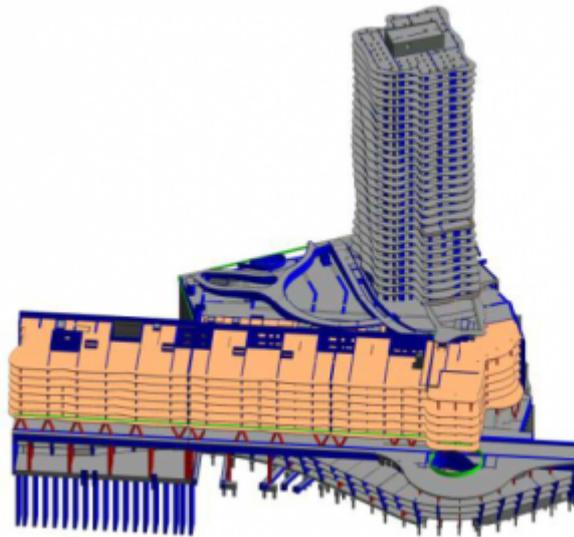


Exemple A - Immeuble de Grande Hauteur

Exemple de modélisation d'un immeuble complexe de grande hauteur:

- Franck DUBOIS - Structures Engineering
- Thierry RICHARD - Structures Engineering



Partie A : Présentation de l'exemple

Objectif de l'exemple

Cet exemple concerne le calcul des efforts généraux d'un immeuble complexe de grande hauteur, au moyen d'une modélisation aux éléments finis globale.

Ce calcul intervient au démarrage des études d'exécution, son objectif concerne dans un premier temps la détermination des ferrillages des fondations (parois moulées et barrettes) du socle afin de pouvoir démarrer les forages des parois et barrettes.

Puis dans un deuxième temps, la modélisation sera utilisée pour calculer les efforts généraux dans les voiles et planchers nécessaires aux calculs des ferrillages des différents éléments (voiles, poteaux, planchers).

Cet exemple étudie en particulier les points sensibles de la modélisation de cet immeuble :

- l'interaction sol structure ;
- les calculs sismiques ;
- les calculs non linéaires ;
- ainsi que les calculs phasés.

Une attention particulière est portée sur la gestion de la modélisation, en détaillant sa préparation, son intégration dans l'étude générale, son organisation et sa validation.

Présentation du projet

Cet immeuble est situé à Monaco en site urbain majeur, au milieu de terrains à pentages importants. Il est constitué de 2 zones importantes :

- un socle enterré dans sa zone arrière sur 13 niveaux constitué par des parkings en arrière et des logements comprenant une école sur le devant côté mer ;
- une tour sur 25 étages reposant sur une partie du socle.

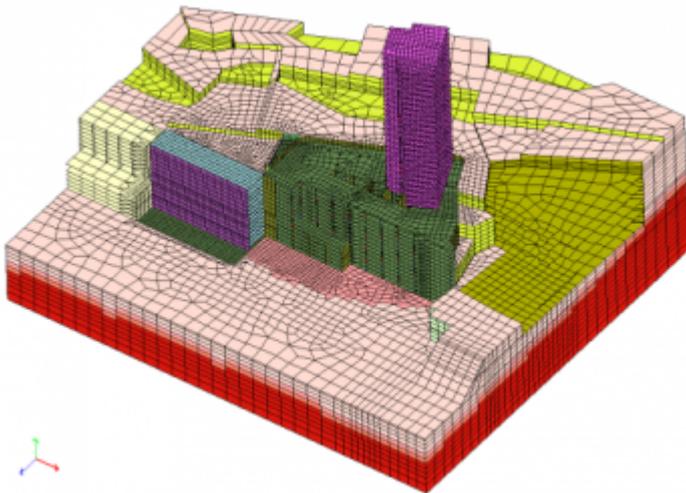
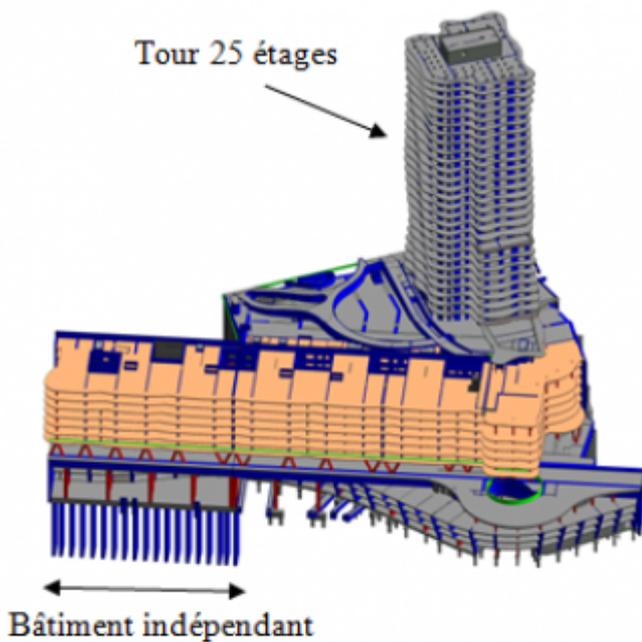
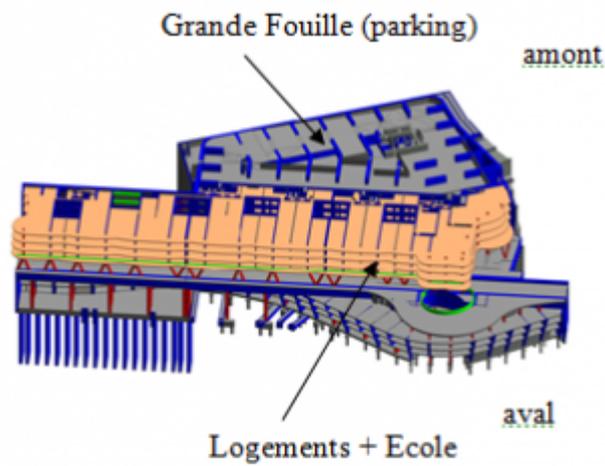


Figure 2 : Vue générale du modèle 3D (état final)

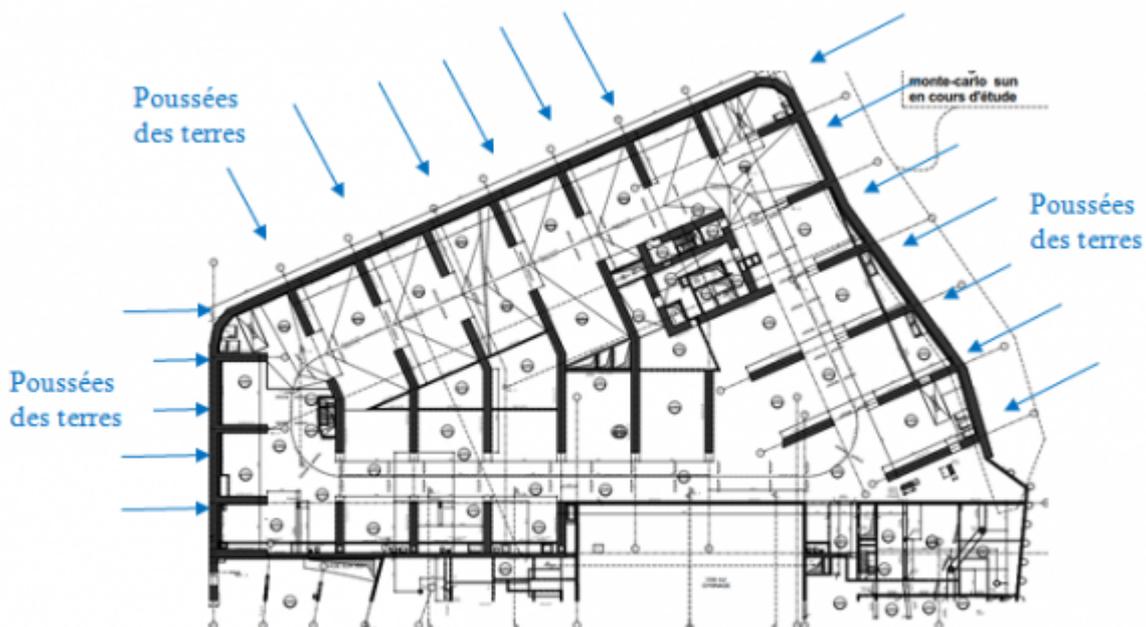


Vue générale du projet



coupe au niveau des infrastructures

(sous le RDC)



Vue en plan générale de la fouille

Partie B : Préparation et organisation de la modélisation

Cliquez sur le lien suivant pour accéder à la partie B:

https://wiki-gtef.frama.wiki/_media/Exemple_modelisation_immeuble_grande_hauteur-partie_B.pdf

Partie C : Réalisation de la modélisation

Cliquez sur le lien suivant pour accéder à la partie C:

https://wiki-gtef.frama.wiki/_media/Exemple_modelisation_immeuble_grande_hauteur-partie_C_.pdf

Partie D : Calculs de la modélisation globale

Cliquez sur le lien suivant pour accéder à la partie D:

https://wiki-gtef.frama.wiki/_media/Exemple_modelisation_immeuble_grande_hauteur-partie_D.pdf

Partie E : Validation de la modélisation et calculs des ferrailages

Cliquez sur le lien suivant pour accéder à la partie E:

https://wiki-gtef.frama.wiki/_media/Exemple_modelisation_immeuble_grande_hauteur-partie_eet_F.pdf

Fichier complet: <https://cloud.afgc.asso.fr/s/NBwg2PiTgEgwKGf>

Laissez nous vos commentaires et suggestions pour améliorer le site

[Lien vers la bibliographie](#)

[Retour vers l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-3:exemple-a>

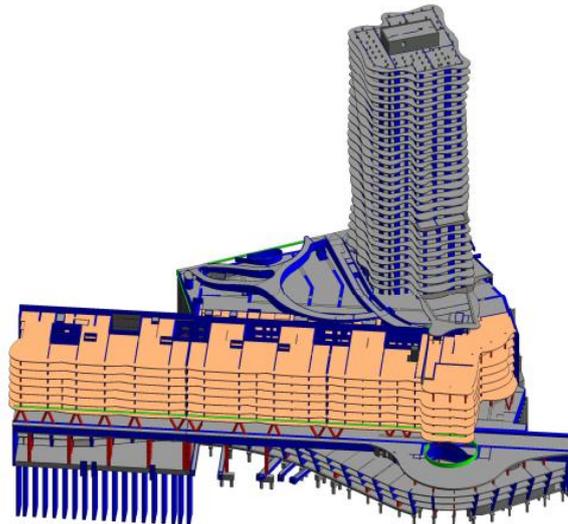
Last update: **2020/07/03 17:24**



Association Française de Génie Civil



*MODELISATIONS ET CALCULS
AUX ELEMENTS FINIS
DANS LE DOMAINE
DU GENIE CIVIL*



*EXEMPLE DE MODELISATION D'UN
IMMEUBLE DE GRANDE HAUTEUR*

Franck DUBOIS STRUCTURES ENGINEERING

Thierry RICHARD STRUCTURES ENGINEERING

Juillet 2017

Sommaire

A.	Présentation de l'exemple	4
A.1	Objectif de l'exemple	4
A.2	Présentation du projet	4
B.	Préparation et organisation de la modélisation	5
B.1	Particularités et contraintes du projet	6
B.2	Etudes du dossier PRO	6
B.3	Principales caractéristiques de la modélisation	6
B.4	Données d'entrées :	7
B.5	Données de sorties	7
B.6	Interfaces entre les participants	8
B.7	Note d'Hypothèses et Note de Méthodologie de modélisation	8
C.	Réalisation de la modélisation.....	9
C.1	Principe de la modélisation géométrique.....	9
C.1.1	Décomposition en trois parties indépendantes	9
C.1.2	Choix du repère	9
C.1.3	Utilisation de la maquette BIM	10
C.2	Modélisation de la zone arrière du socle « grande fouille »	10
C.2.1	Caractéristiques du modèle	10
C.2.2	Modélisation du sol par des ressorts	11
C.2.3	Liaisons entre panneaux des parois moulées.....	13
C.2.4	Liaisons entre les contreforts et les panneaux de la paroi moulée	14
C.2.5	Chargements.....	14
C.3	Modélisation de la zone avant du socle « zone école et logements ».....	15
C.4	Modélisation de la tour	16
C.5	Modélisation de la deuxième tour optionnelle	18

C.5.1	Solution 1 : modélisation de la 2eme tour par son torseur des efforts à sa base	18
C.5.2	Solution 2 : modélisation de la 2eme tour par un modèle brochette	18
C.5.3	Solution 3 : modélisation de la 2eme tour entièrement par des coques	21
D.	Calculs de la modélisation globale.....	21
D.1	Caractéristiques du modèle global.....	21
D.2	Calcul du phasage.....	21
D.3	Calcul sismique.....	22
D.3.1	Calcul modal spectral	22
D.3.2	Poussées des terres sismiques	22
D.4	Quelques résultats.....	23
D.5	Ferraillage des fondations : parois moulées, barrettes et contreforts	24
E.	Vérifications de la modélisation.....	26
E.1	Comparaison avec les études du dossier PRO.....	26
E.2	Validations internes lors de la modélisation.....	26
E.3	Validations internes en dehors de la modélisation	26
E.4	Réunion validation modélisation	27
F.	Calcul des ferraillements de la structure	27

A. Présentation de l'exemple

A.1 Objectif de l'exemple

Cet exemple concerne le calcul des efforts généraux d'un immeuble complexe de grande hauteur réalisé à partir d'une modélisation aux éléments finis globale.

Il intervient au démarrage des études d'exécutions, son objectif concerne dans un premier temps la détermination des ferrailrages des fondations (parois moulées et barrettes) du socle afin de pouvoir démarrer les forages des parois et barrettes. Puis dans un deuxième temps, la modélisation sera utilisée pour calculer les efforts généraux dans les voiles et planchers nécessaires aux calculs des ferrailrages des différents éléments (voiles, poteaux, planchers).

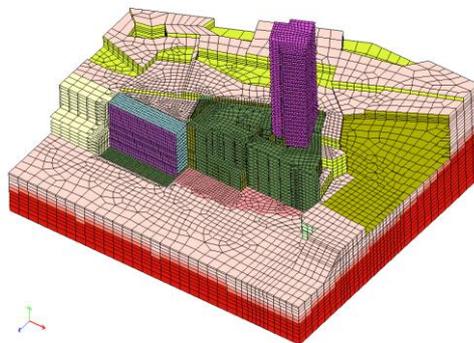
Cet exemple concerne en particulier les sujets de la modélisation d'un immeuble, l'interaction sol structure, les calculs sismiques, les calculs non linéaires ainsi que les calculs phasés.

Une attention particulière est portée sur la gestion de la modélisation, en détaillant sa préparation, son intégration dans l'étude générale, son organisation et sa validation.

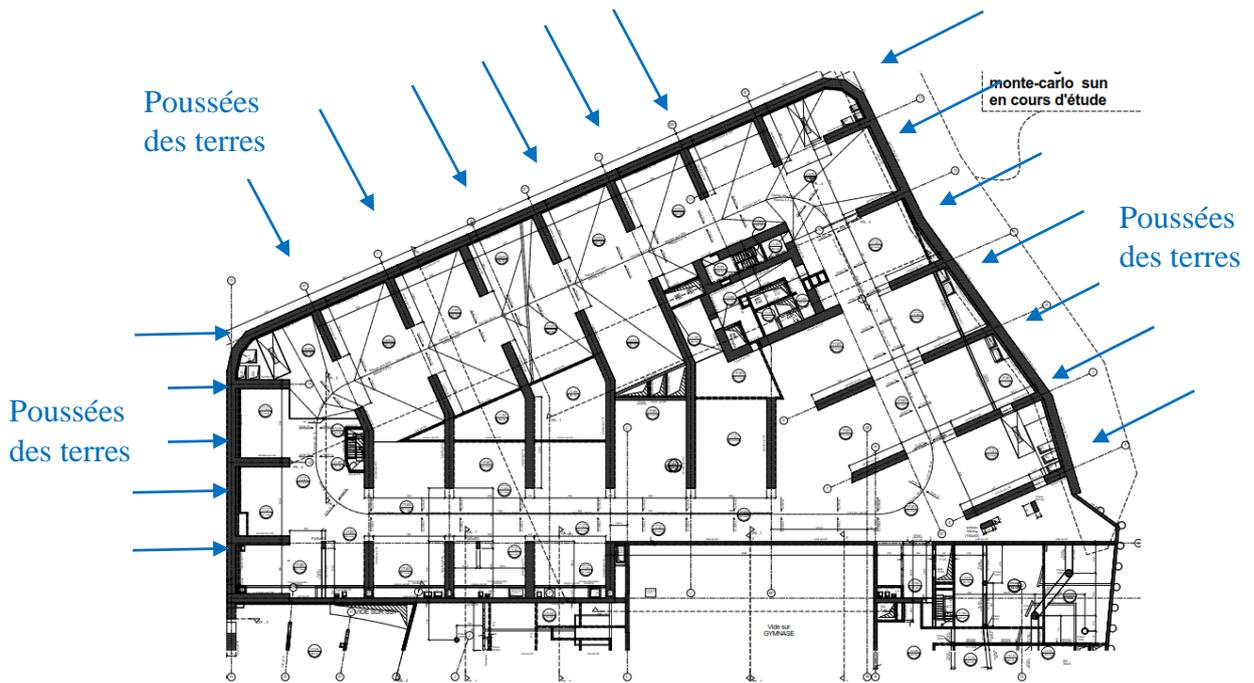
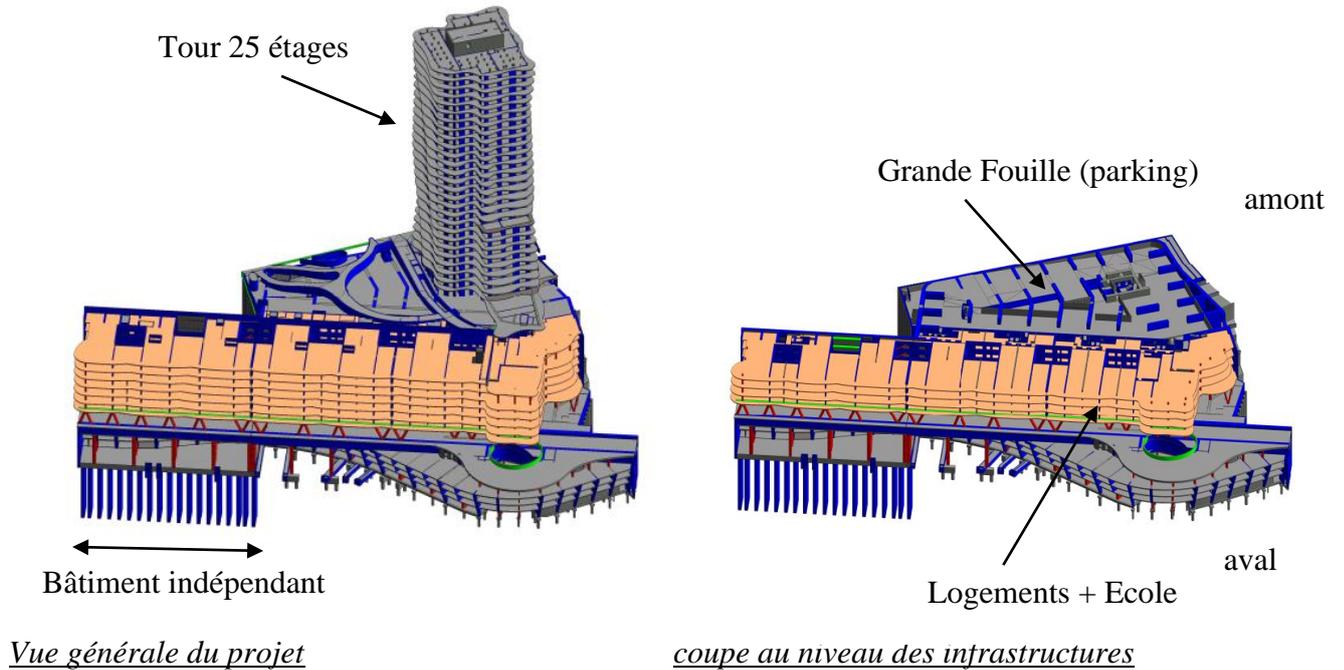
A.2 Présentation du projet

Cet immeuble est situé à Monaco en site urbain majeur, au milieu de terrains à pentages importants. Il est constitué de 2 zones importantes :

- Un socle enterré dans sa zone arrière sur 13 niveaux constitué par des parkings en arrière et des logements comprenant une école sur le devant côté mer.
- Une tour sur 25 étages reposant sur une partie du socle



Vue d'ensemble de l'immeuble dans le site



B. Préparation et organisation de la modélisation

C'est une étape très importante, car il sera très difficile de modifier par la suite la modélisation lorsqu'elle sera avancée, ceci nécessite d'avoir clarifié toutes les caractéristiques de la modélisation avant de la commencer.

B.1 Particularités et contraintes du projet

Elles permettent d'identifier les points sensibles de la modélisation :

- La zone de la grande fouille, la zone école et la tour forment un seul bloc monolithique, il n'y a pas de joints de dilatation.
- La fouille s'intègre dans des terrains de forts pendages, ses dimensions sont importantes (109m x 169m sur 13 niveaux), son soutènement est constitué d'une paroi moulée périphérique renforcée par des contreforts et de barrettes intérieures.
- Elle est de plus dissymétrique avec de fortes poussées sur la zone amont et pas de butée sur la zone aval
 - Les panneaux de la paroi moulée s'appuient sur les contreforts (pas d'encastrement)
 - Le projet est en site urbain au milieu d'ouvrages existants très proches.
 - Présence de l'IGH sur une partie du socle.
 - La prise en compte d'une seconde tour (éventuellement construite dans le futur) pour le dimensionnement du socle
 - Planning des travaux très serré.

B.2 Etudes du dossier PRO

L'étude des notes de calcul du dossier PRO permet de quantifier les ordres de grandeurs des efforts, et de repérer les points sensibles.

Dans notre cas, il apparait clairement que les fondations sont dimensionnées par le séisme cumulé aux poussées des terres.

Les notes des fondations font apparaitre des taux de cisaillements très importants dans la paroi moulée (5 Mpa) avec des taux de ferrailage dépassant les usages habituels.

B.3 Principales caractéristiques de la modélisation

Les premiers constats pour la modélisation sont :

- La taille du modèle sera importante car il n'y a pas de joint de dilatation.
- La prise en compte des efforts des poussées des terres ainsi que le calcul sismique sont les éléments clés de la modélisation.
- La précision sur les déformations exigée par la proximité des ouvrages existants ne peut être obtenue avec une modélisation classique structurelle.

Il est donc nécessaire de réaliser en parallèle une modélisation aux éléments finis « 3D géotechnique » qui ne sera utilisée que pour calculer les déformations, elle

prendra en compte d'une part tous les sols autour du projet et d'autre part la structure propre du projet.

Les poussées de terres appliquées à la modélisation seront issues du modèle « 3D Géotechnique ».

- Les poussées dyssymétriques des terres et leurs intensités importantes nécessitent de considérer des zones en butées et d'autres en poussées, et de modéliser les frottements horizontaux des parois sur le sol lorsque cela est possible.
- La méthode de construction de la fouille en up and down sans mise en place de tirants, associée avec la dyssymétrie des poussées a des conséquences très importantes sur la modélisation. En effet, lors de la construction, les poussées des terres sont reprises d'une part par la paroi moulée périphérique (ce qui est classique), mais aussi par les barrettes intérieures, ce qui rend caduque les calculs classiques 2D. Il est donc nécessaire d'intégrer les phases de construction dans la détermination des efforts.

B.4 Données d'entrées :

Il est nécessaire de lister et valider toutes les données d'entrées qui constituent la base du calcul :

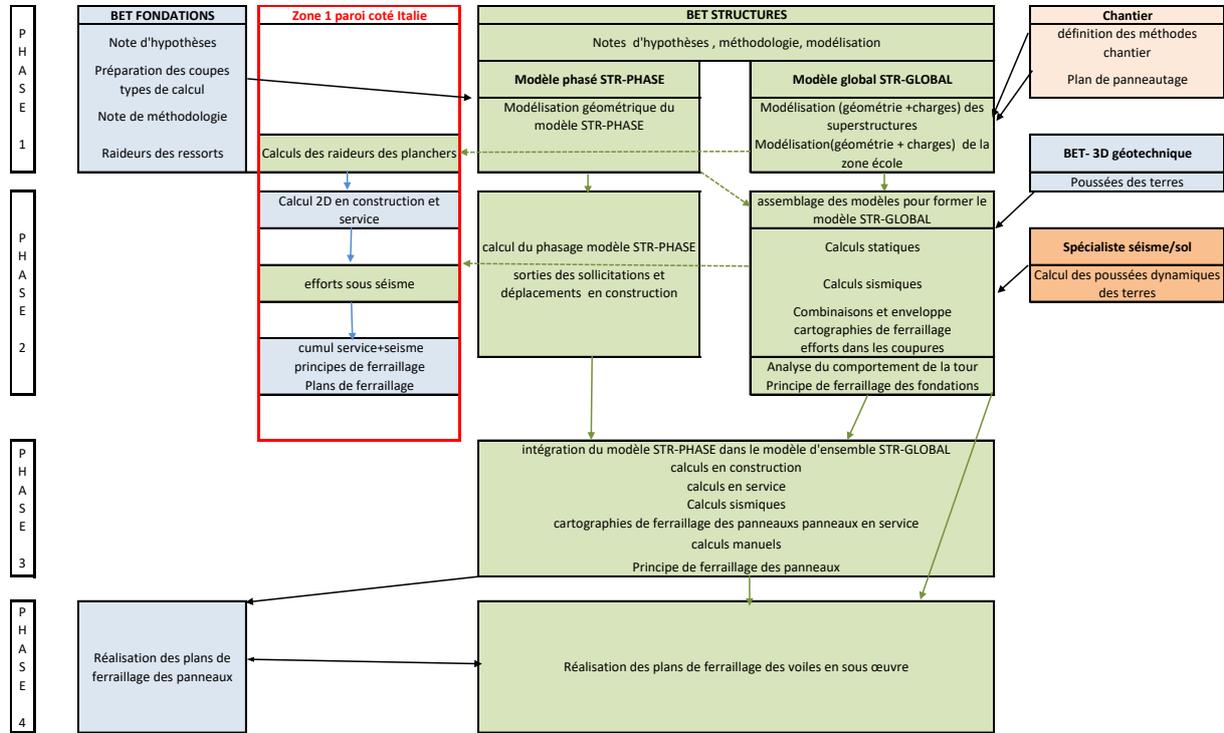
- Le dossier architectural PRO
- Le dossier Gros œuvre PRO réalisé par la maîtrise d'œuvre (plans et notes de calculs)
- La synthèse des réservations qui apparaissent dans les dossiers PRO et qui malheureusement évoluent tout au long des études.
- Les poussées des terres « 2D » calculées par le BET FONDATIONS dans un premier temps, qui servent à la mise au point de la modélisation
- Les poussées des terres « 3D » qui résultent de la modélisation 3D GEOTECHNIQUE qui se déroule en parallèle de la modélisation structure. Elle permettra de corriger les poussées classiques « 2D » par les effets dus à la géométrie des sols et de la structure (effets de voûte en particulier).
- Les poussées des terres sismiques qui se cumuleront aux effets sismiques inertiels.
- Les raideurs des sols et frottements en statique
- Les raideurs des sols et frottements en dynamique
- Les phasages de construction
- Les méthodes de chantier

B.5 Données de sorties

Elles sont assez simples, car elles concernent la définition des ferraillements des parois moulées et barrettes à transmettre au BET Fondation pour qu'il puisse réaliser les plans de ferraillements

B.6 Interfaces entre les participants

La complexité des données d'entrées et des liens entre les participants nécessite de dresser un logigramme d'interfaces, afin de s'assurer la cohérence entre la modélisation et tous les autres intervenants.



Logigramme général des études des fondations du socle

B.7 Note d'Hypothèses et Note de Méthodologie de modélisation

La note d'Hypothèses décrivant les hypothèses prises en compte dans les calculs (matériaux, définition des charges, etc..) doit s'accompagner d'une note de Méthodologie de modélisation décrivant comment sont prises en compte ces hypothèses dans la modélisation (application des poussées, méthode de calculs, etc..)

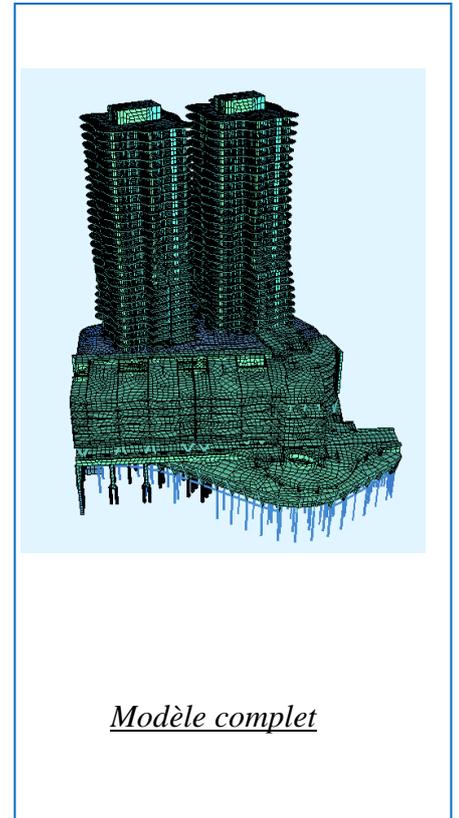
La note de méthodologie expose et permet de faire valider par tous les intervenants du projet les principes mis en place dans la modélisation **avant de les modéliser**. Ce qui permet d'éviter les modifications longues et laborieuses qui interviennent souvent lorsque le modèle est terminé. Pour simplifier, cela revient à écrire la note de modélisation avant sa réalisation.

C. Réalisation de la modélisation

C.1 Principe de la modélisation géométrique

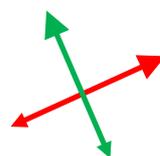
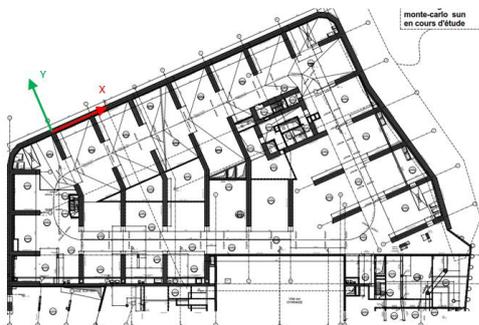
C.1.1 Décomposition en trois parties indépendantes

La modélisation a été décomposée en trois parties indépendantes assemblées en phase finale :



C.1.2 Choix du repère

Le repère général est pris dans le sens de la paroi arrière ce qui correspond aux axes de la tour et globalement aux directions des poussées des terres, dans le but de rendre cohérent le calcul sismique qui sera réalisé selon les axes principaux de la tour.



Axes de la tour

Définition du repère général

C.1.3 Utilisation de la maquette BIM

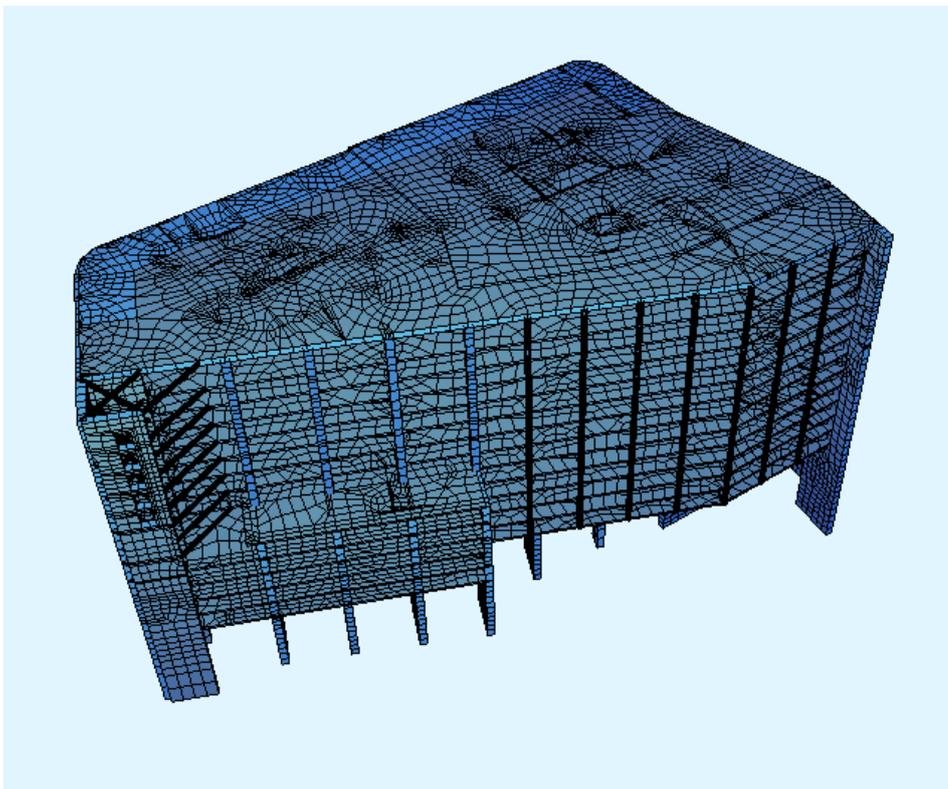
Le dossier PRO comprenant une maquette BIM, il aurait pu être intéressant de l'utiliser pour générer la géométrie du modèle, mais rapidement il est apparu beaucoup plus simple et rigoureux d'étudier chaque niveau séparément à partir des fichiers autocad pour définir les lignes moyennes des panneaux.

Cela permet de bien comprendre le fonctionnement de la structure et de s'assurer du bon transfert des charges entre niveaux ou entre les éléments eux même.

Cette étape manuelle est importante car elle permet de simplifier la modélisation en supprimant les détails locaux qui n'ont aucun effet dans la répartition générale des efforts, ils feront ensuite l'objet d'études locales. Cela concerne principalement les alignements de voiles ,de dalles, la suppression de petites réservations, la suppression de voiles secondaires, etc..

C.2 Modélisation de la zone arrière du socle « grande fouille »

C.2.1 Caractéristiques du modèle



Vue du modèle de la zone arrière du socle : grande fouille

C'est la zone la plus délicate car elle est soumise aux poussées des terres , et elle est réalisée en taube avec le phasage suivant :

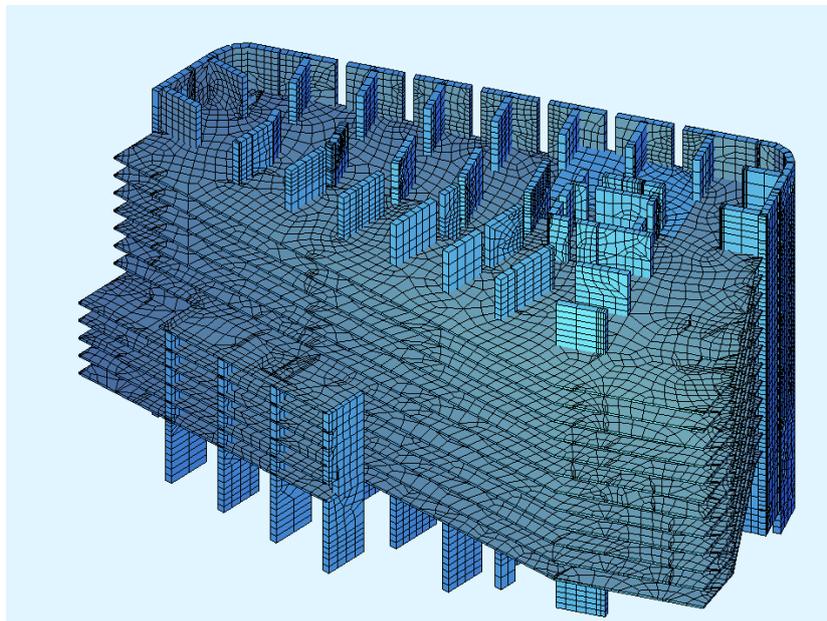
- Réalisation des parois moulées et barrettes
- Réalisation de la dalle supérieure (support de la tour)

- Terrassement du premier niveau
- Bétonnage du 1^{er} plancher
- Réalisation des autres niveaux inférieurs selon le même principe

La dissymétrie des poussées des terres entre l'amont et l'aval nécessite une reprise partielle des poussées des terres par les barrettes centrales lors de la réalisation des terrassements qui n'est pas calculable par les méthodes classiques 2D, d'où la nécessité de procéder à un calcul phasé 3D.

