Capacités résistantes des lames métalliques : Justification par calcul selon les Eurocodes

Article

Mickael BLANC, Dipl.Ing., Bacacier | Thibault RENAUX, Dr., JORIS IDE David IZABEL, Dipl.Ing., Institut de l'enveloppe métallique

Résumé

Cet article s'inscrit dans le cadre des travaux du projet GRISPE PLUS, menés suite au projet GRISPE. Tous deux ont fait l'objet de subventions européennes RFCS (Research fund for coal and steel) (voir [34] concernant le contexte de ces deux projets).

Après une présentation du contexte décrivant l'originalité des travaux en l'absence d'outils normatifs, les principaux résultats du projet GRISPE sont repris, ainsi que les conditions d'utilisation d'une méthode de dimensionnement aux Eurocodes.

Cette méthode de dimensionnement porte sur des lames ou clins à fixations cachées, destinés à l'habillage architectural des façades de bâtiments. La principale spécificité de ces procédés réside dans le maintien de l'une des rives longitudinales par simple emboîtement et sans fixation. Les conditions d'application de la méthode de dimensionnement figurent également dans cet article.

Un exemple de calcul est présenté en dernière partie afin d'illustrer l'application de cette méthode de dimensionnement.

1 . 1

1 Introduction contextuelle

Les lames métalliques se développent au niveau européen car elles permettent aux architectes de faire varier l'esthétique de la façade d'un bâtiment (Voir Figures 1 et 2).

Ces produits non structurels se caractérisent géométriquement par une large semelle plane (appelée plage dans le domaine du profilage) en regard des autres dimensions. Elles sont couvertes par une norme produit harmonisée [1]. Chaque lame est fixée d'un côté à une ossature, et s'emboîte de l'autre dans la lame adjacente. Les fixations deviennent ainsi invisibles.

Les deux formes géométriques d'emboitement qui sont devenues génériques sont des emboîtements de type chevron (Figure 1) et à tenon (Figure 2).



Les fabricants industriels ont développé plusieurs formes d'emboîtement donnant ainsi une grande diversité de géométrie ; les plus répandus étant ceux de la Figure 3



Figure 3 - Exemples usuels de différentes formes d'emboîtement (non exhaustif)

L'évaluation des performances des lames métalliques posées en façade ou en bardage consiste, en résumé dans le cadre de cet article, à déterminer si la résistance mécanique de ces procédés est suffisante pour reprendre l'action du vent. Les pratiques européennes en matière d'évaluation sont variées : certains pays disposent de normes et/ou textes nationaux qui mettent en avant la caractérisation par voie expérimentale ; d'autres s'appuient sur des considérations plus théoriques et analytiques ; enfin certains tolèrent le couplage entre les deux approches.

Malgré les solutions existantes d'évaluation ; il est regrettable de constater qu'aucune solution commune européenne n'ait été incluse à ce jour dans les Eurocodes [2, 16]. L'ingénieur en charge de la conception du bardage ou d'une façade non structurelle (Classe III) en France, se retrouve confronté à l'absence d'outils analytiques lui permettant de mener son étude de vérification mécanique de lame.

En effet, la Partie 1.3 de l'Eurocode 3, que ce soit dans ses figures 1.1 ou 1.2 ou dans le corps du texte ne couvre pas explicitement ce genre de produit, qui n'est ni un profil long ni une plaque nervurée (au sens où il n'a pas de nervure).

La seule forme couverte par l'Eurocode qui se rapproche des lames est celle des plateaux, mais les gammes géométriques sont en dehors de celles des lames. Enfin le mode de ruine par déboîtement ne figure pas dans l'Eurocode.

L'objet de cet article est de pallier ce manque et de déterminer les sollicitations (moment et effort tranchant) et les flèches

par calculs, selon le principe des Eurocodes, à partir des adaptations présentées dans le présent article et les sollicitations agissantes à partir des Eurocodes « actions ». Nous verrons plus loin que, pour éviter le risque de déboîtement des lames métalliques, une vérification doit être effectuée en comparant la résistance au déboîtement des lames métalliques par rapport à l'action agissante induite par le vent.Cette comparaison permet notamment de conclure si la lame prescrite convient ou non à l'ouvrage pour laquelle elle est destinée.

Toutefois, une lecture rapide des Eurocodes révèle que ces derniers proposent des méthodes de calcul pour les plateaux métalliques, dont la géométrie peut s'apparenter à un large U avec deux semelles étroites (deux âmes et une plage). Bien que les lames ne soient pas couvertes par le champ d'application des Eurocodes, leur géométrie peut être simplifiée pour se rapprocher d'un large U présentant deux âmes et une plage (Cf figure 3bis). L'application aux lames des formules recommandées pour la détermination analytique de la résistance des plateaux métalliques (cf. clause 10.2 de l'EN 1993-1-3) permet selon le projet GRISPE d'aboutir à des résultats concluants.



Figure 3bis – Similitudes entre un profil en forme de U, un plateau et une lame

Afin de proposer à l'ingénieur des outils analytiques d'évaluation de la résistance des lames métalliques, le comportement de celles-ci fait partie des sujets traités dans le cadre des projets GRISPE et GRISPE PLUS réalisés avec des subventions européennes.

Le projet GRISPE, réalisé de 2013 à 2016, a consisté à déterminer, à partir d'une large campagne d'essais, les performances mécaniques par calculs aux Eurocodes de 7 types de profils. Ont été étudiés : des planchers collaborants en phase de coulage (prise en compte des embossements dans le calcul des sections efficaces ; des raidisseurs extérieurs (détermination des contraintes de calcul à considérer) ; des plateaux (prise en compte des écarteurs espacés de plus de 1 m), des assemblages de continuité de Tôle d'Acier Nervurées (détermination des moments résistants sur appuis intermédiaires et des couples moment sur appui et réaction sur appui associés : M/R); des tôles ondulées (détermination des moments résistants) ; des profils cintrés (détermination des formules d'interaction M/N et analyse de l'effet du précintrage sur les moments résistants); des profils perforés (étude des effets des perforations réparties de manière carrée sur les sections de calcul) ;des profils nervurés avec trous (étude des trous ronds ou carrés effectués dans les profils pour le passage de canalisation par exemple); et enfin des lames, sujet de cet article. Le projet GRISPEPLUS, réalisé de 2017 à 2019, a quant à lui eu pour objectif de disséminer l'ensemble des résultats du projet GRISPE par la mise en ligne de guides de dimension-nements et d'exemples d'applications, ainsi que de « e-lectures » explicitant les nouvelles méthodes. Plusieurs séminaires ont également été effectués en Europe pour présenter tous les résultats obtenus. Tous ses travaux sont accessibles en ligne sur le site GRISPE.

Ils permettent de proposer un champ d'application d'une nouvelle méthode de détermination de la résistance des lames métalliques par calculs, faisant l'objet de guides de dimensionnement, et également de proposer des amendements étudiés dans le cadre de la révision de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 2006 [2].

2 | État de l'art

L'analyse des textes ou des normes traitant du dimensionnement des lames métalliques par voie expérimentale ou analytique revêt un caractère national, car aucune norme européenne ne fournit d'outils complets de dimensionnement pour ce système constructif.

Alors que le recours à des formulations issues de la Résistance Des Matériaux classique est acceptée dans certains pays, d'autres comme la France se reposent sur des guides précisant des modalités d'essais et d'établissement de dossier technique.

Par ailleurs, l'utilisation par l'ingénieur des seules formules de dimensionnement des plateaux définies dans la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 actuel s'avère insuffisante car les lames peuvent avoir un mode de fonctionnement spécifique non couvert par ce texte, à savoir leur déboîtement sous chargement de vent.

L'Eurocode n'est donc pas directement applicable aux lames, puisqu'il ne définit pas de procédures de dimensionnement par calcul permettant de prévenir le déclipsage de deux lames entre elles le long de leur joint longitudinal.

En effet, le fait d'avoir un emboîtement libre de se déplacer en rive longitudinale, pour proposer des solutions à fixations cachées, conduit à un mode de ruine typique des lames métalliques.

Jusqu'à présent, ce mode de ruine, par déboîtement, ne pouvait être détecté et analysé que par des essais sur des lames sous chargement en dépression. La Figure 4 illustre un déboîtement typique pas à pas des lames obtenu lors d'un essai en laboratoire : avec l'augmentation progressive de la charge en dépression, la rive emboîtée libre sort peu à peu de son logement jusqu'à un déboîtement total de la jonction ; alors que l'aspect de la plage plane demeure correct.



Figure 4 - Déboîtement progressif d'une lame métallique lors d'un essai en dépression

Ainsi, toute proposition de règle de dimensionnement analytique d'une lame métallique sous format Eurocodes devra pouvoir prendre en compte ce mode typique de fonctionnement, à savoir le risque de déboîtement.

3 Essais effectués et principaux résultats du projet GRISPE

3.1 LES ESSAIS EFFECTUÉS

Dans le cadre du projet GRISPPE, une campagne d'essais complète selon l'annexe A de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3, l'annexe nationale et le corrigendum (voir [3] et [4]) a été menée sur deux profils typiques présentés à la Figure 5.



Figure 5 - Lames Cladeo et Zephir testées lors du projet GRISPE

Ces essais ont été réalisés pour des épaisseurs nominales de 0,75 mm et 1,0 mm.

Le programme d'essais était le suivant :

- Essais de flexion sur 2 appuis en chambre à vide (Figure 6) :
 - Sous charges de pression
 - Sous charges de dépression
- Essais de flexion sur 3 appuis en chambre à vide :
 - Sous charges de pression
 - Sous charges de dépression
- Essais d'appui d'extrémité :
 - Sous charges de pression

Conformément à la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 et notamment à son annexe A, les lames (voir Figure 5) ne sont pas fixées aux appuis.

Les figures 6 à 10 définissent les différents types d'essais réalisés sur 2 ou 3 appuis en pression et dépression (portées entre 1,0 m et 3,0 m). Le dimensionnement en appui d'extrémité, c'est-à-dire la détermination de la résistance à la réaction d'appui intermédiaire R_{w,Rd} n'a pas été détaillé, puisque les essais ont démontré que la formule de vérification 6.18 de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 s'applique avec une grande marge de sécurité aux lames dans la gamme des épaisseurs testées. Dans ce qui suit, nous nous focaliserons sur les essais sur 2 ou 3 appuis en pression et dépression qui permettent d'établir les capacités portantes de flexion en travée et sur appuis qui résultent, soit de voilements locaux, soit de déboîtement des lames. Ce sont ces essais qui ont montré des comportements inattendus des lames : leur déboîtement avant toute plastification ou voilement local et une absence d'interaction M/R (moment/réaction) et de capacité en moment sur appui intermédiaire. Ce comportement sur appui intermédiaire est lié au fait que les lames s'écrasent sur appui, perdent leur inertie et forment ainsi très rapidement une rotule.

Un exemple d'essai sur deux appuis en pression est donné à la figure 6 ci-dessous.





Figure 6 - Maquette installée dans la chambre à vide (montage sous charge de pression)

Les essais sur deux appuis simples illustrés à la figure 6 ci-dessus ont montré des résistances maximales obtenues par voilement local ou déboîtement.

L'un des résultats les plus significatifs est le fait que, pour les essais sur 3 appuis sous actions de pression et dépression, les lames ou clins n'offrent aucune résistance sur appui intermédiaire et se comportent comme une simple rotule au moment de leur ruine. L'analyse de la mesure des réactions d'appuis montre que la réaction d'appui central est égale à celle attendue pour deux poutres isostatiques et non celle attendue pour une poutre continue (voir Figure 7 et Figure 8). La justification de ce résultat figure dans les références [30] à [33] disponibles sur le site www.grispeplus.eu (Voir également Figures 11a et 11b et tableaux associés).



Figure 7 - Comportement attendu pour les essais sur 3 appuis



Figure 8 - Comportement constaté lors des essais sur 3 appuis

Cette observation est confirmée lors des essais par les moments résistants caractéristiques (M_{Rk}) des profils à mi-travée déduits des essais qui sont constants, que les essais soient réalisés sur 2 ou 3 appuis comme le montre les Figures 11a et 11b ainsi que les tableaux 3 à 6.

Il ne faut pas confondre les moments caractéristiques résistants (M_{Rk}) des profils de lame obtenus par essais qui s'avèrent être inchangés, selon que l'on teste des lames sur 2 ou 3 appuis, et les moments résistants obtenus par calcul à partir des formules pour plateaux qui varient selon que l'on soit sur appui ou en travée (sections efficaces différentes). L'analyse du résultat des essais du projet GRISPE montre que, dans le cas d'une approche par calcul aux ELU selon la démarche de dimensionnement établie pour les plateaux de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3, seul le moment en travée issue des formules pour les plateaux peut être retenu, puisque sur appui intermédiaire, il se forme une simple rotule annihilant le moment résistant des lames sur appuis. Par conséquent, l'approche par calcul consiste à effectuer la détermination des sections efficaces conformément à la méthode des plateaux, en considérant la plage comprimée (vent en pression sur la lame), puis la plage tendue (vent en dépression sur la lame) et en déduire les moments résistants associés. Les sollicitations agissantes aux ELU seront donc toujours déterminées en considérant des lames sur 2 appuis (même quand physiquement elles reposent sur 3 appuis). Un exemple d'application spécifique est donné dans le chapitre 9 de cet article.

En fait, la seule explication de ce comportement est qu'aux Etats Limites Ultimes, bien que les profils soient géométriquement continus, l'écrasement sur appui central sous chargement ultime neutralise la capacité en moment des lames sur appuis intermédiaires (aplatissement du profil, perte d'inertie et création d'une simple rotule) ou bien le déboîtement pilote avant toute plastification sur appui, ce qui conduit à un comportement isostatique des lames. Par ailleurs, les moments agissants à considérer doivent être également ceux résultant de poutres sur 2 appuis simples.

L'autre enseignement majeur des essais de flexion en dépression en chambre à vide est que, contrairement aux essais avec une application de charges linéaires, le déboîtement des lames ou des clins n'est pas l'unique mode de ruine observé.

Certaines éprouvettes ont atteint leur état limite ultime par déboîtement mais la plupart d'entre elles ont ruiné par plissement (flambement par distorsion de la semelle étroite de l'emboîtement, comprimée à mi-travée, comme montré sur la Figure 9.



