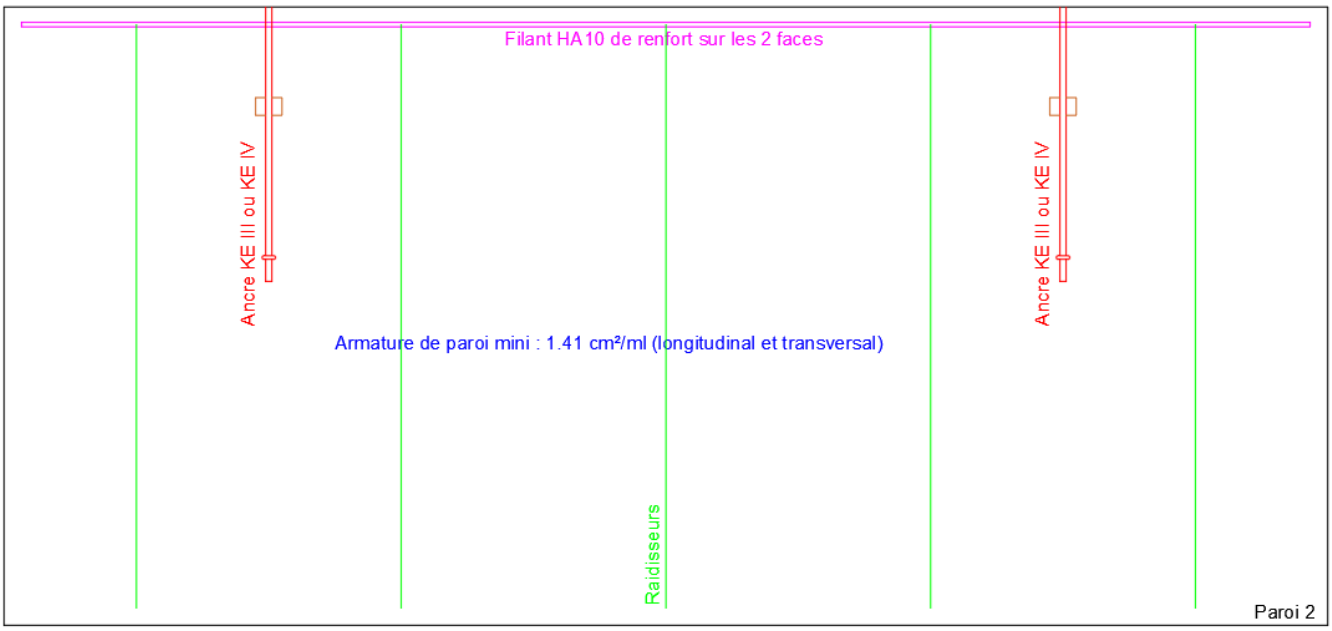
Tableau récapitulatif des configurations des ancres de transport KE IV

Modèle :	KE IV	
Ø d_s	15,5 (+/-0,4)	
r	≥ 31	
Taille (largeur) lg	Ancrage l_{anc}	Hauteur H
(+2/-0)	(+5/-5)	
120	600	750
130		
140		
150		
160		
170		
180		800
190		
200		
210		
220		
230		
240		
250		850
260		
270		
280		
290		
300		
310		880
320		
330		
340		
350		



Les enrobages de boucles sont identiques pour la paroi 1 et 2





Annexe XVI : Distribution de la température dans la partie structurelle du MCI² conformément à l'Appréciation de Laboratoire AL 18-230_V4

Propagation de la température dans l'épaisseur du voile intérieur après 30 minutes d'exposition au feu

Distance de la	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
12	747	512	357	253	180	129	93	68	51	40	33	29	28																		
14	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	23	22																
16	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	22	21	21	21														
18	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	22	21	21	20	20	20												
20	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	22	21	21	20	20	20	20	20										
22	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	22	21	21	20	20	20	20	20	20	20								
24	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	22	21	21	20	20	20	20	20	20	20	20	20						
26	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	22	21	21	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20				
28	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	22	21	21	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20		
30	747	512	357	253	180	129	93	68	51	39	32	27	24	22	21	21	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Epaisseur du voile [cm]

Propagation de la température dans l'épaisseur du voile intérieur après 60 minutes d'exposition au feu