Les principales caractéristiques de cette modélisation sont :

- Modélisation de la paroi moulée en éléments de coques avec mise en place de ressorts à la jonction entre panneau
- Modélisation des contreforts en éléments de coques avec des ressorts modélisant l'appui de la paroi moulée sur ces contreforts
- Prise en compte de zones de butées dans les zones n'affectant pas les avoisinants.
- Prise en compte de frottements horizontaux dans les zones n'affectant pas les avoisinants.
- Réalisation de 4 calculs sismiques (sens +X -X +Y -Y)
- Calcul phasé des phases de terrassements

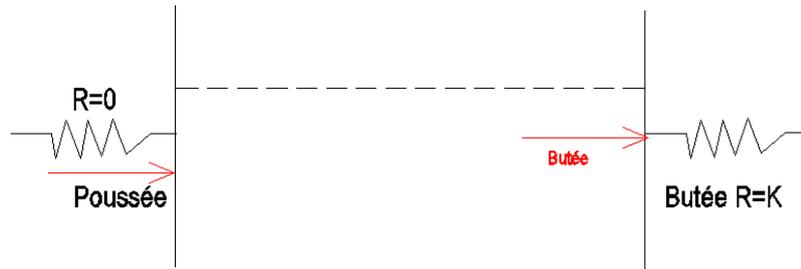


Vue de la grande fouille sans les dalles supérieures

C.2.2 Modélisation du sol par des ressorts

La liaison de la paroi moulée sur le sol dépend du sens de l'effort :

- -soit la paroi appuie sur le sol, le ressort est alors mis en butée sa raideur est celle en butée
- -soit la paroi tire sur le sol, il y alors décollement, la raideur du ressort est donc nulle (la paroi est en fait en état de poussée)



Etats de poussée et butée de parois encadrant un plancher

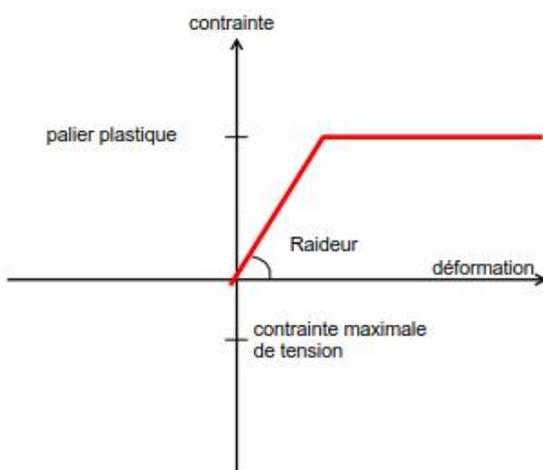
Il apparaît donc des zones de poussées et de butées pour chaque cas de charge.

Nous avons étudié 2 méthodes :

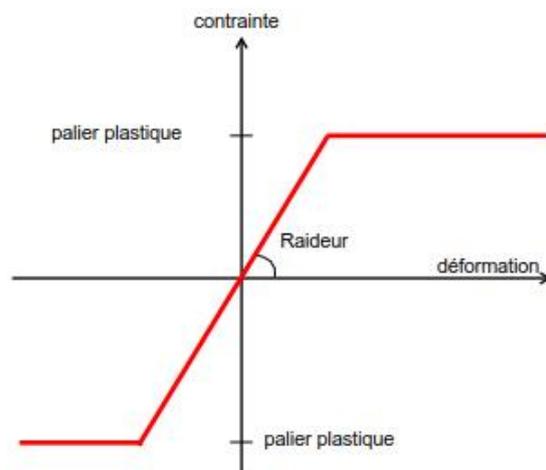
- Soit définir manuellement par itérations les zones de butées pour chaque combinaison de charge.
- Soit utiliser des ressorts non linéaires travaillant seulement en butée

C'est la deuxième méthode non linéaire qui a été adoptée , car les temps de calculs se sont révélés acceptables.

Deux lois matériaux sont utilisées pour les ressorts de modélisation de sol :



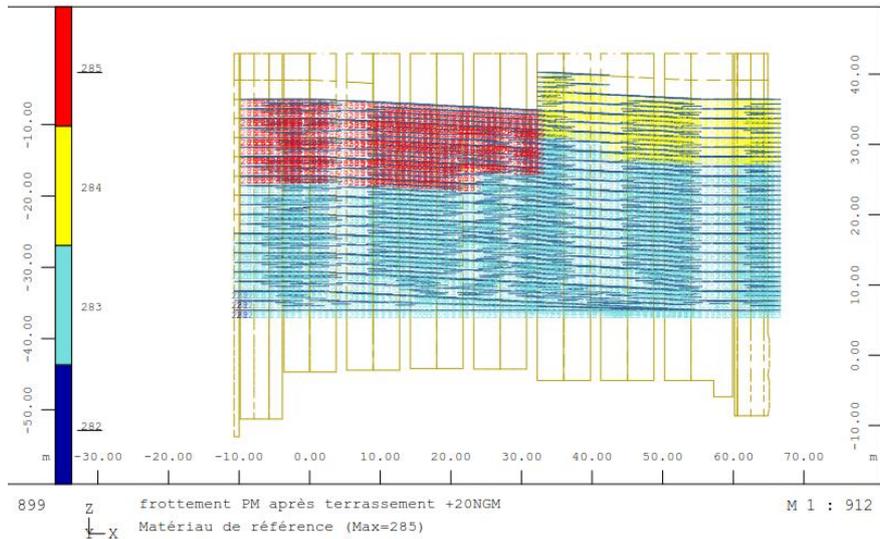
Ressorts en butée



Ressorts de frottement (et butée en fond de fouille)

Les ressorts de frottement sont horizontaux : pas de frottement dans le sens vertical

Ces ressorts concernent les raideurs frontales et les raideurs en frottement, il varie en fonction des couches de sol.

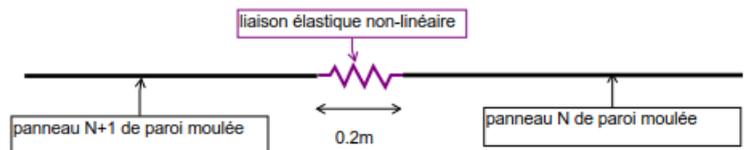
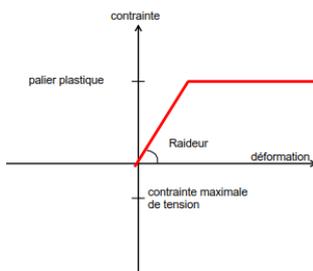


Exemple de localisation de ressorts de sol

C.2.3 Liaisons entre panneaux des parois moulées

La liaison entre panneaux de paroi moulée/barrette ou entre paroi moulée et contrefort est modélisée par un vide entre les éléments de 0.20m entre panneaux et 0.5m entre paroi et contrefort. Les 2 panneaux sont ensuite reliés par une liaison ressort non-linéaire avec la loi de comportement suivante :

Constantes et contraintes d'appui réparti élastique		Coefficients et masses	
<input type="button" value="Automatique ..."/>		<input checked="" type="checkbox"/> Coefficient de friction:	<input type="text" value="0.700"/> [-]
Constante élastique:	<input type="text" value="1000000.00"/> [kN/m ²]	Coefficient de dilatation:	<input type="text" value="0.0"/> [-]
Constante élastique tangente à la surface: f _{ck}	<input type="text" value="1000000.00"/> [kN/m ²]	<input type="checkbox"/> Cohésion:	<input type="text" value="0.0"/> [MPa]
<input checked="" type="checkbox"/> Contrainte maximale de tension:	<input type="text" value="0.0"/> [MPa]	Distribution de masses équivalentes:	<input type="text" value="0.0"/> [t/m ²]
<input type="checkbox"/> Contrainte maximale:	<input type="text" value="0.0"/> [MPa]		

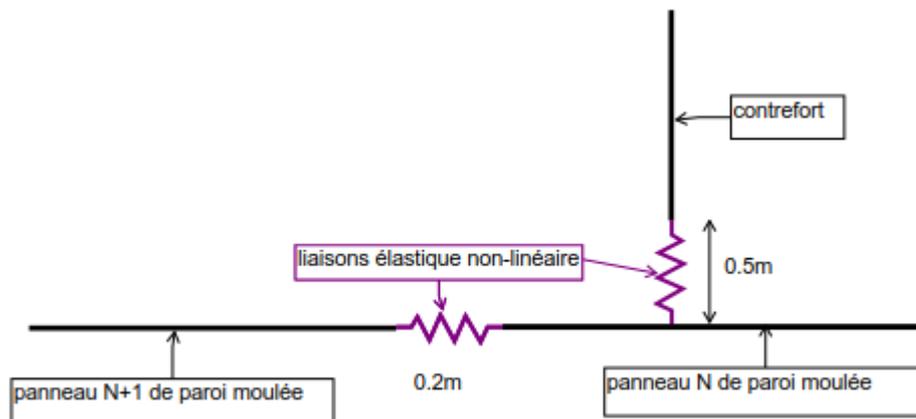


Liaison entre panneaux de la paroi moulée

Un coefficient de friction de 0.7 est ajouté pour modéliser un frottement dans le plan du contact entre panneaux avec une limite de $0.7 \times$ contrainte normale à la surface

C.2.4 Liaisons entre les contreforts et les panneaux de la paroi moulée

Elle est réalisée selon le même principe que pour la liaison entre panneaux de la PM



Liaison entre les contreforts et les panneaux de la paroi moulée

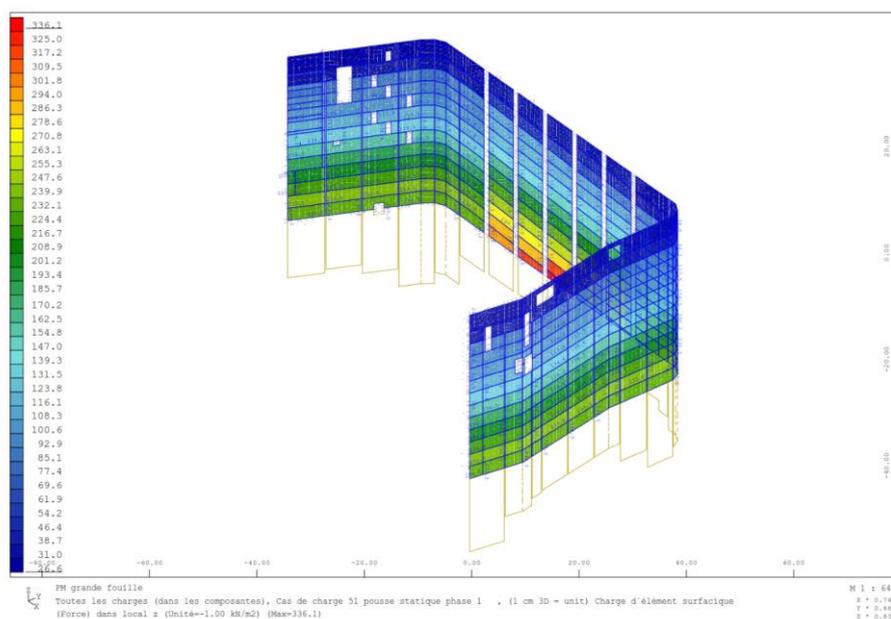
C.2.5 Chargements

C.2.5.1 Charges pondérales

Elles sont simples à décrire : poids propre, charges permanentes additionnelles et surcharges

C.2.5.2 Poussées statiques des terres

Elles sont issues de la modélisation 3D géotechnique



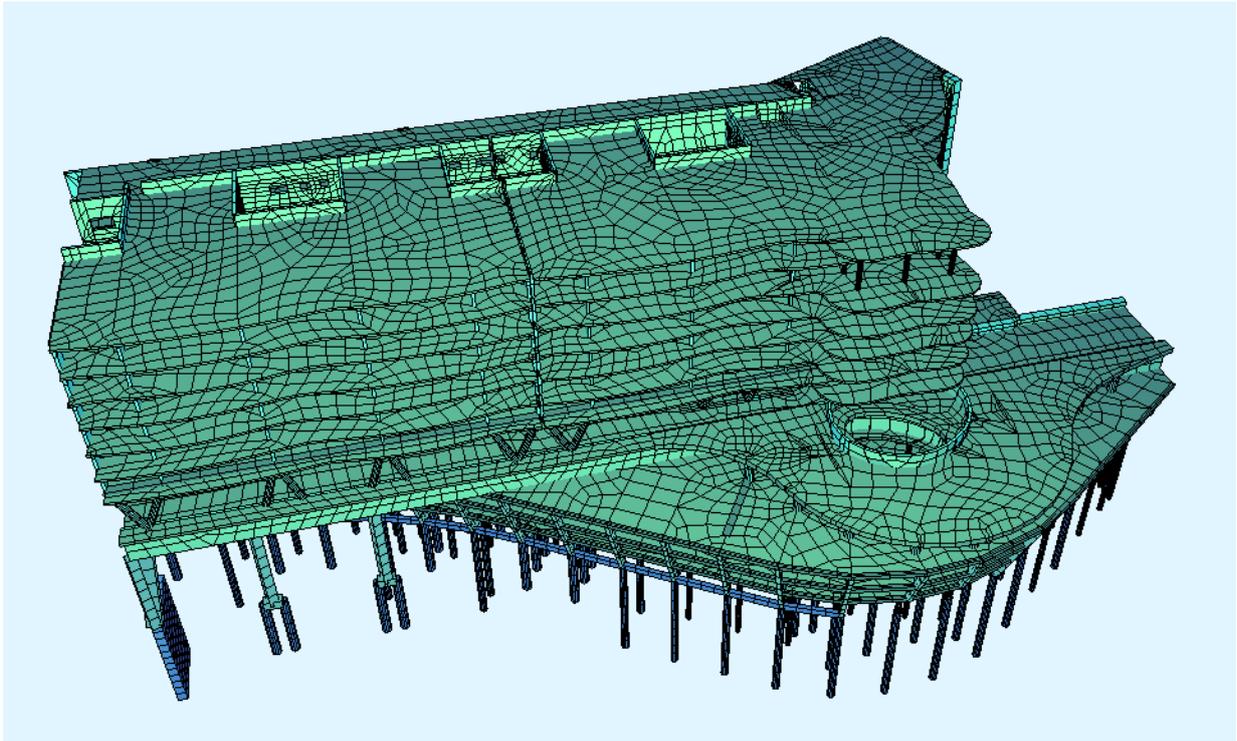
C.3 Modélisation de la zone avant du socle « zone école et logements »

Cette modélisation est beaucoup plus classique et traditionnelle.

Elle est constituée d'éléments de coques (planchers et voiles) et d'éléments filaires (poteaux et poutres)

Les fondations sont modélisées entièrement comme pour la zone arrière.

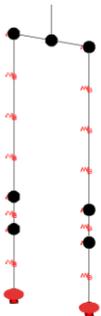
Cette zone n'est soumise qu'à des charges pondérales



Vue générale du modèle de la zone école

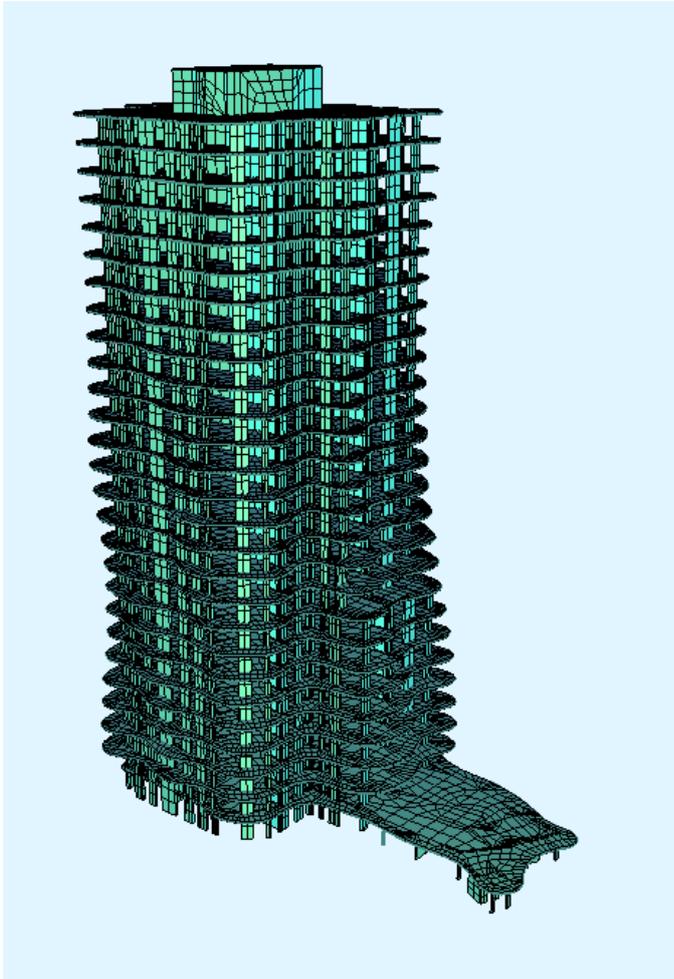
Il est à remarquer que les longueurs des niveaux inférieures dépassent 100 ml donc supérieures aux longueurs réglementaires de prise en compte des effets du retrait.

Un calcul de cette zone sous les effets du retrait devra être réalisé lors de la deuxième phase d'étude, afin de déterminer les ferrillages longitudinaux des voiles et planchers.



Par homogénéité avec la grande fouille, les pieux des fondations sont modélisés entièrement avec mise en place de ressorts horizontaux et verticaux selon les couches de sol.

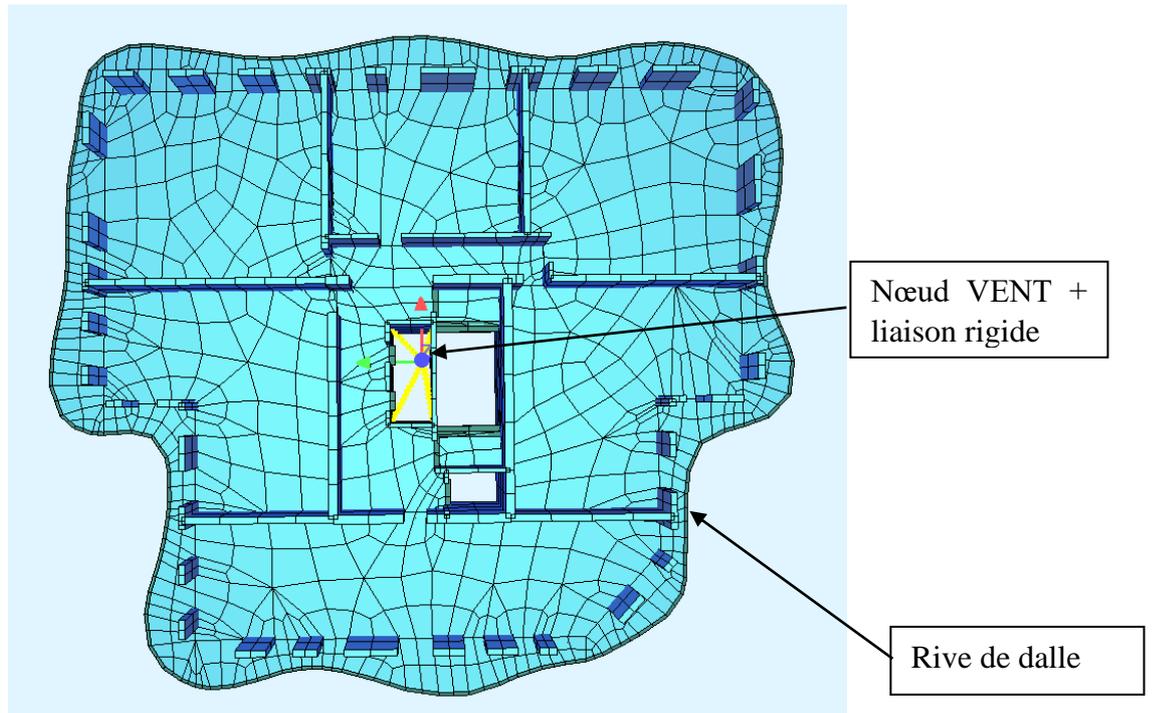
C.4 Modélisation de la tour



La modélisation de la tour est classique et traditionnelle, elle est constituée d'éléments de coques pour les voiles et planchers et d'éléments filaires pour les poutres et les poteaux.

Le problème principal réside dans la taille élevée du nombre d'éléments du fait du nombre important de niveaux.

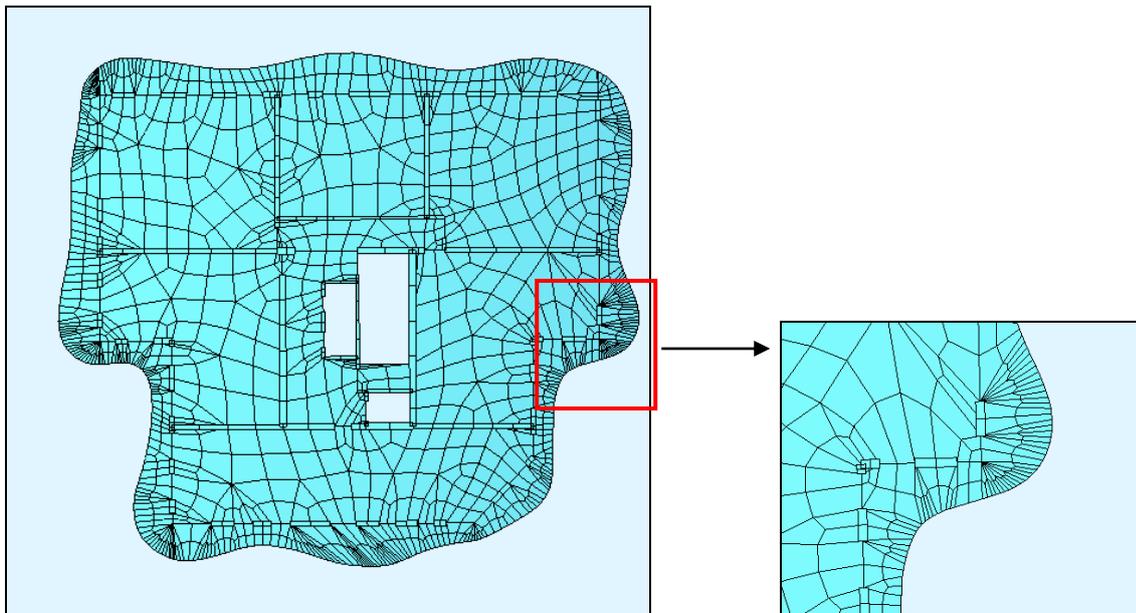
Dans la première étape de ce calcul des fondations, la tour n'intervient que par ses effets à sa base (niveau supérieur du socle). La taille des mailles intervient peu, elle sera donc importante.



Vue d'un niveau courant de la tour

Une des particularités de la tour concerne le dessin de la rive de dalle très tourmenté et variable à chaque niveau. Il n'y a pas deux rives de dalles identiques

Le tracé de la rive de dalle a dû être travaillé afin de supprimer de nombreux points du fichier DWG origine de l'architecte qui présentait des distances très faibles voire millimétriques entre deux points.



Maillage de la dalle avant épuration des points inutiles sur la rive de dalle

Cet exemple montre bien les problèmes rencontrés lors de la récupération automatique de fichiers DWG ou REVIT.

Bien que n'étudiant pas dans un premier temps les effets du vent non dimensionnant, la modélisation comprend à chaque étage la définition d'un nœud « VENT » positionné au centre de gravité du plancher et liaisonné aux voiles du noyau par des liaisons rigides.

Ces nœuds serviront par la suite à introduire les torseurs des charges de vent calculés dans le rapport vent pour chaque niveau de la tour.

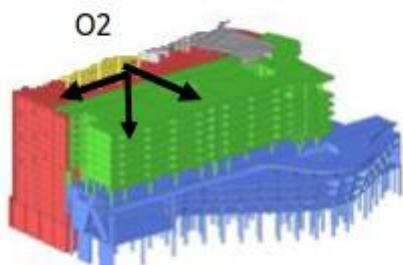
C.5 Modélisation de la deuxième tour optionnelle

Cette deuxième tour est identique à la première et sera peut être construite dans le futur.

Autant pour la première tour, il est apparu rapidement la nécessité de la modéliser entièrement par des éléments de coques, autant pour cette deuxième tour optionnelle, nous avons étudié des solutions limitant la taille du modèle.

C.5.1 Solution 1 : modélisation de la 2eme tour par son torseur des efforts à sa base

C'est la solution la plus simple qui consiste à calculer les torseurs résultants à la base (point O2 ci-dessous) pour chaque cas de charge et à les appliquer directement sur le modèle général.



Les torseurs résultants sismiques de la 2eme tour sont alors calculés sur un modèle de la tour seule encastree à sa base.

Cette méthode n'a pas pu être mise en application car elle cumule directement les efforts sismiques des deux tours générant ainsi des efforts non admissibles dans la paroi moulée. Il est apparu en effet lors du dossier PRO qu'il n'y avait pas d'interférence sismique entre les 2 tours.

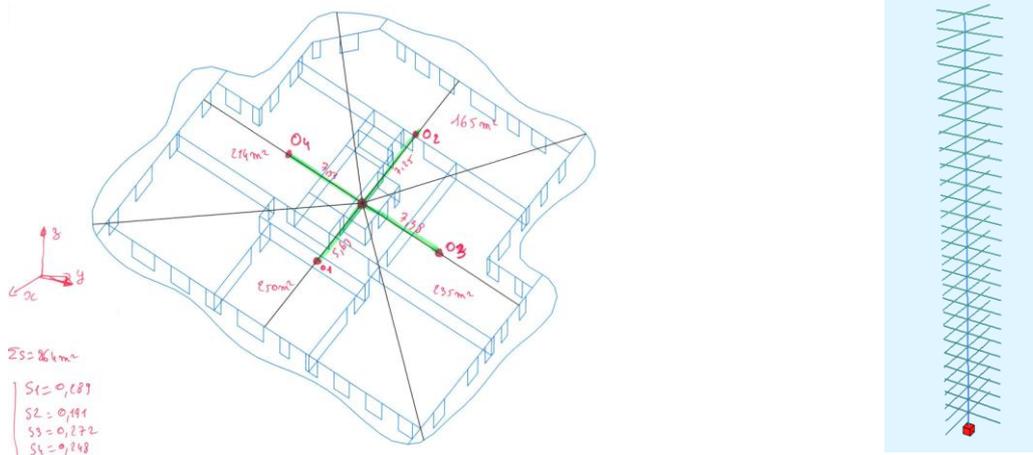
C.5.2 Solution 2 : modélisation de la 2eme tour par un modèle brochette

Nous avons réalisé un modèle brochette de la tour isolée.

Ce modèle est constitué d'une barre verticale modélisant le noyau dont les caractéristiques sont définies à partir de cas tests du modèle de la tour domaniale en disposant des charges horizontales en tête (selon X et Y), puis en étudiant les inerties équivalentes produisant les mêmes déformations.

Compte tenu des dissymétries des planchers, il est apparu assez rapidement qu'une modélisation brochette classique en affectant les masses à chaque niveau ne convient pas, car les torsions ne sont alors pas prises en compte.

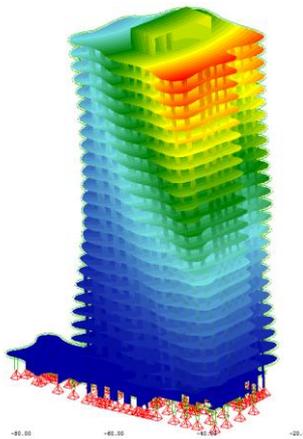
Chaque plancher a été découpé en 4 parties auxquelles sont affectées les masses correspondantes.



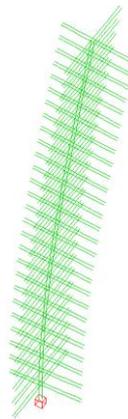
Visualisation du modèle brochette

Nous avons ensuite comparé et validé les torseurs résultants entre les 2 modèles de calcul sous les cas sismiques CQC, puis nous avons comparé les modes principaux.

mode 1 transversal selon X :

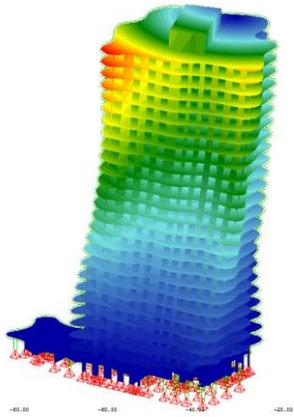


$f = 0.68 \text{ Hz}$ avec 56% des masses

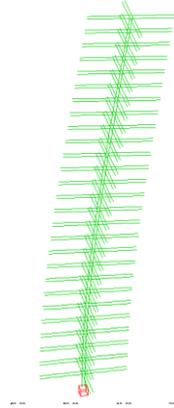


$f = 0.63 \text{ Hz}$ avec 62% des masses

Mode 2 : longitudinal Y :

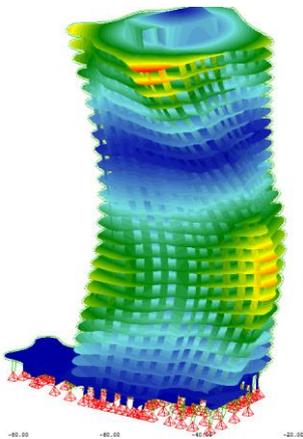


f= 0.77 Hz avec 66% des masses

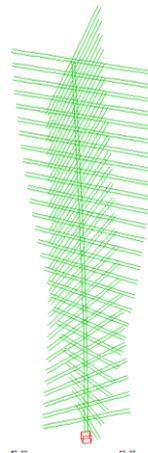


f=0.70 Hz avec 62 % des masses

Mode torsion :

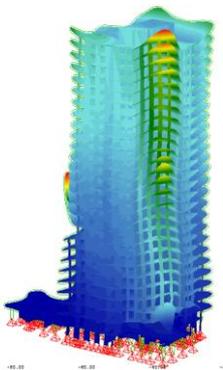


f=2.2 Hz

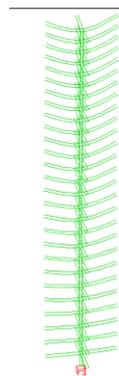


f=1.3 Hz

Mode de séisme vertical :



f= 5.0 Hz avec 73% des masses



f=5.5 Hz avec 82 % des masses

Le modèle brochette ainsi validé a été mis en place dans la modélisation générale en disposant des liaisons rigides entre la base de la brochette et les parois et barrettes porteuses de la grande fouille

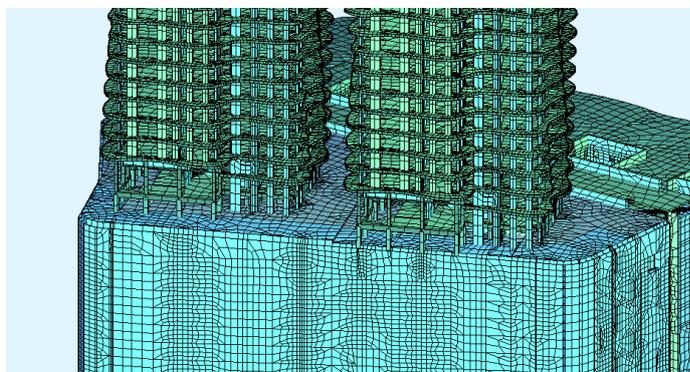
Il est apparu une diminution des efforts dans les parois moulées par rapport à la première solution. Par contre la liaison rigide a généré des efforts très importants non admissibles au niveau de la paroi moulée, qui n'apparaissent pas dans la liaison de la première tour.

Il faudrait donc modéliser en coque le premier niveau de la deuxième tour pour obtenir des résultats cohérents.

Cette solution a donc été abandonnée au profit de la troisième solution

C.5.3 Solution 3 : modélisation de la 2eme tour entièrement par des coques

C'est la solution à éviter qui a été utilisée ici, les temps de calculs ont augmenté tout en étant respectable.



Vue arrière du modèle montrant l'ancrage de la 2eme tour dans la paroi moulée

D. Calculs de la modélisation globale

D.1 Caractéristiques du modèle global

Le modèle global est maillé avec éléments de taille 1m50 sauf pour les fondations (parois moulés, barrettes) avec des mailles plus petites de 1m.

Le modèle comprend au final 168 000 nœuds.

Le calcul total avec phasage et calculs sismiques dure une nuit.

D.2 Calcul du phasage

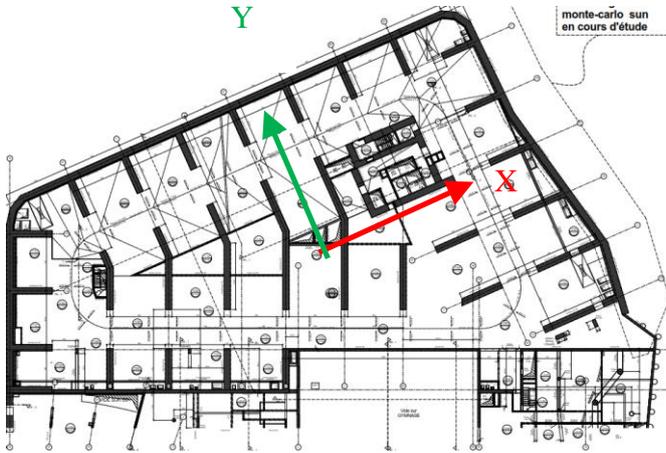
Le calcul prend en compte les 18 phases de construction (terrassement) de la grande fouille.

Puis la zone école et la tour sont activées.

Ce qui permet d'appliquer les surcharges d'exploitation sur tous les planchers du modèle.

D.3 Calcul sismique

D.3.1 Calcul modal spectral



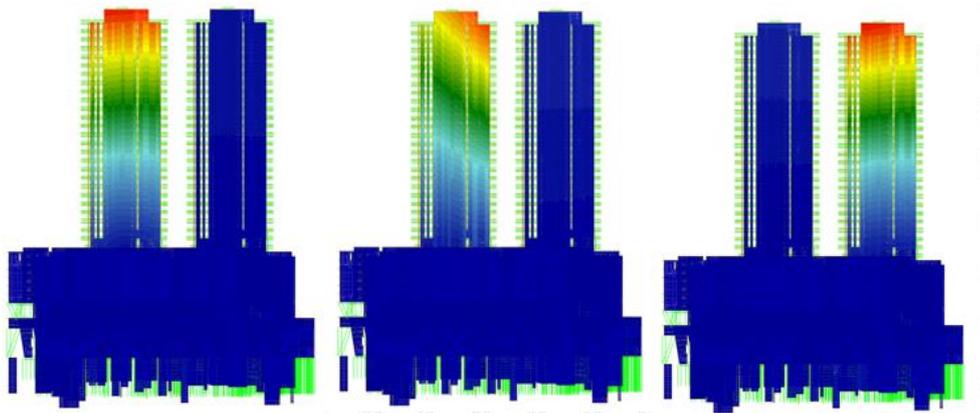
4 calculs sismiques sont réalisés dans les sens $+X -X +Y -Y$, en neutralisant les ressorts linéaires en traction dans chaque cas.

Ces cas sont ensuite étudiés 2 fois ; avec ou sans la 2ème tour.

Il y a donc 8 analyses modal spectral.

Les analyses modales sont réalisées sur 100 modes ce qui permet d'intéresser au minimum 70% de la masse participative. Le mode résiduel est ensuite ajouté pour atteindre 100% de la masse.

Les 2 calculs avec ou sans deuxième sont assez proches, le 1^{er} mode est de 0.471 Hz avec 2 tours et 0.582 Hz avec une seule tour.