Figure 9 - Ruine par voilement local de l'emboîtement lors d'un essai isostatique en dépression

Il s'avère que la chambre à vide est le moyen le plus réaliste pour appliquer des actions représentant celles du vent, auxquelles sont soumises les lames ou les clins sur des bâtiments réels. En revanche, les valeurs de résistance actuelles données pour les lames ou les clins en France, qui sont issues d'une campagne expérimentale menée par application de charges linéaires, sous-estiment leurs résistances, mais placent le dimensionnement du côté de la sécurité.

Note : Lorsque des essais sont réalisés avec des charges linéaires localisées, des compressions localisées et déformations locales provoquent de manière prématurée des flambements par distorsion locale des semelles étroites des lames. Le fait d'utiliser la chambre à vide permet de mieux répartir la charge de pression ou de dépression, telle qu'elle est dans la réalité, évitant ainsi les imperfections initiales liées à des chargements linéaires localisés, d'avoir des fonctionnements en coques des lames (Cf Figure. 9bis) et d'obtenir donc des performances améliorées et plus proches de la réalité.



Figure 9bis – exemple de lame en pression fonctionnant en coque sous chambre à vide

Ce point pourrait constituer le sujet principal d'une étude complète permettant de mieux comprendre le mécanisme de formation de ce déboîtement. Une ruine typique par déboîtement, pour un essai de flexion sur 3 appuis en dépression, est montrée sur la Figure 10 ci-dessous.



Figure 10 - Ruine par déboîtement constatée à l'issue d'un essai de flexion sur 3 appuis en dépression

3.2 | Principaux résultats et évolutions à apporter à l'Eurocode actuel [30] à [33]

a) Vérification en travée en flexion simple aux ELU

L'objectif ici est de comparer le moment de flexion en travée M_{Rd} obtenu par essais dans le cadre du projet GRISPE et par calcul selon la procédure 10.2 de l'EN 1993-1-3 relative aux plateaux.

Les essais du projet GRISPE ont montré, dans la gamme géométrique de lame testée, que la procédure de dimensionnement des plateaux définie dans la clause 10.2 de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 actuel, à savoir la détermination des moments résistants en travée, s'applique avec une marge de sécurité importante lorsque le déboîtement n'est pas le mode de ruine déterminant (cf. à titre d'exemple les tableaux 1 et 2 obtenus à partir des valeurs nominales). Il en résulte donc que :

- le domaine d'application de la méthode des plateaux figurant dans l'Eurocode actuel devrait être amendé pour intégrer la gamme de géométrie des lames testées lors du projet GRISPE ;
- une nouvelle résistance ultime au déboîtement doit être ajoutée dans la procédure de dimensionnement, en plus des vérifications usuelles de flexion, d'effort tranchant, de réaction d'appui.

Les tableaux 1 et 2 ci-dessous, montrent qu'avec les épaisseurs nominales des lames, les moments résistants obtenus en travée par calcul selon la méthode de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 relative aux plateaux sont très similaires aux valeurs obtenues par essais après prise en compte des corrections liées à l'écart entre les valeurs nominales et les valeurs mesurées.

Référence de l'essai	Épaisseur nominale mm	Portée mm	Mode de ruine	F _{max} kN	q _{max} kN/m²	M _{max} kN ∙ m/m	M _{mean} kN ⋅ m/m
SSP-ZR-075-1		1500		9,72	4,32	1,22	
SSP-ZR-075-2	0,75	1500	Voilement local	9,77	4,34	1,22	1,22
SSP-ZR-075-3		1500		9,86	4,38	1,23	
SSP-ZR-100-1		1500		16,14	7,17	2,02	
SSP-ZR-100-2	1,00	1500	Voilement local	16,03	7,12	2,00	2,02
SSP-ZR-100-3		1500		16,35	7,27	2,04	

Tableau 1 – Lame Zephir sur deux appuis en pression - résultats d'essais

	Epaisseur	Moment kN		
Lame Zephir	nominale mm	Résultat d≻essai Portée simple (2 appuis)	Résultats de calcul (méthode de la clause 10.2 EN1993-1-3 pour plateaux)	Différence
$N_{c}(7)$	0,75	1,30	1,30	0%
NO (Z)	1,00	1,92	2,06	7%
Yes (ZR)	0,75	1,22	1,30	6%
	1,00	2,02	2,06	2%

Tableau 2 – Lame Zephir sur deux appuis en pression - charge résistante obtenue par essais et calculs selon la méthode plateau article 10.2 de l'EN 1993-1-3

b) Vérification sur appui intermédiaire en flexion et interaction moment-réaction d'appui aux ELU

L'objectif ici est de comparer l'interaction moment - réaction à l'appui : M_{Rd} et R_{w,Rd} obtenue par essais dans le cadre du projet GRISPE et par calcul selon la procédure 10.2 de l'EN 1993-1-3 relative aux plateaux.

Cette vérification est sans objet. Comme déjà expliqué, les essais réalisés dans le cadre du projet GRISPE ont montré qu'aux ELU, une simple rotule des lames se forme au niveau de l'appui intermédiaire du fait de l'écrasement du profil sur appui ou du déboîtement des lames (voir Figure 11a et 11b et tableaux 3 à 6).

Ainsi, le dimensionnement des lames aux ELU, que ce soit pour les efforts agissants ou pour les efforts résistants, doit donc être fait en isostatique.



À titre d'exemple, sont données ci-après les réactions d'appuis mesurées un peu avant la ruine pour l'essai sur 3 appuis de la lame Zephir (5 lames de 300 mm de large testés) épaisseur 0,75 mm (cf. tableaux 3 et 4) : Figure 11a et épaisseur 1,00 mm (cf. tableaux 5 et 6) : Figure 11b.



Figure 11a – Vue d'ensemble des résultats (2 portées de 2,50m, 5 lames Zephir de 300 mm largeur t =0,75 mm)

Réaction d'appui	Capteur 1	Hypothèse d'une poutre en continuité sur 3 appuis	Hypothèse de deux poutres isostatiques sur appuis simples
Rive	0,41	0,37	0,50
Intermédiaire	1,21	1,25	1,0
Rive	0,39	0,37	0,5
Total charge	2,01	2,0	2,0
Charge par mètre linéaire	0,402	0,402	0,402

Tableau 3 - comparaison des réactions d'appui suivant le modèle de poutre continue et 2 poutres isostatiques sur appuis simples – capteur 1 – lame Zephir de 0,75 mm en pression

Réaction d'appui	Capteur 2	Hypothèse d'une poutre en continuité sur 3 appuis	Hypothèse de deux poutres isostatiques sur appuis simples
Rive	0,42	0,361	0,482
Intermédiaire	1,07	1,206	0,965
Rive	0,44	0,362	0,482
Total charge	1,93	1,93	1,93
Charge par mètre linéaire	0,386	0,386	0,386

Tableau 4 - Comparaison des réactions d'appui suivant le modèle de poutre continue et 2 poutres isostatiques sur appuis simples – capteur 2 – lame Zephir de 0,75 mm en pression



Figure 11b - Vue d'ensemble des résultats (2 portées de 2.50m, 5 lames Zephir de 300 mm largeur t =1.0 mm) -

Réaction d'appui	Capteur 1	Hypothèse d'une poutre en continuité sur 3 appuis	Hypothèse de deux poutres isostatiques sur appuis simples
Rive	0,99	0,87	1,16
Intermédiaire	2,73	2,9	2,32
Rive	0,92	0,87	1,16
Total charge	4,64	4,64	4,64
Charge par mètre linéaire	0,928	0,928	0,928

Tableau 5 - Comparaison des réactions d'appui suivant le modèle de poutre continue et 2 poutres isostatiques sur appuis simples – capteur 1 – lame Zephir de 1,00 mm en pression

Réaction d'appui	Capteur 2	Hypothèse d'une poutre en continuité sur 3 appuis	Hypothèse de deux poutres isostatiques sur appuis simples
Rive	1,01	0,88	1,18
Intermédiaire	2,65	2,95	2,36
Rive	1,07	0,88	1,18
Total charge	4,73	4,73	4,73
Charge par mètre linéaire	0,946	0,386	0,946

Tableau 6 - Comparaison des réactions d'appui suivant le modèle de poutre continue et 2 poutres isostatiques sur appuis simples – capteur 2 – lame Zephir de 1,00 mm en pression

Les relevés des Figures 11a et 11b, effectués lors des essais associés aux tableaux 3, 4, 5 et 6, montrent bien que les réactions d'appui des systèmes hyperstatiques sur 3 appuis tendent effectivement vers des systèmes isostatiques sur 2 appuis simples. L'hypothèse de simple rotule sur appui intermédiaire est donc confirmée et place la méthode de calcul du côté de la sécurité.

C) Vérification de la réaction d'appui sur appui de rive aux ELU

L'objectif ici est de comparer la réaction d'appui R_{w,Rd} obtenue par essais du projet GRISPE et par calcul selon la procédure de l'EN 1993-1-3 relative aux plateaux.

Le dimensionnement classique de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 (formule 6.18) est conservé et cette approche est confirmée par les essais du projet GRISPE. (Cf. tableaux 7 et 8)



Joint Clipsé (CLADEO)

Epaisseur Nominale mm	Résultats d'essai kN/m	Calculs kN/m	Différence
0,75	11,95	8,64	28%
1,00	22,90	14,79	35%

Tableau 7 – Comparaison des résultats d'essais et des résultat obtenus par calculs selon la formule 6.18 pour la lame Cladéo

Joint en forme de Chevron (ZEPHIR)

Epaisseur Nominale mm	Résultats d>essai kN/m	Calculs kN/m	Différence
0,75	9,49	8,18	14%
1,00	16,78	14,00	17%

Tableau 8 – Comparaison des résultats d'essais et des résultat obtenus par calculs selon la formule 6.18 pour la lame ZEPHIR

d) Vérification de la flèche et non déboitement aux ELS

Aux ELS, la vérification de la flèche des lames s'effectue de manière traditionnelle en 3 appuis, en tenant compte de la section efficace des lames, calculée à partir de la procédure 10.2 de l'EN 1993-1-3 pour les plateaux. En fait, les lames métalliques sont considérées comme continues à l'appui intermédiaire du fait que l'écrasement de celles-ci ne peut pas se produire aux ELS.

Il doit toutefois être ajouté la vérification du non-déboîtement de la lame par le non-dépassement d'une charge limite. Cette vérification du non-déboîtement est le principal résultat du projet de recherche GRISPE et est explicitée au paragraphe 8.5. Un exemple d'application complet est donné en chapitre 9.

4 Avant-propos à la méthode de dimensionnement

Les lames métalliques sont marquées CE et disposent d'une déclaration de performances selon la norme [1].

La méthode de dimensionnement, décrite dans la suite de cet article, s'appuie sur les résultats d'essai donnés au chapitre 3 et consiste uniquement à déterminer les résistances de calcul à la flexion M_{Rd} et à la réaction d'appui R_{Rd} selon [5], son amendement [6] et corrigendum [7] ainsi que les formules d'estimation de la capacité résistante au déboîtement sous forme d'une charge répartie qui ne dépasse pas la capacité portante des lames : q_{Rd} . Les valeurs de calcul des effets des actions (le vent en pression et dépression) doivent être évaluées en conformité avec chaque partie concernée de la norme [8] et son corrigendum [9] ; de la norme [10] et son corrigendum [11] et amendement [12]. Cette méthode respecte les règles générales énoncées dans la norme [13] et son corrigendum [14] et amendement [15], et les bases de calcul définies dans la Partie 2 de la norme [2] et son corrigendum [16].

Notons que les normes nationales de certains pays peuvent être utilisées à condition de suivre les principes généraux de dimensionnement définis par [5] (coefficients partiels des matériaux, coefficients de combinaison d'actions ...).

La méthode proposée vise le strict dimensionnement mécanique en statique des lames sur 2 ou 3 appuis en pression et dépression sous charge de vent selon la Partie 1.3 de l'Eurocode 3, son annexe nationale et corrigendum.

Cette méthode est établie dans un domaine de dispositions technologiques minimales. Elle n'est valable que si les tolérances des produits formés à froid se conforment à la norme [2] et à la norme [16] amendées par les informations du chapitre 5.

Les tolérances des lames sont telles qu'elles doivent permettre un emboîtement complet de la partie mâle de la lame dans la partie femelle (Voir Figure 1). Les lames étant marquées CE selon la norme 14782, les tolérances de production de la norme NF EN 508-1 s'appliquent. Les domaines suivants ne sont pas traités par la méthode de dimensionnement :

- la justification en situation d'incendie, pour lequel il convient de se référer aux règlementations nationales en accord avec [17] et [18];
- la justification à l'aléa sismique pour lequel il convient de se référer aux règlementations nationales en accord avec [19];
- les aspects environnementaux pour lesquels il convient de se référer aux règlementations nationales;
- la performance thermique pour laquelle il convient de se référer aux règlementations nationales en accord avec [20]; la performance acoustique pour laquelle il convient de se référer aux règlementations nationales;
- la tenue au choc des lames;
- la dilatation thermique (en général négligeable pour des longueurs de lame de l'ordre de 6 m);
- la durabilité des produits et assemblages;

ainsi que tout autre sujet non clairement identifié ci-dessus.

Les actions et leurs combinaisons doivent être prises en compte et déterminées conformément aux normes :

- [5] à [7] pour les bases et combinaisons d'actions,
- [8] et [9] pour les poids propres et autres actions imposées,
- [10] à [12] pour les actions de vent.

5 Dispositions technologiques minimales

La procédure de calcul présentée ci-après est utilisée pour déterminer la résistance des lames ou des clins à condition que les caractéristiques géométriques se situent dans le domaine suivant :

0,75 <i>mm</i>	\leq	t _{nom}	\leq	1,00 mm
		b_f	\leq	40 mm
25 mm	\leq	h	\leq	30 <i>mm</i>
		b_u	\leq	300 mm
		φ	\leq	60°
11 mm	\leq	C _f		

Ces limitations sont relatives à la production classique des lames métalliques d'une part, et aux gammes d'épaisseurs testées dans le cadre du projet GRISPE d'autre part. Comme toutes limitations figurant dans un Eurocode, elles donnent le domaine de validité des formules développées ci-après. En dehors de ces limitations, l'ingénieur devra faire des essais (cf. chapitre 3) pour s'assurer que les capacités résistantes obtenues avec les formulations ci-dessous restent valables.