Distance de la face	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
12	894	683	526	410	322	255	203	163	133	111	96	88	85																		
14	894	683	526	409	321	253	200	159	127	102	83	70	60	55	53																
16	894	683	526	409	321	252	199	159	126	100	80	65	54	46	40	37	36														
18	894	683	526	409	321	252	199	159	125	100	80	64	54	44	37	33	30	28	27												
20	894	683	526	409	321	252	199	159	125	100	80	64	54	43	37	32	28	26	24	23	23										
22	894	683	526	409	321	252	199	68	125	100	80	64	54	43	37	32	28	25	24	23	22	21	21								
24	894	683	526	409	321	252	199	68	125	100	80	64	54	43	37	32	28	25	24	22	22	21	21	21	20						
26	894	683	526	409	321	252	199	68	125	100	80	64	54	43	37	32	28	25	24	22	22	21	21	20	20	20	20				
28	894	683	526	409	321	252	199	68	125	100	80	64	54	43	37	32	28	25	24	22	22	21	21	20	20	20	20	20	20		
30	894	683	526	409	321	252	199	68	125	100	80	64	54	43	37	32	28	25	24	22	22	21	21	20	20	20	20	20	20	20	20

Epaisseur du voile [cm]

Propagation de la température dans l'épaisseur du voile intérieur après 90 minutes d'exposition au feu

Distance de la face	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
12	969	779	628	512	420	349	292	248	214	189	172	162	159																		
14	969	777	626	508	415	341	282	235	198	168	145	128	116	109	106																
16	969	777	625	507	414	339	280	231	192	160	135	114	98	86	78	73	72														
18	969	777	625	507	413	339	279	230	190	158	131	110	92	78	68	59	54	51	50												
20	969	777	625	507	413	339	279	230	190	157	130	108	91	76	64	55	48	43	39	37	36										
22	969	777	625	507	413	339	279	230	190	157	130	108	90	75	63	54	46	40	36	33	30	29	29								
24	969	777	625	507	413	339	279	230	190	157	130	108	90	75	63	54	46	40	35	31	29	27	25	25	24						
26	969	777	625	507	413	339	279	230	190	157	130	108	90	75	63	54	46	40	35	31	28	26	25	23	23	22	22				
28	969	777	625	507	413	339	279	230	190	157	130	108	90	75	63	53	46	40	35	31	28	26	24	23	22	22	21	21	21		
30	969	777	625	507	413	339	279	230	190	157	130	108	90	75	63	53	46	40	35	31	28	26	24	23	22	22	21	21	21	20	20

Epaisseur du voile [cm]

Annexe XVII : Calcul du coefficient d'accélération sismique ka pour le calcul de l'action sismique

La force sismique horizontale agissant sur la paroi extérieure est calculée conformément à l'article 4.3.5.2 de la NF EN 1998-1 :

$$E_{h,sis} = F_a = \frac{(S_a \times W_a \times \gamma_a)}{q_a} = \frac{S_a \times \gamma_a}{q_a} \times W_a = K_a \times G$$

Avec :

- W_a : poids totale G (y compris les finitions extérieures) de la paroi extérieure égale
- q_a : coefficient de comportement de la paroi extérieure.
- S_a : coefficient sismique applicable à la paroi extérieure égal à $S_a = \alpha.S.\left[\frac{3\left(1+\frac{z}{H}\right)}{\left(1+\left(1-\frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} - 0{,}5\right]$

En considérant les hypothèses enveloppes suivantes :

- $q_a = 1$
- $\frac{T_a}{T_1} = 1$
- $\frac{z}{H} = 1$

, la force sismique horizontale agissant sur la paroi extérieure est égale à :

$$F_a = a_{gr} \times \gamma_1 \times S \times k \times G = K_a \times G$$

Avec k = 5,5.

Tableau 13 : Valeurs du coefficient K_a en fonction de la zone sismique, de la classe d'importance du bâtiment et de la classe de sol

Calcul de $K_a = a_{gr} \times \gamma_1 \times S \times k$						
		Catégories d'importance du bâtiment				
		II	III	IV		
		Coefficients d'importance du bâtiment γ_1				
Zones sismique	Valeurs de l'accélération a_{gr}	1,00	1,20	1,40	Classe de sol	S
2	0,7		**0,47**	**0,55**	A	1,00
	0,7		**0,64**	**0,74**	B	1,35
	0,7		**0,71**	**0,82**	C	1,50
	0,7		**0,75**	**0,88**	D	1,60
	0,7		**0,85**	**0,99**	E	1,80
3	1,1	**0,62**	**0,74**	**0,86**	A	1,00
	1,1	**0,83**	**1,00**	**1,17**	B	1,35
	1,1	**0,93**	**1,11**	**1,30**	C	1,50
	1,1	**0,99**	**1,18**	**1,38**	D	1,60
	1,1	**1,11**	**1,33**	**1,55**	E	1,80
4	1,6	**0,90**	**1,08**	**1,26**	A	1,00
	1,6	**1,21**	**1,45**	**1,70**	B	1,35
	1,6	**1,35**	**1,61**	**1,88**	C	1,50
	1,6	**1,44**	**1,72**	**2,01**	D	1,60
	1,6	**1,61**	**1,94**	**2,26**	E	1,80