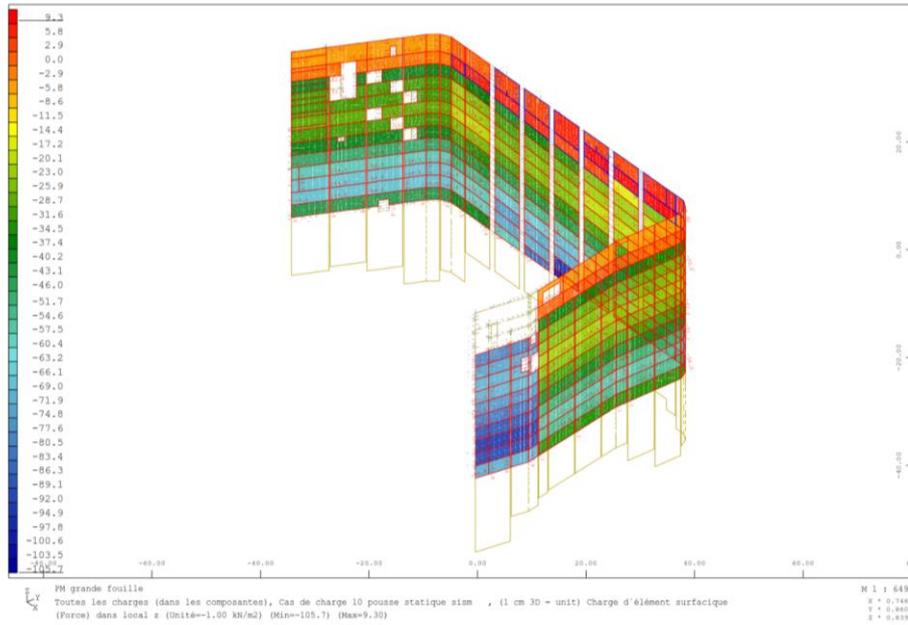


Visualisation des premiers modes (avec 2 tours)

D.3.2 Poussées des terres sismiques

Les incréments dynamiques sont appliqués suivant les 3 directions $+X -X$ et $-Y$

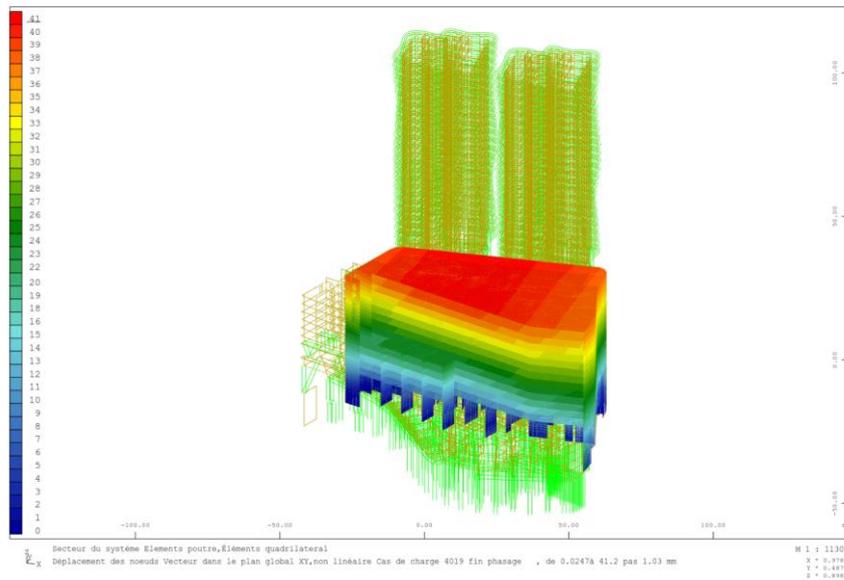
Ils sont cumulés aux poussées des terres statiques



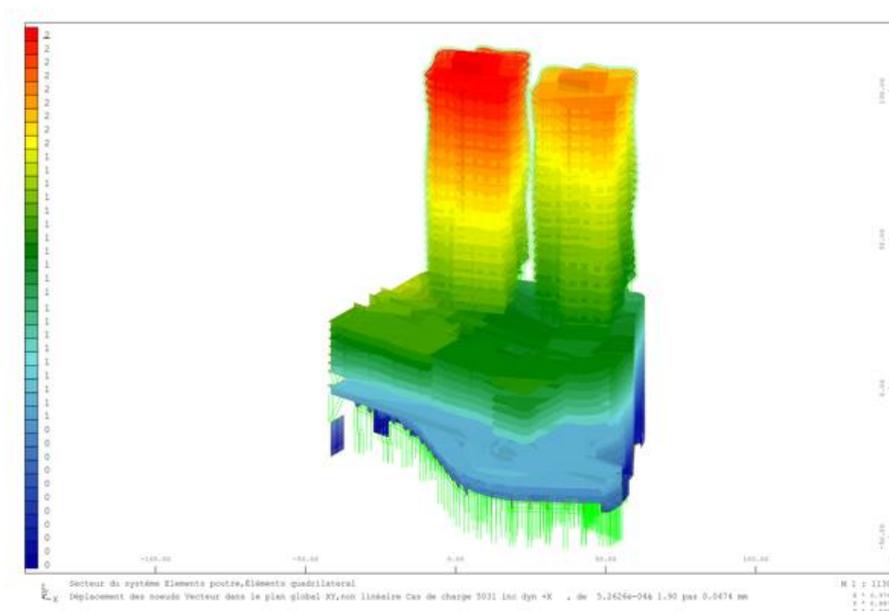
Cumul des incréments dynamiques avec les poussées statiques

Les poussées sismiques sont ensuite cumulées aux efforts sismiques inertiels issus des études modales/spectrales.

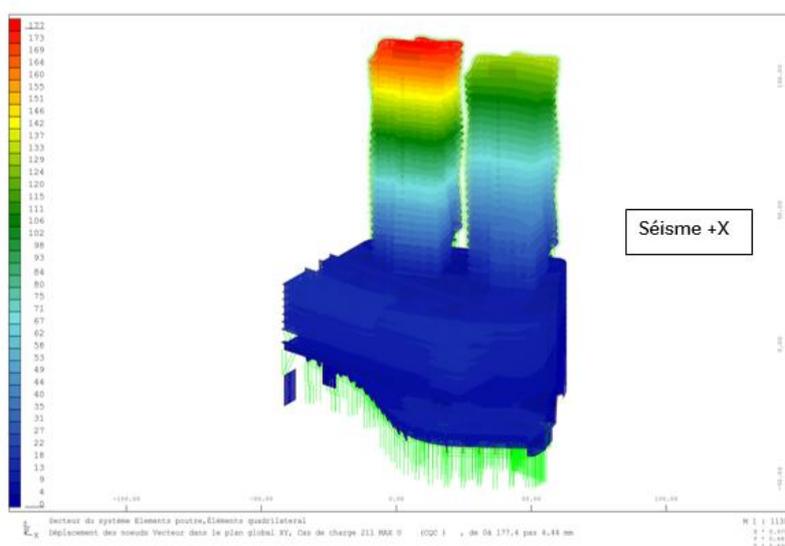
D.4 Quelques résultats



Déformées cumulées du phasage



Déformées des incréments dynamiques



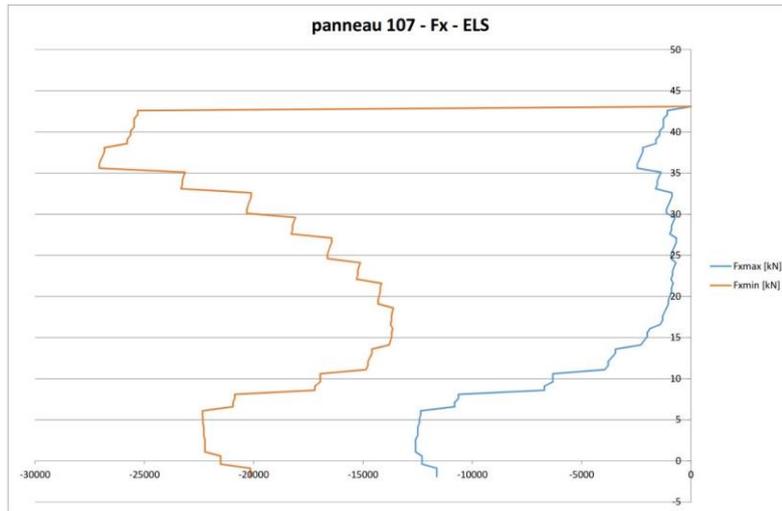
Déformées sèisme CQC sens +X

D.5 Ferrailage des fondations : parois moulées, barrettes et contreforts

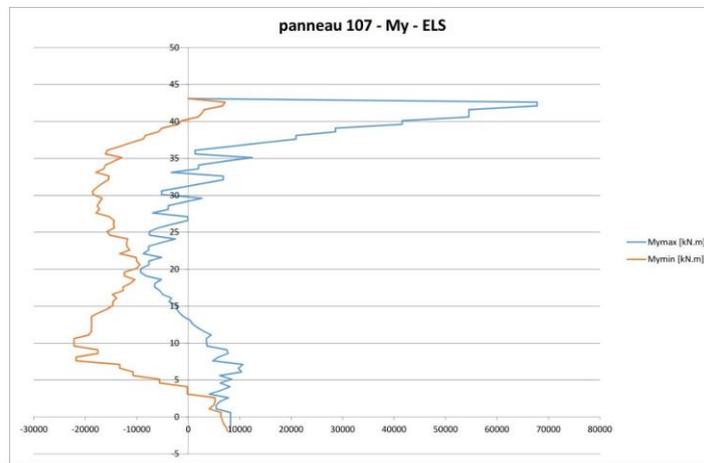
Les efforts globaux sont calculés pour les états d'équilibre ELS ELU et ELU sismique.

Des coupures sont réalisées pour chaque panneau sur toute leur hauteur pour en déduire les efforts globaux résultants.

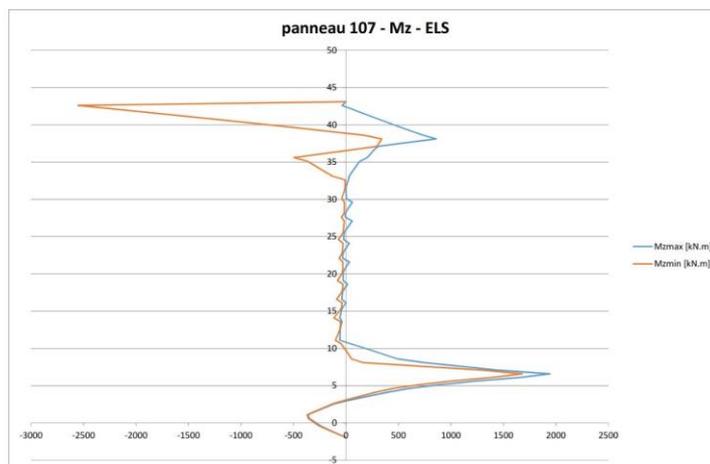
Nous visualisons ci-dessous les graphes des efforts dans un contrefort à l'état ELS



Effort normal dans un contrefort



Moment de flexion sur la grande inertie



Moment de flexion sur la petite inertie

Les ferrailages sont ensuite calculés en appliquant les règles usuelles et réglementaires du béton armé

E. Vérifications de la modélisation

C'est le sujet le plus important de cette modélisation complexe : comment montrer la validité des résultats ?

Il a été procédé à plusieurs types de validation

E.1 Comparaison avec les études du dossier PRO

Les principaux résultats ont été comparés par rapport à ceux figurant dans le dossier PRO :

- Bilan des masses
- Torseur des réactions d'appuis pour les cas de charges élémentaires
- Déformations sous charges permanentes et sous séisme
- Modes propres
- Etc..

E.2 Validations internes lors de la modélisation

Elles sont réalisées lors de la modélisation et lors des vérifications des principaux résultats

Cela concerne en outre :

- la visualisation de la géométrie, repères locaux, épaisseurs, etc..
- la visualisation sous forme graphique des chargements appliqués au modèle,
- la visualisation des cartographies d'acier pour faire apparaître les zones chamoteuses éventuelles repérées par des sections d'aciers importantes
- la visualisation des déformées des cas de charges élémentaires

E.3 Validations internes en dehors de la modélisation

Une personne extérieure à la modélisation a contrôlé plusieurs points

- Activation et désactivation des groupes d'éléments (surfaciens, filaires ou ressorts) dans le phasage de calcul
- Lois de comportement conformément aux données d'entrées
- Attribution de la loi de comportement pour tous les ressorts de butée ou de frottement suivant la localisation du panneau et le niveau.
- Orientation des ressorts non linéaires qui ne travaillent qu'en compression
- Respect du palier plastique des ressorts au cours des différentes phases
- Chargement des éléments

E.4 Réunion validation modélisation

Une réunion de validation de la modélisation a permis à tous les intervenants du projet (maitrise d'œuvre, contrôleurs techniques, chantier, autres BET, etc..). Le principe consiste à répondre « in live » avec l'ordinateur de modélisation à toutes les questions soulevées par les participants.

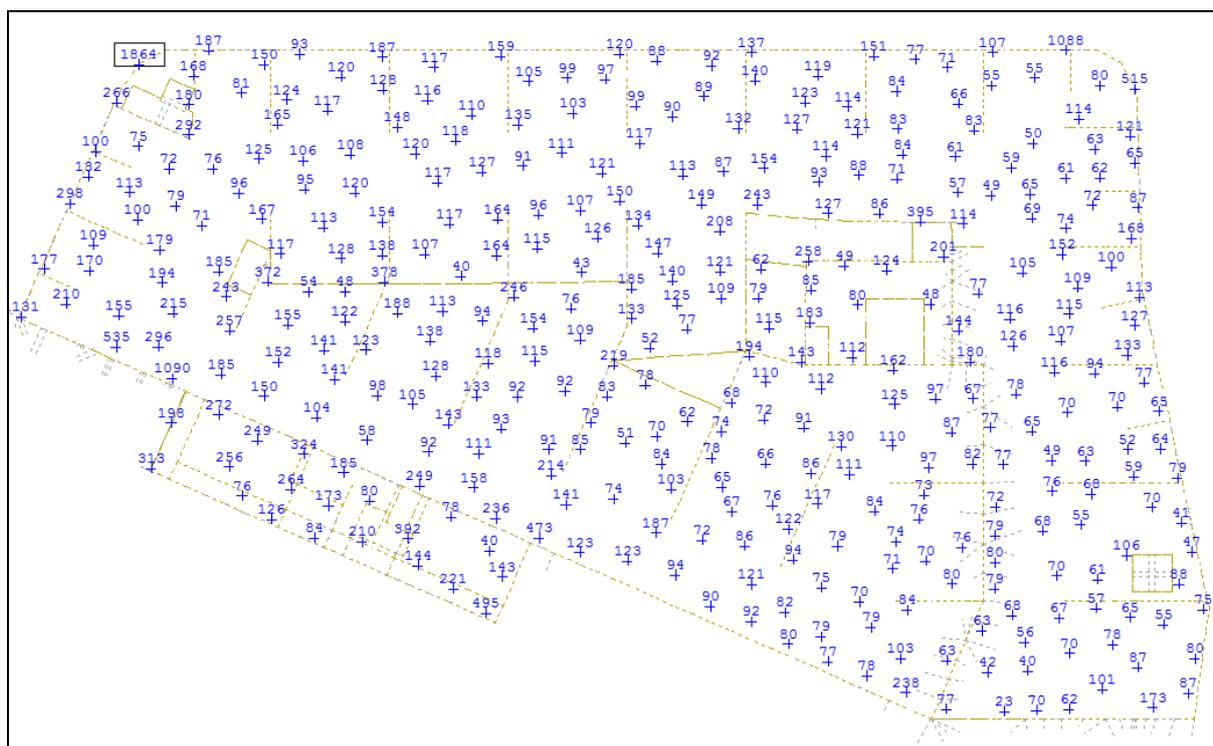
F. Calcul des ferrillages de la structure

La modélisation sera complétée dans un deuxième temps par les calculs des efforts de vent et de retrait.

Le maillage sera affiné pour les voiles de la tour en adoptant 3 mailles sur la hauteur (soit une maille de 1m)

Les voiles seront ensuite calculés directement à partir des résultats de la modélisation en réalisant des coupures à leur base.

Les efforts de flexion des planchers seront calculés « manuellement » c'est-à-dire avec des modélisations locales, qui se cumuleront avec les efforts de membrane (N et FXY) déterminés par la modélisation pour déterminer leurs ferrillages.

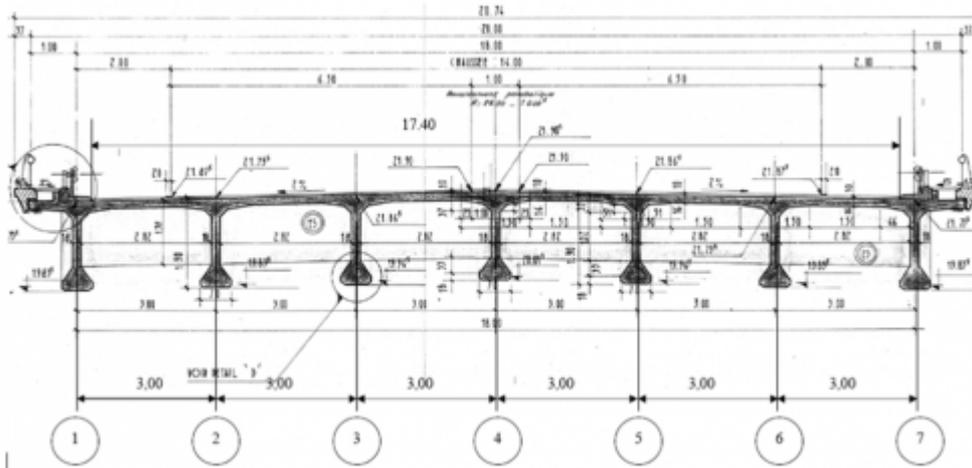


Efforts de membrane FXY à prendre en compte dans le calcul de la dalle

Exemple C - Modélisation de grillages de poutres

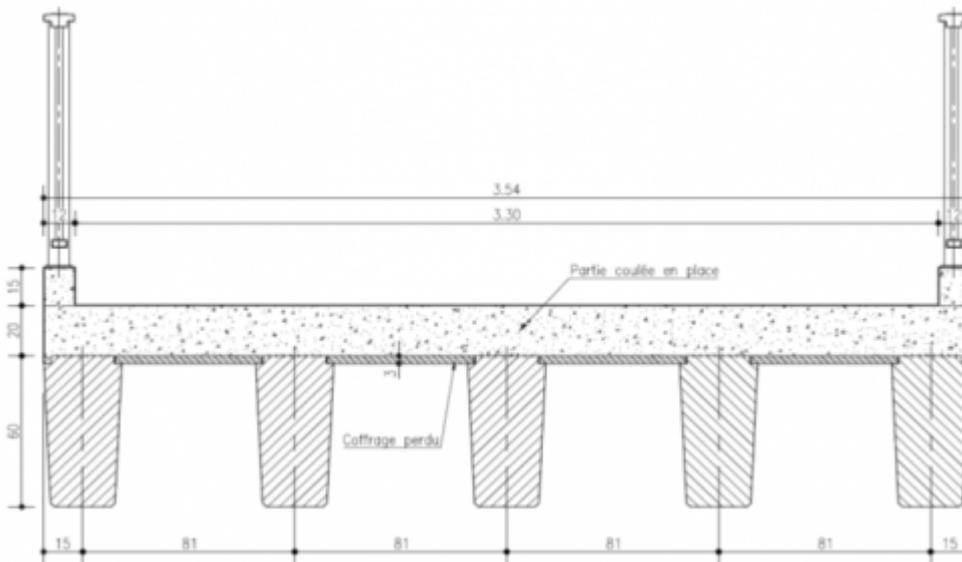
- Benjamin Tritschler (Arcadis) - Flexion transversale d'un pont multipoutre

Lien: <https://cloud.afgc.asso.fr/s/9NK3MYEiYpGwsQ7>



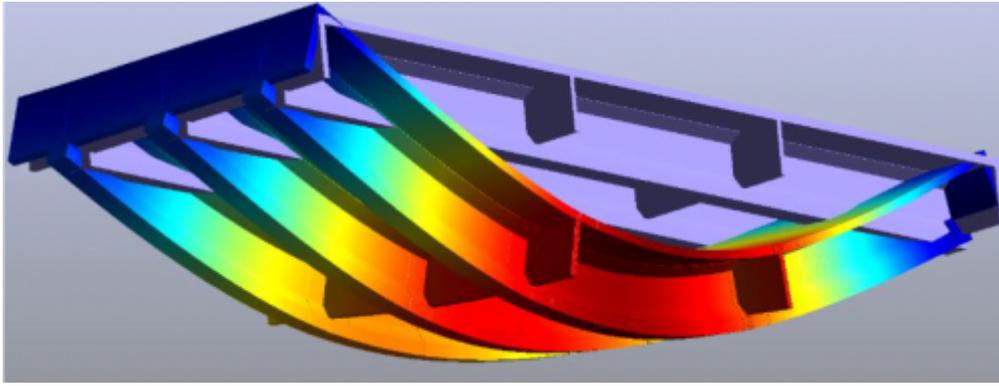
- Jacques Combescure (Artes) - Le grillage de poutres

Lien: <https://cloud.afgc.asso.fr/s/DcWCg2KWRLj2FMm>



- Pierre Perrin (Dir Est) - Contribution à l'étude des grillages de poutres

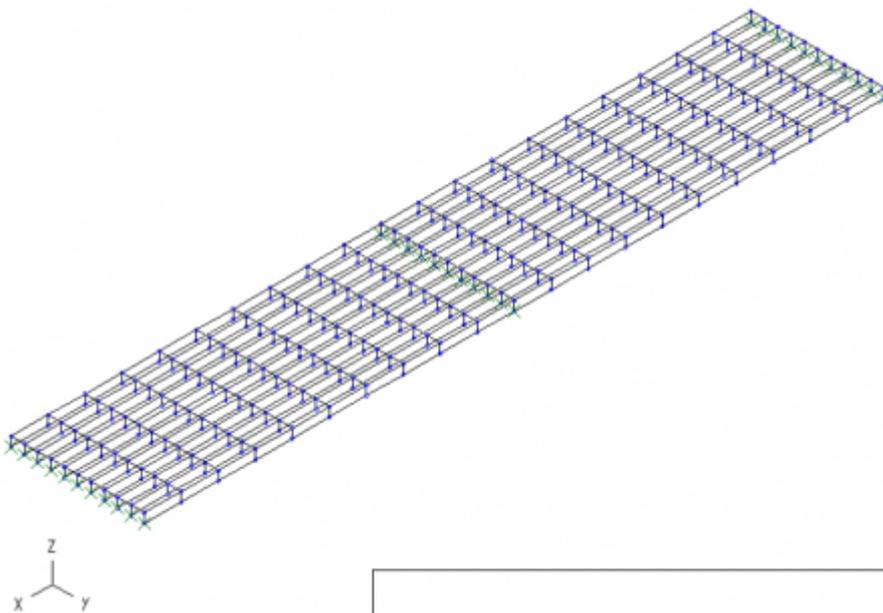
Lien: <https://cloud.afgc.asso.fr/s/yP33KYxSFjJPqmW>



- **Didier Guth (Arcadis): Modélisation d'un même ouvrage suivant différentes approches**

Lien : <https://cloud.afgc.asso.fr/s/KLJsLyZiC8pmmqY> (version provisoire)

Fichiers ST1 : https://wiki-gtef.frama.wiki/_media/fichiers_st1.zip



Laissez nous vos commentaires et suggestions pour améliorer le site !

[Lien vers la bibliographie](#)

[Retour vers l'accueil](#)

From:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/> - **Bilan du Groupe de Travail AFGC sur les éléments finis**

Permanent link:

<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-3:exemple-c>

Last update: **2020/07/03 17:22**



Flexion transversale d'un pont multipoutre

Auteur : B. Tritschler (Arcadis) – 29/04/2020

SOMMAIRE

1. PREAMBULE	2
1.1. Nécessité d'une étude globale	2
1.2. Objet de la note	2
2. MODELISATION	4
2.1. Géométrie réelle	4
2.2. Géométrie du modèle n°1	7
2.3. Géométrie du modèle n°2	13
2.4. Chargement	19
2.5. Conditions d'appuis	22
3. RESULTATS	23
3.1. Entretoise centrale	23
3.1.1. Modèle n°1	23
3.1.2. Modèle n°2	24
3.1.3. Bilan entretoises	26
3.2. Hourdis	30
3.2.1. Modèle n°1	30
3.2.2. Modèle n°2	34
3.2.3. Bilan hourdis	37
4. CONCLUSION	38
5. ANNEXE – INFLUENCE DE L'INERTIE DE TORSION DES POUTRES	39
5.1. Entretoises	39
5.2. Hourdis	41

1. PREAMBULE

On présente dans ce document une solution pour modéliser un tablier multi-poutres présentant des rigidités en flexion longitudinale importante (de type poutre PRAD ou VIPP).

L'objet de ce modèle est, plus particulièrement, d'étudier la flexion transversale (étude des hourdis et des entretoises intermédiaires) et de conclure sur la pertinence ou non de modéliser le hourdis de manière excentrée, suivant les efforts que l'on veut récupérer.

1.1. NECESSITE D'UNE ETUDE GLOBALE

Le fonctionnement mécanique du hourdis d'un tablier comportant des entretoises intermédiaires est fortement conditionné par la rigidité transversale apportée par les entretoises. Dans ce cas, l'étude du hourdis est indissociable de l'étude des entretoises intermédiaires.

De manière à s'approcher au mieux de l'état de contrainte réel du hourdis et des entretoises, il est nécessaire de réaliser une étude globale de l'ouvrage à travers un modèle mettant en œuvre la rigidité de tous les éléments constitutifs du tablier (poutres – entretoises et hourdis).

Les sollicitations appliquées aux entretoises et au hourdis seront déterminées à l'aide d'un programme aux éléments finis courant permettant de modéliser l'ensemble du tablier.

Un tel modèle est le plus proche de la réalité car il permet de prendre en compte précisément la flexibilité des poutres et la raideur des entretoises (lorsqu'elles existent).

Les efforts fournis par le modèle cumulent directement les efforts locaux et la flexion transversale générale du tablier.

Pratiquement, deux possibilités de modèles s'offrent à nous :

- Modélisation en 3D, avec retombées des poutres et entretoises excentrée par rapport au plan (ou nappe) du hourdis.
- Modélisation « pseudo-plane », avec poutres et entretoises dans le même plan (ou nappe) que le hourdis.

Notas :

Les différents modèles seront établis avec les entraxes réels des poutres et entretoises.

La précontrainte transversale n'est pas introduite dans la présente étude.

1.2. OBJET DE LA NOTE

Cette note a pour objet de comparer deux modélisations d'un même tablier ;

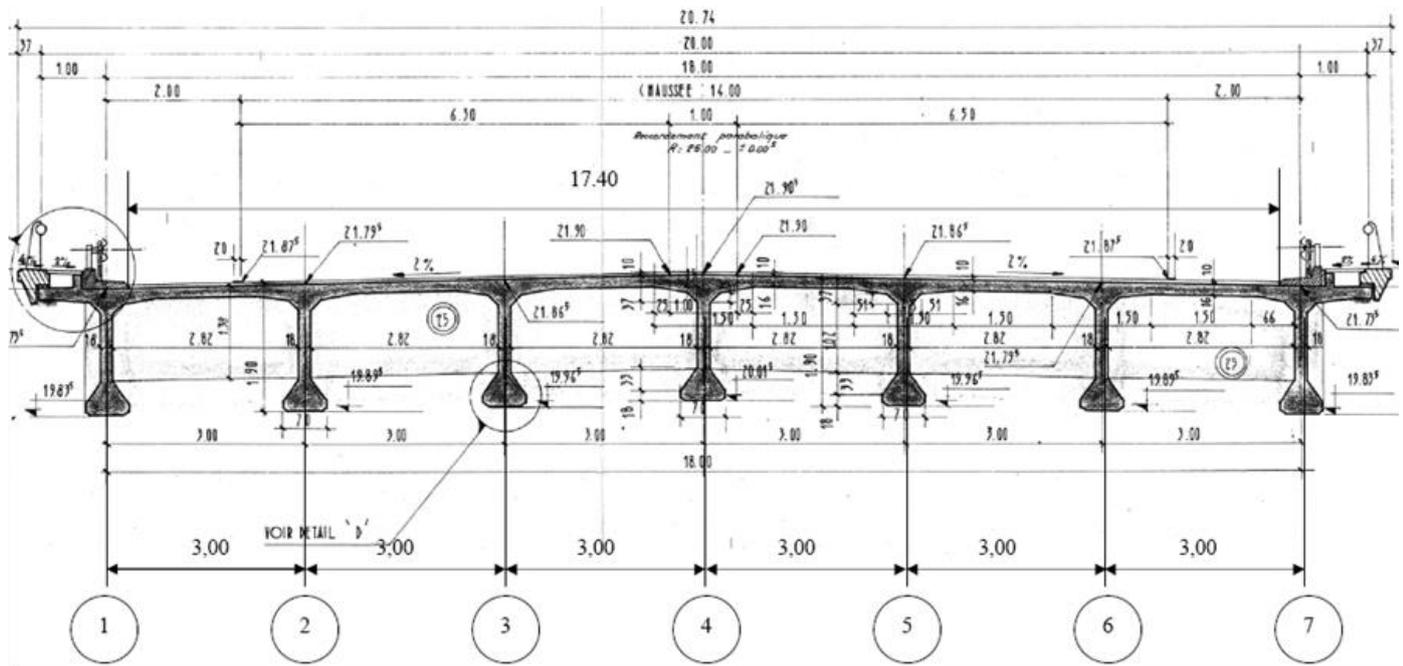
- un modèle prenant en compte des excentrement des éléments « barres » que sont les retombées des poutres et des entretoises
- un modèle considérant les éléments « barres » que sont les poutres et les entretoises, sans excentrement par rapport au plan moyen du hourdis.

Dans les deux cas, le hourdis est modélisé comme des éléments de coques d'épaisseur variable.

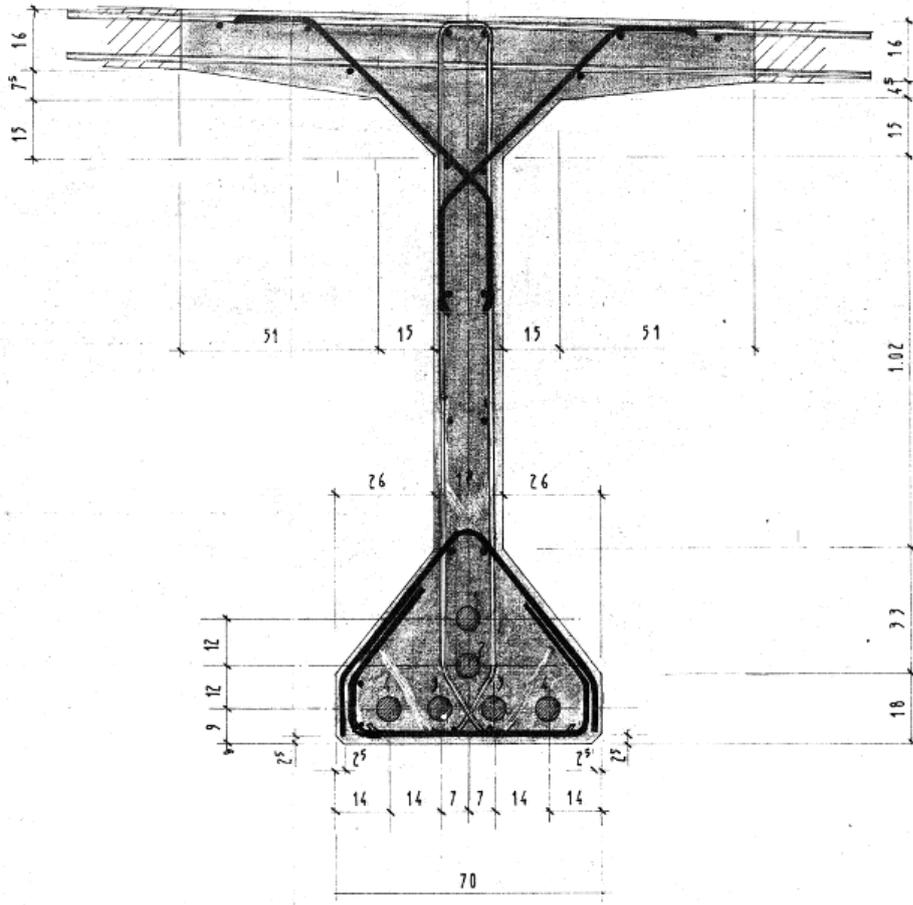
L'objectif est de comparer les résultats selon deux critères :

- validité des résultats – comparaison directe des résultats fournis par les deux modèles / validation des résultats.
- facilité d'exploitation des résultats / analyse du fonctionnement des modèles.

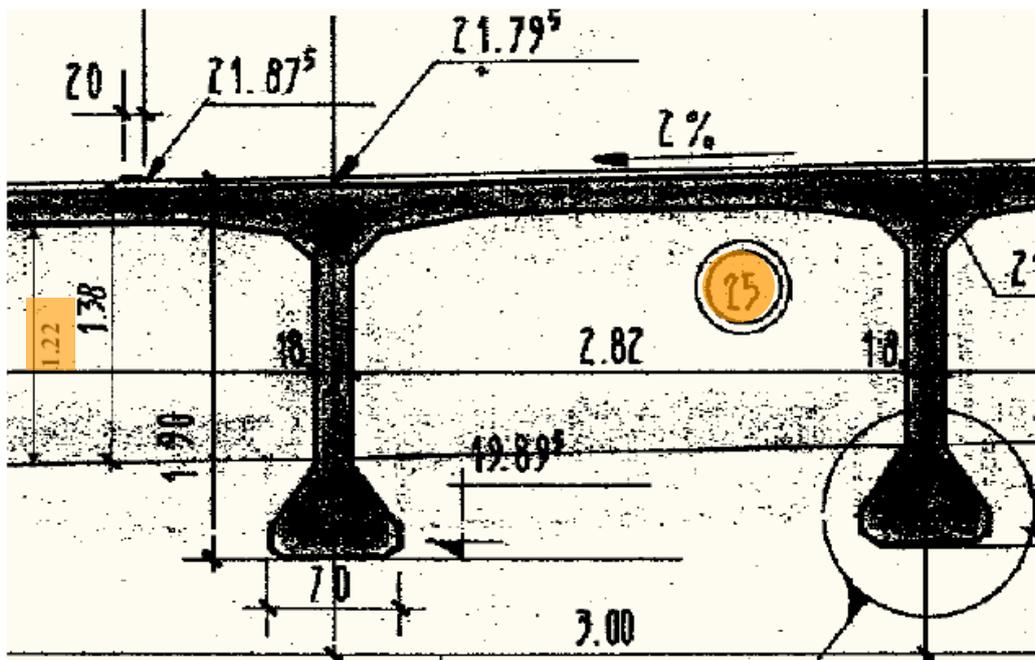
2.1.2. Coupe transversale



2.1.3. Poutre



2.1.4. Entretoise



2.2. GEOMETRIE DU MODELE N°1

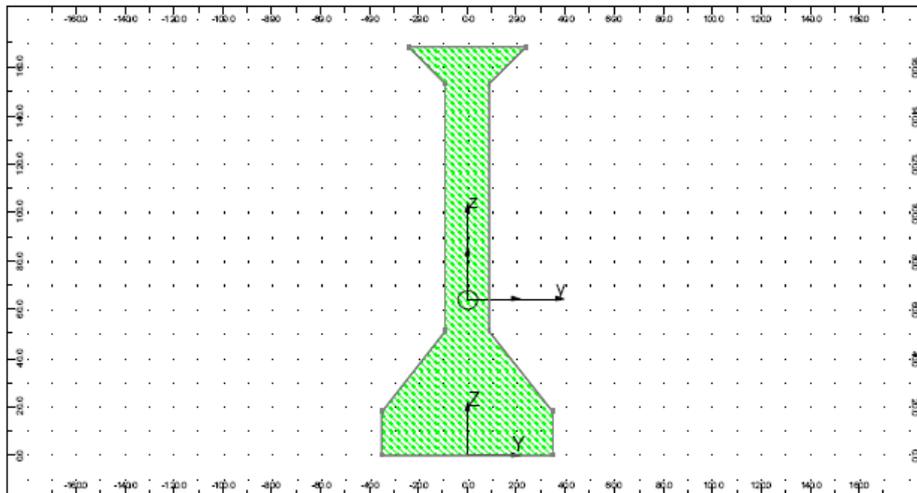
Le premier modèle consiste à prendre en compte les excentrement des retombées des poutres et des entretoises. Visuellement, pour ce modèle la géométrie est très proche de la géométrie réelle.

2.2.1. Poutres

Les tables de compression des poutres sont modélisées en modèle coques comme partie intégrante du hourdis. Seules les retombées des poutres sont modélisées en modèle « barre », hypothèse la mieux adaptée vue la géométrie « linéique » de celles-ci.

La géométrie « complexe » des retombées ne nous permet pas d'entrer directement les dimensions de la retombée dans Robot ; nous fournirons au logiciel directement les caractéristiques mécaniques à prendre en compte.