Par ailleurs, les lames devront rester dans la gamme de géométrie définies à la Figure 12 ci-dessous :

Avec :

 t_{nom} : épaisseur nominale de la lame métallique ;

 b_{μ} : largeur utile de la grande plage de la lame métallique ;

- *h* : hauteur hors-tout de la lame métallique ;
- b_f : largeur de la rive fixée de l'emboîtement de la lame métallique ;
- c_f : largeur de la rive libre de l'emboîtement de la lame (non définie pour un emboîtement en chevron);
- φ : angle d'inclinaison entre l'emboîtement et la plage.





Figure 12 - Définition géométrique d'une lame métallique

Les dimensions minimales des appuis sont :

- Appuis en acier :
 - Largeur minimale : 40 mm
 - Épaisseur minimale : 1,5 mm
- Appuis en bois :
 - Largeur minimale : 60 mm
 - Hauteur minimale : 80 mm
- Appuis en béton : non autorisés directement. Afin de corriger l'irrégularité du parement, une ossature secondaire métallique ou en bois doit être installée et fixée dans le support béton.

Les caractéristiques des vis autoperceuses ou autotaraudeuses en acier sont :

- Appuis en acier :
 - Diamètre minimal : 5,5 mm
 - Longueur minimale : telle que la vis traverse le support et dépasse d'au moins 2 filets
- Appuis en bois :
 - Diamètre minimal : 6,3 mm
 - Longueur minimale : telle que l'ancrage soit d'au moins 50 mm

La densité de fixation est : 1 vis par appui par lame ou clin.

Les valeurs de résistance de calcul obtenues ne sont adaptées que pour évaluer la tenue du profil à des charges uniformément réparties, principalement des actions du vent.

6 Exigences technologiques de base et propriétés des matériaux

Les appuis sur lesquels reposent les lames métalliques sont conformes aux références [13] à [15] pour l'acier ou conformes aux références [21] à [24] pour le bois. Les propriétés du matériau doivent satisfaire aux exigences formulées par la norme [2], section 3 avec une nuance d'acier minimale S 320 GD + Z. Les propriétés des matériaux constituant les fixations doivent satisfaire aux exigences formulées par la norme [2], section 8. Les coefficients de sécurité doivent satisfaire aux exigences formulées par la norme [2], section 7.

7 | Bases de calcul

La méthode est basée sur le calcul des plateaux déjà incluse dans la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 2006 [2]. Cette méthode est complétée par un critère prenant en compte le possible déboîtement.

La nouvelle méthode de calcul peut être utilisée pour déterminer :

- la résistance au moment fléchissant avec la grande plage comprimée ;
- la résistance au moment fléchissant avec la grande plage tendue ;
- la résistance à la réaction d'appui d'extrémité ;
- la résistance au déboîtement ;
- l'inertie efficace en pression et dépression.

8 Procédure de dimensionnement des lames métalliques

8.1 VUE D'ENSEMBLE DE LA PROCÉDURE DE DIMENSIONNEMENT

La procédure complète de dimensionnement selon la clause 10.2 de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 2007 [16] consiste à :

- considérer initialement la section brute ;
- calculer la position du centre de gravité de la section brute ;
- déterminer ensuite les aires efficaces des parois en compression ;
- recalculer la position du nouveau centre de gravité ainsi que l'inertie efficace du profil ;
- utiliser ces propriétés pour calculer une première estimation du moment résistant ;
- répéter les mêmes étapes que celles listées ci-dessus à partir du calcul du centre de gravité, aboutissant ainsi à une deuxième estimation du moment résistant ;
- itérer ainsi jusqu'à convergence et obtention du moment résistant final.

Mais dans la pratique (et pour une sollicitation de moment sans effort axial), il est généralement admis que l'on puisse stopper le processus itératif dès la fin de la première itération lorsqu'on ne cherche pas à optimiser la performance.

L'ensemble des justificatifs figurent le site www.grispeplus.eu

8.2 MOMENT RÉSISTANT EN TRAVÉE AVEC LA GRANDE PLAGE COMPRIMÉE

À partir de la figure 12 et des recommandations de [2], [16] et [25] à [27], la section efficace de la grande plage (paroi interne uniformément comprimée) est :

 $b_{u,eff} = \rho_u \cdot b_u$

Le centre de gravité de la section (cf. Figure 10) est déterminé en considérant la largeur efficace de la grande plage $b_{u,eff}$ et les rives pleinement efficaces :



Figure 13 - Centre de gravité de la section transversale prenant en compte partie efficace de la plage large comprimée

La hauteur efficace comprimée de l'âme (voir Figure 11), conformément à [25], [26] et [27] est :

 $h_{eff} = p_w \cdot z_c$



Figure 14 - Centre de gravité de la section efficace et distribution de contraintes

Le moment résistant est finalement calculé en prenant en compte l'efficacité des âmes et de la grande plage, avec la formule (10.19) de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 2006 [2] :

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot \frac{0.8 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$
(10.19 de l'EN1993 - 1 - 3)
Avec :

$$W_{eff} = \frac{I_{y,eff}}{\max(z_{c,eff}; z_{t,eff})}$$

Note : Selon la Partie 1.3 de l'ENV de l'Eurocode 3 de 1999, la vérification des plateaux peut être effectuée à partir de la clause 10.2.2.1 comme suit :

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_{M2}}$$

Avec $\gamma_{M2} = 1,25$

Par la suite, le γ_{M2} est devenu $\gamma_{M0} = 1$ et pour conserver la cohérence, un coefficient de 1/1,25 a été introduit, d'où l'origine du 0,8 actuel.

Note : Un amendement a été proposé pour supprimer le facteur 0,8 dans une future version de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3. Une fois cet amendement validé et publié, le facteur 0,8 pourra être supprimé de la formule M_{ced} ci-avant.

Les nombreux essais réalisés par les industriels au sein des laboratoires dans les différents pays depuis la parution de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 en 2006 montrent que la capacité portante de base des plateaux est bien au-delà de celle obtenue avec les 20% de réduction imposés par l'Eurocode et que le maintien de ce coefficient 0,8 est pénalisant.

8.3 MOMENT RÉSISTANT EN TRAVÉE AVEC LA PLAGE LARGE TENDUE

Selon la clause 10.2.2.2(1) de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 2006 [2], le centre de gravité de la section brute peut être considéré, et sa position e_0 est utilisée pour le calcul de la largeur efficace de la grande plage tendue (Cf Figure 15) :



Figure 15 - Centre de gravité de la section brute

Cette largeur efficace est obtenue par application de la formule suivante :

$$b_{u,eff} = \frac{53.3 \cdot 10^{10} \cdot e_0^2 \cdot t^4}{h \cdot L \cdot b_u^3} \qquad (10.20 \ de \ l'EN1993 - 1 - 3)$$

Les largeurs efficaces des rives sont évaluées selon [25] à [27], comme des parois comprimées en console :

$$\begin{cases} b_{f,eff} = \rho_b \cdot b_f \\ c_{f,eff} = \rho_c \cdot c_f \end{cases}$$

Sur la base des largeurs efficaces des plages $b_{u,eff}$, $b_{f,eff}$, $c_{f,eff}$ et les âmes pleinement efficaces, la position du centre de gravité de la section efficace peut être déterminée (voir Figure 16)



Figure 16 - Centre de gravité de la section transversale prenant en compte les plages efficaces

De manière similaire, la partie efficace comprimée de l'âme (voir Figure 17), conformément à [25], [26] et [27] est :

 $h_{eff} = \rho_w \cdot z_c$



Figure 17 - Centre de gravité de la section efficace et distribution de contraintes

Le moment résistant est enfin déterminé en prenant compte des âmes et des plages efficaces à partir de la formule (10.21) de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 2006 [2]:

$$M_{b,Rd} = W_{eff} \cdot \frac{0.8 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \qquad (10.21 \ de \ l'EN1993 - 1 - 3)$$

Avec :

$$W_{eff} = \frac{I_{y,eff}}{\max(z_{c,eff}; z_{t,eff})}$$

8.4 Résistance à la réaction d'appui d'extrémité

Selon la clause 6.1.7.3(2) de la Partie 1.3 de l'Eurocode 3 2006 [2], la résistance d'une âme à la réaction d'appui d'extrémité est déterminée par :

$$R_{w,Rd} = \frac{\alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(0.5 + \sqrt{0.02 \cdot \frac{l_a}{t}}\right) \cdot \left[2.4 + \left(\frac{\varphi}{90}\right)^2\right]}{\gamma_{M1}} \quad (6.18 \ de \ l'EN1993 - 1 - 3)$$

Dans le cadre de la méthode de dimensionnement proposée dans cet article pour les lames métalliques : $\alpha = 0,115$ et $l_s = 10$ mm.

Pour les notations, se référer au paragraphe 5.

8.5 | RÉSISTANCE AU DÉBOÎTEMENT

L'une des originalités de la méthode proposée pour le dimensionnement des lames métalliques est la détermination de la résistance maximale au déboîtement, $q_{Rd'}$ issue du calcul des différents déplacements des différentes parties de l'emboîtement cf. [28] et du tableau 9, au-delà de laquelle peut se produire la ruine par déboîtement de l'assemblage en rive (la partie mâle de la lame considérée se déclipse de la partie femelle de la lame adjacente):



Tableau 9 – Décomposition des déplacements et rotations permettant de calculer le déplacement maxi que subit la semelle étroite de la lame

A partir du tableau 9 et après quelques calculs, en imposant que le déplacement calculé δ ne dépasse pas le déplacement limite δ_{lim} correspondant à l'échappement de la petite semelle de la lame de l'emboîtement de sa voisine, la valeur de la charge maximale à ne pas dépasser est obtenue:

$$q_{Rd} = 2 \cdot \frac{1000 \cdot E \cdot t^3 \cdot \delta_{lim}}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \sqrt{\left(\frac{2 \cdot b_f^3}{3}\right)^2 + \left[b_f \cdot \left(\frac{b_u \cdot h}{3} + \frac{h^2}{2}\right)\right]^2}} \cdot \frac{1000}{b_u}$$

avec :

$$\delta_{lim} = \begin{cases} c_f & \text{pour les emboîtements à tenon} \\ \frac{h}{2 \cdot \tan \varphi} & \text{pour les emboîtements en chevron} \end{cases}$$

Pour les notations, se référer au chapitre 5.

Les résultats pour les deux lames testées dans le cadre du projet GRISPE sont donnés aux tableaux 10 et 11 ci-dessous :

Pour l'assemblage clipsé (CLADEO)

Epaisseur Nominale	Résultats d'essai	Calculs	Différence
mm	kN/m²	kN/m²	
0,75	4,97	4,81	3%

Tableau 10 – Application de la nouvelle formulation pour la lame clipsée CLADEO

Pour l'assemblage en chevron (ZEPHIR)

Epaisseur nominale	Résultats d'essai	Calculs	Différence
mm	kN/m²	kN/m²	
1,00	6,88	6,98	-1,5%

Tableau 11 – Application de la nouvelle formulation pour la lame chevron ZEPHIR

8.6 VÉRIFICATION DES FIXATIONS AUX APPUIS

Les procédures habituelles de l'Eurocode s'appliquent pour la vérification des assemblages sur appuis. Par ailleurs, les systèmes doivent aussi être vérifiés sous sollicitations sismiques où les fixations et les déboîtements potentiels des lames jouent un rôle important. Toutefois, ces vérifications ne font pas l'objet de cet article. En fait, d'une part, les essais de mise en parallélogramme et d'accélération sismique en dynamique et d'autre part, les vérifications de résistance, ancrage, pression diamétrale, déboutonage par effet de pied de biche etc. des assemblages en statique habituelle sont bien évidemment à effectuer pour la résistance sismique.

9 Exemple de dimensionnement

9.1 Généralités

L'exemple donné ici est directement repris du guide [29] de dimensionnement consultable sur le site www.grispeplus.eu et est une application des formulations développées dans le chapitre 8. Seules les principales étapes sont présentées ici et il conviendra de consulter ces guides pour les détails des calculs.

9.2 DESCRIPTION DU BÂTIMENT ET CHARGEMENT

Le bâtiment retenu dans cet exemple est illustré à la figure 18.



Figure 18 - Dimensions du bâtiment considéré pour l'exemple

Seules les actions de vent sont prises en compte par la suite.

Valeurs de calcul des actions (W) :

- Pression dynamique de base : $q_p = 456 \text{ N/m}^2$;
- Coefficient de pression :
 - Pression extérieure $c_{pe(10)} = +0.7$;
 - Dépression extérieure c_{pe(10)} = -1,2;
 - Pression interne $c_{pi} = \pm 0,3$.

Combinaison d'actions aux États Limites Ultimes (ELU): 1,5×W

Combinaison d'actions aux États Limites de Service (ELS): W

Critère de flèche retenu à l'ELS : L/200

9.3 DESCRIPTION DE LA LAME MÉTALLIQUE ET SCHÉMA STATIQUE

La lame métallique étudiée présente une plage de 280 mm de large et s'assemble par un joint de type chevron (voir Figure 19):



Figure 19 - Géométrie de la section droite de la lame étudiée

Les proportions géométriques :

- $b_{\mu} = 280 \text{ mm};$
- *h* = 28 mm

- $b_f = 30 \text{ mm}$
- φ = 45°

respectent les bornes du domaine de validité de la méthode présentée au chapitre 8.

Cette lame est en acier de nuance S 320 GD pour une épaisseur nominale de 0,75 mm. L'épaisseur de calcul est ainsi de 0,71 mm et les arrondis n'ont pas d'influence sur la section de calcul.

Cette lame métallique repose sur 3 appuis, également en acier, distants de 1,5 m.

Conformément au chapitre 3 :

- Aux ELU, le modèle de calcul est celui de deux poutres sur deux appuis simples (rotule sur appui intermédiaire) voir Figures 7 et 8.
- Aux ELS, le modèle de calcul est celui d'une poutre sur 3 appuis.

9.4 DÉTERMINATION DES VALEURS DE RÉSISTANCE DE LA LAME MÉTALLIQUE

9.4.1 | Moment résistant correspondant à la plage large en compression

Étape 1: Largeur efficace de la grande plage uniformément comprimée.