ANALYSE DE LA SECTION



Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	-35.0 cm	0.0 cm
2	35.0 cm	0.0 cm
3	35.0 cm	18.0 cm
4	9.0 cm	51.0 cm
5	9.0 cm	153.0 cm
6	24.0 cm	168.0 cm
7	-24.0 cm	168.0 cm
8	-9.0 cm	153.0 cm
9	-9.0 cm	51.0 cm
10	-35.0 cm	18.0 cm

Résultats généraux

Aire de la section	A = 0.504 m ²
Centre de gravité	Yc = 0.0 cm Zc = 64.2 cm
Périmètre	S = 484.5 cm

Repère des axes principaux

Angle	alpha = 0.0 Deg
Moments d'inertie	Ix = 0.010 m ⁴ Iy = 0.145 m ⁴ Iz = 0.009 m ⁴
Rayons d'inertie	iy = 53.6 cm iz = 13.6 cm
Coefficients de rigidité en cisaillement	Ay = 0.000 m ² Az = 0.000 m ²
Facteurs de résistance en flexion	Wely = 0.140 m ³ Welz = 0.027 m ³
Facteurs de résistance au cisaillement	Wy = 0.000 m ² Wz = 0.000 m ²
Facteurs de résistance plastique	Wply = 0.000 m ³ Wplz = 0.000 m ³
Distances extrêmes	Vy = 35.0 cm Vpy = 35.0 cm Vz = 103.8 cm Vpz = 64.2 cm

Variable | Composée | Spéciale | Ax, Wx, Ix, Vy ...

Nom : Couleur :

Ax = (m²) vy =

Ix = vpy = (cm)

Iy = (m⁴) vz =

Iz = vpz =

La variation d'épaisseur de l'âme près des appuis est négligée (peu d'influence pour le calcul des entretoises et du hourdis).

Nom de la section		AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]	
Poutre retombée		0.504	0.0	0.0	0.010	0.145	0.009	
Nom de l'excentrement	Liste des barres	UX origine [m]	UY origine [m]	UZ origine [m]	UX extrémité [m]	UY extrémité [m]	UZ extrémité [m]	Repère
Exc poutre	422 425 428 432A441P3 484A502P3 545A563P3 606A624P3	0.0	0.0	-1.15	0.0	0.0	-1.15	global

($h_{\text{poutre}} = 1,90 \text{ m} - h_{\text{table}} = 0,22 \text{ m} - v_{\text{pz}} = 0,642 \text{ m}$) \Rightarrow exc. = $190 - 64,2 - 22/2 = 114,8 \text{ cm}$ arrondi à 1,15 m.

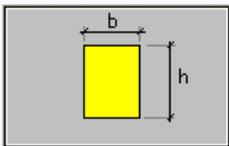
2.2.2. Entretoises

Les tables de compression des entretoises sont modélisées en modèle coques comme partie intégrante du hourdis. Seules les retombées des entretoises sont modélisées en éléments de type « barre », hypothèse la mieux adaptée vue la géométrie « linéique » de celles-ci.

La géométrie des retombée est entrée directement dans le logiciel.

Général

Nom : Couleur :



Dimensions (cm)

b :

h :

Réduction du moment d'inertie

Appliquer section variable

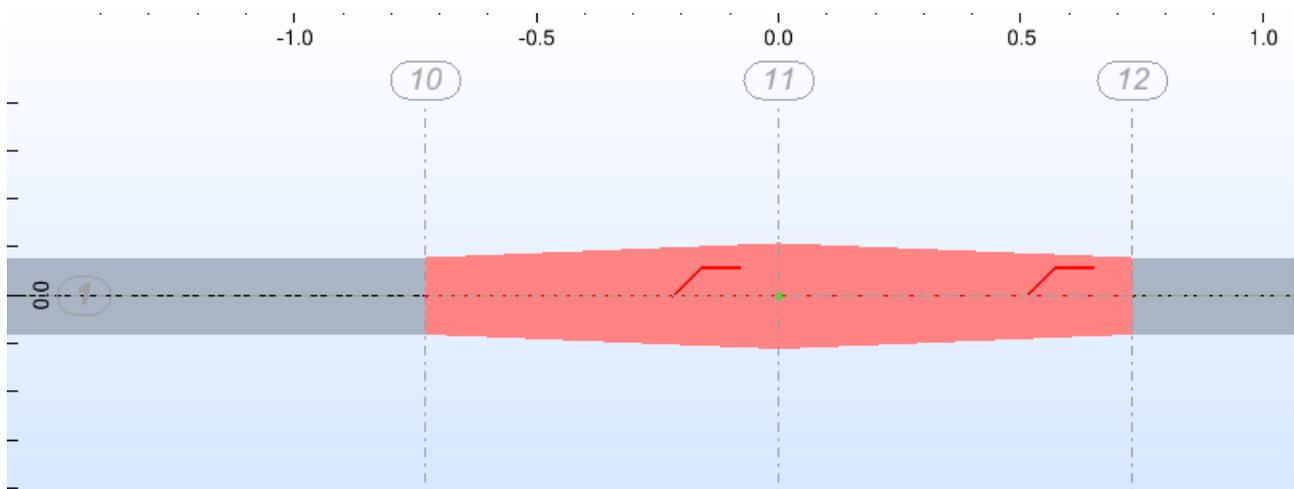
Nom de la section		AX [m ²]	AY [m ²]	AZ [m ²]	IX [m ⁴]	IY [m ⁴]	IZ [m ⁴]
Entretoise retombée		0.305	0.254	0.254	0.006	0.038	0.002

Nom de l'excentrement	Liste des barres	UX origine [m]	UY origine [m]	UZ origine [m]	UX extrémité [m]	UY extrémité [m]	UZ extrémité [m]	Repère
exc entretoise	21A40 463A482 524A543 585A604 646A665	0.0	0.0	-0.69	0.0	0.0	-0.69	globe

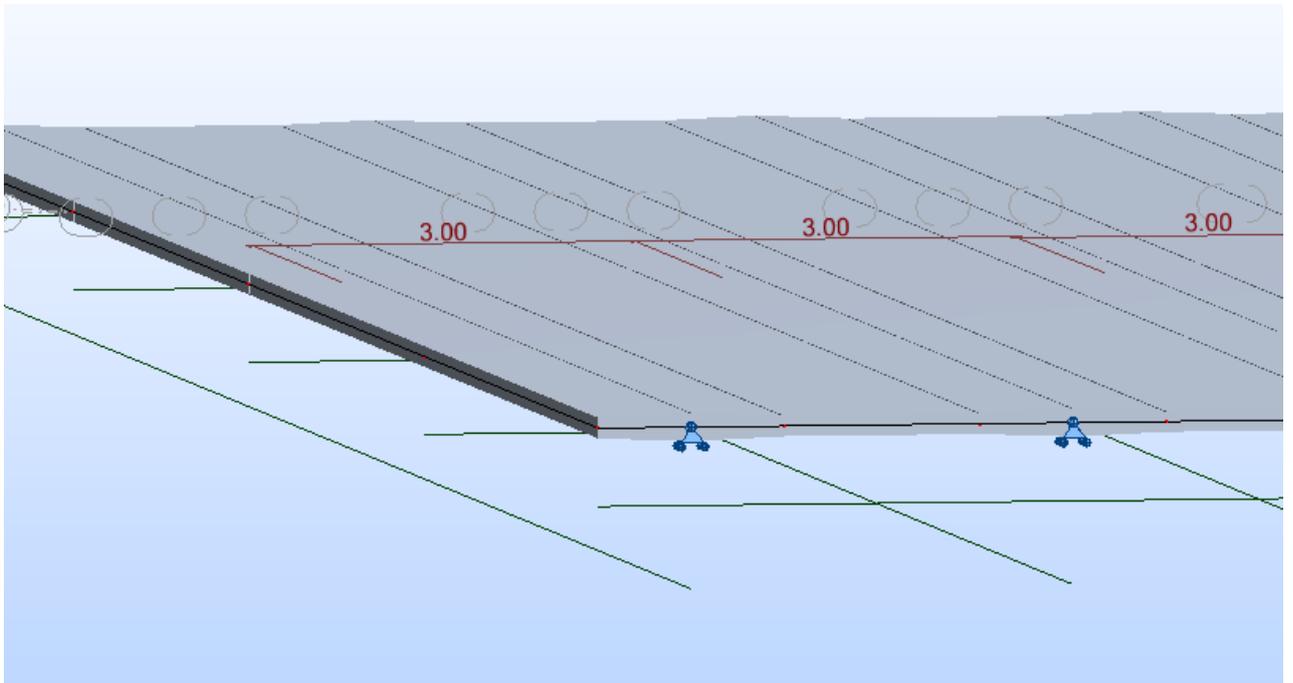
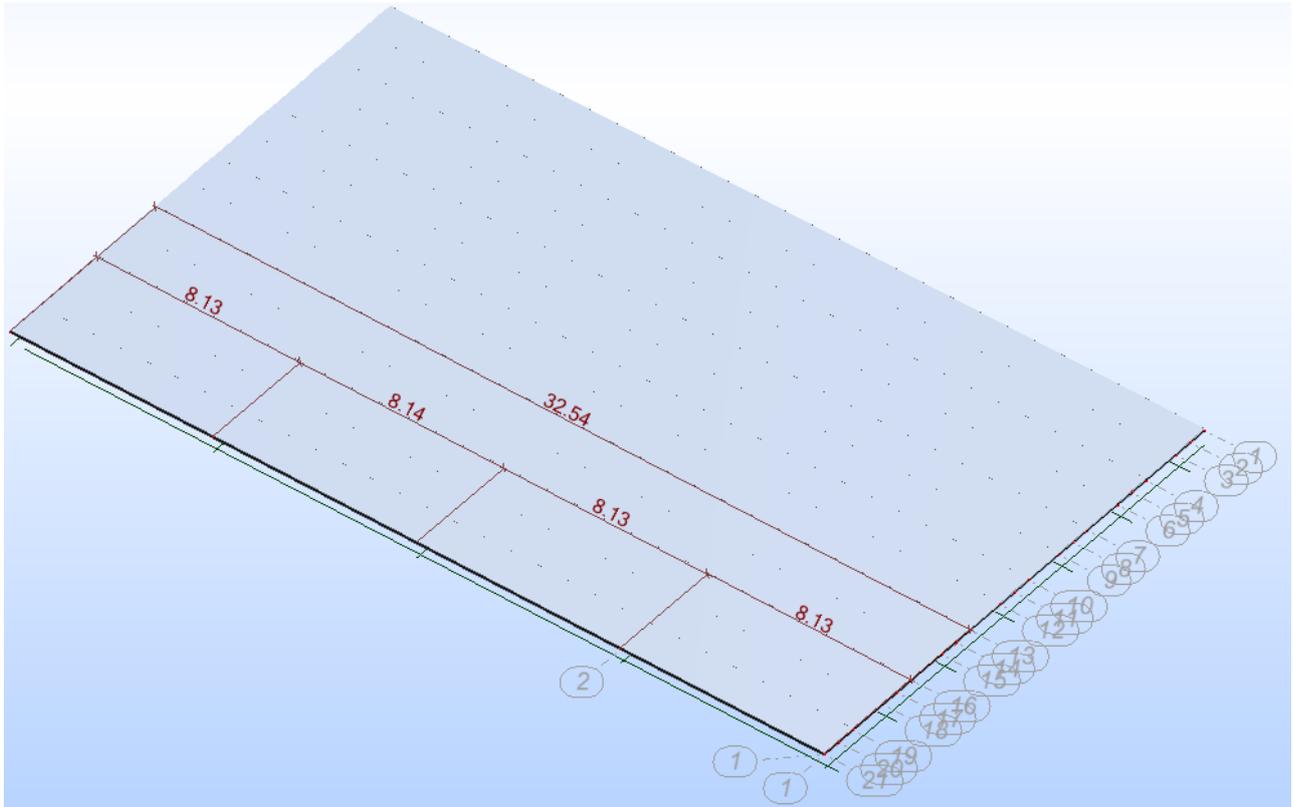
=> exc. = $122/2 + 16/2 = 69$ cm.

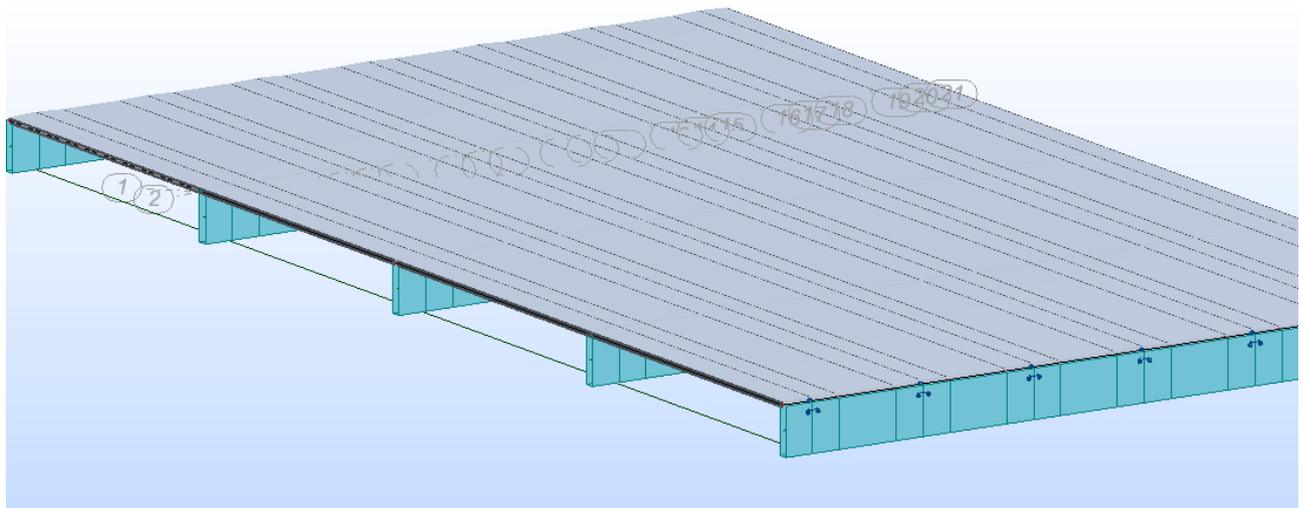
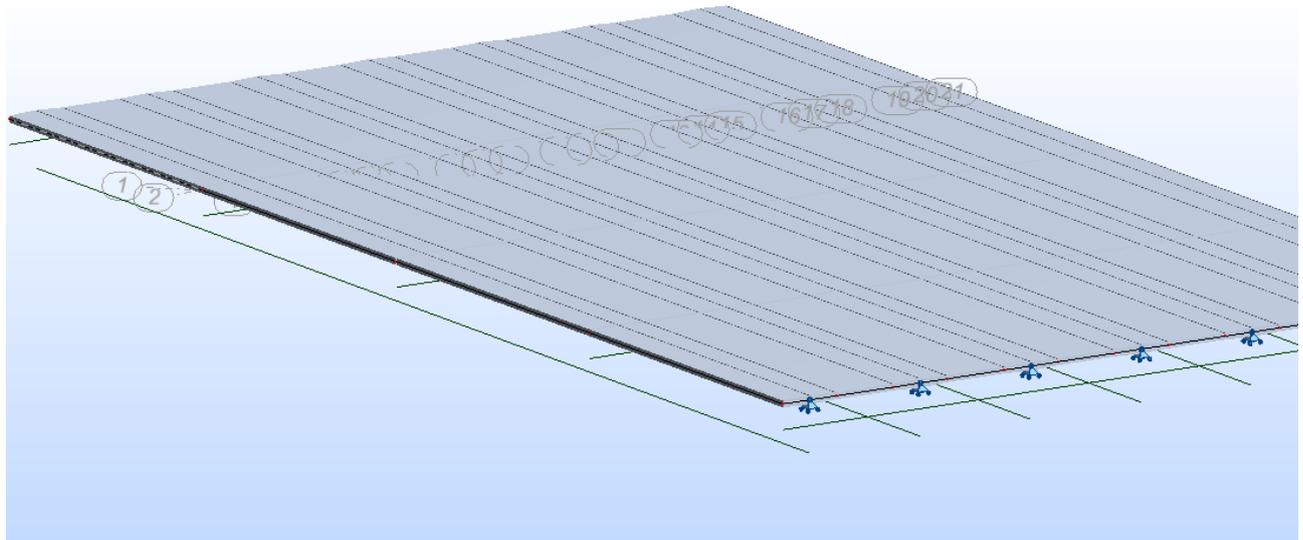
2.2.3. Hourdis

Le hourdis est constitué des éléments entre tables de compression des poutres « hourdis intermédiaires » d'épaisseur constante = 16 cm et des tables de compression, que l'on considèrera variable de 16 cm au bord à 22 cm à l'axe.



	Nom de l'épais	Liste de panneaux	Matériau	Type d'épaisseur	Épaisseur [cm]	E1 [cm]	E2 [cm]	E3 [cm]	KZ [T/m3]
	V1	20 462 523 584	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V2	19 461 522 583	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	EP16	3A18P3 445A460P3 506	BETON30	constante	16.00	Aucun	Aucun	Aucun	0.0
	V3	17 459 520 581	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V4	16 458 519 580	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V5	14 456 517 578	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V6	13 455 516 577	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V7	11 453 514 575	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V8	10 452 513 574	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V9	8 450 511 572	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V10	7 449 510 571	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V11	5 447 508 569	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V12	4 446 507 568	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V13	2 444 505 566	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V14	1 443 504 565	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0





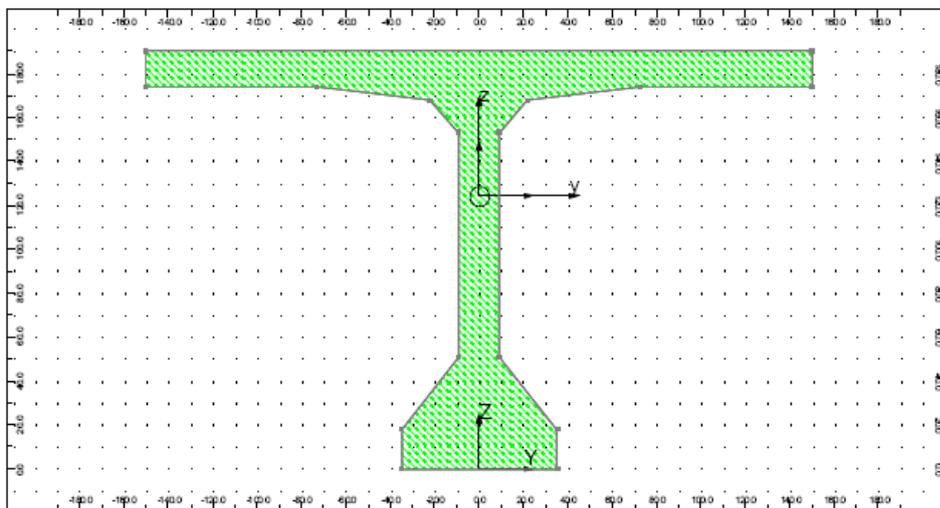
2.3. GEOMETRIE DU MODELE N°2

Pour le second modèle, nous considérons les éléments linéique (poutres et entretoises), dans le plan moyen du hourdis. De manière à modéliser les rigidités de flexion longitudinale et transversale au plus juste, on considèrera les sections réelles des poutres et des entretoises.

2.3.1. Poutres

La géométrie « complexe » des retombées ne nous permet pas d'entrer directement les dimensions de la retombée dans Robot ; nous fournirons au logiciel directement les caractéristiques mécaniques à prendre en compte.

ANALYSE DE LA SECTION



Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	-35.0 cm	0.0 cm
2	35.0 cm	0.0 cm
3	35.0 cm	18.0 cm
4	9.0 cm	51.0 cm
5	9.0 cm	153.0 cm
6	22.0 cm	168.0 cm
7	73.0 cm	174.0 cm
8	150.0 cm	174.0 cm
9	150.0 cm	190.0 cm
10	-150.0 cm	190.0 cm
11	-150.0 cm	174.0 cm
12	-73.0 cm	174.0 cm
13	-22.0 cm	168.0 cm
14	-9.0 cm	153.0 cm
15	-9.0 cm	51.0 cm
16	-35.0 cm	18.0 cm

Résultats généraux

Aire de la section	A = 1.038 m ²
Centre de gravité	Yc = -0.0 cm

Périmètre

$$Zc = 124.3 \text{ cm}$$

Matériau de base

$$S = 1022.4 \text{ cm}$$

ACTIER
 E = 210000.00 MPa
 dens. = 7852.83 kg/m³
 p.un. = 8153.60 kg/m

Repère des axes principaux

Angle

$$\alpha = 0.0 \text{ Deg}$$

Moments d'inertie

$$I_x = 0.019 \text{ m}^4$$

$$I_y = 0.500 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0.375 \text{ m}^4$$

Rayons d'inertie

$$i_y = 69.4 \text{ cm}$$

$$i_z = 60.1 \text{ cm}$$

Coefficients de rigidité en cisaillement

$$A_y = 0.000 \text{ m}^2$$

$$A_z = 0.000 \text{ m}^2$$

Facteurs de résistance en flexion

$$W_{ely} = 0.402 \text{ m}^3$$

$$W_{elz} = 0.250 \text{ m}^3$$

Facteurs de résistance au cisaillement

$$W_y = 0.000 \text{ m}^2$$

$$W_z = 0.000 \text{ m}^2$$

Facteurs de résistance plastique

$$W_{ply} = 0.000 \text{ m}^3$$

$$W_{plz} = 0.000 \text{ m}^3$$

Distances extrêmes

$$V_y = 150.0 \text{ cm}$$

$$V_{py} = 150.0 \text{ cm}$$

$$V_z = 65.7 \text{ cm}$$

$$V_{pz} = 124.3 \text{ cm}$$

Nom de la section ▲	AX [m2]	AY [m2]	AZ [m2]	IX [m4]	IY [m4]	IZ [m4]
Poutre complete	1.03800	0.0	0.0	0.01900	0.50000	0.37500

2.3.2. Entretoises

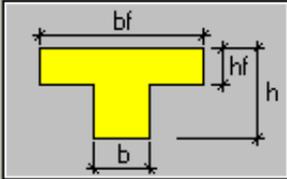
Conformément aux prescriptions du dossier type du VIPP, la largeur de hourdis prise en compte de part et d'autre de la nervure de l'entretoise est égale au dixième de la distance entre axes des poutres de rive, soit 1,80 m.

Largeur totale de la table = $1,80 + 0,25 + 1,80 = 3,85$

Général

Nom :

Couleur :



Réduction du moment d'inertie
 Appliquer section variable

Dimensions (cm)

b : bf :

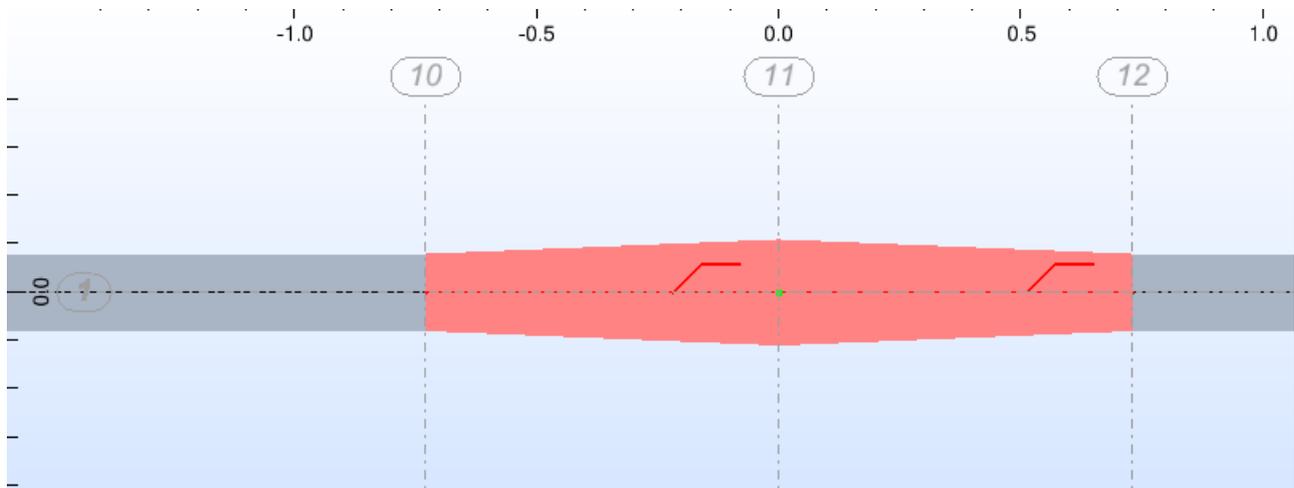
h : hf :

Optimiser la table

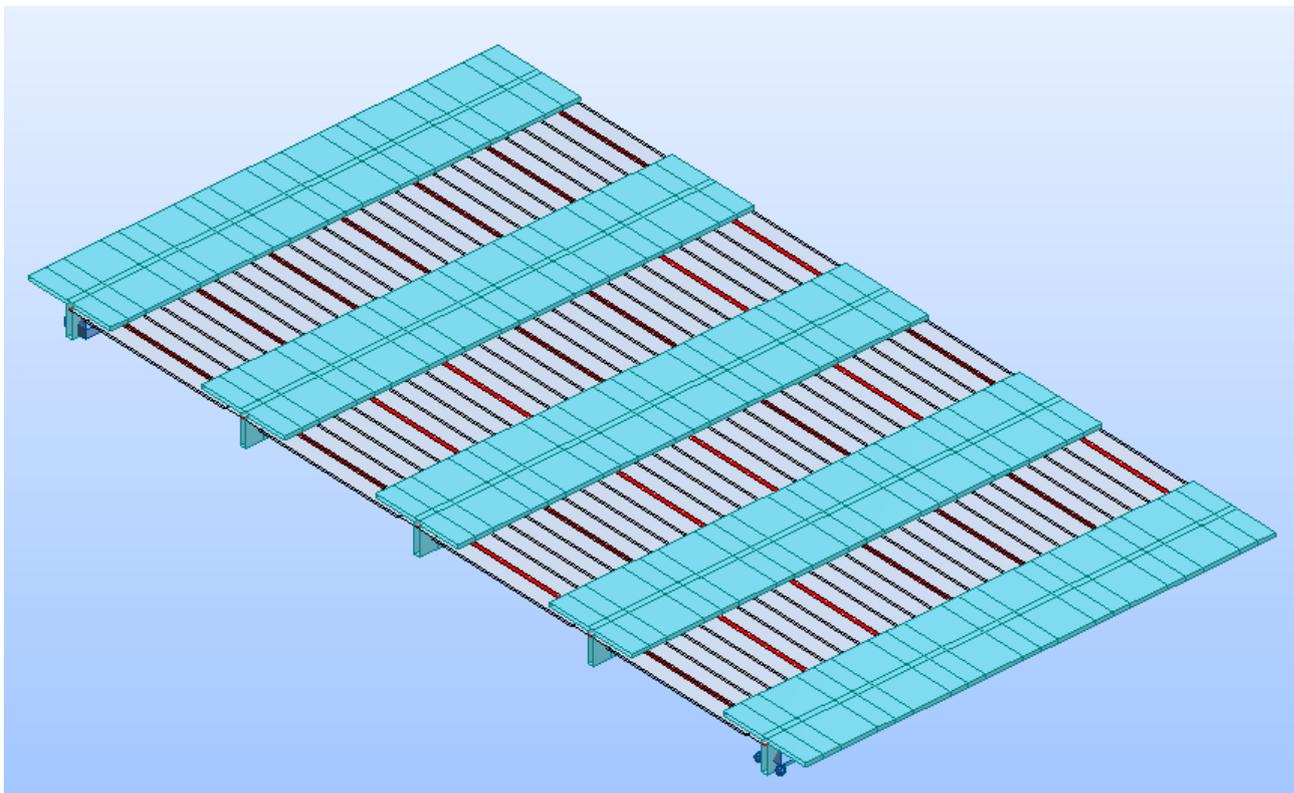
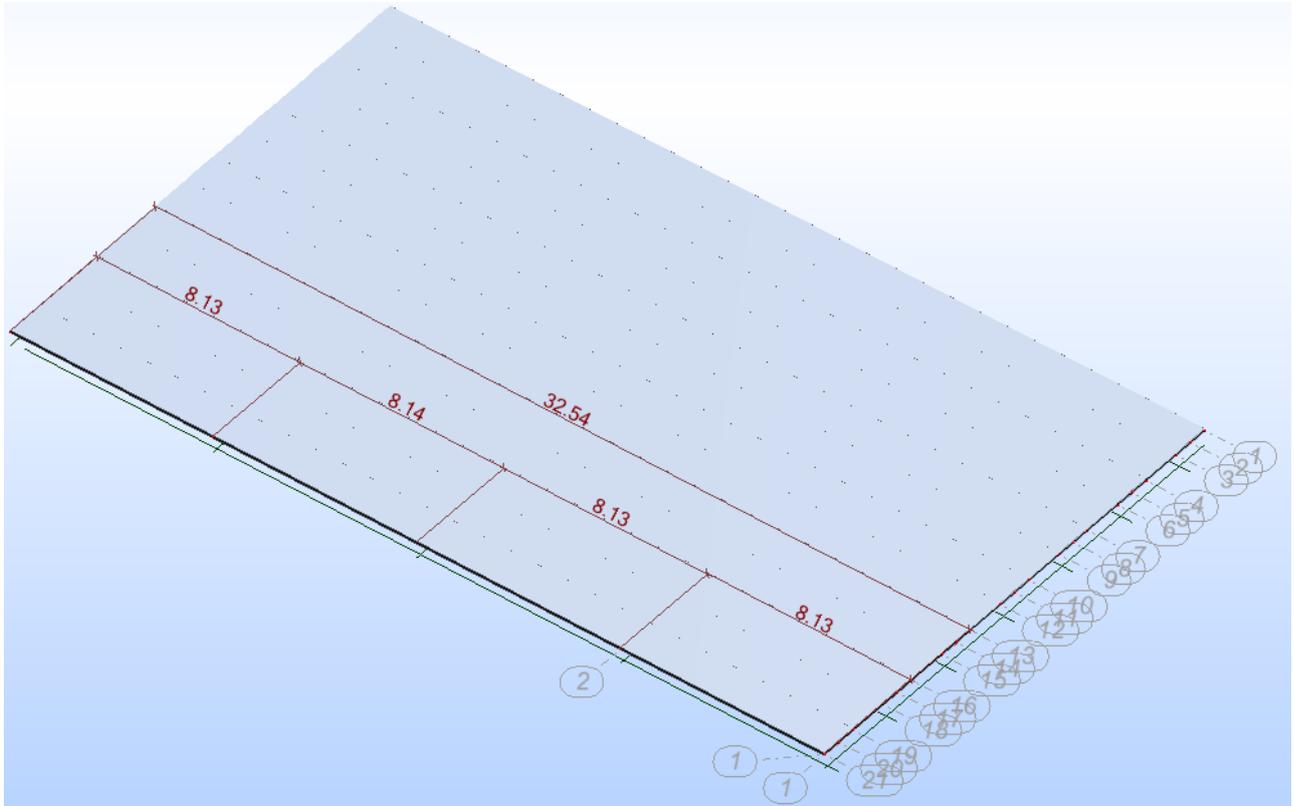
Nom de la section ▲	AX [m2]	AY [m2]	AZ [m2]	IX [m4]	IY [m4]	IZ [m4]
Entretoise complete	0.92100	0.61600	0.30500	0.01065	0.13627	0.76248

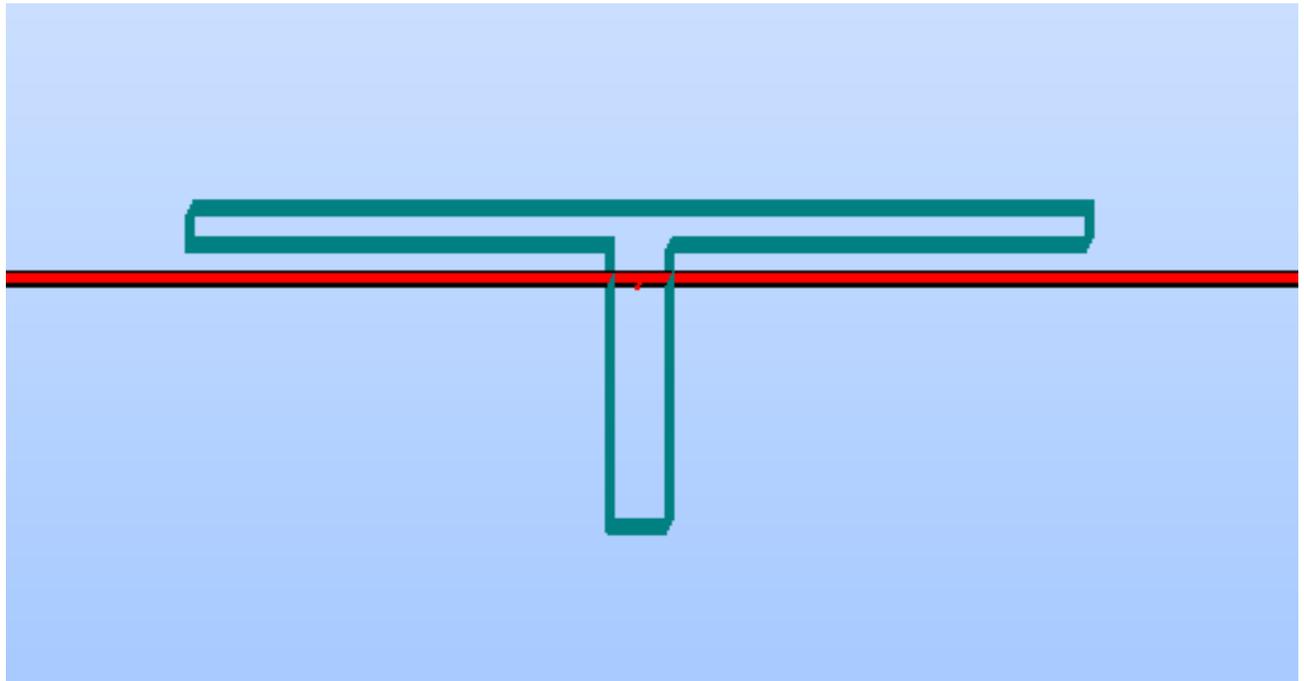
2.3.3. Hourdis

La modélisation du hourdis est strictement identique à celle retenue pour le modèle n°1.



	Nom de l'épais	Liste de panneaux	Matériau	Type d'épaisseur	Epaisseur [cm]	E1 [cm]	E2 [cm]	E3 [cm]	KZ [T/m3]
	V1	20 462 523 584	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V2	19 461 522 583	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	EP16	3A18P3 445A460P3 506	BETON30	constante	16.00	Aucun	Aucun	Aucun	0.0
	V3	17 459 520 581	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V4	16 458 519 580	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V5	14 456 517 578	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V6	13 455 516 577	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V7	11 453 514 575	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V8	10 452 513 574	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V9	8 450 511 572	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V10	7 449 510 571	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V11	5 447 508 569	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V12	4 446 507 568	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0
	V13	2 444 505 566	BETON30	variable linéairement	Aucun	16.00	22.00	Aucun	0.0
	V14	1 443 504 565	BETON30	variable linéairement	Aucun	22.00	16.00	Aucun	0.0





2.4. CHARGEMENT

2.4.1. Principe

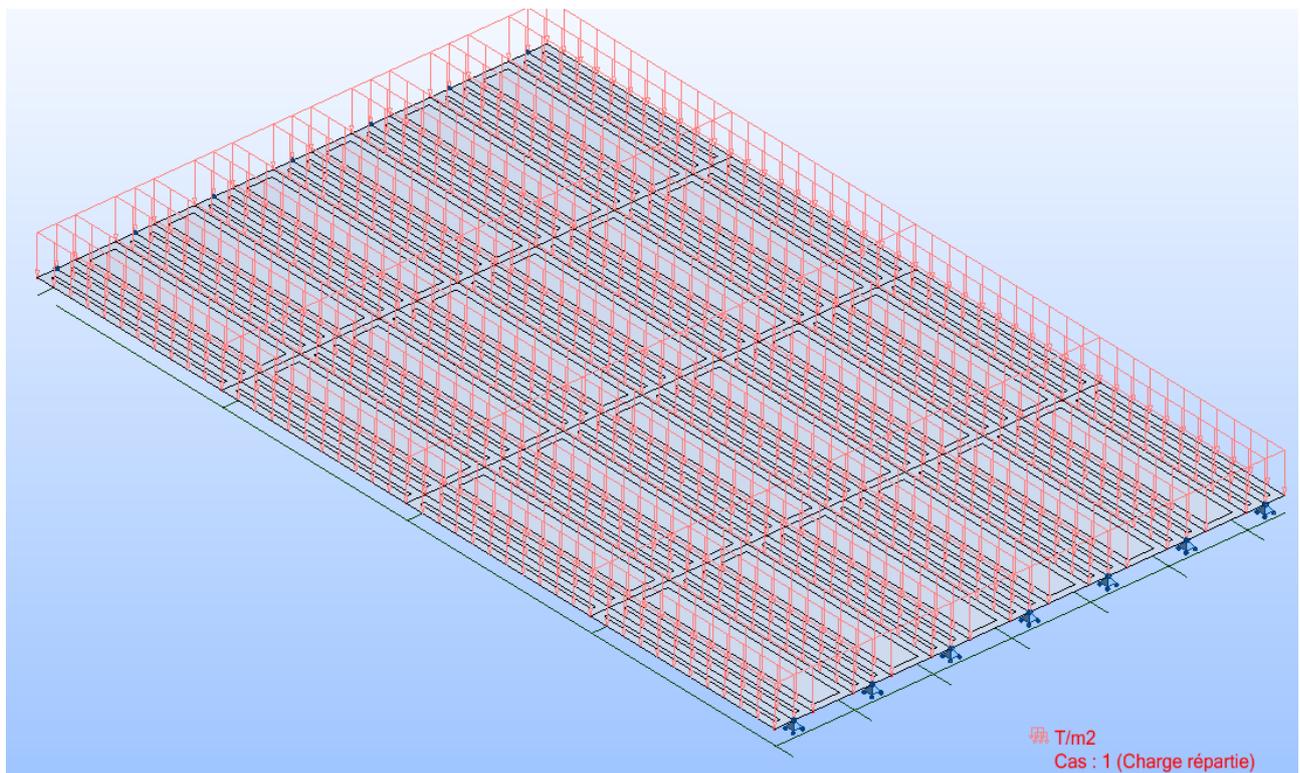
Nous allons comparer l'effet de chargements identiques, sur les deux modèles.

Pour ce faire, nous allons considérer des cas de charges arbitraires :

- charge répartie sur l'ensemble du hourdis (équivalent à des charges apportées par des superstructures ou aux charges du système A du fascicule 61 titre II).
- charges ponctuelles, ou système de charges ponctuelles (correspondant à des charges concentrées, rapprochement des systèmes de charges du système B, du fascicule 61 titre II).

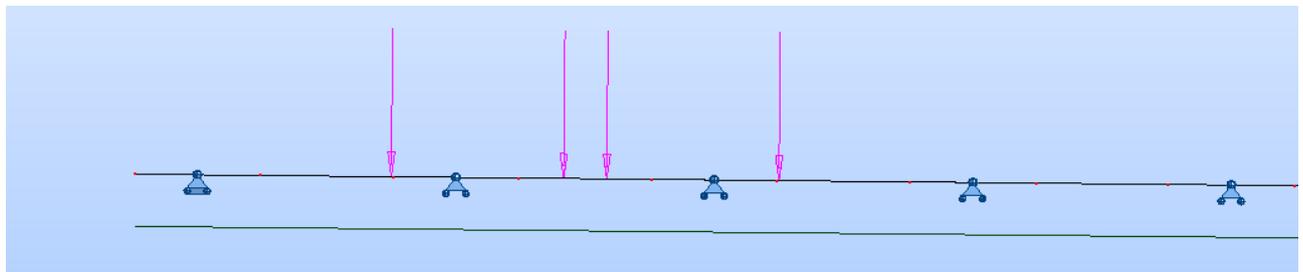
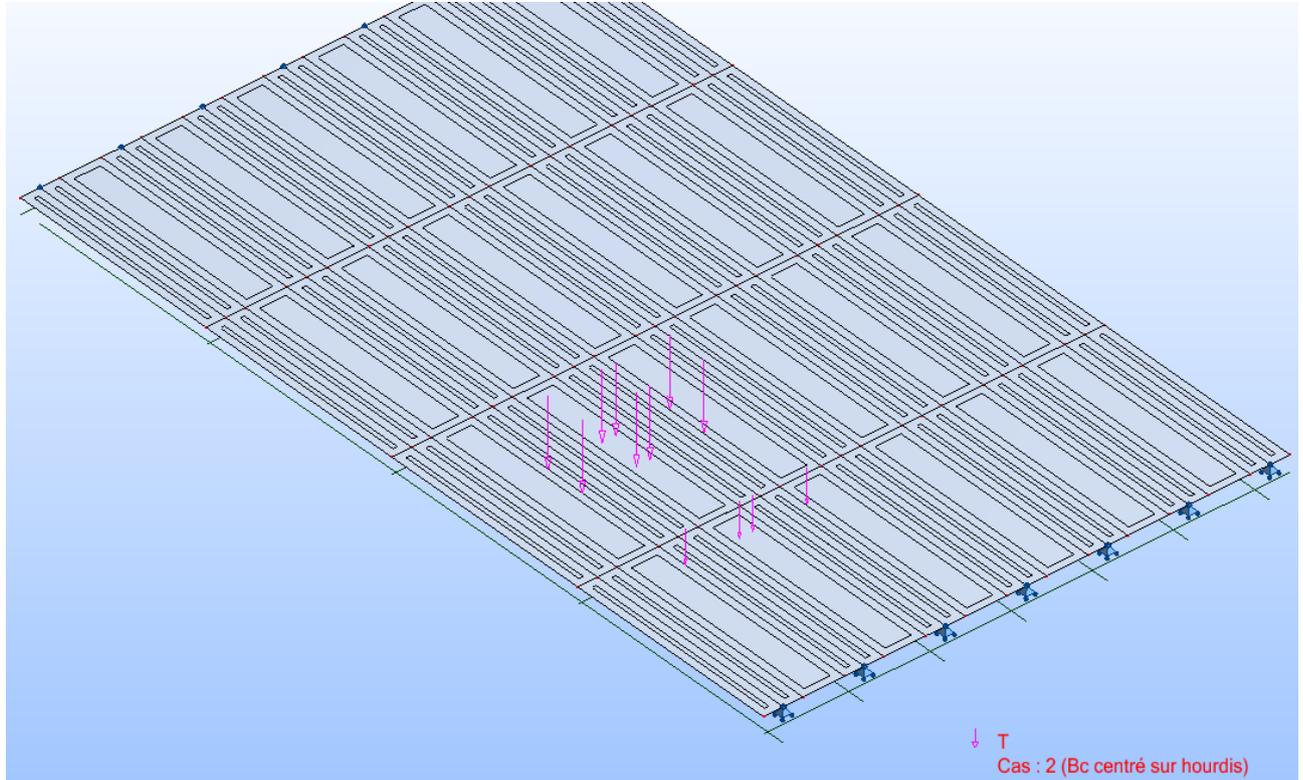
2.4.2. Charge répartie

On considèrera une charge répartie de 1 t/m^2 (valeur de l'ordre de grandeur de A(1)).



2.4.3. Système Bc

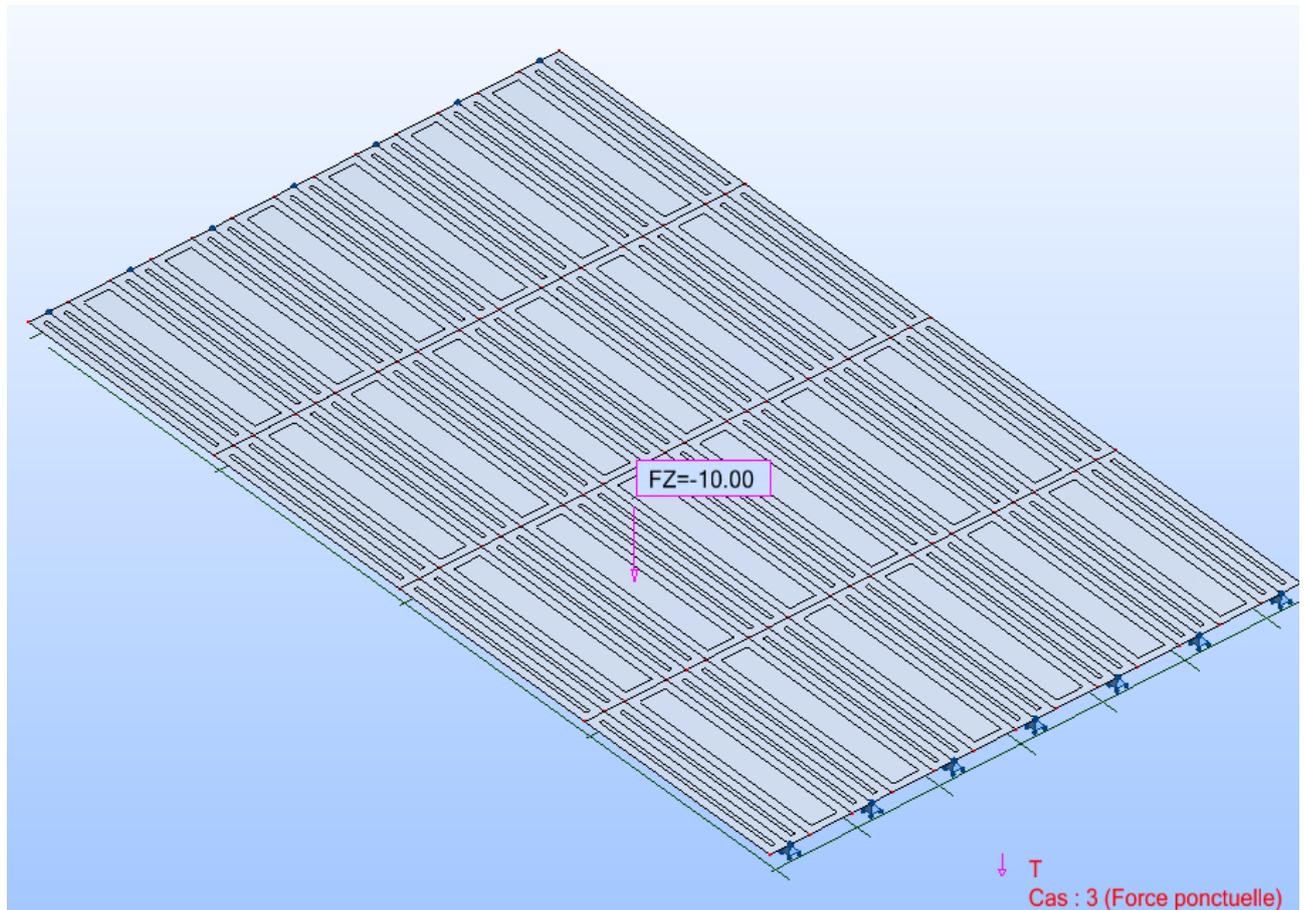
On considèrera deux camions Bc, disposés de front de manière à obtenir un moment maximum dans le hourdis (résultante des essieux arrières centré sur la plaque).



Remarque : on ne charge pas le hourdis central (présence d'une DBA).

2.4.4. Force ponctuelle

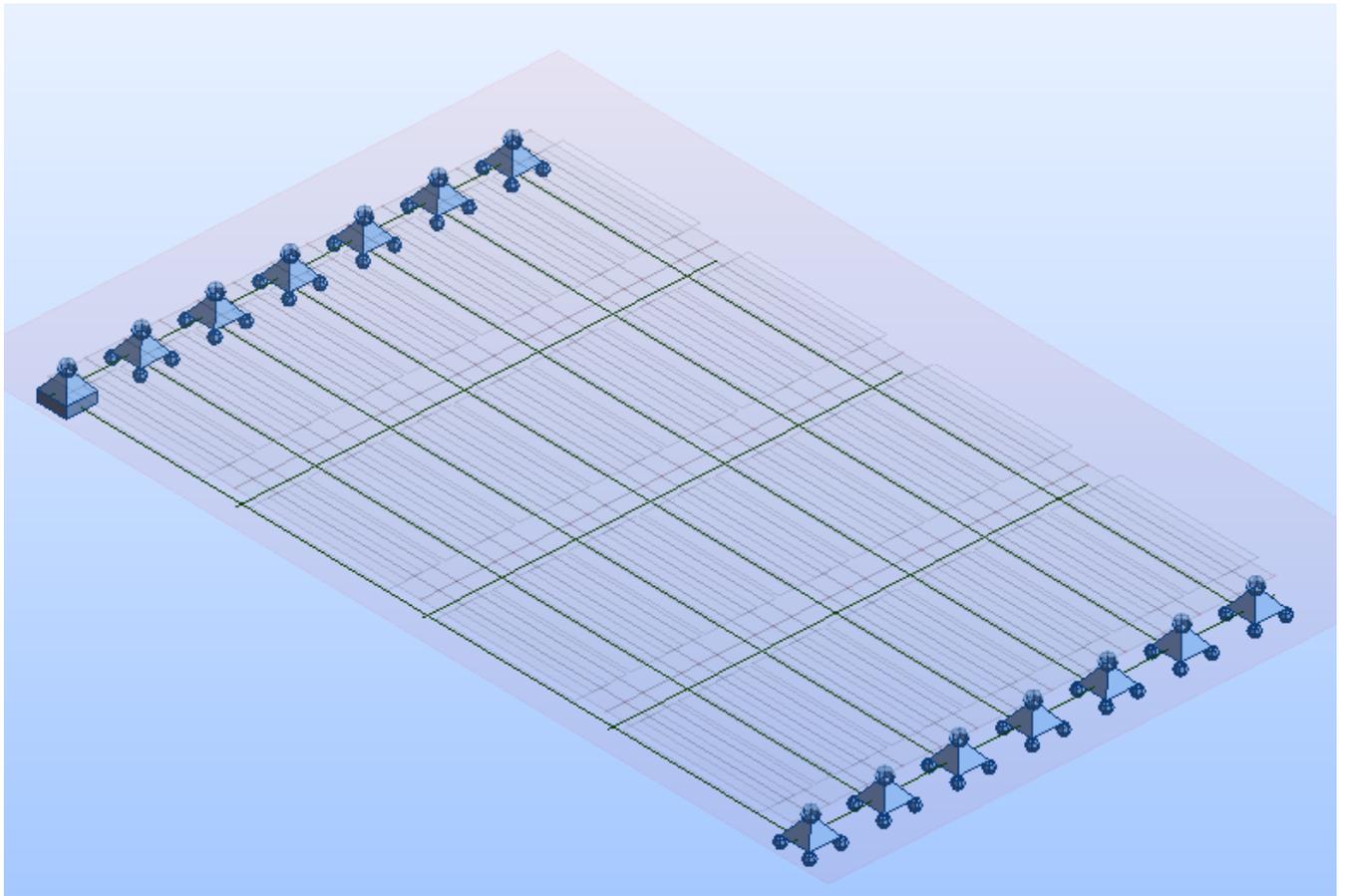
On considère une force ponctuelle de 10 t (équivalent à la roue Br) centré sur la plaque.



2.5. CONDITIONS D'APPUIS

Valables pour les deux modèles : un appui simple sous chaque poutre (sauf pour une poutre → rotule).

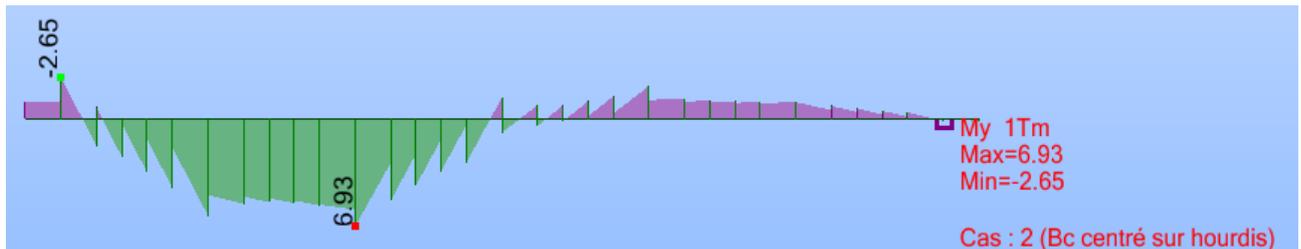
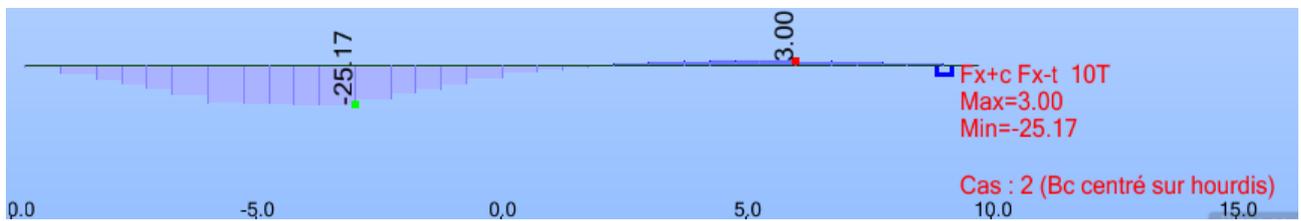
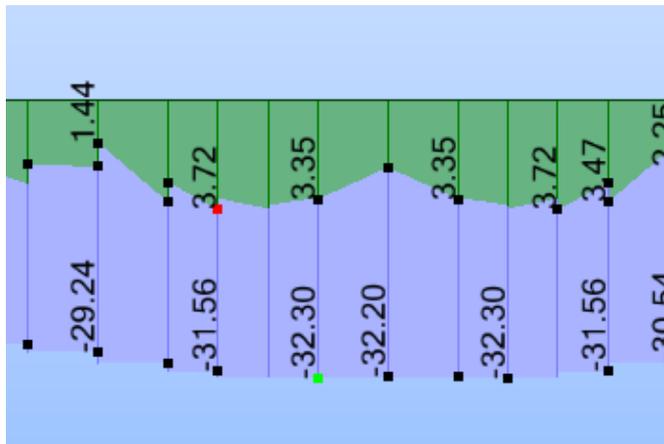
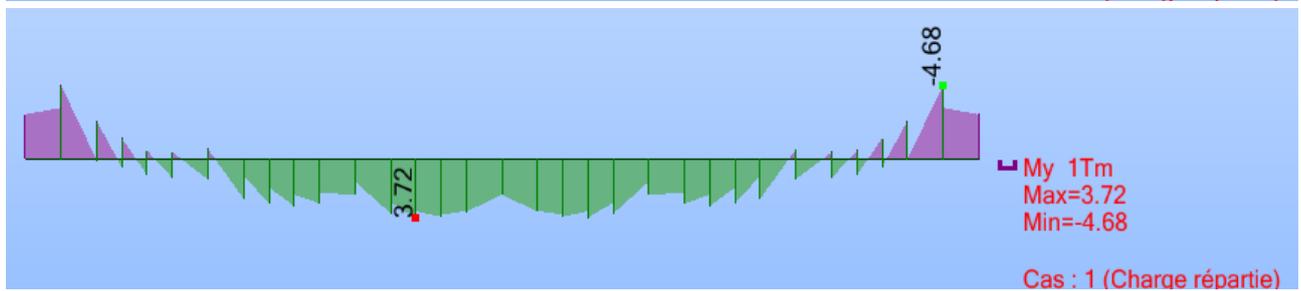
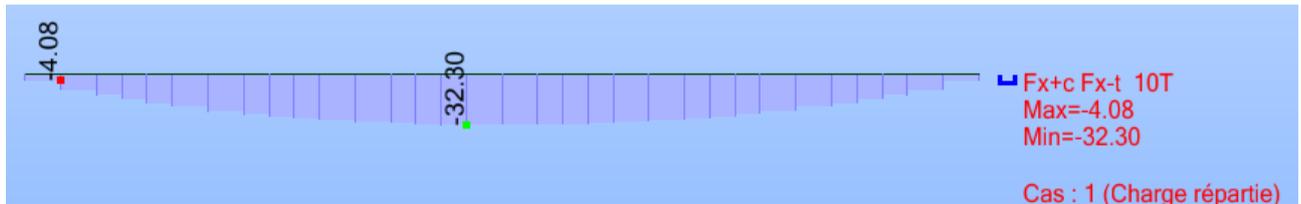
Nom de l'appui	Liste de noeuds	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Appui simple	2A17P3 318A336P3	libre	libre	bloqué	libre	libre	libre
Rotule	20	bloqué	bloqué	bloqué	libre	libre	libre

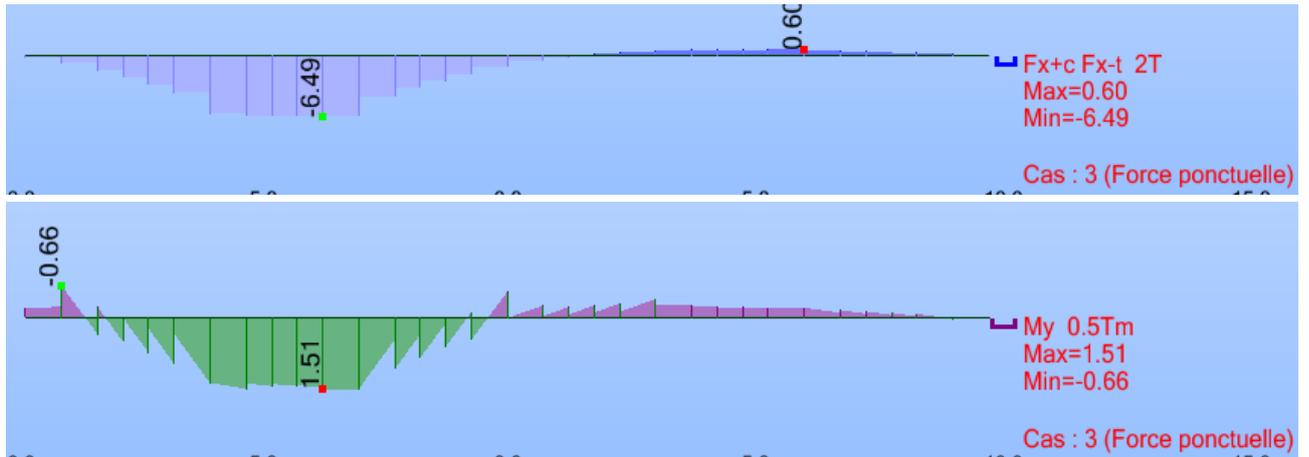


3. RESULTATS

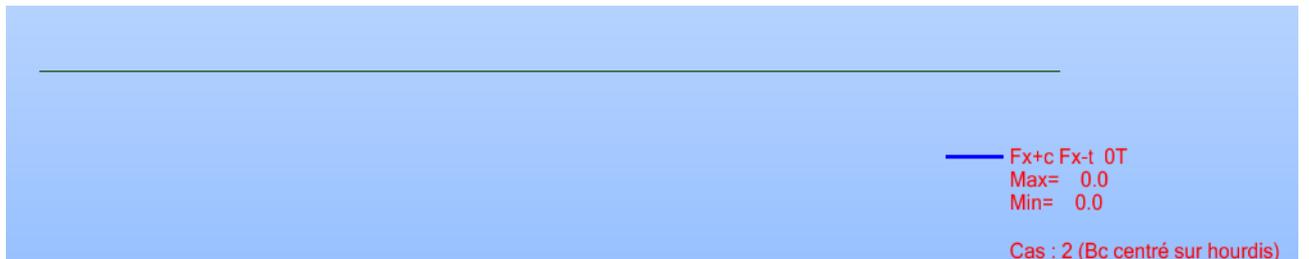
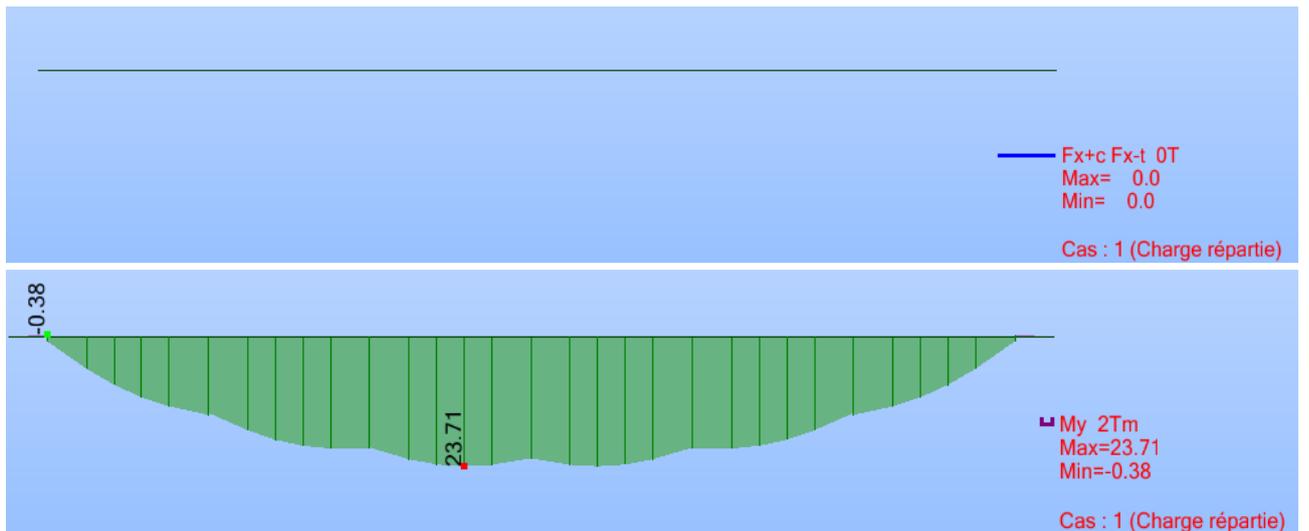
3.1. ENTRETOISE CENTRALE

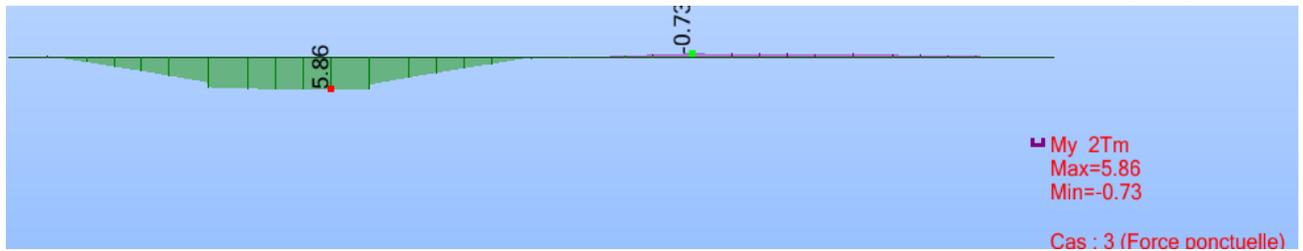
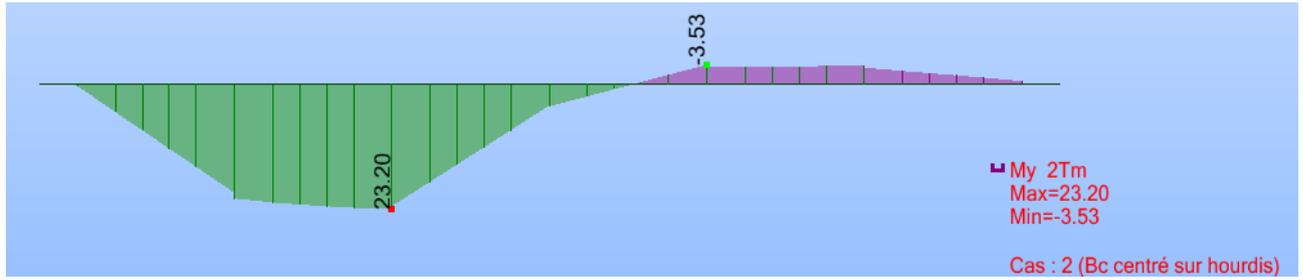
3.1.1. MODELE N°1





3.1.2. MODELE N°2

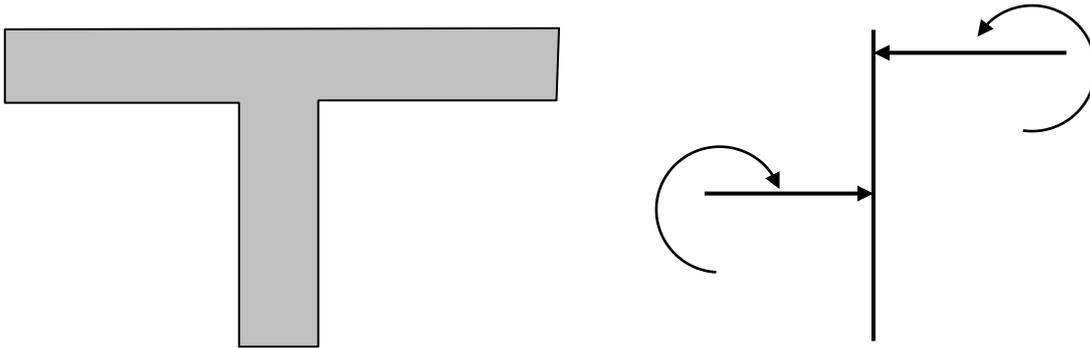




3.1.3. BILAN ENTRETOISES

Les résultats fournis par le modèle n°1 ne sont pas directement exploitables : les sollicitations concernent uniquement la retombée (effort normal + moment). Il est nécessaire de recombinaison ces sollicitations avec celles du hourdis qui correspondent aux sollicitations de la table de compression de l'entretoise (effort normal et moment).

Recomposition des efforts dans l'entretoise :



Hypothèses :

l'effort normal de la table de compression équilibre celui présent dans la retombée.

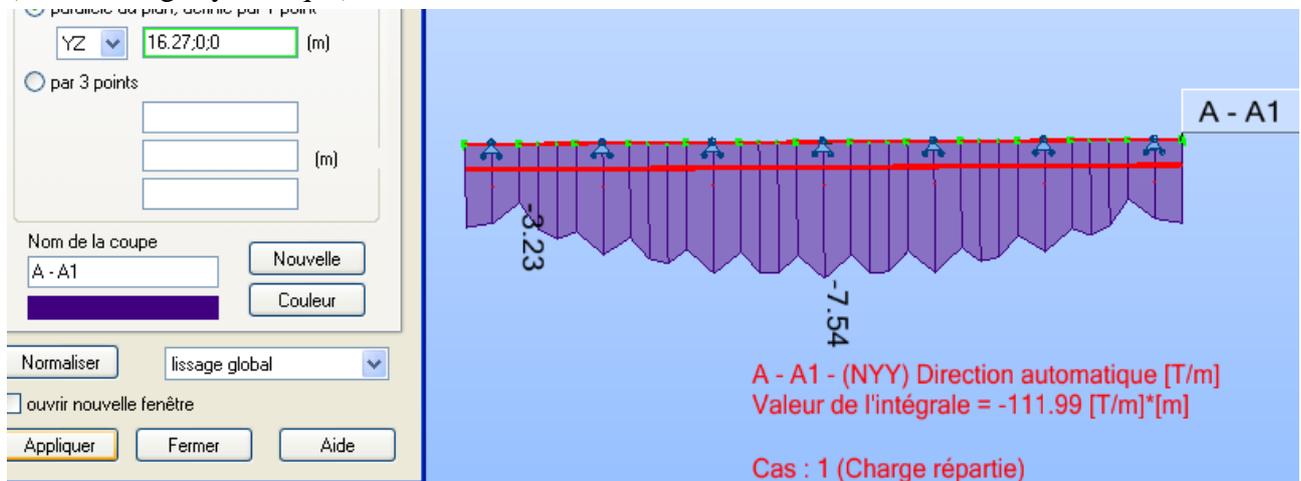
le moment présent dans le hourdis est négligeable devant le moment de la retombée (effet global).

$$M_{\text{Total}} = N \cdot e + M_{\text{retombée}}$$

A titre indicatif, on évaluera la largeur de hourdis nécessaire pour équilibrer l'effort normal sous un cas de charge de type A(l).

Cas 1 (Charge répartie)

(cas de charge symétrique)



paramètre du plan, défini par 1 point
 YZ (m)

par 3 points
 (m)

(m)

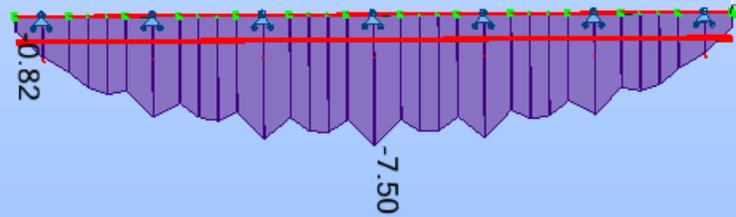
(m)

Nom de la coupe
 Nouvelle
 Couleur

Normaliser

ouvrir nouvelle fenêtre

Appliquer Fermer Aide



A - A1 - (NYY) Direction automatique [T/m]
 Valeur de l'intégrale = -99.63 [T/m]*[m]

Cas : 1 (Charge répartie)

paramètre du plan, défini par 1 point
 YZ (m)

par 3 points
 (m)

(m)

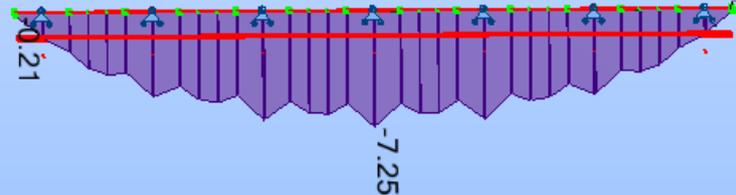
(m)

Nom de la coupe
 Nouvelle
 Couleur

Normaliser

ouvrir nouvelle fenêtre

Appliquer Fermer Aide



A - A1 - (NYY) Direction automatique [T/m]
 Valeur de l'intégrale = -91.25 [T/m]*[m]

Cas : 1 (Charge répartie)

paramètre du plan, défini par 1 point
 YZ (m)

par 3 points
 (m)

(m)

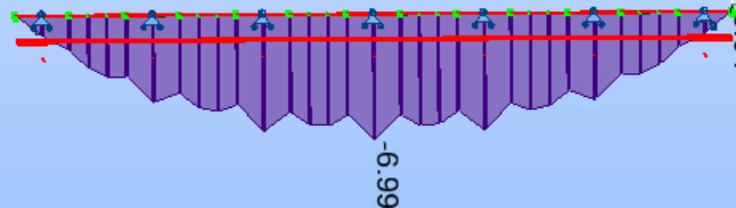
(m)

Nom de la coupe
 Nouvelle
 Couleur

Normaliser

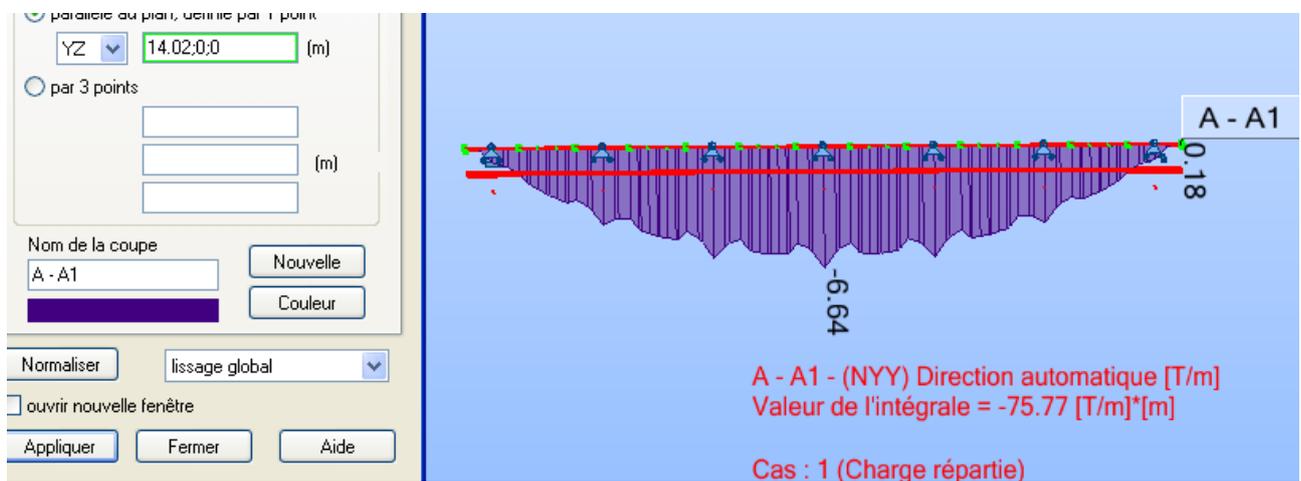
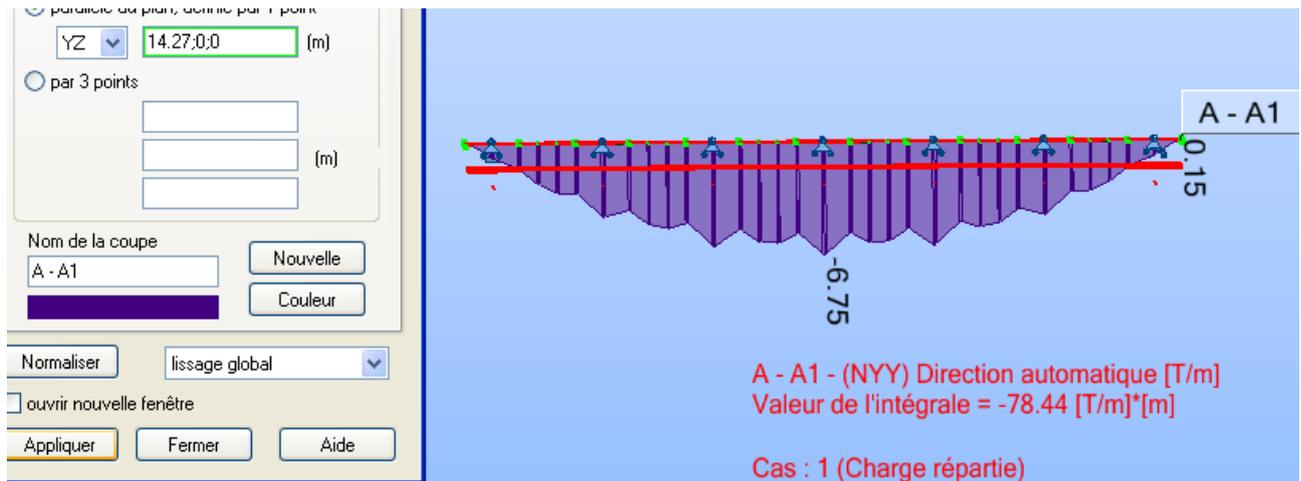
ouvrir nouvelle fenêtre

Appliquer Fermer Aide



A - A1 - (NYY) Direction automatique [T/m]
 Valeur de l'intégrale = -84.25 [T/m]*[m]

Cas : 1 (Charge répartie)



On étudie plusieurs coupe et on intègre l'effort normal. L'intégration est réalisée par la méthode des trapèzes.