D'après [25] à [27]:
$$k_{\sigma} = 4,0$$
, $\psi = 1$ et : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{320}} = 0,857$

L'élancement se déduit de :

$$\bar{\lambda}_{p,u} = \frac{b_u/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{280,0}{0,71}}{28,4 \times 0,857 \times \sqrt{4,0}} = 8,102$$

Le coefficient réducteur ρ s'obtient par :

$$\rho_u = \frac{\bar{\lambda}_{p,u} - 0.055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_{p,u}^2} = \frac{8.102 - 0.055 \cdot (3 + 1)}{8.102^2} = 0.120$$

200.0

On obtient donc :

$$\frac{b_{u,eff}}{2} = \frac{0,120 \times 280,0}{2} = 16,8 \ mm$$

Étape 2: Calcul de z_c et de z_t (voir Figure 20)



Figure 20 - Section à l'issue de l'étape 1

	l mm	z mm	l∙z mm²
	16,8	0,0	0,00
Rive gauche (fixée)	39,6	14,0	554,40
	30,0	28,0	840,00
Rive droite (libre)	16,8	0,0	0,00
	39,6	14,0	554,40
Σ	142, 8	-	1948, 80

On obtient donc :

$$z_c = \frac{\sum l \cdot z}{\sum l} = \frac{1948,80}{142,8} = 13,6 mm$$

Et par conséquent : $z_t = 28,0 - 13,6 = 14,4 \text{ mm}$

Étape 3 : Partie efficace de l'âme

Sur la base des informations du tableau 4.1 de [25] :

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{14.4}{13.6} = -1.059$$

Le coefficient de voilement correspondant à ce rapport de contrainte est :

$$k_{\sigma} = 5,98 \cdot (1 + 1,059)^2 = 25,35$$

De là, l'élancement s'obtient par :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{28,0}{0,71}}{28,4 \times 0,857 \times \sqrt{25,35}} = 0,322$$

Et on obtient : $\rho_w = 1,0$

L'âme de la lame est donc pleinement efficace et le moment résistant peut être connu.

Étape 4 : Calcul du moment résistant M_{c,Rd}

	l mm	z mm	l · z mm²	l · z² mm³	l _{part} /t mm³
	16,8	0,0	0,00	0,000	0,706
Rive gauche (fixée)	39,6	14,0	554,40	7761,600	2587,200
	30,0	28,0	840,00	23520,000	1,260
Rive droite	16,8	0,0	0,00	0,000	0,706
(libre)	39,6	14,0	554,40	7761,600	2587,200
Σ	142, 8	_	1948, 80	39043,200	5174,400

 $z_{c,eff} = \frac{1948,80}{142,8} = 13,6 \ mm$

Connaissant $z_{c,eff}$ l'inertie efficace s'obtient par la relation :

$$I_{y,eff} = t \cdot \left[\sum (l \cdot z) + \sum (l_{part}/t) - z_{c,eff}^2 \cdot \sum l \right]$$

Ramenée pour 1 mètre de lame, l'inertie efficace est donc de :

$$I_{y,eff} = (39043,200 + 5174,400 - 142,8 \times 13,6^2) \cdot 0,71 \times \frac{1000,0}{280,0} = 45149 \, mm^4 / m^4$$

De là, on obtient :

$$W_{eff} = \frac{45149}{\max(13,6;14,4)} = 3135 \, mm^3 / m$$

Et le moment résistant est obtenu par :

$$M_{c,Rd} = (3135 \cdot 10^{-3}) \times \frac{0.8 \times 320}{1.0} = 802 \ N \cdot m/m$$

9.4.2 Moment résistant correspondant à la plage large en tension

Étape 1 : Centre de gravité de la section brute (voir Figure 21)



Figure 21 - Calcul de e, avec plage large en tension

	l mm	z mm	l · z mm²
	30,0	0,0	0,00
Rive gauche (fixée)	39,6	14,0	554,40
	140,0	28,0	3920,00
Rive droite (libre)	39,6	14,0	554,40
	140,0	28,0	3920,00
Σ	389, 2	_	8948, 80

La position du centre de gravité e_o est donc : $e_0 = \frac{8948,80}{389,2} = 23,0 mm$.

Étape 2 : Largeur efficace de la plage large

Par application des informations mentionnées en 8.3, on a :

$$\frac{b_{u,eff}}{2} = \frac{53.3 \times 10^{10} \times 23.0^2 \times 0.71^4}{2 \times 28.0 \times 1500 \times 280.0^3} = 38.9 \, mm$$

Étape 3 : Largeurs efficaces des rives uniformément comprimées (parois en console)

À partir du tableau 4.2 de [25] avec ψ = 1, nous avons : k_{σ} = 0,43 et l'élancement s'obtient par :

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{30,0/_{0,71}}{28,4 \times 0,857 \times \sqrt{0,43}} = 2,647$$

Ce qui conduit à :

$$\rho_b = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0.188}{\bar{\lambda}_{p,b}^2} = \frac{2.647 - 0.188}{2.647^2} = 0.351$$

Et donc : $b_{f,eff} = 0,351 \times 30,0 = 10,5 mm$

Étape 4 : Calcul de z_c et z_t (voir Figure 22)



Figure 22 - Section à l'issue de l'étape 3

	l mm	z mm	l · z mm²
	10,5	0,0	0,00
Rive gauche (fixée)	39,6	14,0	554,40
	38,9	28,0	1089,20
Rive droite (libre)	39,6	14,0	554,40
	38,9	28,0	1089,20
Σ	167,5	_	3287,20

On obtient donc:

$$z_c = \frac{\sum l \cdot z}{\sum l} = \frac{3287,20}{167,5} = 19,6 \ mm$$

Et par conséquent : $z_t = 8,4 \text{ mm}$

Étape 5 : Partie efficace de l'âme

Sur la base des informations du tableau 4.1 de [25] :

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{8.4}{19.6} = -0.429$$

Le coefficient de voilement correspondant à ce rapport de contrainte est :

 $k_{\sigma} = 7,81 - 6,29 \times (-0,429) + 9,78 \times (-0,429)^2 = 12,31$

De là, l'élancement s'obtient par :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{28,0}{0,71}}{\frac{28,4 \times 0,857 \times \sqrt{12,31}}{28,4 \times 0,857 \times \sqrt{12,31}}} = 0,462$$

Ce qui donne : $\rho_w = 1,0$

L'âme de la lame est donc pleinement efficace et le moment résistant peut être connu.

Étape 6 : Calcul du moment résistant $M_{b,Rd}$

	l mm	z mm	l · z mm²	l · z² mm³	l _{part} /t mm ³
	10,5	0,0	0,00	0,000	_
Rive gauche (fixée)	39,6	14,0	554,40	7761,600	2587,200
	38,9	28,0	1089,20	30497,600	_
Rive droite	39,6	14,0	554,40	7761,600	_
(libre)	38,9	28,0	1089,20	30497,600	2587,200
Σ	167,5	_	3287,20	76518, 400	5174,400

$$z_{c,eff} = \frac{3287,20}{167,5} = 19,6 \ mm$$

Connaissant $z_{c,eff}$ l'inertie efficace s'obtient par la relation :

$$I_{y,eff} = t \cdot \left[\sum (l \cdot z) + \sum (l_{part}/t) - z_{c,eff}^2 \cdot \sum l \right]$$

Ramenée pour 1 mètre de lame, l'inertie efficace est donc de :

$$I_{y,eff} = (76518,400 + 5174,400 - 167,5 \times 19,6^2) \cdot 0,71 \times \frac{1000,0}{280,0} = 43985 \, mm^4 / m^4$$

De là, on obtient :

$$W_{eff} = \frac{43985}{\max(19,6;8,4)} = 2244 \, mm^3 / m$$

Et le moment résistant :

$$M_{b,Rd} = (2244 \cdot 10^{-3}) \times \frac{0.8 \times 320}{1.0} = 574 \ N \cdot m/m$$

9.4.3 Résistance à la réaction d'appui d'extrémité

Chaque lame a deux âmes et donc :

$$R_{w,Rd} = 2 \cdot \frac{0.115 \cdot 0.71^2 \cdot \sqrt{320 \cdot 210000} \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \sqrt{\frac{2.0}{0.71}}\right) \cdot \left(0.5 + \sqrt{0.02 \cdot \frac{10.0}{0.71}}\right) \cdot \left[2.4 + \left(\frac{45}{90}\right)^2\right]}{1.0} \cdot \frac{1000.0}{280.0} = 7716 \ \frac{N}{m}$$

9.4.4 Charge Résistante limite au déboîtement

L'application des relations mentionnées au paragraphe 8.5 se traduit par :

$$\delta_{lim} = \frac{28,0}{2 \cdot \tan 45} = 14,0 \ mm$$

Et :

$$q_{Rd} = 2 \cdot \frac{210000 \times 1000 \times 0.71^3 \times 14.0}{12 \cdot (1 - 0.3^2) \cdot \sqrt{\left(\frac{2 \times 30.0^3}{3}\right)^2 + \left[30.0 \cdot \left(\frac{280.0 \times 28.0}{3} + \frac{28.0^2}{2}\right)\right]^2}} \cdot \frac{1000}{280.0} = 7486 \ N/m^2$$

9.5 DIMENSIONNEMENT AUX ÉTATS LIMITES ULTIMES

Sur la base des informations du paragraphe 9.2, l'action du vent ultime s'élève en pression à $w_{p,ult} = 684 N/m^2$; et en dépression à $w_{s,ult} = -1026 N/m^2$.

Les moments maximaux en travée, induits par l'action du vent en pression (modèle de poutre sur 2 appuis simples) sont alors de $M_{Ed,p} = 192 N \cdot m$ et de $M_{Ed,s} = 289 N \cdot m$ pour l'action du vent en dépression.

La réaction d'appui d'extrémité sous charge de vent en pression est de : $R_{Ed,p} = 513 N$.

Le critère d'interaction n'est pas vérifié car il est admis que l'appui intermédiaire se comporte comme une simple rotule conformément à la Figure 8 du chapitre 4.

Les vérifications de résistance sont :

- En pression :
 - Moment maximal en travée : $\frac{M_{c,Rd}}{M_{Ed,p}} = \frac{802}{289} = 2,78 > 1.0$
 - Réaction d'appui d'extrémité : $\frac{R_{w,Rd}}{R_{Ed,p}} = \frac{7716}{513} = 15,04 > 1.0$
- En dépression :
 - Vérification du non-déboîtement : $\frac{q_{Rd}}{w_{s,ult}} = \frac{7486}{1026} = 7,30 > 1.0$
 - Moment maximal en travée : $\frac{M_{b,Rd}}{M_{Ed,s}} = \frac{574}{289} = 1,99 > 1.0$

La résistance des fixations doit être vérifiée conformément à la section 8 de la Partie 3.1 de l'Eurocode 3 2006 [2].

9.6 DIMENSIONNEMENT AUX ÉTATS LIMITES DE SERVICE

Sur la base des informations du paragraphe 9.2, l'action du vent aux ELS s'élève en pression à $w_{p,ser} = 456 N/m^2$; et en dépression à $w_{s,ser} = -684 N/m^2$.

La flèche maximale sous l'action du vent en pression est (modèle de poutre sur 3 appuis) de :

 $456 \times 1,500^4$

$$\delta_p = \frac{1}{192 \times 210000 \times 45149 \cdot 10^{-6}} = 1.3 \cdot 10^{-3} \, m.$$

La flèche maximale sous l'action du vent en dépression est de $\delta_s = \frac{684 \times 1,500^4}{192 \times 210000 \times 43985 \cdot 10^{-6}} = 2,0 \cdot 10^{-3} m.$

Les vérifications en service sont :

- En pression :
 - Flèche maximale :

$$\delta_p = 1.3 \cdot 10^{-3} \, m < \frac{1.500}{200} = 7.5 \cdot 10^{-3} \, m$$

- En dépression :
 - Vérification du non-déboîtement : $\frac{q_{Rd}}{w_{s,ser}} = \frac{7486}{684} = 10,94 > 1,0$
 - Flèche maximale :

$$\delta_s = 2,0 \cdot 10^{-3} \ m < \frac{1,500}{200} = 7,5 \cdot 10^{-3} \ m$$

9.7 | RÉSULTATS DU LOGICIEL DÉDIÉ

Dans le cadre des projets GRISPE et GRISPE PLUS, un logiciel Excel traitant du dimensionnement des lames métalliques a été conçu et mis à disposition sur le site internet www.grispeplus.eu.

Le tableau ci-après dresse la comparaison entre les valeurs calculées dans le cadre de l'exemple de cet article et celles issues du logiciel à partir des informations des paragraphes 9.2 et 9.3 :

Valeur	Calcul manuel	Calcul logiciel
$q_{Rd} = \frac{N_{Rd}}{N_{m^2}}$	7486	7486
$M_{c,Rd} N \cdot m/m$	802	797
$M_{b,Rd}$ $N \cdot m/m$	574	567
$rac{R_{w,Rd}}{N/m}$	7716	7716

Certaines différences peuvent être observées entre les résultats analytiques présentés ici et ceux du logiciel dédié, et mise au point dans le cadre des projets GRISPE et GRISPE PLUS. En fait, elles sont la conséquence des arrondis sur les valeurs de calcul intermédiaires.

10 | Conclusion et perspectives

Les travaux menés ont abouti à une méthode analytique de dimensionnement qui permet à l'ingénieur de s'absoudre de toute campagne expérimentale et des coûts induits, pour le dimensionnement des lames métalliques rentrant dans le champ d'application proposé et correspondant à un format de largeur (300 mm) devenu générique sur plusieurs marchés européens.

Il apparaît ainsi intéressant d'étendre ce champ d'application, notamment à des lames plus larges afin de couvrir les autres formats de lames les plus répandus sur le marché.

Enfin, ces travaux ont mis en exergue les avantages procurés par des essais en chambre à vide qui permettent de mieux cerner le comportement réel des lames métalliques et tendraient à montrer que les valeurs de résistances actuellement établies en France par des essais sous charges linéaires sous-estiment la résistance réelle. Ce point pourrait constituer le sujet principal d'une étude complète à l'avenir.

11 | Bibliographie

- [1] CEN, EN 14782:2006 Self-supporting metal sheet for roofing, external cladding and internal lining Product specification and requirements, Brussels, 2006.
- [2] CEN, EN 1993-1-3:2006 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-3: General rule Supplementary rules for cold-formed member and sheeting, Brussels, 2006.
- [3] C. FAUTH, GRISPE WP4: Calculation method for cladding systems D 4.3 Test report, 2016.
- [4] M. BLANC, GRISPE WP4: Calculation method for cladding systems D4.4 Test analysis and interpretation, 2016.
- [5] CEN, EN 1990:2002 Eurocode Basis of structural design, Brussels, 2002.
- [6] CEN, EN 1990:2002/A1:2005 Eurocode Basis of structural design Amendment A1, Brussels, 2005.
- CEN, EN 1990:2002/A1:2005/AC:2010 Eurocode Basis of structural design Amendment A1 Corrigendum, Brussels, 2010.
- [8] CEN, EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-1: General actions Densities, self-weight, imposed loads for buildings, Brussels, 2002.
- [9] CEN, EN 1991-1-1:2002/AC:2009 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-1: General actions Densities, self-weight, imposed loads for buildings Corrigendum, Brussels, 2009.
- [10] CEN, EN 1991-1-4:2005 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-4: General actions Wind actions, Brussels, 2005.
- [11] CEN, EN 1991-1-4:2005/AC:2010 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-4: General actions Wind actions Corrigendum, Brussels, 2010.
- [12] CEN, EN 1991-1-4:2005/A1:2010 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-4: General actions Wind actions Amendment A1, Brussels, 2010.
- [13] CEN, EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2005.
- [14] CEN, EN 1993-1-1:2005/AC:2009 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings - Corrigendum, Brussels, 2005.
- [15] CEN, EN 1993-1-1:2005/A1:2014 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings – Amendment A1, Brussels, 2014.
- [16] CEN, EN 1993-1-3:2007/AC:2009 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-3: General rule Supplementary rules for cold-formed member and sheeting - Corrigendum, Brussels, 2009.
- [17] AFNOR, NF EN 1991-1-2:2003 Eurocode 1: Actions sur les structures Partie 1-2: actions générales Actions sur les structures exposées au feu, 2003.
- [18] AFNOR, NF EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3: Calcul des structures en acier Partie 1-2: règles générales Calcul du comportement au feu, 2005.
- [19] AFNOR, NF EN 1998-1:2005 Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, 2005.
- [20] CEN, EN 1991-1-5:2003 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-5: General actions Thermal actions, 2003.
- [21] CEN, EN 1995-1-1:2005 Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings, Brussels, 2005.
- [22] CEN, EN 1995-1-1:2005/AC:2006 Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings, Corrigendum, Brussels, 2006.
- [23] CEN, EN 1995-1-1:2005/A1:2008 Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings, Amendment A1, Brussels, 2008.



- [24] CEN, EN 1995-1-1:2005/A2:2014 Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings, Amendment A1, Brussels, 2014.
- [25] CEN, EN 1993-1-5:2007 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: General rules Plated structural elements, Brussels, 2007.
- [26] CEN, EN 1993-1-5:2007/AC:2009 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: General rules Plated structural elements - Corrigendum, Brussels, 2009.
- [27] CEN, EN 1993-1-5:2006/A1:2017 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: General rules Plated :structural elements Amendment A1, Brussels, 2017.
- [28] M. BLANC, GRISPE WP4: Calculation method for cladding systems D4.5 Part 1 Background guidance for EN 1993-1-3, 2016.
- [29] M. BLANC, GRISPE WP3: Design manual, 30 June 2018
- [30] M. BLANC, GRISPE WP4: Test program définition D4.2, 23 December 2015
- [31] M. FAULT, UNIV Karlsruhe GRISPE WP4 : Test report Main part, 28 february 2016
- [32] M. FAULT, UNIV Karlsruhe GRISPE WP4 : Test report Annex, 28 february 2016
- [33] M. BLANC, GRISPE WP4 : Test analysis and interpretation, 31 August 2016
- [34] T. RENAUX, R. HOLZ et C. FAUTH, Reconstitution de la continuité de tôles d'acier nervurées sur appuis intermédiaires par assemblage de profils - Justification par calculs selon les Eurocodes, *Revue construction métallique* 1-2020

Notes

Strength capacities of metal interlocking plank: Justification by calculation according to the Eurocodes

Article

Mickael BLANC, *Dipl.Ing., Bacacier* | Thibault RENAUX, *Dr., JORIS IDE* David IZABEL, *Dipl.Ing., Institut de l'enveloppe métallique*

Summary

This article is part of the work carried out as a follow-up to the GRISPE PLUS project. Both were the subject of European RFCS (Research fund for coal and steel) grants (see [34] concerning the context of these two projects).

After a presentation of the context describing the originality of the work in the absence of normative tools, the main results of the GRISPE project are presented, as well as the conditions of use of a design method using the Eurocodes.

This design method is based on the interlocking plank or metal façade sidings with hidden fasteners, intended for the architectural cladding of building facades. The main specificity of these processes lies in the fact that one of the longitudinal edges is held in place simply by interlocking and without fixing. The conditions for applying the design method are also given in this article.

An example calculation is presented in the last part to illustrate the application of this design method.

104



1 Contextual introduction

Metal interlocking plank are developing at a European level because they allow architects to vary the aesthetics of the façade of a building (see Figures 1 and 2).

These non-structural products are geometrically characterized by a wide flat flange (called wide flange in the profiling sector) in relation to the other dimensions. They are covered by a harmonised product standard [1]. Each interlocking plank is fixed on one side to a substructure, and on the other side it fits into the adjacent interlocking plank. The fixings are thus invisible.

The two geometric forms of interlocking that have become generic are chevron (Figure 1) and clip (Figure 2) interlocking joint.



Industrial manufacturers have developed several forms of interlocking joints, resulting in a wide variety of geometries; the most common being those shown in Figure 3



Figure 3 - Typical examples of different forms of interlocking joints (not exhaustive)

The evaluation of the performance of metal sidings installed in facades or cladding consists, in summary in the context of this article, in determining whether the mechanical resistance of these processes is sufficient to withstand the wind action. European practices in terms of evaluation are varied: some countries have national standards and/or texts that emphasise characterization by experimental means; others rely on more theoretical and analytical considerations; finally, some tole-rate coupling between the two approaches.

Despite the existing evaluation solutions; it is regrettable that no common European solution has been included in the Eurocodes to date [2, 16]. The engineer in charge of the design of cladding or a non-structural façade (Class III) in France, finds himself confronted with the lack of analytical tools enabling him to carry out his mechanical interlocking plank verification study.

This is because Part 1.3 of Eurocode 3, either in Figures 1.1 or 1.2 or in the body of the text, does not explicitly cover this type of product, which is neither a long profile nor a ribbed plate (in the sense that it has no ribs).

The only shape covered by the Eurocode that is similar to interlocking plank is that of liners trays, but the geometric ranges are outside those of this metal façade sidings. Finally, the mode of collapse by dislocation does not appear in the Eurocode.

105

The purpose of this article is to make up for this lack and to determine the solicitations (moment and shear force) and deflections by calculation, according to the Eurocodes principle, from the adaptations presented in this article and the acting solicitations from the Eurocodes "actions". We will see further on that, to avoid the risk of dislocation of the metal interlocking plank joint, a check must be carried out by comparing the resistance to dislocation of the metal façade siding in relation to the acting action induced by the wind. This comparison makes it possible, among other things, to conclude whether or not the prescribed interlocking plank is suitable for the work for which it is intended.

However, a quick reading of the Eurocodes reveals that they propose calculation methods for metal liner trays, whose geometry can be similar to a wide U with two narrow flanges (two webs and a wide flange). Although the interlocking plank are not covered by the scope of the Eurocodes, their geometry can be simplified to approximate a wide U with two webs and a wide flange (see figure 3bis). According to the GRISPE project, the application to the interlocking plank of the formulae recommended for the analytical determination of the resistance of metal liner trays (cf. clause 10.2 of EN 1993-1-3) allows to obtain conclusive results.



Figure 3bis – Similarities between a U-shaped profile, a liner tray and an interlocking plank

In order to provide engineers with analytical tools for assessing the strength of metal interlocking plank, the behaviour of these facade sidings is one of the subjects dealt with in the GRISPE and GRISPE PLUS projects carried out with European subsidies.

The GRISPE project, carried out from 2013 to 2016, consisted in determining the mechanical performance of 7 types of profiles using Eurocode calculations, based on an extensive test campaign. The following were studied: steel decks during the construction phase (taking into account the embossments in the calculation of the effective cross-sections; external stiffeners (determination of the calculation stresses to be considered); liner trays (taking into account spacers spaced more than 1 m apart), ribbed steel sheet continuity assemblies (determination of the moments of resistance on intermediate supports and the associated moments on support and reaction on support): (M/R); corrugated sheets (determination of the strength bending moments in the span); curved profiles (determination of the M/N interaction formulae and analysis of the effect of pre-bending on the strength bending moments); perforated profiles (study of the effects of perforations distributed in a square manner over the calculation sections); ribbed profiles with holes (study of round or square holes made in the profiles for the passage of pipes, for example); and finally interlocking plank, the subject of this article. The GRISPEPLUS project, carried out from 2017 to 2019, aimed to disseminate all the results of the GRISPE project by putting design guidances and application examples online, as well as "e-readings" explaining the new methods. Several seminars were also held in Europe to present all the results obtained. All of its work is accessible online on the GRISPE website.

They make it possible to propose the scope of application of a new method for determining the resistance of metal interlocking plank by calculation, which is the subject of design guidance, and also to propose amendments studied in the context of the revision of Part 1.3 of Eurocode 3 2006 [2].

2 | State of art

The analysis of texts or standards dealing with the design of metal interlocking plank by experimental or analytical means is of a national nature, as no European standard provides complete design tools for this constructive system.

While the use of formulations derived from the classic Strength of Materials is accepted in some countries, others such as France rely on guides specifying test methods and the preparation of technical files.

Furthermore, the use by the engineer of only the formulae for the design of liner trays defined in Part 1.3 of the current Eurocode 3 is insufficient because the interlocking plank may have a specific behavior mode not covered by this text, namely their dislocation under wind load.

The Eurocode is therefore not directly applicable to interlocking plank, since it does not define calculation-based design procedures to prevent two façade sidings from unclipping from each other along their longitudinal joint.

In fact, as the interlocking joint is free to move along the longitudinal edge, in order to offer solutions with hidden fasteners, leads to a collapse mode typical of metal interlocking plank.



Until now, this mode of collapse, by dislocation, could only be detected and analysed by testing on interlocking plank under vacuum loading. The figure 4 shows a typical step-by-step dislocation of the interlocking plank obtained in a laboratory test: with the progressive increase of the vacuum load, the free nested edge gradually comes out of its housing until the joint is completely dislocated, while the appearance of the wide flange remains correct.



Figure 4 - Progressive dislocation of a metal interlocking plank during a vacuum test

Thus, any proposal for a rule for the analytical design of an interlocking plank in Eurocodes format will have to be able to take into account this typical mode of behavior, i.e. the risk of dislocation.

3 | Tests carried out and main results of the GRISPE project

3.1 | THE TESTS CARRIED OUT

Within the GRISPPE project, a complete test campaign according to Annex A of Part 1.3 of Eurocode 3, the National Annex and the corrigendum (see [3] and [4]) was carried out on two typical profiles presented in Figure 5.



Figure 5 - Interlocking plank cladeo and zephir tested in the GRISPE project

These tests were carried out for nominal thicknesses of 0.75 mm and 1.0 mm.

The test programme was as follows:

- Bending tests on 2 supports in a vacuum chamber (Figure 6):
 - Under pressure loads
 - Under suction loads
- Bending tests on 3 supports in a vacuum chamber:
 - Under pressure loads
 - Under suction loads
- End support tests:
 - Under pressure loads

In accordance with Part 1.3 of Eurocode 3 and in particular Annex A, the interlocking plank (see Figure 5) are not fixed to the supports.

Figures 6 to 10 define the different types of tests carried out on 2 or 3 supports in pressure and suction (spans between 1.0 m and 3.0 m). The design of the end support, or the determination of the strength to the intermediate support reaction $R_{w,Rd}$ has not been detailed, since the tests have shown that the verification formula 6.18 of Part 1.3 of Eurocode 3 applies with a large margin of safety to the interlocking plank in the range of thicknesses tested. In what follows, we will focus on the tests on 2 or 3 supports in pressure and suction to establish the bending load-bearing capacities of span and support resulting either from local warping or dislocation of the interlocking plank. It is these tests that showed unexpected behaviour of the interlocking plank: their dislocation before any yielding or local warping and an absence of M/R interaction (moment/reaction) and of capacity at the moment on intermediate support. This behaviour on intermediate support is linked to the fact that the interlocking plank crash on support, lose their inertia and thus very quickly form a hinge.

An example of a test on two supports in pressure is given in figure 6 below.

108



Figure 6 - Specimen installed in the vacuum chamber (installation under pressure load)

Tests on two single supports illustrated in Figure 6 above showed maximum resistances obtained by local warping or dislocation.

One of the most significant results is the fact that, in the tests on 3 supports under pressure and suction actions, the interlocking planks or façade sidings offer no resistance on intermediate support and behave like a simple hinge at the moment of their collapse. The analysis of the measurement of the support reactions shows that the central support reaction is equal to that expected for two isostatic beams and not that expected for a continuous beam (see Figure 7and Figure 8). The justification for this result can be found in references [30] to [33] available at www.grispeplus.eu (See also Figures 11a and 11b and associated tables).



Figure 7 - Expected behaviour for tests on 3 supports



Figure 8 - Behaviour observed during tests on 3 supports

This observation is confirmed in the tests by the characteristic strength bending moments (M_{Rk}) of the mid-span profiles deduced from the tests, which are constant whether the tests are carried out on 2 or 3 supports as shown in Figures 11a and 11b and Tables 3 to 6.