X coupe	NYY max	N total
16.27	7.54	3.8
15.77	7.5	3.7
15.27	7.25	3.6
14.77	6.99	3.4
14.27	6.75	1.7
14.02	6.64	
Total		32.2 / 2

L'intégration de l'effort normal sur les coupes étudiées ci-dessus permet d'équilibrer l'effort normal existant dans la retombée de l'entretoise.

La largeur « réelle » de hourdis nécessaire est de : $(16,27 - 14,02) \times 2 = 4,50$ m.

Soit une largeur de hourdis participante de 4,50 m (au lieu de 3,85 préconisé par le dossier type).

La largeur participante prescrite par le dossier type du VIPP est proche de celle mise en évidence dans le cas présent : la géométrie de la table de compression de l'entretoise (poutre en Té) est validée.

	N (t)	e (m)	M retombée (t.m)	M modèle 1	M modèle 2	écart %
Charge répartie	-32.30	-0.69	3.35	25.64	23.71	8.1%
Bc	-25.17	-0.69	6.93	24.30	23.20	4.7%
Charge ponctuelle	-6.49	-0.69	1.51	5.99	5.86	2.2%

L'écart visible provient de l'approximation effectuée quant à la largeur de table de compression à considérer. La cartographie en page suivante présente les variations de l'état de compression dans le hourdis : la largeur participante est variable : croissante du bord vers le centre. Cet écart demeure faible et permet ainsi de valider les deux modèles.

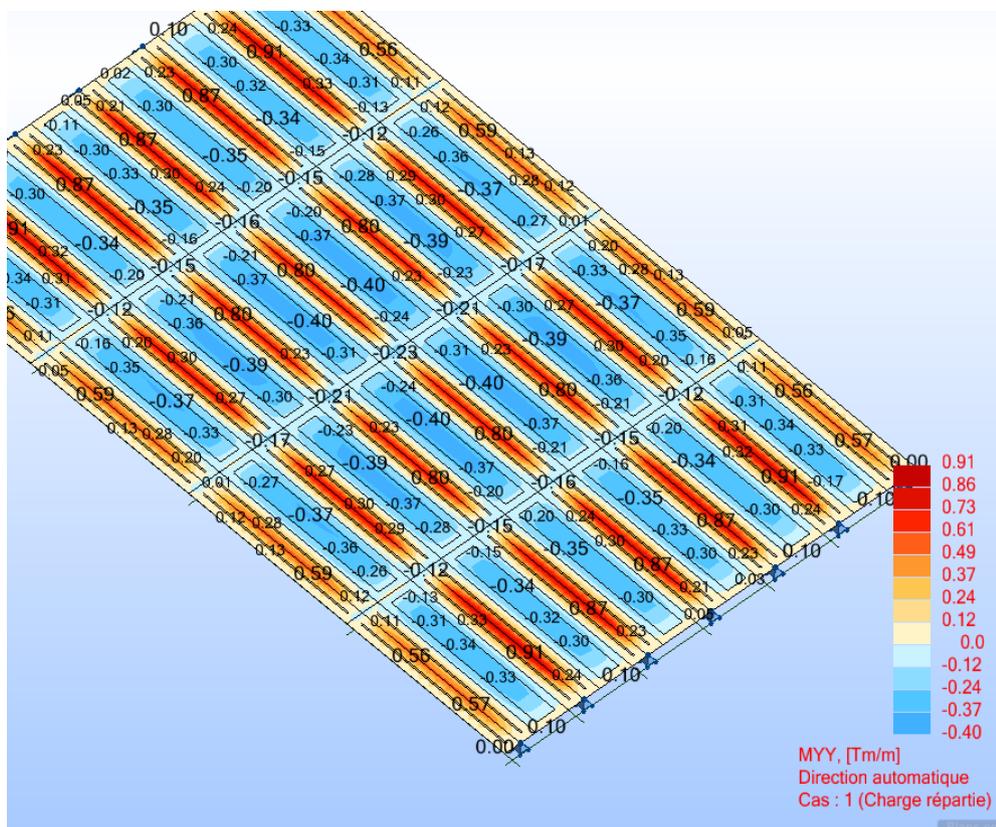
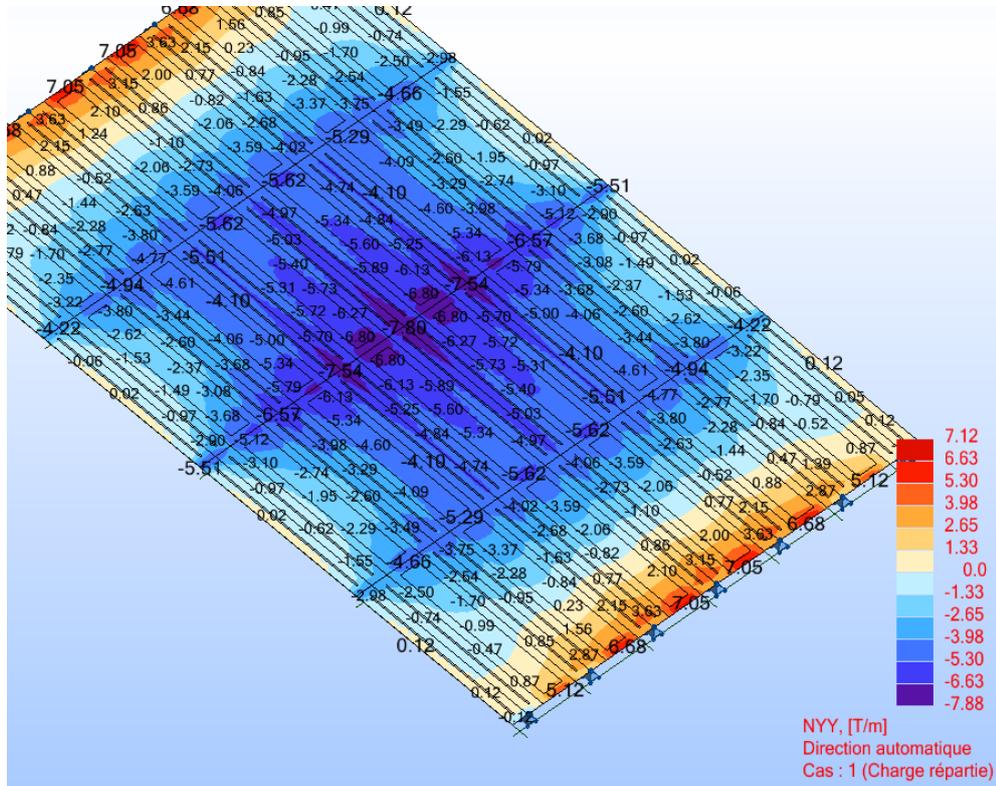
Le modèle qui considère les excentremets fournit, après recombinaison des efforts, des moments très proches dans les entretoises de ceux fournis par le modèle ne considérant pas les excentremets.

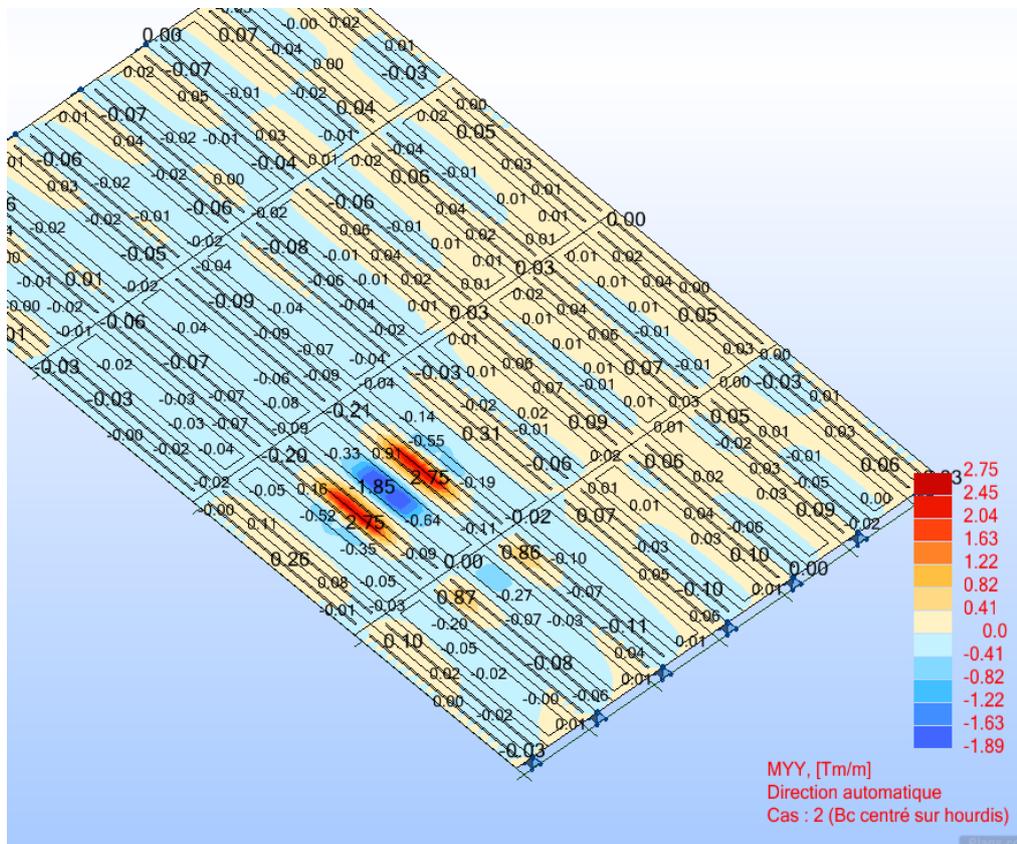
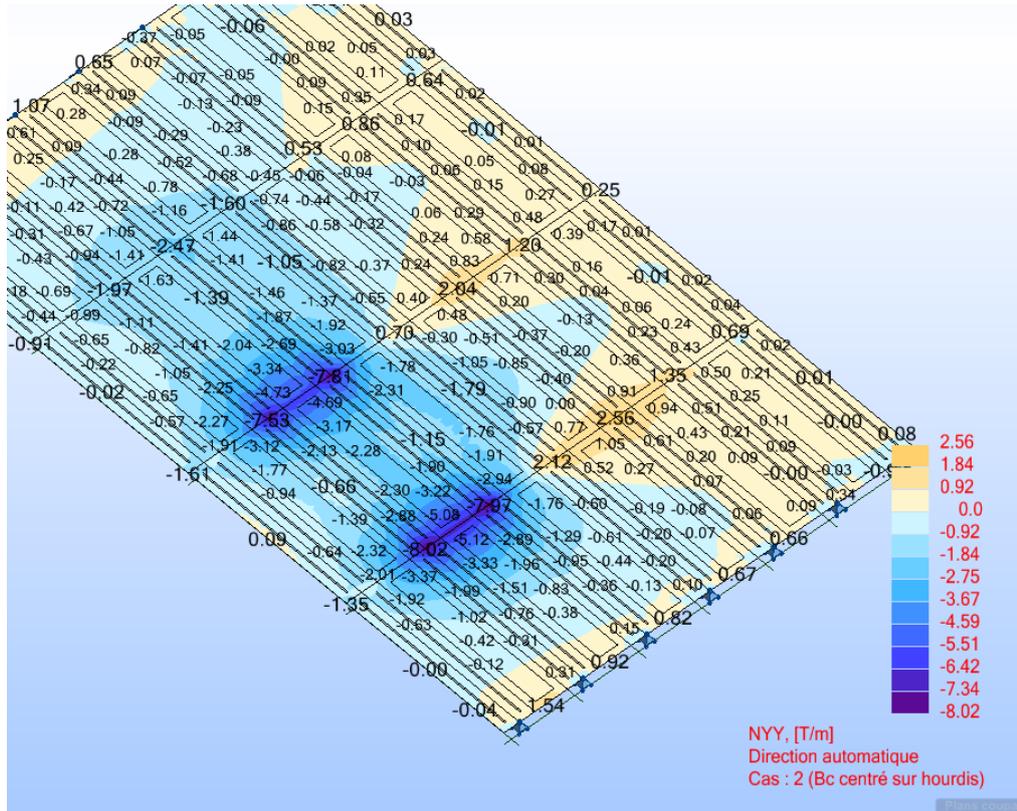
La complexification du modèle ne semble pas apporter de précision ou d'avantage visible par rapport à un modèle plus simple, ramené dans le plan moyen du hourdis.

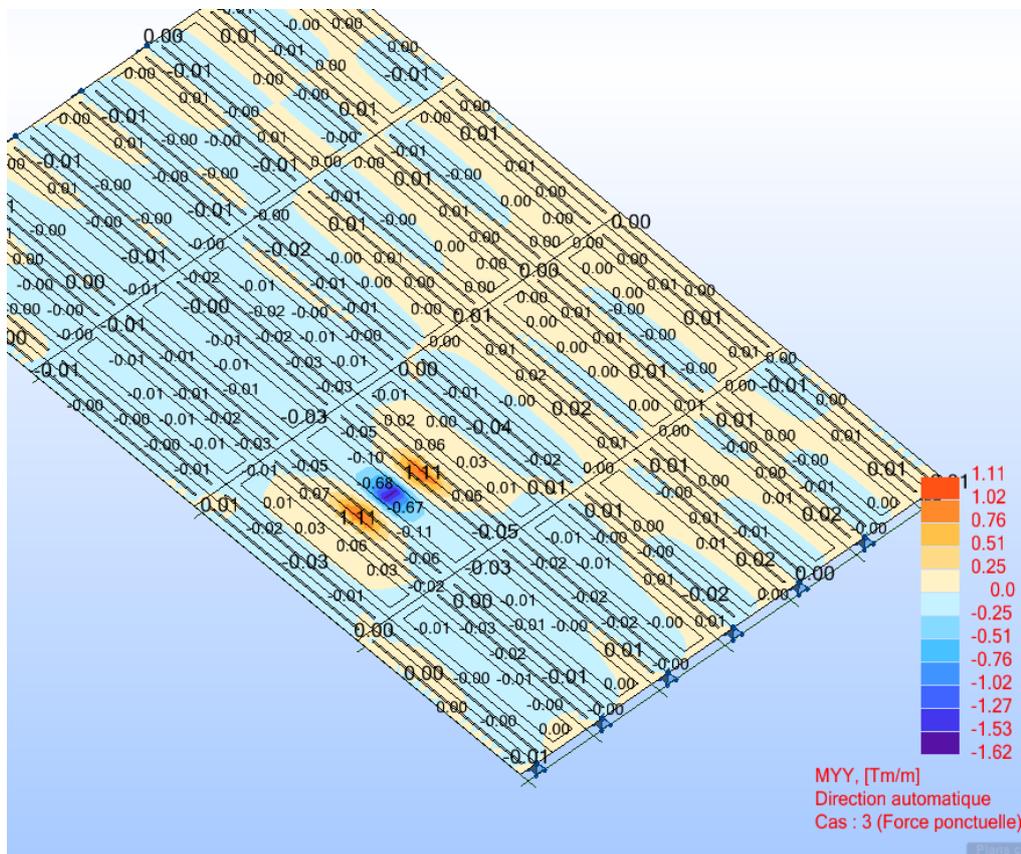
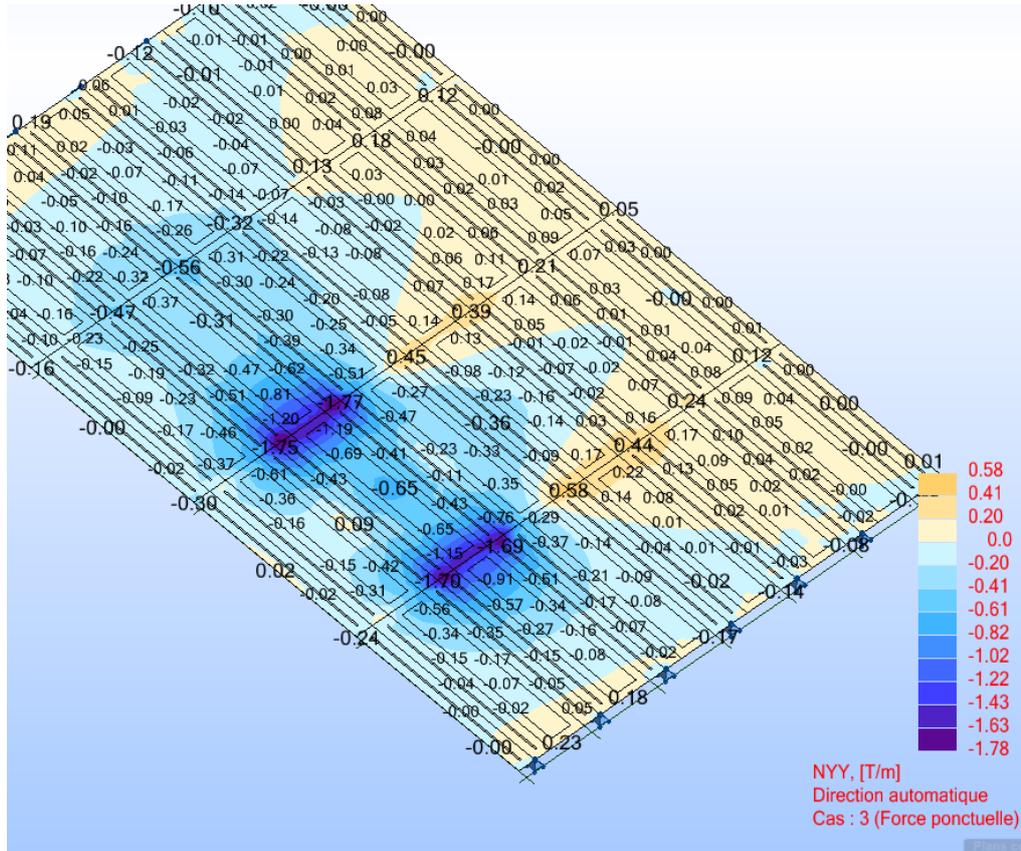
Nous préconisons de retenir une modélisation similaire au modèle n°2 présenté dans cette note.

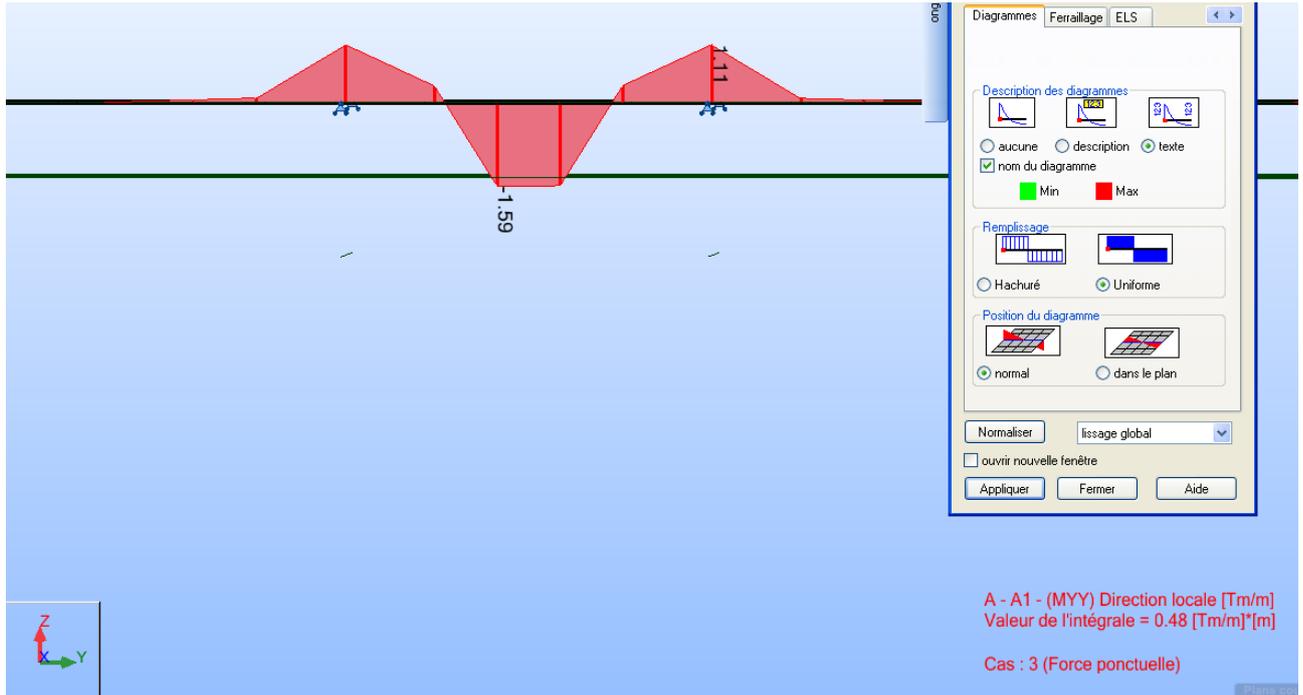
3.2. HOURDIS

3.2.1. MODELE N°1

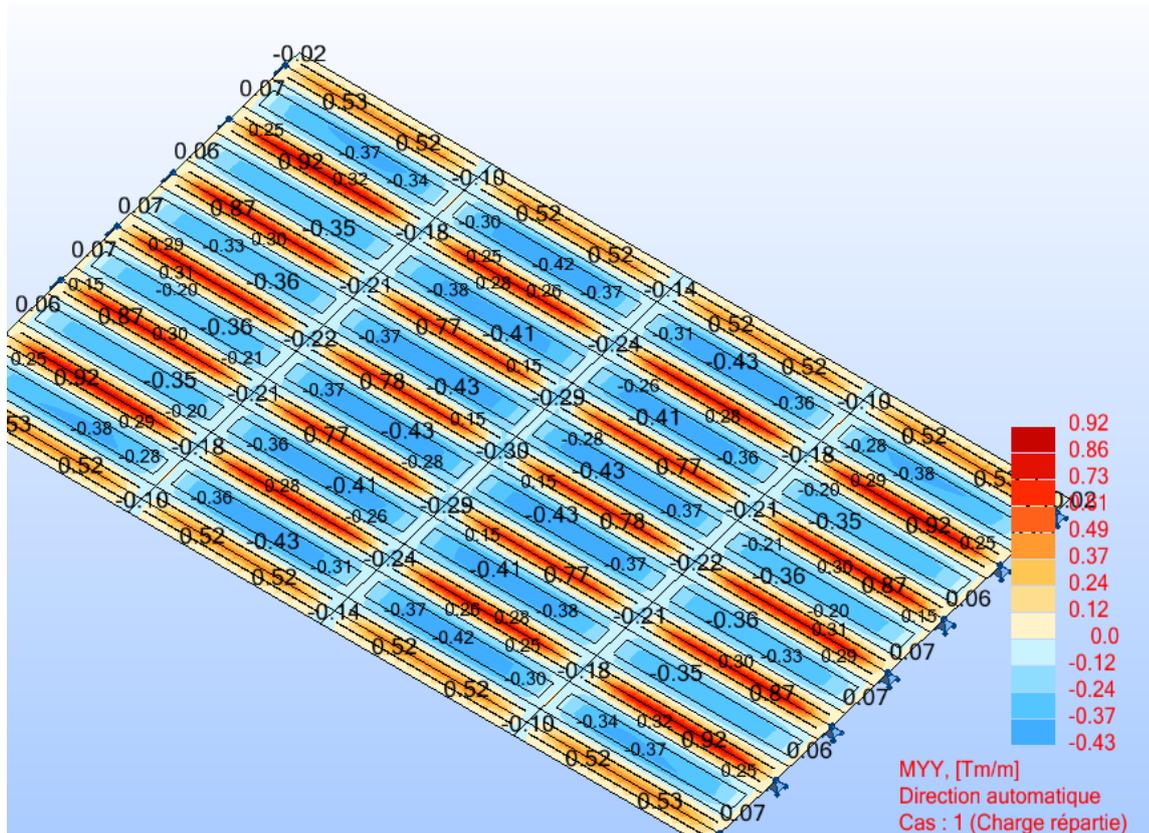
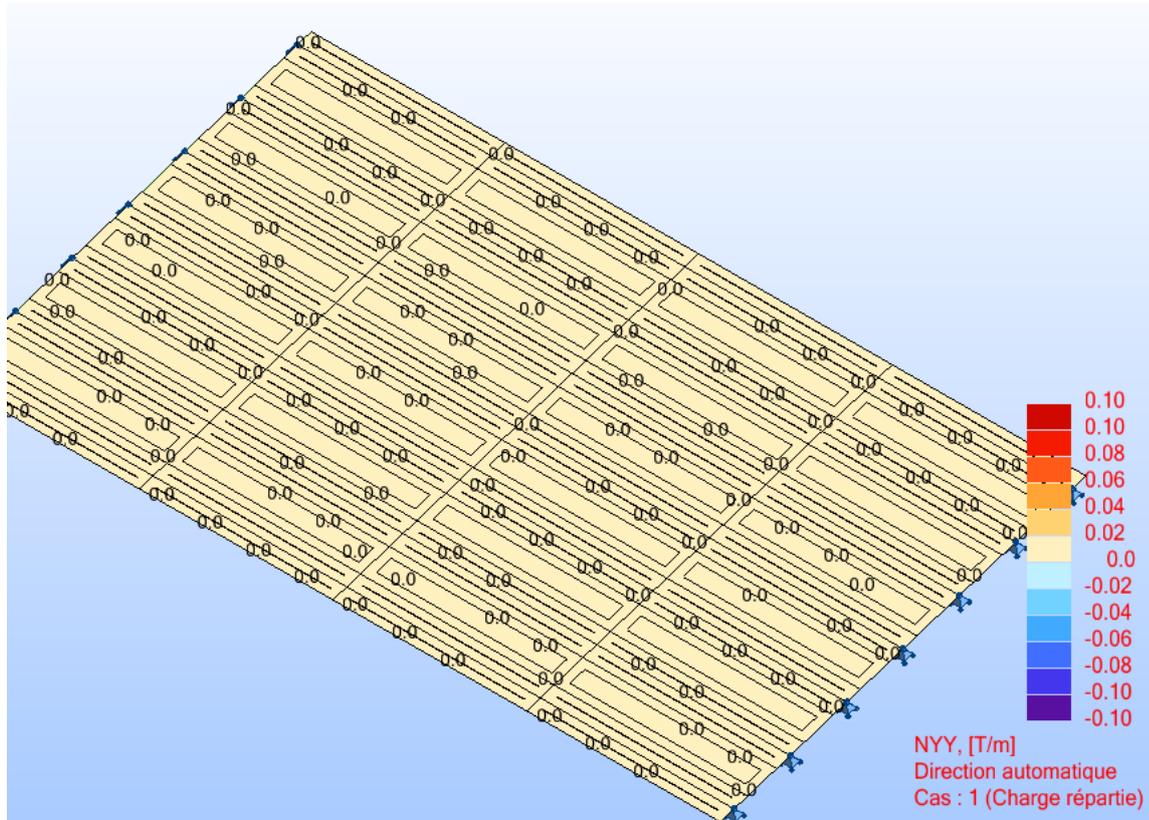


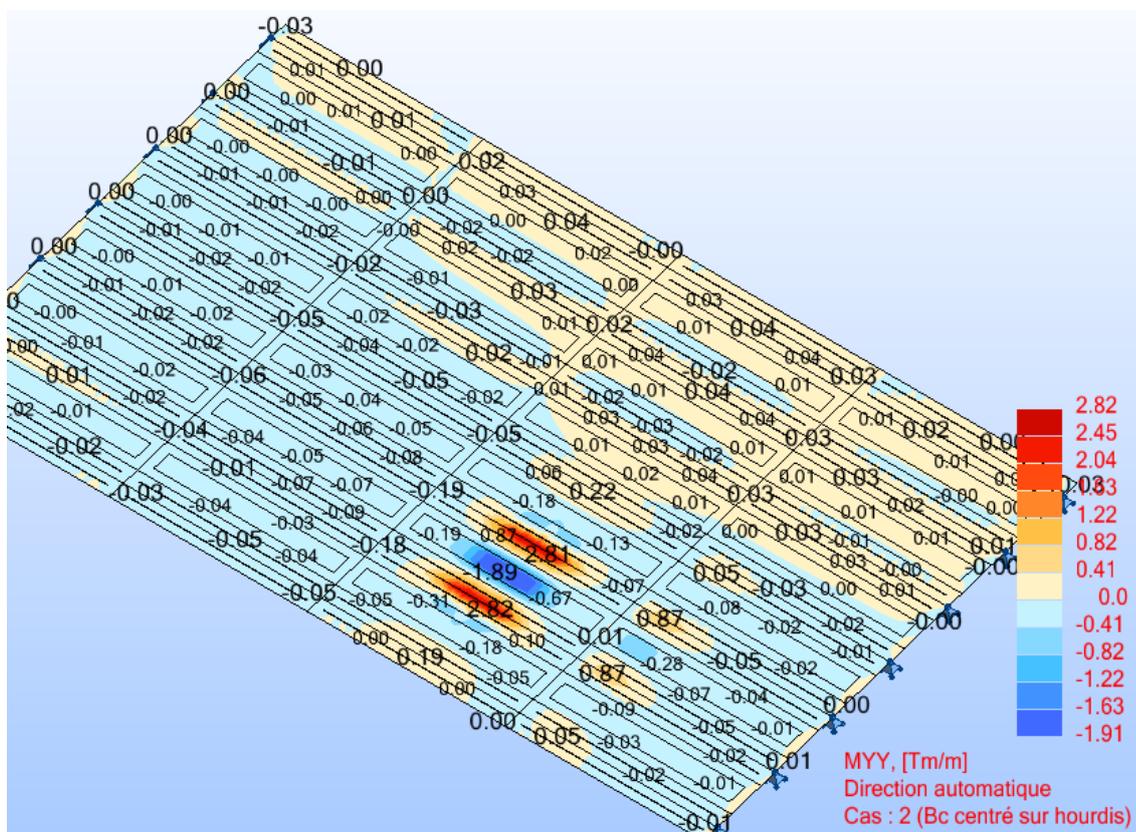
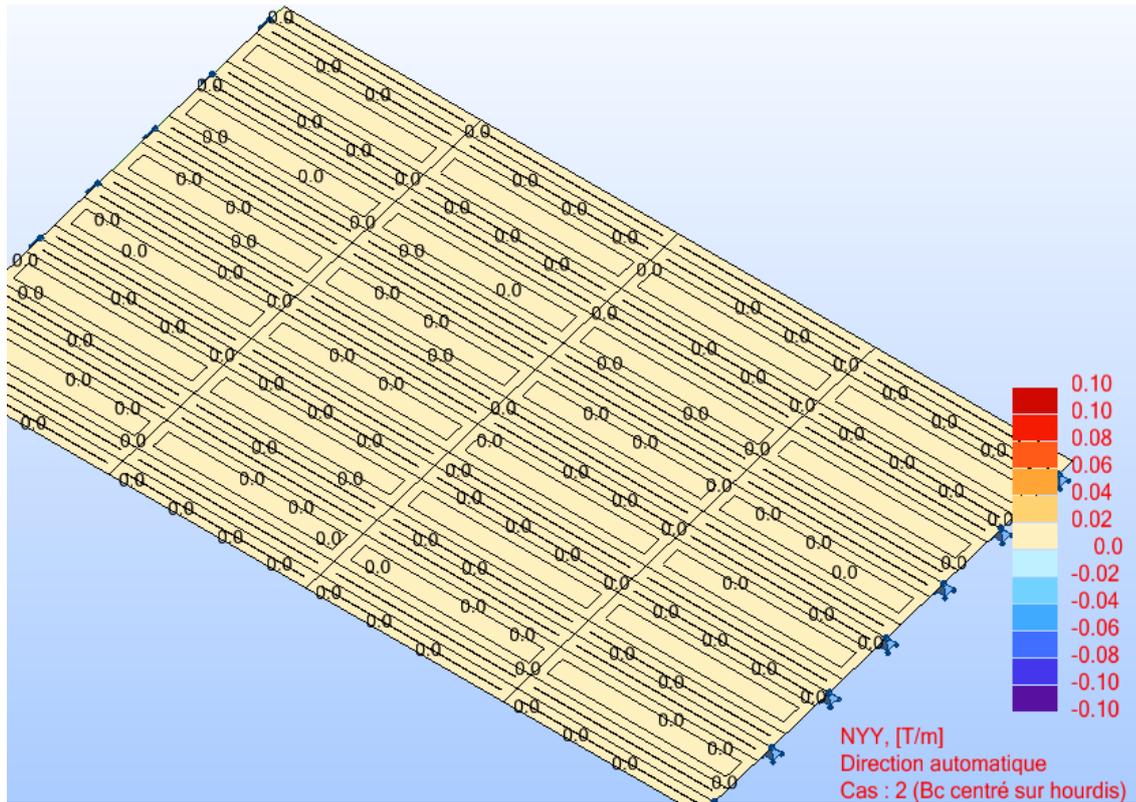