109

The characteristic strength bending moments (M_{Rk}) of the interlocking profiles obtained from tests, which are unchanged, depending on whether interlocking planks are tested on 2 or 3 supports, should not be confused with the strength bending moments obtained by calculation from the formulae for liner trays, which vary depending on whether they are on support or span (different effective cross-sections). Analysis of the results of the GRISPE project tests shows that, in the case of a calculation approach to ULS according to the dimensioning approach established for the liner trays in Part 1.3 of Eurocode 3, only the moment in the span obtained from the formulae for liner trays can be used, since on intermediate support, a simple hinge is formed which cancels the strength bending moment of the interlocking plank on supports. Therefore, the calculation approach consists of determining the effective cross-sections according to the liner tray method, considering the compressed wide flange (wind pressure on the interlocking plank), then the tension wide flange (wind depression on the interlocking plank) and deducting the associated strength bending moments. The active stresses at the ULS will therefore always be determined by considering Interlocking plank on 2 supports (even when they are physically resting on 3 supports). An example of a specific application is given in chapter 9 of this article.

In fact, the only explanation for this behaviour is that at Ultimate Limit States, although the profiles are geometrically continuous, crushing on central support under ultimate loading neutralises the momentary capacity of the Interlocking plank on intermediate supports (flattening of the profile, loss of inertia and creation of a simple hinge) or pilot dislocation before any yielding on support, which leads to isostatic behaviour of the Interlocking plank. In addition, the acting moments to be considered must also be those resulting from beams on 2 simple supports.

The other major lesson from the vacuum chamber bending tests is that, unlike the tests with linear load application, dislocation of the boards or flanges is not the only mode of failure observed.

Some specimens reached their ultimate limit state by dislocation but most of them ruined by buckling (buckling by distortion of the narrow flange of the joint, compressed at mid-span, as shown in Figure 9).



Figure 9 - Collapse by local buckling of the joint during an isostatic test in suction

It turns out that the vacuum chamber is the most realistic way to apply actions representing those of the wind, to which the Interlocking planks or façade sidings are subjected on real buildings. On the other hand, the current strength values given for Interlocking plank or cladding in France, which are the result of an experimental campaign conducted by applying linear loads, underestimate their resistance, but place the dimensioning on the safety side.

Note : When tests are carried out with localised linear loads, localised compression and local deformation cause premature buckling by local distortion of the narrow flange. The use of the vacuum chamber allows a better distribution of the pressure or suction load, as it is in reality, thus avoiding the initial imperfections linked to localised linear loads, to have a shell-like behavior of the Interlocking plank (see Figure 9bis) and therefore to obtain improved performance closer to reality.



Figure 9bis – example of a pressure interlocking plank operating in a shell under vacuum chamber

This could be the main subject of a comprehensive study to better understand the mechanism of the formation of this dislocation. A typical dislocation collapse, for a bending test on 3 supports in suction, is shown in Figure 10 below.



Figure 10 - collapse by dislocation in a bending test on 3 supports in a vacuum environment

111

3.2 MAIN RESULTS AND FUTURE DEVELOPMENTS OF THE CURRENT EUROCODE [30] TO [33]

a) Single bending span check at ULS

The aim here is to compare the M_{Rd} bending moment in span obtained by tests in the GRISPE project and by calculation according to procedure 10.2 of EN 1993-1-3 on liner tray.

The tests of the GRISPE project have shown, in the geometric range of the tested interlocking planks, that the liner tray design procedure defined in Clause 10.2 of Part 1.3 of the current Eurocode 3, i.e. the determination of the spanning moments, applies with a large safety margin when dislocation is not the decisive mode of failure (see, for example, Tables 1 and 2 obtained from the nominal values). This means that:

- the scope of application of the liner tray method in the current Eurocode should be amended to incorporate the range of interlocking planks geometry tested in the GRISPE project;
- a new ultimate dislocation resistance must be added in the design procedure, in addition to the usual checks for bending, shear stress, support reaction.

Tables 1 and 2 below show that with the nominal interlocking plank thicknesses, the strength bending moments obtained in the span by calculation according to the method of Part 1.3 of Eurocode 3 relating to liner tray are very similar to the values obtained by tests after taking into account the corrections related to the difference between the nominal and measured values.

Test reference	Nominal thickness mm	Span mm	Collapse Mode	F _{max} kN	q _{max} kN/m²	M _{max} kN ∙ m/m	M _{mean} kN ⋅ m/m
SSP-ZR-075-1		1500		9.72	4.32	1.22	
SSP-ZR-075-2	0.75	1500	Local buckling	9.77	4.34	1.22	1.22
SSP-ZR-075-3		1500		9.86	4.38	1.23	
SSP-ZR-100-1		1500		16.14	7.17	2.02	
SSP-ZR-100-2	1.00	1500	Local buckling	16.03	7.12	2.00	2.02
SSP-ZR-100-3		1500		16.35	7.27	2.04	

Table 1 - Zephir interlocking plank on two supports in pressure - test results

Zephir	Nominal	Momer kN		
Interlocking plank	thickness mm	Test result Single span (2 supports)	Calculation results (method of clause 10.2 EN1993-1-3 for liner trays)	Difference
$N_{c}(7)$	0.75	1.30	1.30	0%
NO (Z)	1.00	1.92	2.06	7%
Yes (ZR)	0.75	1.22	1.30	6%
	1.00	2.02	2.06	2%

 Table 2 - Zephir interlocking plank on two supports in pressure - strength load obtained by tests and calculations according to the liner tray method article 10.2 of EN 1993-1-3

b) Verification on intermediate support in flexion and moment-reaction interaction of support to ULS

The aim here is to compare the moment-response interaction: M_{Rd} and $R_{w,Rd}$ obtained by tests in the GRISPE project and by calculation according to procedure 10.2 of EN 1993-1-3 relating to liner trays.

This check is not applicable. As already explained, the tests carried out as part of the GRISPE project have shown that at the ULS, a simple hinge of the interlocking plank is formed at the intermediate support due to the crushing of the profile on the support or the dislocation of the metal façade siding (see Figure 11a and 11b and Tables 3 to 6).

Therefore, the design of the ULS interlocking plank, whether for active or resisting forces, must be done isostatically.



As an example, the following figures are the support reactions measured shortly before the collapse for the test on 3 supports of the Zephir interlocking plank (5 interlocking planks of 300 mm width tested) thickness 0.75 mm (see Tables 3 and 4): Figure 11a and thickness 1.00 mm (see Tables 5 and 6): Figure 11b.



Figure 11a – Overview of the support reaction results (2 spans of 2.50m, 5 Zephir interlocking planks of 300 mm width t =0.75 mm)

Support reaction	Sensor 1	Hypothesis of a continuity beam on 3 supports	Hypothesis of two isostatic beams on single supports
End support	0.41	0.37	0.50
Intermediate support	1.21	1.25	1.0
End support	0.39	0.37	0.5
Total loading	2.01	2.0	2.0
Load per linear meter	0.402	0.402	0.402

 Table 3 - comparison of support reactions according to the model of continuous beam and 2 isostatic beams on single support - sensor 1 - 0.75 mm Zephir

 interlocking plank pressure

Support reaction	Sensor 2	Hypothesis of a continuity beam on 3 supports	Hypothesis of two isostatic beams on single supports
End support	0.42	0.361	0.482
Intermediate support	1.07	1.206	0.965
End support	0.44	0.362	0.482
Total loading	1.93	1.93	1.93
Load per linear meter	0.386	0.386	0.386

Table 4 - Comparison of support reactions according to the model of continuous beam and 2 isostatic beams on single supports - sensor 2 - 0.75 mm Zephir interlocking pressure



Figure 11b - Overview of the support reaction results (2 spans of 2.50m, 5 Zephir interlocking plank of 300 mm width t =1.0 mm)

Support reaction	Sensor 1	Hypothesis of a continuity beam on 3 supports	Hypothesis of two isostatic beams on single supports
End support	0.99	0.87	1.16
Intermediate support	2.73	2.9	2.32
End support	0.92	0.87	1.16
Total Loading	4.64	4.64	4.64
Load per linear meter	0.928	0.928	0.928

Table 5 - Comparison of support reactions according to the model of continuous beam and 2 isostatic beams on single supports - sensor 1 - 1.00 mm Zephir interlocking plank pressure

Support reaction	Sensor 2	Hypothesis of a continuity beam on 3 supports	Hypothesis of two isostatic beams on single supports
End support	1.01	0.88	1.18
Intermediary	2.65	2.95	2.36
End support	1.07	0.88	1.18
Total loading	4.73	4.73	4.73
Load per linear meter	0.946	0.386	0.946

Table 6 - Comparison of support reactions according to the model of continuous beam and 2 isostatic beams on single supports - sensor 2 - 1.00 mm Zephir interlocking pressure

The readings in Figures 11a and 11b, taken during the tests associated with Tables 3, 4, 5 and 6, show that the support reactions of hyperstatic systems on 3 supports do indeed tend towards isostatic systems on 2 simple supports. The hypothesis of a simple hinge on intermediate support is therefore confirmed and places the calculation method on the safety side.

C) Verification of the support reaction on the end support to ULS

The objective here is to compare the $R_{w,Rd}$ support reaction obtained by tests of the GRISPE project and by calculation according to the procedure of EN 1993-1-3 relating to liner trays.

The classical dimensioning of Part 1.3 of Eurocode 3 (formula 6.18) is retained and this approach is confirmed by the GRISPE project tests. (Cf. tables 7 and 8)



Clip joint (CLADEO)

Nominal Thickness mm	Test results kN/m	Calculs kN/m	Difference
0.75	11.95	8.64	28%
1.00	22.90	14.79	35%

Table 7 - Comparison of test results and results obtained by calculations according to formula 6.18 for Cladeo interlocking plank

Chevron-shevron joint (ZEPHIR)

Nominal thickness mm	Test results kN/m	Calculs kN/m	Difference
0.75	9.49	8.18	14%
1.00	16.78	14.00	17%

Table 8 - Comparison of test results and results obtained by calculations according to formula 6.18 for the ZEPHIR interlocking plank

d) Checking the deflection and no dislocation at the SLS

At SLS, the interlocking plank deflection is checked in the traditional way in 3 steps, taking into account the effective cross-section of the façade siding, calculated according to procedure 10.2 of EN 1993-1-3 for liner trays. In fact, the metal interlocking plank are considered to be continuous at the intermediate support because they cannot be crushed at the SLS.

However, a check must be added to ensure that the joint of the interlocking plank does not move out of position by not exceeding a limit load by dislocation. This verification of non-dislocation is the main result of the GRISPE research project and is explained in paragraph 8.5. An example of a complete application is given in chapter 9.

4 Foreword to the design method

The metal interlocking plank are CE marked and have a declaration of performance according to the standard [1].

The design method, described in the remainder of this article, is based on the test results given in Chapter 3 and consists solely of determining the design resistances to bending moment M_{Rd} and the support reaction resistance R_{Rd} according to [5], its amendment [6] and corrigendum [7] and the formulae for estimating the capacity to resist dislocation as a distributed load that does not exceed the load-bearing capacity of the no dislocation: q_{Rd} . Calculation values for the effects of actions (wind pressure and depression) are to be evaluated in accordance with each relevant part of Standard [8] and its corrigendum [9]; Standard [10] and its corrigendum [11] and amendment [12]. This method shall comply with the general rules laid down in Standard [13] and its Corrigendum [14] and Amendment [15], and the calculation bases defined in Part 2 of Standard [2] and its Corrigendum [16].

It should be noted that the national standards of some countries can be used provided that they follow the general design principles defined by [5] (partial material safety factor, combined action factors, etc.).

The proposed method aims at the strict mechanical dimensioning in statics of the interlocking planks on 2 or 3 supports in pressure and suction under wind load according to Part 1.3 of Eurocode 3, its national annex and corrigendum.

This method is established in an area of minimum technological provisions. It is valid only if the tolerances of the cold-formed products comply with Standard [2] and Standard [16] as amended by the information in Chapter 5.

The tolerances of the façade sidings are such that they must allow the male part of the interlocking plank to fit completely into the female part (see Figure 1). As the interlocking planks are CE marked according to standard NF EN 14782, the production tolerances of standard NF EN 508-1 apply.

The following areas are not covered by the design method:

- justification in the accidental fire event, for which reference should be made to national regulations in accordance with [17] and [18];
- justification for seismic hazard, for which reference should be made to national regulations in accordance with [19];
- the environmental aspects for which reference should be made to national regulations;
- the thermal performance for which reference should be made to national regulations in accordance with [20];
- the acoustic performance for which reference should be made to national regulations.
- the impact resistance of the interlocking planks;
- Thermal expansion (generally negligible for façade sidings lengths of around 6 m);
- the durability of products and assemblies;

as well as any other subject not clearly identified above.

Actions and their combinations must be taken into account and determined in accordance with the standards:

- [5] to [7] for the bases and combinations of actions,
- [8] and [9] for own weights and other imposed actions,
- [10] to [12] for wind actions.

5 Minimum technological provisions

The calculation procedure presented below is used to determine the strength of interlocking planks or façade sidings provided that the geometrical characteristics are in the following range:

0.75 mm	$\leq t_{non}$	n	\leq	1.00 mm
		b_f	\leq	40 <i>mm</i>
25 mm	≤	h	\leq	30 mm
		b_u	\leq	300 mm
		φ	\leq	60°
11 mm	\leq	C_f		

These limitations relate to the classic production of metal strips on the one hand, and the thickness ranges tested in the GRISPE project on the other. Like all limitations in a Eurocode, they give the scope of validity of the formulas developed below. Apart from these limitations, the engineer will have to carry out tests (see chapter 3) to ensure that the strength capacities obtained with the formulations below remain valid.

In addition, the interlocking planks should remain within the geometric range defined in Figure 12 below:

With:

 t_{name} : Nominal thickness of the metal interlocking plank;

 b_u : Useful width of the wide range of the metal interlocking plank;

h : Overall height of the metal interlocking plank;

- b_f : Width of the fixed edge of the metal interlocking plank;
- c_f : The width of the free edge of the tongue-and-groove joint (not defined for a chevron joint);
- φ : Angle of inclination between the joint and the wide flange.



Figure 12 - Geometric definition of a metal interlocking plank

The minimum dimensions of the supports are:

- Steel supports:
 - Minimum width: 40 mm
 - Minimum thickness: 1.5 mm
- Wooden supports:
 - Minimum width: 60 mm
 - Minimum height: 80 mm
- Concrete supports: not directly permitted. In order to correct the irregularity of the facing, a secondary metal or wooden framework must be installed and fixed in the concrete support.

The characteristics of the self-drilling or self-tapping steel screws are:

- Steel supports:
 - Minimum diameter: 5.5 mm
 - Minimum length: such that the screw passes through the support and protrudes by at least 2 threads.
- Wooden supports:
 - Minimum diameter: 6.3 mm
 - Minimum length: such that the anchorage is at least 50 mm

The fixing density is: 1 screw per support per interlocking plank or joint.

The design resistance values obtained are only suitable for evaluating the resistance of the profile to uniformly distributed loads, mainly wind actions.

6 Basic technological requirements and material properties

The supports on which the metal interlocking plank rest are in accordance with references [13] to [15] for steel or in accordance with references [21] to [24] for wood. The material properties must meet the requirements of standard [2], section 3 with a minimum steel grade of S 320 GD + Z. The material properties of the fasteners must meet the requirements of Standard [2], Section 8. The safety coefficients must comply with the requirements of Standard [2], Section 2.

117

7 | Bases of calculation

The method is based on the calculation of liner trays already included in Part 1.3 of Eurocode 3 2006 [2]. This method is complemented by a criterion taking into account the possible dislocation.

The new calculation method can be used to determine:

- the resistance to the bending moment with the wide flange in compression;
- the resistance to the bending moment with the wide flange in tension;
- the resistance to the end support reaction;
- the resistance to dislocation;
- the effective inertia in pressure and suction.

8 Procedure for design metal interlocking plank

8.1 OVERVIEW OF THE DESIGN PROCEDURE

The full design procedure according to clause 10.2 of Part 1.3 of Eurocode 3 2007 [16] consists of ... [16]:

- initially consider the gross section;
- calculate the position of centroïd of gravity of the cross section;
- determine the effective areas of the flange in compression;
- recalculate the position of the new centroïd of gravity as well as the effective inertia of the profile;
- use these properties to calculate a first estimate of the strength bending moment;
- repeat the same steps as those listed above from the calculation of the centroid of gravity, resulting in a second estimate of the strength bending moment;
- iterate in this way until convergence and obtaining the final strength bending moment.

However, in practice (and for moment loading without axial effort) it is generally accepted that the iterative process can be stopped as soon as the first iteration is over if no attempt is made to optimise performance.

All the supporting documents can be found on the www.grispeplus.eu website.

8.2 STRENGTH BENDING MOMENT IN THE SPAN WITH THE WIDE FLANGE IN COMPRESSION

Based on the figure 12 and the recommendations of [2], [16] and [25] to [27], the effective cross-section of the wide flange (uniformly compressed internal flange) is:

 $b_{u,eff} = \rho_u \cdot b_u$

The centroïd of gravity of the section (see Figure 10) is determined by considering the effective width of the wide flange $b_{u.eff}$ and the edge fully effective:



Figure 13 - Centroïd of gravity of the cross section taking into account the effective part of the wide flange in compression



The effective compressed height of the web (see Figure 11), in accordance with [25], [26] and [27] is:

 $h_{eff} = p_w \cdot z_c$



Figure 14 - Centroïd of gravity of the effective cross-section and stress distribution

The strength bending moment is finally calculated taking into account the efficiency of the webs and the wide flange in compression, using the formula (10.19) in Part 1.3 of Eurocode 3 2006 [2]:

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot \frac{0.8 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$
(10.19 de l'EN1993 - 1 - 3)

With:

$$W_{eff} = \frac{I_{y,eff}}{\max(z_{c,eff}; z_{t,eff})}$$

Note : According to Part 1.3 of the ENV of Eurocode 3 of 1999, the verification of liner trays can be carried out from clause 10.2.2.1 as follows:

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_{M2}}$$

With $\gamma_{M2} = 1.25$

Thereafter, the γ_{M2} has become $\gamma_{M0} = 1$ and to maintain consistency, a coefficient of 1/1.25 has been introduced, hence the origin of the current 0.8.

Note : An amendment has been proposed to delete the factor 0.8 in a future version of Part 1.3 of Eurocode 3. Once this amendment has been validated and published, the factor 0.8 may be deleted from the above $M_{c,pd}$ formula.

The numerous tests carried out by industrial in laboratories in the various countries since the publication of Part 1.3 of Eurocode 3 in 2006 show that the basic load-bearing capacity of trays is well above that obtained with the 20% reduction imposed by the Eurocode and that maintaining this coefficient 0.8 is penalising.

119

8.3 STRENGTH BENDING MOMENT IN SPAN WITH WIDE FLANGE IN TENSION

According to clause 10.2.2.2(1) of Part 1.3 of Eurocode 3 2006 [2], the centroid of gravity of the gross section may be considered, and its position e_a is used for the calculation of the effective width of the wide flange in tension (see Figure 15):



Figure 15 - Centroïd of gravity of the cross section

This effective width is obtained by applying the following formula:

$$b_{u,eff} = \frac{53.3 \cdot 10^{10} \cdot e_0^2 \cdot t^4}{h \cdot L \cdot b_u^3} \qquad (10.20 \ de \ l'EN1993 - 1 - 3)$$

The effective edge widths are evaluated according to [25] to [27], as compressed outstand flange:

$$\begin{cases} b_{f,eff} = \rho_b \cdot b_f \\ c_{f,eff} = \rho_c \cdot c_f \end{cases}$$

On the basis of effective wide flange widths $b_{u,eff}$, $b_{f,eff}$, $c_{f,eff}$ and fully effective webs, the position of the centroïd of gravity of the effective section can be determined (see Figure 16).



Figure 16 - Centroïd of gravity of the cross-section taking into account the effective flange

Similarly, the compressed effective part of the web (see Figure 17), in accordance with [25], [26] and [27] is:

 $h_{eff} = \rho_w \cdot z_c$



Figure 17 - Centroïd of gravity of the effective cross-section and stress distribution

The strength bending moment is finally determined by taking into account the webs and effective wide flange from formula (10.21) in Part 1.3 of Eurocode 3 2006 [2]:

$$M_{b,Rd} = W_{eff} \cdot \frac{0.8 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \qquad (10.21 \, de \, l'EN1993 - 1 - 3)$$

With:

$$W_{eff} = \frac{I_{y,eff}}{\max(z_{c,eff}; z_{t,eff})}$$

8.4 RESISTANCE TO END SUPPORT REACTION

According to clause 6.1.7.3(2) of Part 1.3 of Eurocode 3 2006 [2], the resistance of a web to end support reaction is determined by:

$$R_{w,Rd} = \frac{\alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(0.5 + \sqrt{0.02 \cdot \frac{l_a}{t}}\right) \cdot \left[2.4 + \left(\frac{\varphi}{90}\right)^2\right]}{\gamma_{M1}} \quad (6.18 \ de \ l'EN1993 - 1 - 3)$$

The design method proposed in this article for metal interlocking plank : $\alpha = 0,115$ and $l_a = 10$ mm.

For ratings, please refer to paragraph 5.

8.5 | RESISTANCE TO DISLOCATION

One of the original features of the method proposed for the dimensioning of metal façade sidings is the determination of the maximum resistance to dislocation, q_{Rd} , resulting from the calculation of the various displacements of the various parts of the joint, cf. [28] and Table 9, beyond which collapse may occur by dislocation of the edge connection (the male part of the interlocking plank joint in question is disengaged from the female part of the adjacent interlocking plank joint):



Table 9 - Breakdown of displacements and rotations to calculate the maximum displacement suffered by the narrow flange of the interlocking plank

From Table 9 and after some calculations, by requiring that the calculated displacement δ does not exceed the displacement limit δ_{lim} corresponding to the exhaust of the small flange of the interlocking plank of the neighbouring joint, the value of the maximum load not to be exceeded is obtained:

$$q_{Rd} = 2 \cdot \frac{1000 \cdot E \cdot t^3 \cdot \delta_{lim}}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \sqrt{\left(\frac{2 \cdot b_f^3}{3}\right)^2 + \left[b_f \cdot \left(\frac{b_u \cdot h}{3} + \frac{h^2}{2}\right)\right]^2}} \cdot \frac{1000}{b_u}$$

122

with:

$$\delta_{lim} = \begin{cases} c_f & \text{For the clip joint} \\ \frac{h}{2 \cdot \tan \varphi} & \text{For the chevron joint} \end{cases}$$

For notations, please refer to Chapter 5.

The results for the two interlocking planks tested in the GRISPE project are given in tables 10 and 11 below:

For clip assembly (CLADEO)

Nominal Thickness mm	Test results q _{ed} kN/m².	Calculs q _{ed} kN/m²	Difference
0.75	4.97	4.81	3%

Table 10 - Application of the new formulation for the CLADEO clip interlocking plank

For chevron assembly (ZEPHIR)

Nominal Thickness mm	Test results q _{ed} kN/m².	Calculs q _{ed} kN/m²	Difference
1.00	6.88	6.98	-1.5%

Table 11 - Application of the new formulation for the ZEPHIR chevron interlocking plank

8.6 CHECKING THE FIXINGS TO THE SUPPORTS

The usual Eurocode procedures apply for the verification of supported assemblies. In addition, the systems must also be tested under seismic loading, where fasteners and potential dislocations of the interlocking planks play an important role. However, these verifications are not the subject of this article. In fact, on the one hand, the parallelogram and seismic acceleration tests in dynamics and, on the other hand, the verifications of resistance, anchoring on the support, diametrical pressure, pull out, pull through by crowbar effect, etc... of the assemblies in usual statics or seismic action have to be obviously justified following the eurocodes.

9 | Design example

9.1 GENERAL

The example given here is taken directly from the design guide [29] available at www.grispeplus.eu and is an application of the formulations developed in Chapter 8. Only the main steps are presented here and these guides should be consulted for details of the calculations.

123

9.2 Building description and loading

The building used in this example is shown in figure 18.



Figure 18 - Dimensions of the building considered for the example

Only wind actions are taken into account afterwards.

Calculation values of wind (W):

- Dynamic base pressure: $q_p = 456 \text{ N/m}^2$;
- Coefficient of pressure:
 - External pressure $c_{pe(10)} = +0.7$;
 - External suction c_{pe(10)} = -1.2;
 - Internal pressure $c_{pi} = \pm 0.3$.

Combination of actions in Ultimate Limit States (ULS): 1.5×W

Combination of actions in Serviceability Limit States (SLS): W

SLS deflection criterion: L/200

9.3 DESCRIPTION OF THE METAL FAÇADE SIDING AND STATIC DIAGRAM

The metal interlocking plank studied has a wide flange of 280 mm wide and is assembled with a chevron-type joint (see Figure 19):





Geometric proportions:

- b_u = 280 mm;
- *h* = 28 mm

 $b_f = 30 \text{ mm}$

comply with the limits of the validity range of the method presented in Chapter 8.

The interlocking plank is made of steel grade S 320 GD with a nominal thickness of 0.75 mm. The design thickness is therefore 0.71 mm and internal bend radius has no influence on the design cross-section.

This metal interlocking plank rests on 3 supports, also made of steel, 1.5 m of span.

In accordance with Chapter 3:

- At the ULS, the calculation model is that of two beams on two simple supports (hinge on intermediate support) see Figures 7 and 8.
- At SLS, the calculation model is that of a beam on 3 supports.

9.4 DETERMINATION OF THE RESISTANCE VALUES OF THE METAL INTERLOCKING PLANK

9.4.1 Strength bending moment corresponding to the wide flange in compression

Step 1: Efficient width of the wide flange uniformly compressed.

According to [25] to [27]:
$$k_{\sigma} = 4.0$$
, $\psi = 1$ and : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{320}} = 0.857$

The slenderness is deduced from:

$$\bar{\lambda}_{p,u} = \frac{b_u/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{280.0/0.71}{28.4 \times 0.857 \times \sqrt{4.0}} = 8.102$$

The reduction coefficient $\boldsymbol{\rho}$ is obtained by:

$$\rho_u = \frac{\bar{\lambda}_{p,u} - 0.055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_{p,u}^2} = \frac{8.102 - 0.055 \cdot (3 + 1)}{8.102^2} = 0.120$$

The result is

$$\frac{b_{u,eff}}{2} = \frac{0.120 \times 280.0}{2} = 16.8 \, mm$$

Step 2: Calculation of z_c and z_t (see Figure 20)



Figure 20 - Section at the end of Step 1

	l mm	z mm	l∙z mm²
Left side (fixed)	16.8	0.0	0.00
	39.6	14.0	554.40
	30.0	28.0	840.00
Right side (free)	16.8	0.0	0.00
	39.6	14.0	554.40
Σ	142.8	-	1948.80

The result is:

$$z_c = \frac{\sum l \cdot z}{\sum l} = \frac{1948.80}{142.8} = 13.6 \ mm$$

And therefore: $z_t = 28.0 - 13.6 = 14.4 \text{ mm}$

Step 3: Effective part of the web

Based on the information in table 4.1 of [25]:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{14.4}{13.6} = -1.059$$

The buckling coefficient corresponding to this stress ratio is:

$$k_{\sigma} = 5.98 \cdot (1 + 1.059)^2 = 25.35$$

From there, the slenderness is obtained by :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{28.0}{0.71}}{28.4 \times 0.857 \times \sqrt{25.35}} = 0.322$$

And we get: $\rho_w = 1,0$

The web of the interlocking plank is therefore fully effective and the moment of resistance can be known.