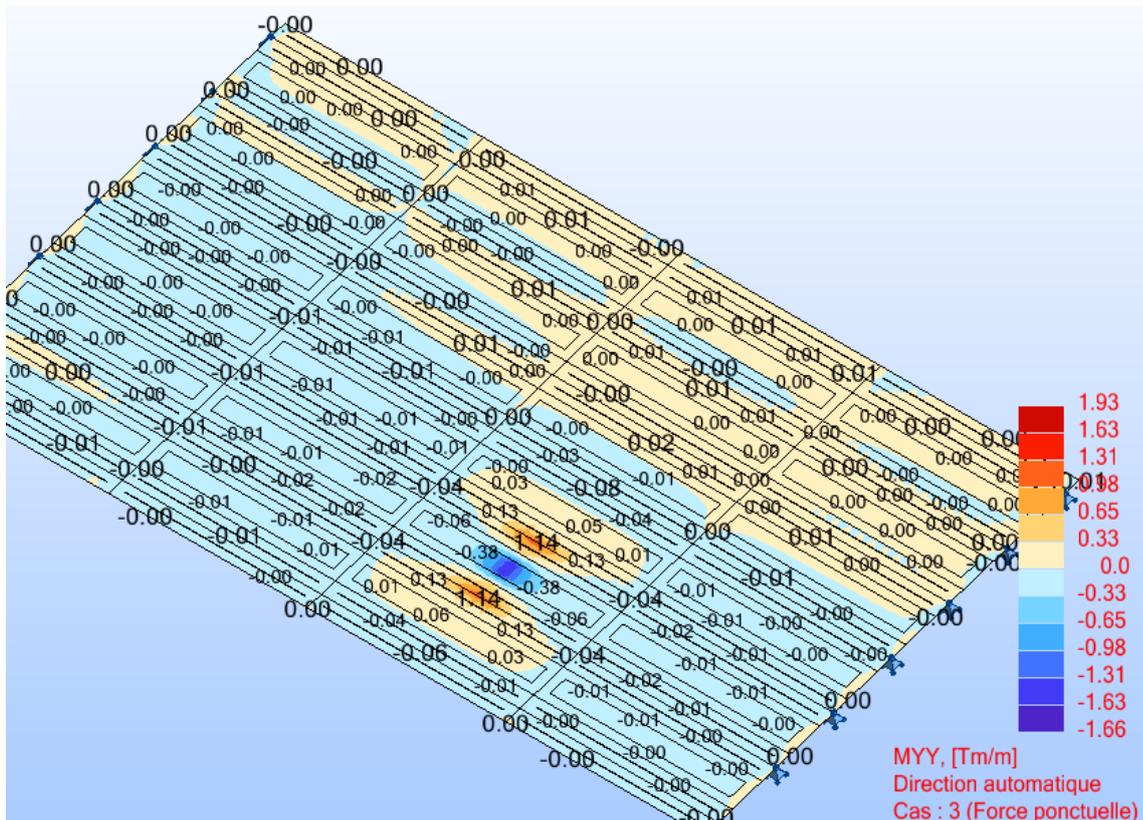
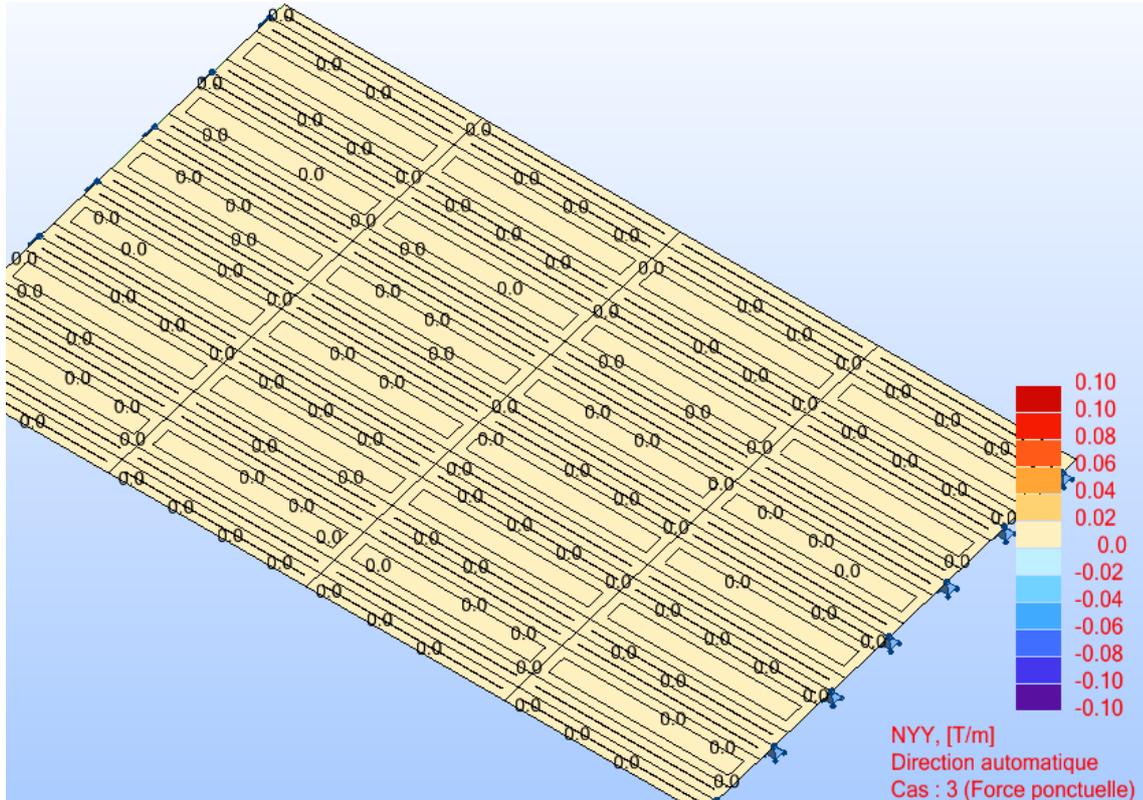


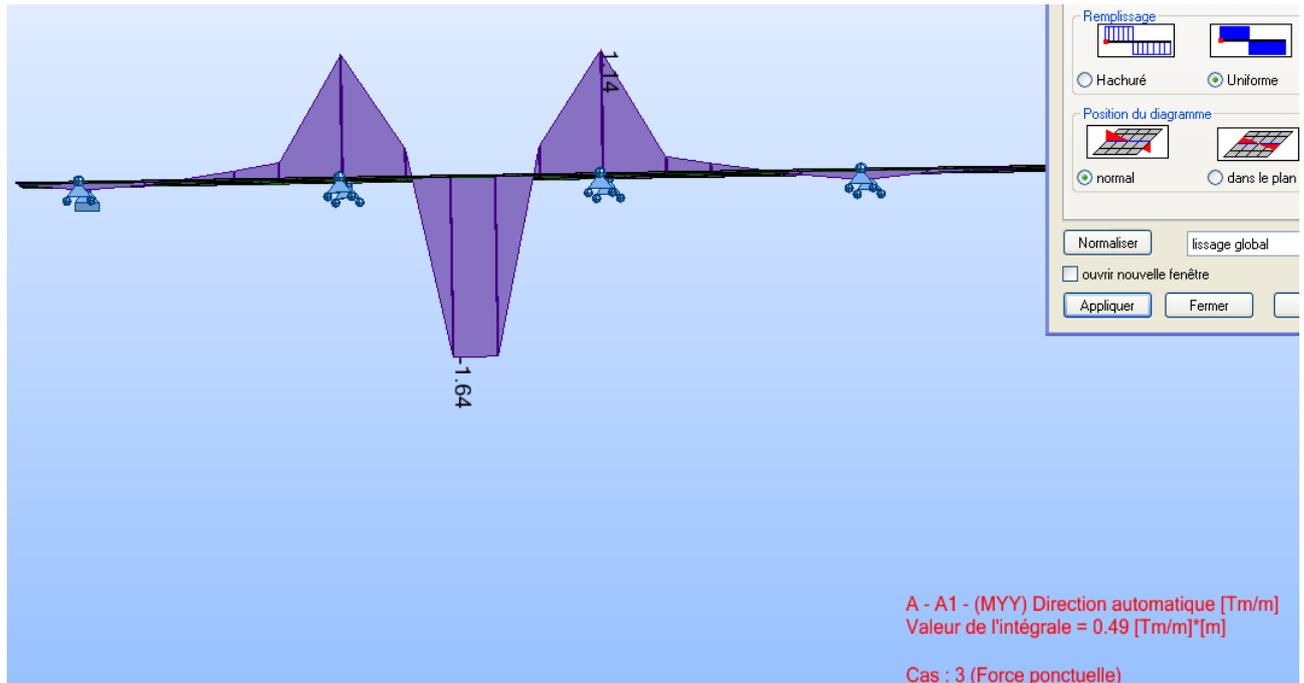


3.2.2. MODELE N°2









3.2.3. BILAN HOURDIS

	Modèle 1		Modèle 2	
	MYY max (t.m/ml)	MYY min (t.m/ml)	MYY max (t.m/ml)	MYY min (t.m/ml)
Cas n°1 - Charge répartie	0.91	-0.40	0.92	-0.43
Cas n°2 - Système Bc	2.75	-1.89	2.82	-1.91
Cas n°3 - Force ponctuelle	1.11	-1.59	1.14	-1.64

Le modèle n° 2, qui ne considère pas d'excentremets, fournit des moments très proches dans les hourdis (à 3% près) de ceux du modèle considérant les excentremets.

La complexification du modèle ne semble ni apporter de précision, ni d'avantage visible par rapport à un modèle plus simple, ramené dans le plan moyen du hourdis

Nous préconisons de retenir une modélisation similaire au modèle n°2 présenté dans cette note.

4. CONCLUSION

Un modèle avec poutres et entretoises excentrées ne fournit pas de résultats directement exploitables pour l'étude des poutres et des entretoises, contrairement à un modèle ramené au plan moyen du hourdis.

Les deux modèles fournissent des résultats similaires en ce qui concerne les sollicitations de flexion du hourdis.

Nous retenons une modélisation similaire au modèle n°2 présenté dans cette note, modèle qui permet d'obtenir des résultats cohérents et directement exploitable pour l'objet de cet étude.

NB : il appartient au praticien de vérifier que l'approche présentée dans cette note est ou non applicable à son projet particulier.

5. ANNEXE – INFLUENCE DE L'INERTIE DE TORSION DES POUTRES

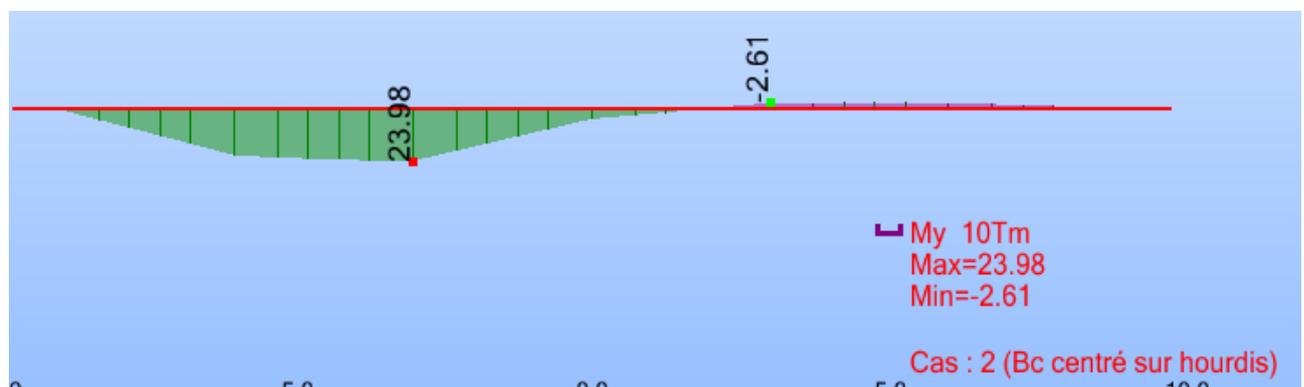
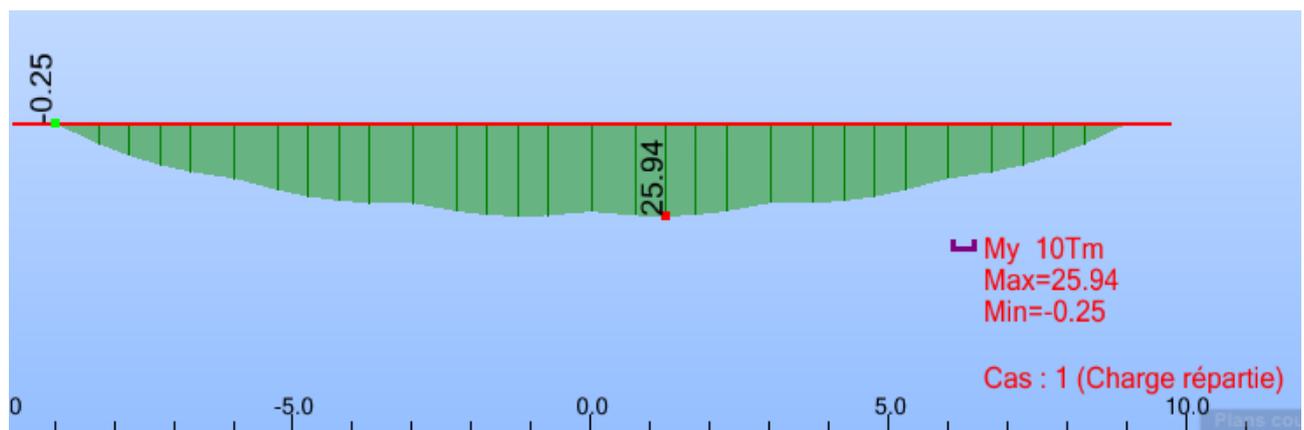
Pour le modèle retenu, nous avons considéré pour les poutres leur inertie de torsion non fissurée, hypothèse non conforme aux recommandations du guide PRP 75 du SETRA.

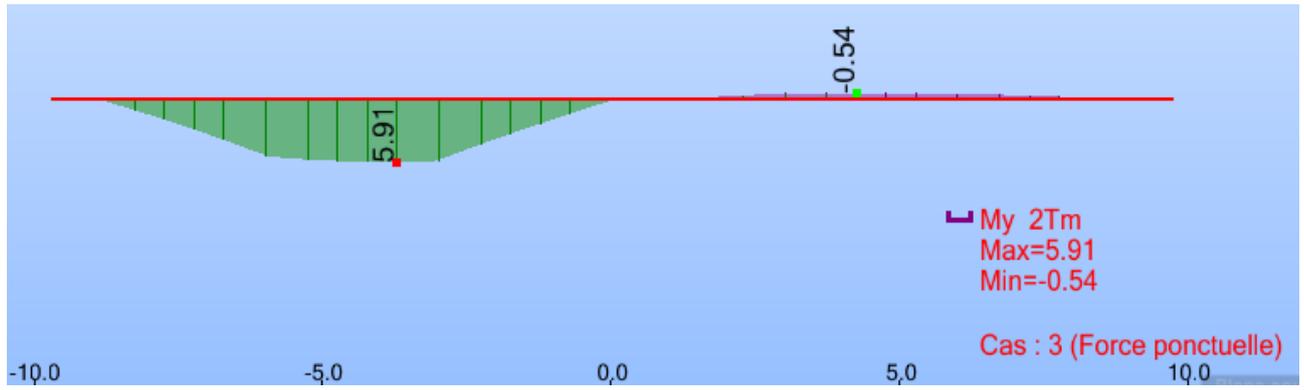
De manière à apprécier l'influence de l'inertie de torsion des poutres sur le comportement des entretoises intermédiaires et du hourdis, nous avons relancé un calcul en réduisant considérablement l'inertie de torsion (de manière à voir un effet exagéré).

Nous avons divisé par 10 la valeur de I_x retenue dans le modèle précédent.

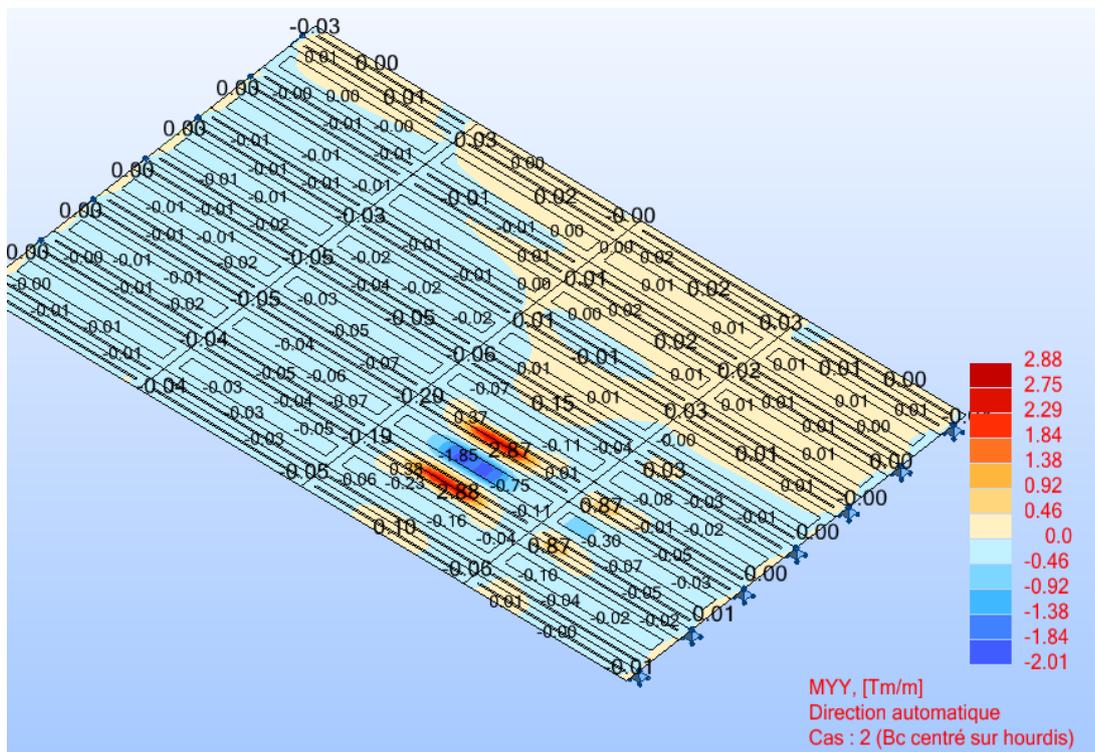
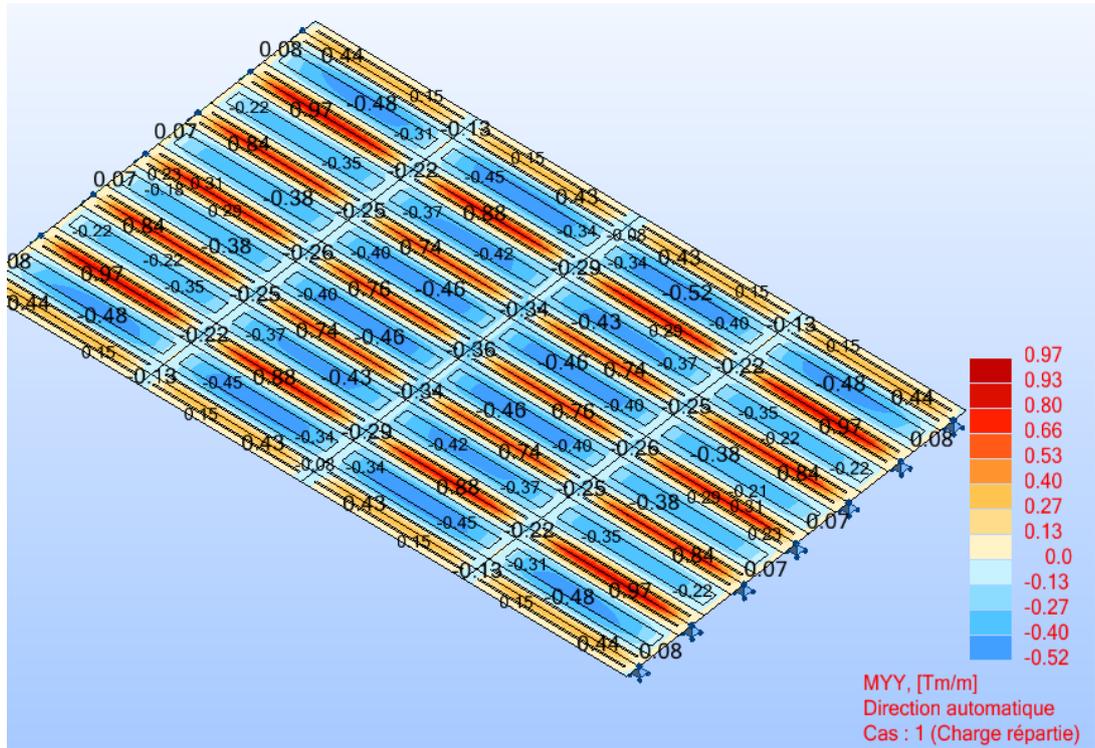
Nom de la section	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
Poutre complete Ix red	7919.000	0.0	0.0	176800.000	39175000.0	5626000.00
Entretoise complete	9210.000	6160.000	3050.000	1065241.15	13626663.2	76247687.5

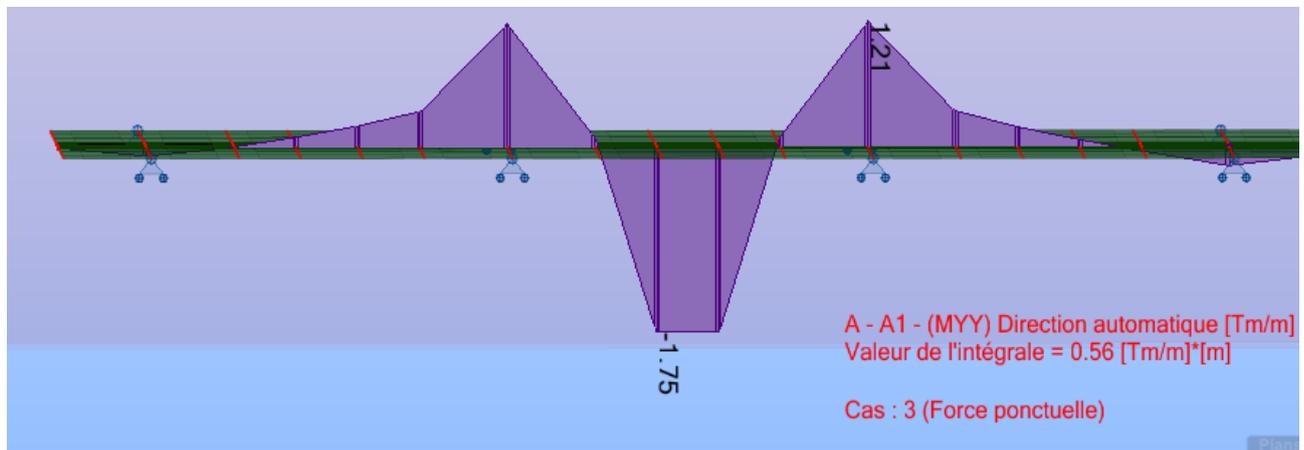
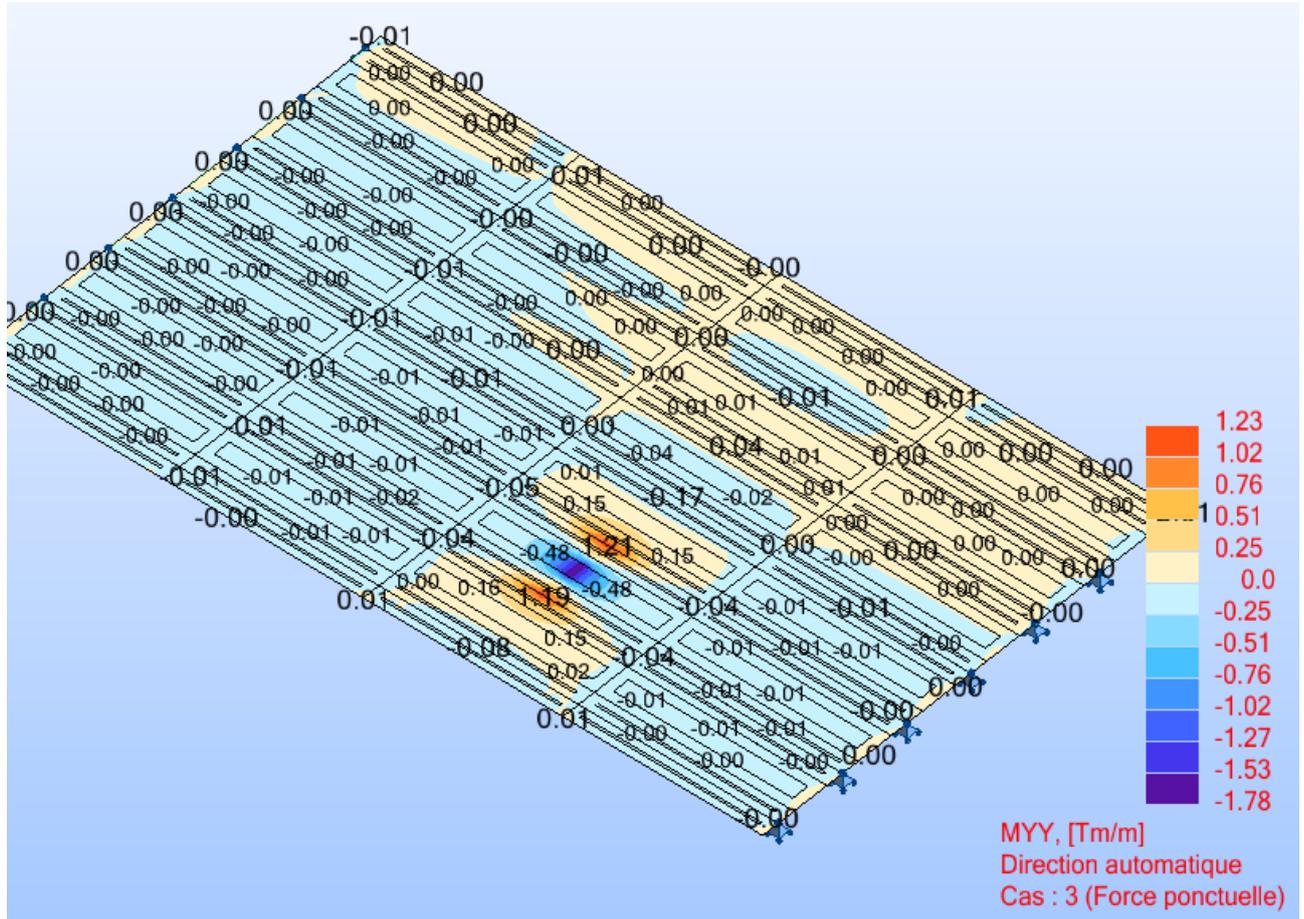
5.1. ENTRETOISES





5.2. HOURDIS





ENTRETOISES	lx réel non fissuré	lx / 10	écart
Charge répartie	23.71	25.94	9.4%
Bc	23.20	23.98	3.4%
Charge ponctuelle	5.86	5.91	0.9%

HOURDIS	lx réel non fissuré	lx / 10	écart
Charge répartie max	0.92	0.97	5.4%
Charge répartie min	-0.43	-0.52	20.9%
Bc max	2.82	2.88	2.1%
Bc min	-1.91	-2.01	5.2%
Charge ponctuelle max	1.14	1.21	6.1%
Charge ponctuelle min	-1.64	-1.75	6.7%

Les moments varient peu, relativement à l'inertie de torsion retenue.

La prise en compte de l'inertie de torsion en section fissurée devrait réduire d'environ 30% la valeur élastique, une telle réduction n'aura pas d'effets visibles sur les résultats.

Aussi, nous sommes dans la quasi-totalité des cas, en présence d'entretoises et de hourdis précontraints et donc globalement peu fissurés.

Nous proposons de conserver l'inertie de torsion déterminée par un calcul élastique en section non fissurée.

Nota : l'étude de l'influence de l'inertie de torsion exposée ci-dessus n'est valable que pour des ouvrages disposant d'entretoises intermédiaires.

Auteur: Jacques Combescure – Artès

17/06/2020

1. LE GRILL DE POUTRES

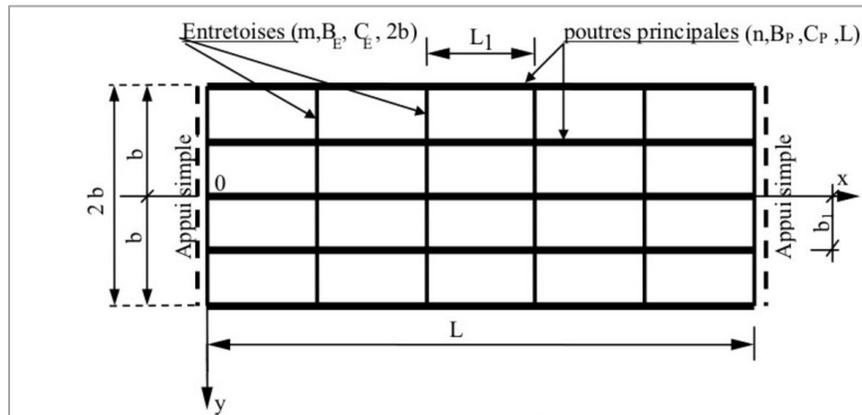
Le grill de poutres est une structure généralement horizontale constituée d'un réseau de poutres longitudinales, appelées "poutres principales", associé à un réseau de poutres transversales. La modélisation en grill de poutres permet de calculer un grand nombre de structure en génie civil, on l'utilise principalement pour les ouvrages suivants :

- le tablier de pont à poutres précontraintes de type PRAD ou à poutres de béton armé ;
- le tablier à ossature mixte lorsqu'il comporte plus de deux poutres ;
- le tablier à dalle nervurée ;
- par extrapolation, le tablier de type dalle.

Cette modélisation présente l'avantage d'imposer les directions principales des éléments de réduction. En effet, le calcul en plaque produit des directions principales de moments qui s'écartent souvent des directions des armatures et il faut tenir compte du système complexe des moments déviatoriques ou de torsion m_{xy} dans le calcul de la résistance. Alors que, pour un modèle filaire, lorsque sont fixées les directions des armatures, selon la géométrie de la structure et les recommandations d'usage, on pourra déduire les directions des réseaux des poutres dans notre modèle. Le grill de poutres reste un modèle simple à modéliser et surtout simple à exploiter. Par conséquent, on est souvent amené à modéliser une dalle béton (hourdis de pont) par des poutres entretoises (réseau de poutres transversales).

1.1. LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

Dans les années 1950, la construction des ponts à poutres multiples a nécessité des outils de calculs. La méthode mise au point par Yves Guyon [Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises], puis améliorée par Charles Massonnet [Contribution et Compléments au Calcul des Ponts à Poutres Multiples] est la plus utilisée, elle a été comparée avec des essais sur modèles ou des mesures sur ponts réels et a toujours été trouvée en accord bon ou très bon avec les mesures expérimentales. La méthode utilise deux paramètres fondamentaux dont les données peuvent être employées dans un MEF.



Ces données sont :

1. les rigidités flexionnelles des poutres et des entretoises :

$$B_p = E \cdot I_p$$

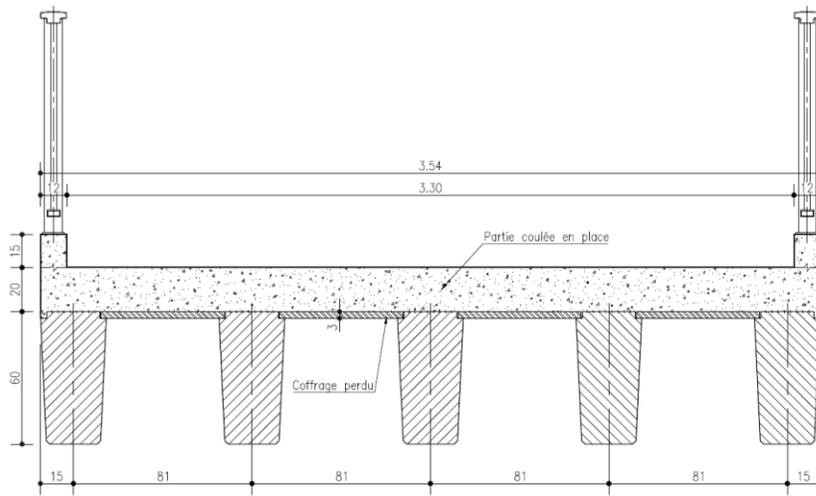
$$B_e = E \cdot I_e$$

2. les rigidités torsionnelles des poutres et des entretoises :

$$C_p = E \cdot K_p$$

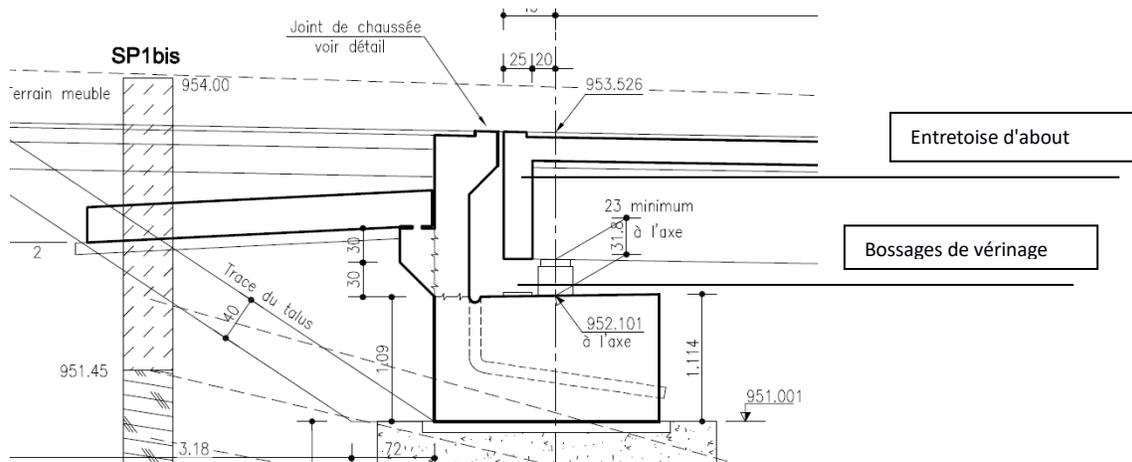
$$C_e = E \cdot K_e$$

La méthode suppose que toutes les poutres sont identiques. Or, pour satisfaire des facilités de construction, les poutres de rives peuvent être différentes !



Les poutres de rives ne bénéficient pas de la même table de compression

Les opérations de vérinage du tablier nécessitent la construction d'une entretoise d'about :



Par ailleurs, il s'agit ici de pont isostatique, et même si la méthode fut étendue aux ponts continus hyperstatiques par la règle empirique qui consiste à calculer une travée fictive présentant la même flèche élastique sous une charge concentrée appliquée au milieu de la travée, quand est-il des sollicitations sur appuis ? Les moments sur les piles peuvent-ils être calculés selon une méthode basée sur le calcul de la déformée ?

Les moyens de calcul modernes ont favorisé les critères géométriques et architectoniques dans la construction et font sortir beaucoup d'ouvrages hors du domaine d'application de la méthode. Les MEF semblent abolir le périmètre de calcul des structures, et la difficulté réside souvent dans le choix des données, du modèle et dans l'exploitation des résultats.

Note. - En béton armé il est préférable d'exploiter des éléments de réduction plutôt que des tenseurs de contraintes.

1.2. OBJET DU PRESENT CHAPITRE

La simplicité de l'exploitation des résultats fait du grill de poutres un modèle de calcul largement répandu. Nous traiterons, dans ce chapitre, de l'élaboration des données et de la transformation des résultats pour les effets du biais et la mise en place de travées hyperstatiques. Ces difficultés de calcul sont traitées à travers les exemples suivants :

1. Tablier de pont isostatique rectiligne avec un biais de 100 grades.
2. Tablier de pont à 2 travées hyperstatiques rectiligne avec un biais de 100 grades.
3. Tablier de pont isostatique rectiligne avec un biais de 70 grades.
4. Tablier de pont isostatique rectiligne avec un biais de 50 grades.
5. Tablier de pont à 2 travées hyperstatiques rectiligne avec un biais de 50 grades.

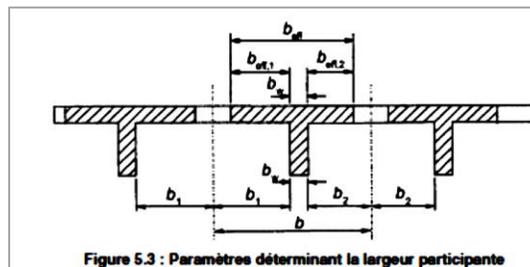
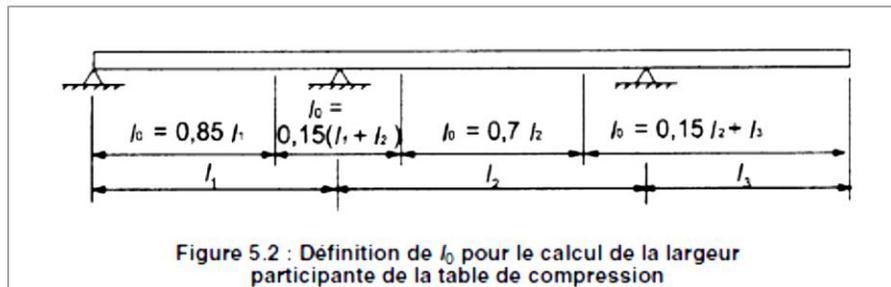
1.3. CARACTERISTIQUES DE POUTRES

Comme pour beaucoup de structures avec un degré d'hyperstatisme important, les résultats sont soumis à la rigidité relative de chaque réseau de poutres. L'étalement des charges sur les poutres principales est favorisé lorsque les entretoises sont raides vis-à-vis des poutres principales.

1.3.1. Rigidité flexionnelle des poutres

Les poutres principales sont généralement surmontées d'un hourdis continue et le réseau des poutres est constitué d'un plan unique, par conséquent il convient de bien définir les sections de chaque élément de structure.