Step 4 : Calculation of the strength bending moment $M_{c,Rd}$

	l mm	z mm	∣·z mm²	l · z² mm³	l _{part} /t mm³
	16.8	0.0	0.00	0.000	0.706
Left side (fixed)	39.6	14.0	554.40	7761.600	2587.200
	30.0	28.0	840.00	23520.000	1.260
Right side	16.8	0.0	0.00	0.000	0.706
(free)	39.6	14.0	554.40	7761.600	2587.200
Σ	142.8	_	1948.80	39043.200	5174.400

 $z_{c,eff} = \frac{1948.80}{142.8} = 13.6 \ mm$

Knowing $z_{c,eff}$ effective inertia is obtained by the relation:

$$I_{y,eff} = t \cdot \left[\sum (l \cdot z) + \sum (l_{part}/t) - z_{c,eff}^2 \cdot \sum l \right]$$

The effective inertia per 1 meter of the interlocking plank is therefore:

$$I_{y,eff} = (39043.200 + 5174.400 - 142.8 \times 13.6^2) \cdot 0.71 \times \frac{1000.0}{280.0} = 45149 \, \frac{mm^4}{m}$$

From there we get:

$$W_{eff} = \frac{45149}{\max(13.6; 14.4)} = 3135 \, mm^3 / m$$

And the strength bending moment is obtained by:

$$M_{c,Rd} = (3135 \cdot 10^{-3}) \times \frac{0.8 \times 320}{1.0} = 802 \ N \cdot m/m$$

9.4.2 Strength bending moment corresponding to the wide flange in tension

Step 1 : Centroïd gravity of the cross section (see Figure 21)



Figure 21 - Calculation of e0 with wide flange in tension

	l mm	z mm	l · z mm²
Left side (fixed)	30.0	0.0	0.00
	39.6	14.0	554.40
	140.0	28.0	3920.00
Right side (free)	39.6	14.0	554.40
	140.0	28.0	3920.00
Σ	389.2	_	8948.80

The position of the centroïd of gravity e_o is therefore : $e_0 = \frac{8948.80}{389.2} = 23.0 \text{ mm}.$

Step 2: Effective width of the wide flange

By applying the information mentioned in 8.3, we have:

$$\frac{b_{u,eff}}{2} = \frac{53.3 \times 10^{10} \times 23.0^2 \times 0.71^4}{2 \times 28.0 \times 1500 \times 280.0^3} = 38.9 \text{ mm}$$

Step 3: Effective widths of evenly compressed edges (outstand flange)

From Table 4.2 of [25] with ψ = 1, we have: k_{σ} = 0.43 and the slenderness is obtained by:

$$\bar{\lambda}_{p,b} = \frac{30.0/_{0.71}}{28.4 \times 0.857 \times \sqrt{0.43}} = 2.647$$

This leads to:

$$\rho_b = \frac{\bar{\lambda}_{p,b} - 0.188}{\bar{\lambda}_{n,b}^2} = \frac{2.647 - 0.188}{2.647^2} = 0.351$$

And so: $b_{f,eff} = 0.351 \times 30.0 = 10.5 \ mm$

Step 4 : Calculation of z_c and z_t (see Figure 22)



Figure 22 - Section at the end of Step 3

	l mm	z mm	l · z mm²
Left side (fixed)	10.5	0.0	0.00
	39.6	14.0	554.40
	38.9	28.0	1089.20
Right side (free)	39.6	14.0	554.40
	38.9	28.0	1089.20
Σ	167.5	_	3287.20

So we get:

 $z_c = \frac{\sum l \cdot z}{\sum l} = \frac{3287.20}{167.5} = 19.6 \ mm$

And therefore: $z_t = 8.4 \text{ mm}$

Step 5 : Effective part of the web

Based on the information in table 4.1 of [25] :

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{8.4}{19.6} = -0.429$$

The buckling coefficient corresponding to this stress ratio is:

 $k_{\sigma} = 7.81 - 6.29 \times (-0.429) + 9.78 \times (-0.429)^2 = 12.31$

From there, the slenderness is obtained by:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{28.0}{0.71}}{28.4 \times 0.857 \times \sqrt{12.31}} = 0.462$$

The result is: $ho_w = 1.0$

The web of the interlocking plank is therefore fully effective and the strength bending moment can be known.

Step 6 : Calculation of strength bending the moment $M_{_{b,Rd}}$

	l mm	z mm	l · z mm²	l · z² mm³	l _{part} /t mm³
	10.5	0.0	0.00	0.000	_
Left side (fixed)	39.6	14.0	554.40	7761.600	2587.200
	38.9	28.0	1089.20	30497.600	_
Right side	39.6	14.0	554.40	7761.600	_
(free)	38.9	28.0	1089.20	30497.600	2587.200
Σ	167.5	_	3287.20	76518.400	5174.400

$$z_{c,eff} = \frac{3287.20}{167.5} = 19.6 \ mm$$

Knowing $z_{c,eff}$ effective inertia is obtained by the relation:

$$I_{y,eff} = t \cdot \left[\sum (l \cdot z) + \sum (l_{part}/t) - z_{c,eff}^2 \cdot \sum l \right]$$

The effective inertia per 1 meter of interlocking plank is therefore:

$$I_{y,eff} = (76518.400 + 5174.400 - 167.5 \times 19.6^2) \cdot 0.71 \times \frac{1000.0}{280.0} = 43985 \, mm^4 / m^4$$

From there we get:

$$W_{eff} = \frac{43985}{\max(19.6; 8.4)} = 2244 \, \frac{mm^3}{m}$$

And the strength bending moment:

$$M_{b,Rd} = (2244 \cdot 10^{-3}) \times \frac{0.8 \times 320}{1.0} = 574 \ N \cdot m/m$$

9.4.3 Resistance to end support reaction

Each interlocking plank has two webs and therefore:

$$R_{w,Rd} = 2 \cdot \frac{0.115 \cdot 0.71^2 \cdot \sqrt{320 \cdot 210000} \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \sqrt{\frac{2.0}{0.71}}\right) \cdot \left(0.5 + \sqrt{0.02 \cdot \frac{10.0}{0.71}}\right) \cdot \left[2.4 + \left(\frac{45}{90}\right)^2\right]}{1.0} \cdot \frac{1000.0}{280.0} = 7716 \ N/m^2 + 1000.0$$

9.4.4 | Load resistant limit to dislocation

The application of the relations mentioned in paragraph 8.5 results in:

$$\delta_{lim} = \frac{28.0}{2 \cdot \tan 45} = 14.0 \ mm$$

and :

$$q_{Rd} = 2 \cdot \frac{210000 \times 1000 \times 0.71^3 \times 14.0}{12 \cdot (1 - 0.3^2) \cdot \sqrt{\left(\frac{2 \times 30.0^3}{3}\right)^2 + \left[30.0 \cdot \left(\frac{280.0 \times 28.0}{3} + \frac{28.0^2}{2}\right)\right]^2}} \cdot \frac{1000}{280.0} = 7486 \ N/m^2$$

129

9.5 Design at the Ultimate Limit States

On the basis of the information in paragraph 9.2, the ultimate wind action amounts in pressure to $w_{p,ult} = 684 N/m^2$; and in suction at $w_{s,ult} = -1026 N/m^2$.

The maximum span bending moments, induced by the action of the wind pressure (beam model on 2 single supports) are then $M_{Ed,p} = 192 N \cdot m$ and $M_{Ed,s} = 289 N \cdot m$ for the action of the wind in suction.

The end support reaction under wind load in pressure is: $R_{Ed,p} = 513 N$.

The interaction criterion is not checked because it is assumed that the intermediate support behaves as a hinge as shown in the Figure 8 in chapter 4.

The resistance checks are:

- Under pressure:
 - Maximum span bending moment: $\frac{M_{c,Rd}}{M_{Ed,p}} = \frac{802}{289} = 2.78 > 1.0$
 - End support reaction: $\frac{R_{w,Rd}}{R_{Ed,p}} = \frac{7716}{513} = 15.04 > 1.0$
- Depression :
 - Checking that it does not subject to dislocation phenomena: $\frac{q_{Rd}}{w_{s,ult}} = \frac{7486}{1026} = 7.30 > 1.0$
 - Maximum span bending moment: $\frac{M_{b,Rd}}{M_{Ed,s}} = \frac{574}{289} = 1.99 > 1.0$

The strength of the fasteners must be checked in accordance with Section 8 of Part 3.1 of Eurocode 3 2006 [2].

9.6 DESIGN AT SERVICEABILITY LIMIT STATES

On the basis of the information in paragraph 9.2, the wind action at the SLS rises in pressure $w_{p,ser} = 456 N/m^2$; to and in suction at $w_{s,ser} = -684 N/m^2$.

The maximum deflection under the action of the wind under pressure is (beam model on 3 supports) of:

 $\delta_p = \frac{456 \times 1,500^4}{192 \times 210000 \times 45149 \cdot 10^{-6}} = 1.3 \cdot 10^{-3} \, m.$

The maximum deflection under the action of the wind at low pressure is $\delta_s = \frac{684 \times 1,500^4}{192 \times 210000 \times 43985 \cdot 10^{-6}} = 2.0 \cdot 10^{-3} m.$

In-service checks are:

- Under pressure:
 - Maximum deflection:

$$\delta_p = 1.3 \cdot 10^{-3} \, m < \frac{1.500}{200} = 7.5 \cdot 10^{-3} \, m$$

- Suction
 - Checking that it does not subject at the dislocation phenomena: $\frac{q_{Rd}}{w_{s,ser}} = \frac{7486}{684} = 10.94 > 1.0$
 - Maximum deflection

$$\delta_s = 2,0 \cdot 10^{-3} \ m < \frac{1.500}{200} = 7.5 \cdot 10^{-3} \ m$$

9.7 | RESULTS OF THE DEDICATED SOFTWARE

Within the framework of the GRISPE and GRISPE PLUS projects, an Excel software package dealing with the design of metal interlocking plank was designed and made available on the website www.grispeplus.eu.

The table below compares the values calculated in the example in this article with those derived from the software using the information in paragraphs 9.2 and 9.3:

Value	Manual calculation	Software calculation
$q_{Rd} N/m^2$	7486	7486
$M_{c,Rd} N \cdot m/m$	802	797
$M_{b,Rd} N \cdot m/_m$	574	567
$rac{R_{w,Rd}}{N/m}$	7716	7716

Some differences can be observed between the analytical results presented here and those of the dedicated software developed within the framework of the GRISPE and GRISPE PLUS projects. In fact, they are the consequence of rounding on intermediate calculation values.

10 Conclusion and outlook

The work carried out has resulted in an analytical design method that allows the engineer to dispense with any experimental campaign and the costs involved, for the design of metal façade siding falling within the proposed scope of application and corresponding to a width format (300 mm) that has become generic on several European markets.

It therefore seems interesting to extend this field of application, especially to wider interlocking planks in order to cover the other most common interlocking plank formats on the market.

Finally, this work has highlighted the advantages of vacuum chamber tests, which provide a better understanding of the real behaviour of metal interlocking plank and would tend to show that the strength values currently established in France by tests under linear loads underestimate the real resistance. This could be the main subject of a comprehensive study in the future.

11 | Bibliography

- [1] CEN, EN 14782:2006 Self-supporting metal sheet for roofing, external cladding and internal lining Product specification and requirements, Brussels, 2006.
- [2] CEN, EN 1993-1-3:2006 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-3: General rule Supplementary rules for cold-formed member and sheeting, Brussels, 2006.
- [3] C. FAUTH, GRISPE WP4: Calculation method for cladding systems D 4.3 Test report, 2016.
- [4] M. BLANC, GRISPE WP4: Calculation method for cladding systems D4.4 Test analysis and interpretation, 2016.
- [5] CEN, EN 1990:2002 Eurocode Basis of structural design, Brussels, 2002.
- [6] CEN, EN 1990:2002/A1:2005 Eurocode Basis of structural design Amendment A1, Brussels, 2005.
- [7] CEN, EN 1990:2002/A1:2005/AC:2010 Eurocode Basis of structural design Amendment A1 Corrigendum, Brussels, 2010.
- [8] CEN, EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-1: General actions Densities, self-weight, imposed loads for buildings, Brussels, 2002.
- [9] CEN, EN 1991-1-1:2002/AC:2009 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-1: General actions Densities, self-weight, imposed loads for buildings Corrigendum, Brussels, 2009.
- [10] CEN, EN 1991-1-4:2005 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-4: General actions Wind actions, Brussels, 2005.
- [11] CEN, EN 1991-1-4:2005/AC:2010 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-4: General actions Wind actions -Corrigendum, Brussels, 2010.
- [12] CEN, EN 1991-1-4:2005/A1:2010 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-4: General actions Wind actions -Amendment A1, Brussels, 2010.
- [13] CEN, EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, 2005.
- [14] CEN, EN 1993-1-1:2005/AC:2009 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings - Corrigendum, Brussels, 2005.
- [15] CEN, EN 1993-1-1:2005/A1:2014 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings - Amendment A1, Brussels, 2014.
- [16] CEN, EN 1993-1-3:2007/AC:2009 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-3: General rule Supplementary rules for cold-formed member and sheeting Corrigendum, Brussels, 2009.
- [17] AFNOR, NF EN 1991-1-2:2003 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-2: General actions Actions on structures exposed to fire, 2003.
- [18] AFNOR, NF EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-2: General rules Calculation of fire behaviour, 2005.
- [19] AFNOR, NF EN 1998-1:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2005.
- [20] CEN, EN 1991-1-5:2003 Eurocode 1: Actions on structures Part 1-5: General actions Thermal actions, 2003.
- [21] CEN, EN 1995-1-1:2005 Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings, Brussels, 2005.
- [22] CEN, EN 1995-1-1:2005/AC:2006 Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings, Corrigendum, Brussels, 2006.
- [23] CEN, EN 1995-1-1:2005/A1:2008 Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings, Amendment A1, Brussels, 2008.



- [24] CEN, EN 1995-1-1:2005/A2:2014 Eurocode 5: Design of timber structures Part 1-1: General Common rules and rules for buildings, Amendment A1, Brussels, 2014.
- [25] CEN, EN 1993-1-5:2007 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: General rules Plated structural elements, Brussels, 2007.
- [26] CEN, EN 1993-1-5:2007/AC:2009 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: General rules Plated structural elements Corrigendum, Brussels, 2009.
- [27] CEN, EN 1993-1-5:2006/A1:2017 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-5: General rules Plated :structural elements Amendment A1, Brussels, 2017.
- [28] M. BLANC, GRISPE WP4: Calculation method for cladding systems D4.5 Part 1 Background guidance for EN 1993-1-3, 2016.
- [29] M. WHITE, GREY WP3: Design manual, 30 June 2018
- [30] M. BLANC, GRISPE WP4: Test program definition D4.2, 23 December 2015
- [31] M. FAULT, UNIV Karlsruhe GRISPE WP4: Test report Main part, 28 February 2016
- [32] M. FAULT, UNIV Karlsruhe GRISPE WP4: Test report Annex, 28 February 2016
- [33] M. BLANC, GRISPE WP4 : Test analysis and interpretation, 31 August 2016
- [34] T. RENAUX, R. HOLZ and C. FAUTH, Reconstitution of the continuity of ribbed steel sheets on intermediate supports by assembling profiles Justification by calculations according to the Eurocodes, *Revue construction métallique* 1-2020