La géométrie des tables de compression est définie dans l'EC 2 EN 1992-1-1 art. 5.3.2.1 :



Avec :

$$b_{eff,i} = \text{Min} \begin{cases} 0.2b_i + 0.10l_i \\ 0.2l_0 \\ b_i \end{cases}$$

1.3.2. Rigidité torsionnelle des poutres :

Du fait de l'absence de discontinuité entre les poutres, on ne peut pas à proprement parler de torsion, il s'agit plutôt de flexion de plaque. Toutefois pour rester conforme à la logique de poutre on détermine une inertie de torsion pour chaque élément. En considérant la poutre libre de tourner autour de son centre de torsion, on sous-estime la raideur. Par conséquent nous allons utiliser pour les éléments rectangles un coefficient de forme $K = 1/3$ et ce quel que soit l'élanement de la pièce :

$$J = \frac{ab^3}{3} (*)$$

Note. – K est un coefficient de forme étudié par M. Caquot. Il indique que K peut être évalué avec une très bonne approximation par la formule $\frac{1}{K} = \left(1 + \frac{1}{m^2}\right) \left[3.560 - 0.56 \left(\frac{m-1}{m+1}\right)^2\right]$ où m désigne le rapport $\frac{a}{b}$ avec $a \geq b$...selon "Formulaire du béton armé" de R. Chambaud et P. Lebellet.

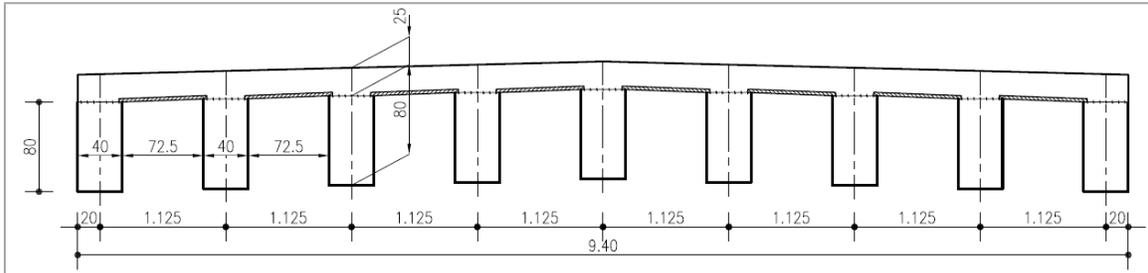
(*) Important : les guides du SETRA/CEREMA, PRP 75 et ceux relatifs aux VIPP et PRAD proposent une approche plus sophistiquée – il conviendra de s'y référer dans le cadre d'un projet réel.

1.4. GEOMETRIE DU MODELE

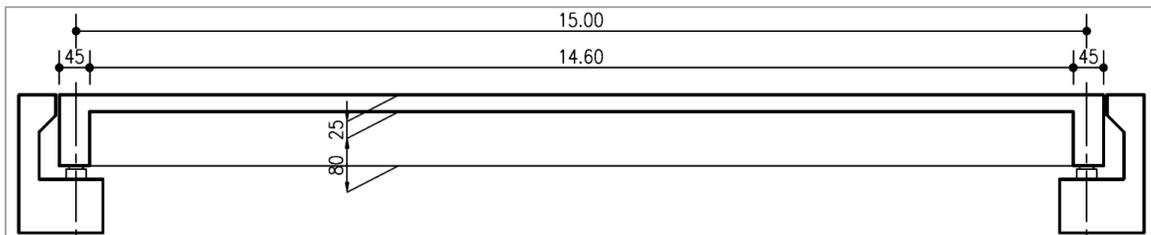
1.4.1. Caractéristiques du modèle

Les caractéristiques du modèle sont :

- Portée : 15.0m ;
- Largeur : 9.4m ;
- 9 poutres principales en T avec une nervure de 0.80x0.40m ;
- Un hourdis de 25cm d'épaisseur.



Coupe transversale du tablier

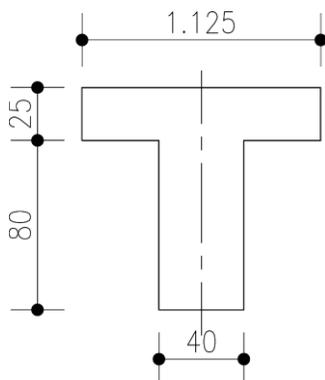


Coupe longitudinale du tablier isostatique

1.4.2. Caractéristiques géométriques des sections

Les caractéristiques des sections sont :

- Poutres principales courantes :



- Section :

$$A = 1.125 \times 0.25 + 0.40 \times 0.80 = 0.60125m^2$$

- Inertie flexionnelle :

$$M_{\frac{stat}{base}} = 1.125 \times 0.25 \times 0.925 + 0.40 \times 0.80 \times 0.4 = 0.38815m^3$$

$$v_{inf} = \frac{0.38815}{0.60125} = 0.646m$$

$$I_z = \frac{(0.4 \times 1.05^3) + (0.725 \times 0.25^3)}{12} + 0.4 \times 1.05 \times (0.525 - 0.646)^2 + 0.725 \times 0.25 \times (0.925 - 0.646)^2 = 0.0597893m^4$$

- Inertie torsionnelle :

$$I_x = \frac{(0.8 \times 0.4^3) + (1.125 \times 0.25^3)}{3} = 0.022926m^4 \text{ (avec } K = 1/3)$$

- Entretoises courantes :

On réalise le modèle avec une entretoise tous les 150 cm :



- Section :

$$A = 1.50 \times 0.25 = 0.375m^2$$

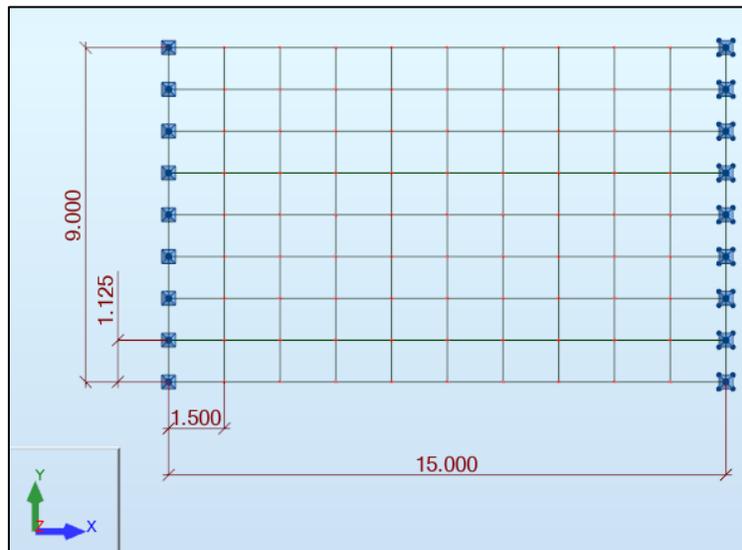
- Inertie flexionnelle :

$$I_z = \frac{1.50 \times 0.25^3}{12} = 0.0019531m^4$$

- Inertie torsionnelle :

$$I_x = \frac{1.50 \times 0.25^3}{3} = 0.0078125m^4 \text{ (avec } K = 1/3\text{)}$$

Le modèle EF est réalisé sous ROBOT v2019 – Autodesk et est présenté ci-dessous :



1.4.3. Remarque sur l'inertie de torsion

Par défaut, le logiciel calcul l'inertie de torsion. Le tableau ci-dessous compare les différents calculs :

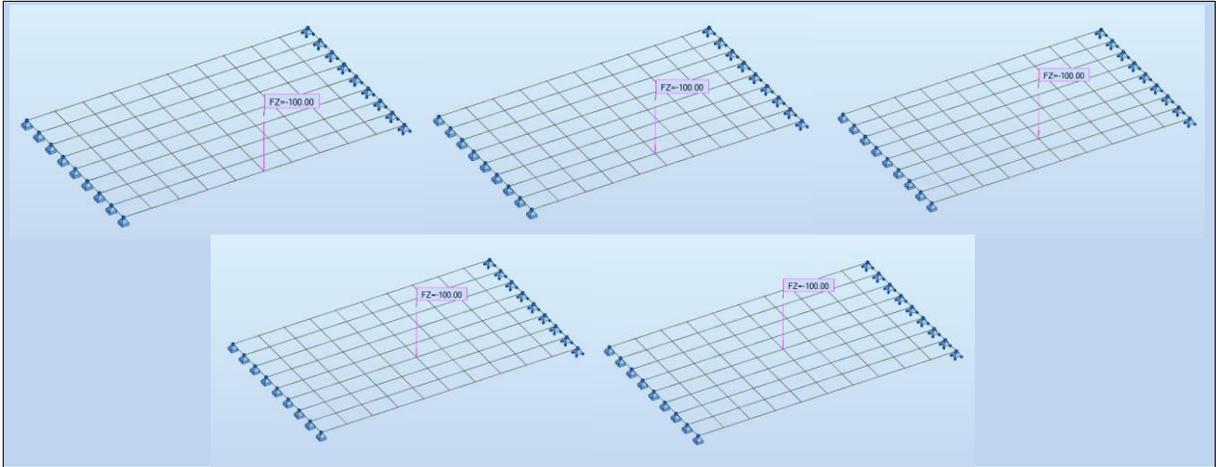
J [m ⁴]	Logiciel	$J = \Sigma ab^3/3$	$J = \Sigma J_Caquot$
Poutre	0.0191936	0.0261760	0.0199764
Entretoise	0.0069919	0.0078125	0.0069646

Afin de pouvoir comparer la méthode éléments finis à la méthode de Guyon-Massonnet nous **utiliserons les inerties de torsion issues du logiciel.**

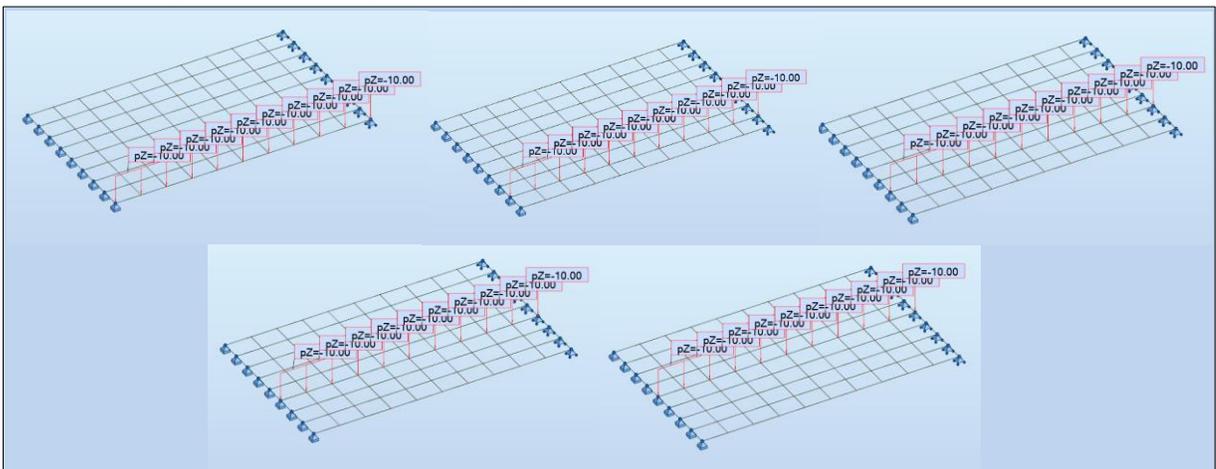
1.5. CHARGEMENT DU MODELE

Chaque poutre des différentes géométries sont chargées avec :

- Une charge ponctuelle à mi-travée de 100kN :



- Une charge linéaire le long de chaque poutre de 10kN/m :



1.6. RESULTATS DU MODELE

1.6.1. Comparaison de la géométrie simple avec la méthode de Guyon-Massonnet

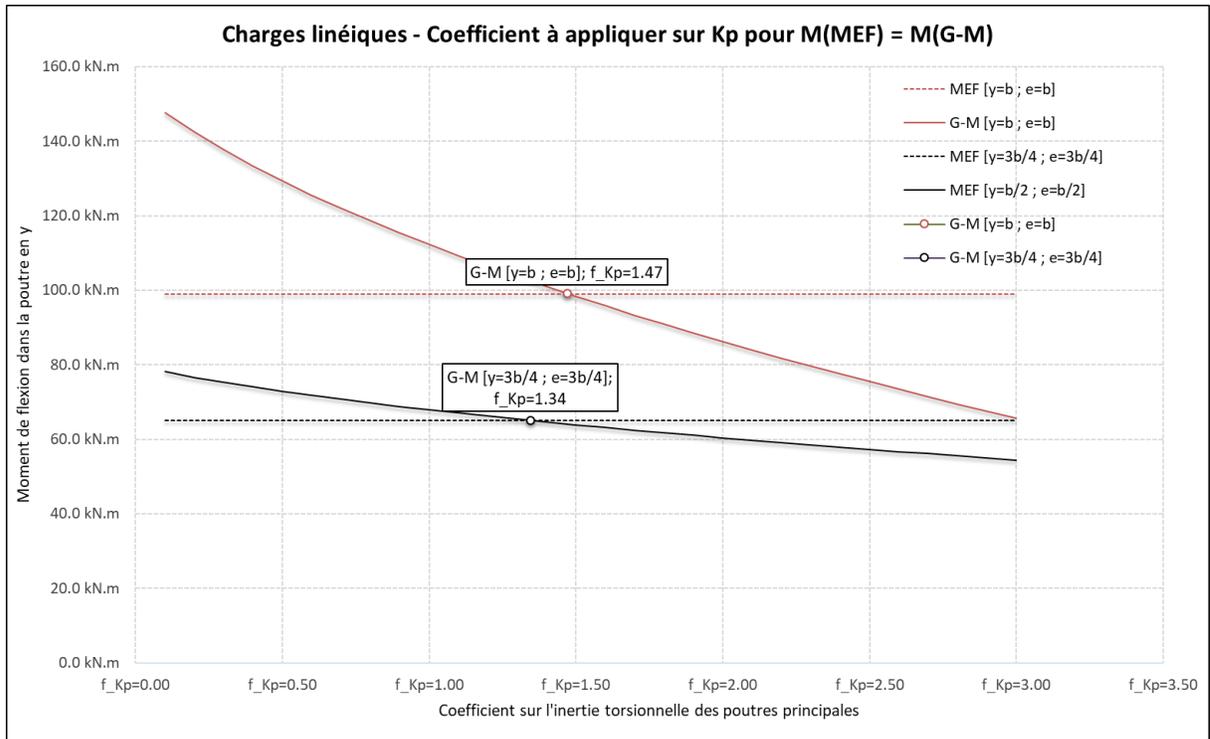
Les moments à mi-travée par poutre pour un tablier isostatique de 100 grades sont (pour $e = y$) :

Poutres y (m)	Méthode de Guyon-Massonnet			Modèle MEF	
	K	Charges ponctuelles : $M_{iso} = \frac{P.l}{4}$	Charges réparties : $M_{iso} = \frac{q.l^2}{8}$	Charges ponctuelles	Charges réparties
Rive	0.405	150 kN.m	112 kN.m	169 kN.m	99 kN.m
-3.375	0.244	91 kN.m	68 kN.m	121 kN.m	65 kN.m
-2.250	0.188	70 kN.m	52 kN.m	107 kN.m	52 kN.m
-1.125	0.170	63 kN.m	47 kN.m	102 kN.m	48 kN.m
Centre	0.166	62 kN.m	46 kN.m	101 kN.m	47 kN.m

On note que l'application de la méthode de Guyon-Massonnet donne des sollicitations plus importante en rive que le modèle EF.

Ceci peut s'expliquer par le fait que l'inertie de torsion des poutres solidarisiées par le hourdis est sous-évaluée. En effet, si l'inertie de torsion des poutres principales est plus élevée, la poutre de rive sera soulagée, la charge se répartissant mieux sur l'ensemble du tablier.

On présente ci-dessous une étude où l'inertie torsionnelle des poutres principale K_p est affectée d'un coefficient (noté f_{Kp}) variant de 0.10 à 3.00. Le graphique présente la comparaison des moments obtenus par l'application de la méthode de Guyon-Massonnet aux deux poutres d'extrémité avec $e = y$:



On rappelle ci-dessous les différentes inerties de torsion utilisées :

[m ⁴]	$J = \Sigma ab^3/3$	$J = \Sigma J_Caquot$	Logiciel	Pour MEF = G-M [y=b ; e=b]	Pour MEF = G-M [y=3b/4 ; e=3b/4]
K _p	0.0261760	0.0199764	0.0191936	0.0282102	0.0258026

Ces résultats indiquent l'importance de l'évaluation de la rigidité de torsion dans le calcul des moments par la méthode de Guyon-Massonnet. La présence du hourdis a tendance à augmenter l'inertie de torsion des poutres principales.

1.6.2. Prise en compte de la géométrie des poutres de rives et des entretoises d'abouts

Les moments à mi-travée par poutre pour un tablier isostatique de 100 grades sont (pour e = y) :

Poutre	Moment - Modèle à barres : poutres d'inertie identique = cas de base		Moment - Modèle à barres : poutres d'inertie variable (rive) et entretoises d'abouts			
	Charge ponctuelle	Charge linéique	Charge ponctuelle	Impact	Charge linéique	Impact
Rive	169 kN.m	99 kN.m	154 kN.m	-9.81%	86 kN.m	-15.24%
-3.375	121 kN.m	65 kN.m	123 kN.m	1.31%	66 kN.m	1.62%
-2.250	107 kN.m	52 kN.m	107 kN.m	0.60%	53 kN.m	1.15%
-1.125	102 kN.m	48 kN.m	102 kN.m	0.01%	48 kN.m	0.02%
Centre	101 kN.m	47 kN.m	100 kN.m	-0.23%	46 kN.m	-0.47%

Ces résultats, loin de remettre en cause la validité de la méthode, indiquent l'importance de la diminution de raideur des poutres de rives et l'influence de l'entretoise d'about.

Note : on donne ci-dessous les inerties de torsion retenues (colonne logiciel) :

J [m ⁴]	Logiciel	$J = \Sigma ab^3/3$	$J = \Sigma J_Caquot$
Poutre	0.0191936	0.0261760	0.0199764
Entretoise	0.0069919	0.0078125	0.0069646
Entretoise about	0.0232905	0.0318938	0.0232925
Poutre rive	$J = \Sigma J_Caquot$	0.0242880	0.0181062

1.6.3. Résultats des modèles complexes

Moment maxi en travée		Poutres - y (m)				
		Rive	-3.375	-2.25	-1.125	Centre
Tablier isostatique avec un biais de 70 grades	Charge ponctuelle	147 kN.m	120 kN.m	107 kN.m	101 kN.m	99 kN.m
	Charge répartie	77 kN.m	61 kN.m	51 kN.m	44 kN.m	43 kN.m
	Remarque	L'influence du biais est très faible et les entretoises courantes (Hourdis) sont disposées biaisées				
Tablier isostatique avec un biais de 50 grades	Charge ponctuelle	138 kN.m	105 kN.m	98 kN.m	88 kN.m	93 kN.m
	Charge répartie	72 kN.m	54 kN.m	43 kN.m	38 kN.m	37 kN.m
	Remarque	Les entretoises courantes sont disposées droites. L'entretoise d'about, coté angle obtus, est sollicitée en flexion plutôt qu'en torsion, par conséquent elle réduit les moments en travée à son détriment				
Tablier hyperstatique (2 travées) avec un biais de 100 grades	Charge ponctuelle	130 kN.m	105 kN.m	93 kN.m	90 kN.m	88 kN.m
	Charge répartie	65 kN.m	51 kN.m	41 kN.m	37 kN.m	38 kN.m
	Remarque	Pas de variation sur la distribution de la charge entre poutres due à l'hyperstatisme				
Tablier hyperstatique (2 travées) avec un biais de 50 grades	Charge ponctuelle	132 kN.m	97 kN.m	91 kN.m	82 kN.m	87 kN.m
	Charge répartie	66 kN.m	48 kN.m	36 kN.m	33 kN.m	31 kN.m
	Remarque	L'hyperstatisme du tablier fait peu varier les moments en travée				
Moment maxi sur pile		Poutres - y (m)				
		Rive	-3.375	-2.25	-1.125	Centre
Tablier hyperstatique (2 travées) avec un biais de 100 grades	Charge ponctuelle	-63 kN.m	-40 kN.m	-33 kN.m	-31 kN.m	-30 kN.m
	Charge répartie	-70 kN.m	-46 kN.m	-41 kN.m	-39 kN.m	-38 kN.m
	Remarque	Pas de variation sur la distribution de la charge entre poutres due à l'hyperstatisme				
Tablier hyperstatique (2 travées) avec un biais de 50 grades	Charge ponctuelle	-84 kN.m	-53 kN.m	-31 kN.m	-28 kN.m	-27 kN.m
	Charge répartie	-92 kN.m	-46 kN.m	-37 kN.m	-36 kN.m	-36 kN.m
	Remarque	On note une concentration des moments sur pile vers l'angle obtus du chargement.				

1.7. CONCLUSION

Pour un tablier de pont classique, c'est-à-dire une forte rigidité des poutres par rapport aux entretoises, la différence du grill de poutres en modèle aux éléments finis par rapport à d'autres méthodes s'exprime essentiellement sur la prise en compte d'une raideur moindre des poutres de rives et de la prise en compte des entretoises d'about.

Lorsque le biais du tablier est prononcé, seul un modèle aux éléments finis peut valoriser précisément les éléments de réduction des poutres.

Contribution à l'étude des grillages de poutres

Auteur : Pierre PERRIN - Adjoint au chef du Service Ouvrages d'Art - Dir Est

Date : mercredi 29 avril 2020

1	Introduction.....	2
2	Modélisation.....	3
2.1	Modélisations en grillage de poutres classique	3
2.1.1	Types de structures d'ouvrage d'art modélisables par un grillage de poutre	3
2.1.2	Exemples de grills classiques.....	4
2.2	Modélisations éléments finis, plaques et volumiques	8
2.2.1	Modélisation poutres et plaques	8
2.2.2	Modélisation volumique	10
2.3	Méthodes analytiques de calcul de la répartition transversale.....	12
2.4	Critères de choix d'un modèle ou d'une méthode de calcul	13
2.4.1	Spécificités géométriques de l'ouvrage	13
2.4.2	Application des charges	13
2.4.3	Justification globale ou locale	14
2.4.4	Post traitements	14
3	Points particuliers et exemples	15
3.1	Répartition transversale des moments.....	15
3.2	Répartition transversale de l'effort tranchant.....	18
4	Références bibliographiques.....	19

1 INTRODUCTION

La modélisation des structures par des grillages de poutres est fréquemment utilisée dans le domaine des ouvrages d'art. Cette technique consiste à établir des systèmes de 2 ou plusieurs familles de poutres le plus souvent parallèles, assemblées aux nœuds et pouvant faire entre elles des angles divers. Elle présente l'avantage de se décliner à de nombreuses typologies d'ouvrages, et permet avec un simple logiciel de calcul à barres d'effectuer la modélisation globale d'un ouvrage, tout en conservant la possibilité d'un raffinement local. L'exploitation des résultats est également avantageuse dans la mesure où l'on récupère directement les efforts dans les barres. En contrepartie, la mise en œuvre d'un grillage de poutres peut, suivant le type d'ouvrage et le chargement à étudier, devenir fastidieuse. En effet, la multiplicité des éléments de poutre à définir, les précautions à prendre dans la définition des caractéristiques mécaniques, ou encore la nécessité de discrétiser les charges appliquées peuvent allonger considérablement les délais de réalisation du modèle. De plus, si ces travaux ne sont pas effectués avec suffisamment de précautions et de vérifications, la précision des résultats obtenus peut être affectée.

Les modélisations en grillage de poutre sont concurrencées par d'autres méthodes ou outils qui permettent d'évaluer le comportement mécanique des structures. On trouve ainsi dans la littérature différentes méthodes analytiques ou abaques de calcul de la répartition transversale. Par ailleurs l'apparition de logiciels de calcul aux éléments finis performants, avec des possibilités de modélisation en éléments de poutre, mais également en éléments de plaque ou volumiques, offrent de multiples alternatives à la modélisation classique en grillages de poutres.

Le présent chapitre détaille au travers d'exemples les différentes structures modélisables, ainsi que la multiplicité des modélisations aux éléments finis envisageables, pour une structure donnée, en alternative à une modélisation de type grillage de poutres classique. On s'intéresse en particulier à la problématique des ouvrages de type pont à poutres sous chaussée, comportant ou non des entretoises intermédiaires, et présentant éventuellement un biais. Les exemples étudiés visent à présenter les avantages et inconvénients dans l'élaboration ou l'exploitation des résultats de chaque type de modèle.

2 MODELISATION

2.1 Modélisations en grillage de poutres classique

2.1.1 Types de structures d'ouvrage d'art modélisables par un grillage de poutre

De façon classique, le principe d'un grillage de poutres consiste à modéliser une structure dans les 2 dimensions de l'espace, la structure pouvant recevoir notamment des charges perpendiculairement à son plan. Par extension, un grillage de poutre peut aussi être réalisé dans les 3 dimensions de l'espace pour tenir compte d'excentrement entre les éléments.

Un grillage de poutre est généralement utilisé pour modéliser des ouvrages ou parties d'ouvrages ayant un comportement assimilable à celui d'une dalle, avec éventuellement une direction privilégiée (orthotropie, comme c'est le cas pour les ponts à poutres sous chaussée).

Les structures concernées sont nombreuses, et l'on peut citer de façon non exhaustive :

- les ponts dalles, en béton armé (PSIDA) ou en béton précontraint (PSIDP), éventuellement d'inertie variable longitudinalement, et comportant ou non des encorbellements
- les ponts à dalle nervurée (PSIDN), à nervures larges ou étroites
- les ponts à poutres sous chaussée, avec poutres en béton armé (PSIBA), ou poutres en béton précontraint, par post-tension (VIPP) ou par prétension (PRAD). Ces ouvrages peuvent éventuellement comporter des entretoises sur appuis ou intermédiaires (les entretoises intermédiaires étant exclues pour les PRAD).
- les ponts à poutrelles enrobées (PPE) et éventuellement ajourées et précontraintes transversalement (PSI-PAP)
- les ponts à dalle élégiée ou avec évidements
- etc, ...

Les structures peuvent comporter plusieurs travées et présenter éventuellement un biais.

2.1.2 Exemples de grills classiques

Nous donnons ici quelques exemples pour illustrer la diversité des ouvrages modélisables via des grillages de poutres classiques. Nous attirons l'attention sur le fait que ce type de modèle nécessite d'être vigilant quant aux caractéristiques à affecter aux barres afin notamment d'éviter les redondances de rigidité en flexion et en torsion (se reporter sur ce sujet aux recommandations du guide PRP 75 du SETRA [2]).

La *Figure 1* ci-dessous présente un grillage de poutre réalisé avec le logiciel ST1 pour le recalcul d'un ouvrage de type PRAD. Cet ouvrage a fait l'objet d'un renforcement en rive par une structure en poutrelles enrobées qui apparaît dans le modèle avec un excentrement négatif. L'ouvrage présente un biais de 80 grades, une largeur de 16,20m et comporte 2 travées isostatiques de 11,36m chacune.

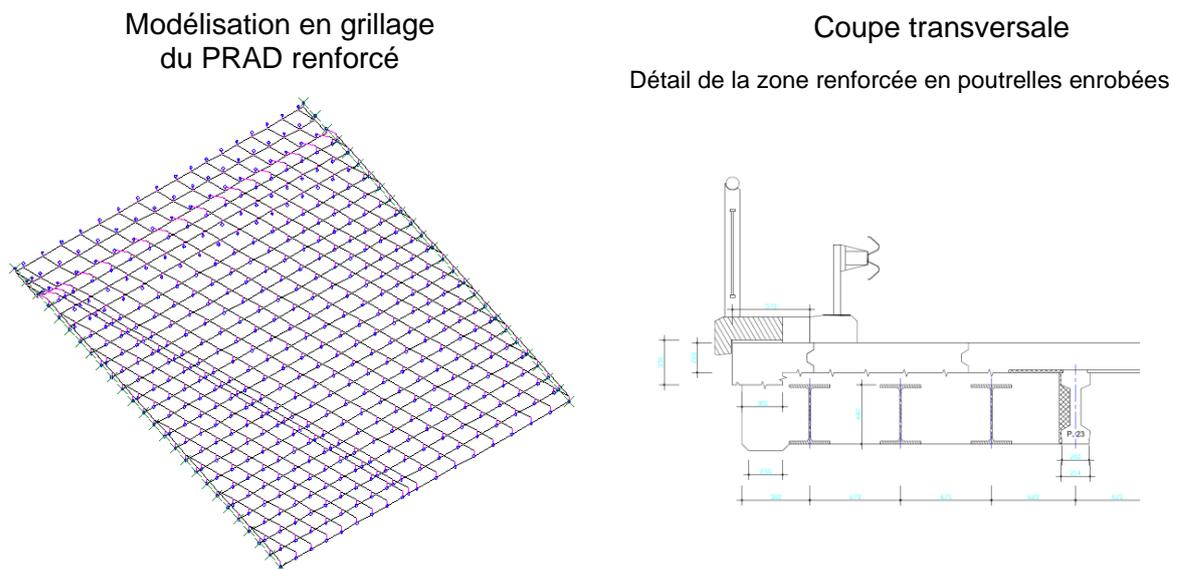


Figure 1 – Modélisation en grillage de poutres d'un PRAD renforcé par une structure accolée

La modélisation est basée sur des nœuds définis au centre de gravité du hourdis. Transversalement, le hourdis est représenté par des barres reliant ces nœuds. Longitudinalement, des barres représentant chaque poutre et son hourdis associé sont définies en s'appuyant sur les mêmes nœuds par l'intermédiaire d'excentremets rigides : on tient donc compte de la distance effective entre les centres de gravité des éléments. L'excentrement spécifique de la zone renforcée en poutrelles enrobées est pris en compte avec le même principe.

La *Figure 2* ci-dessous présente un grillage de poutre généré par le logiciel de calcul de ponts types CHAMOA-P du Cerema. Ce modèle est établi spécifiquement pour le calcul des efforts dans les chevêtres incorporés d'un pont dalle type PSIDA ou PSIDP. L'ouvrage comporte ici 3 travées de portées 11,5m – 15m – 11,5m pour une largeur de 17,50m et présente un biais de 76 grades. Le modèle permet de reproduire le comportement en 3 dimensions de l'ouvrage en particulier au droit des lignes d'appui pour dimensionner le ferrailage de ces zones. Il tient compte du positionnement et de l'élasticité de chaque appareil d'appui et comporte une discrétisation raffinée sur appuis pour permettre l'évaluation précise des moments locaux longitudinaux et transversaux.

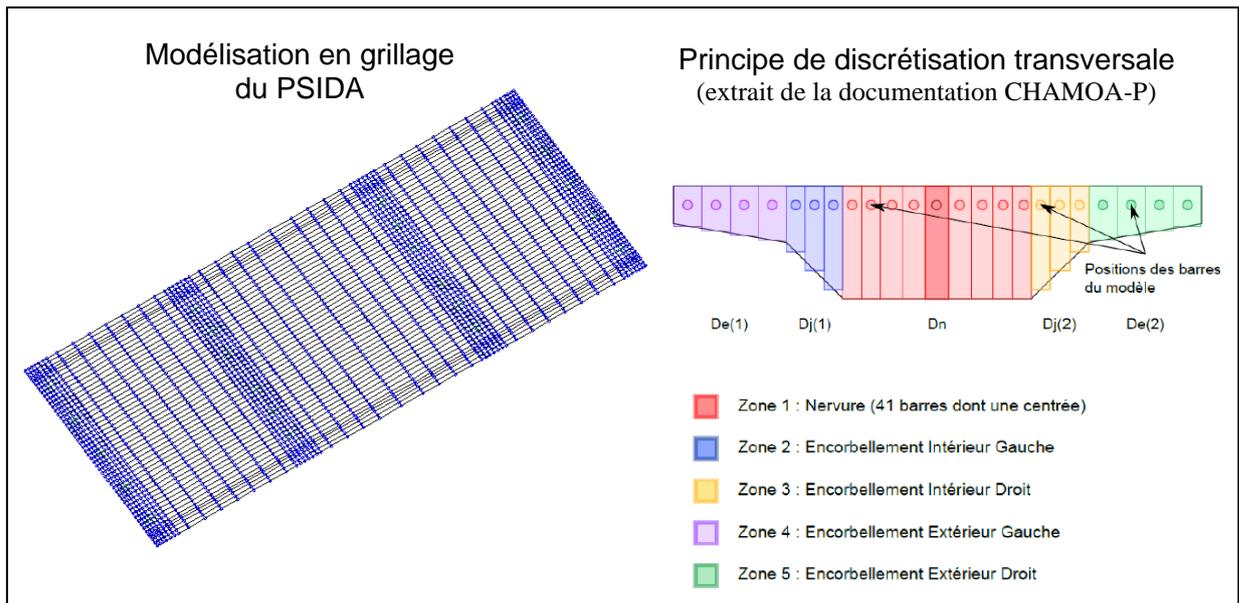
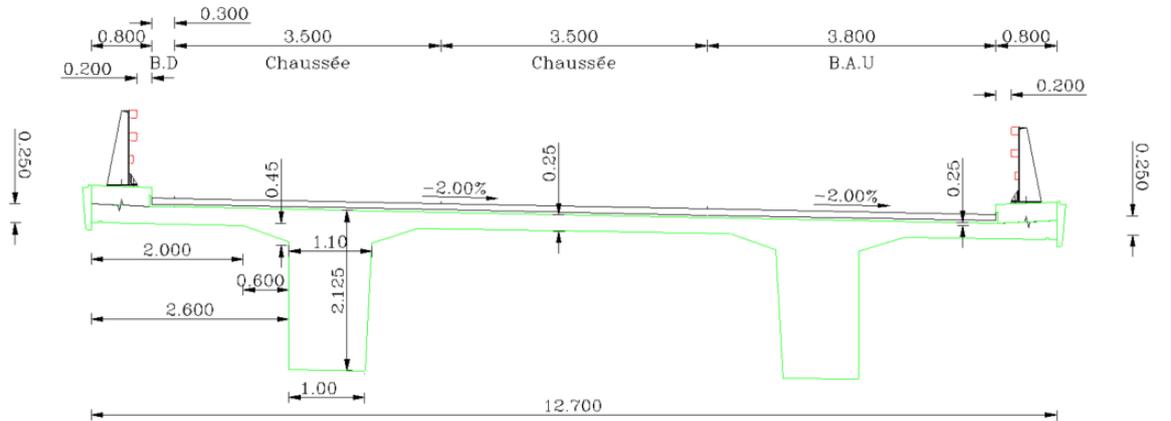
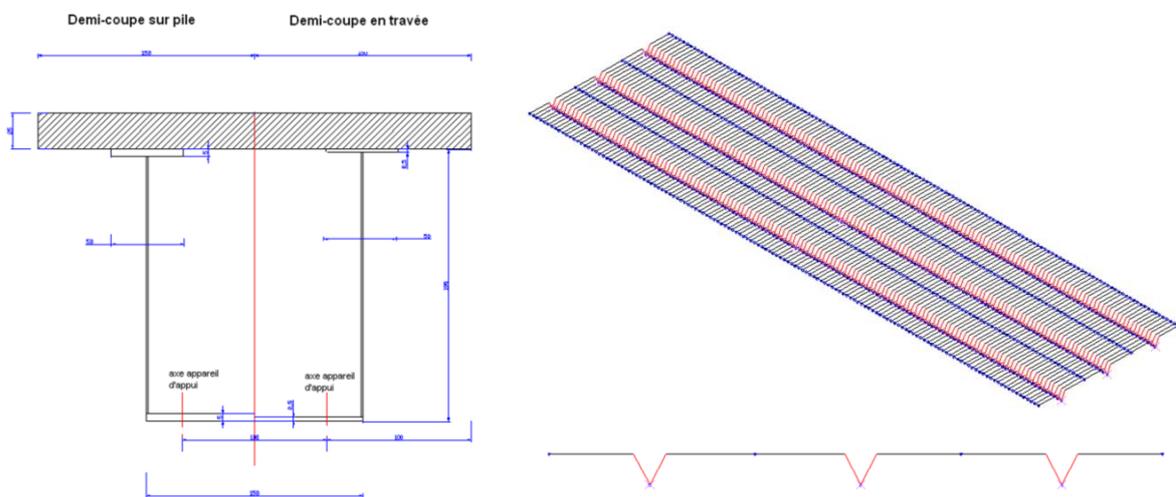


Figure 2 – Modélisation en grillage de poutres d'un PSIDA

La *Figure 3* présente un projet d'élargissement d'un pont à nervures en béton précontraint par une structure de type caisson mixte. L'ouvrage initial possède 2 travées continues de portées respectives 33,40m et 36,30m, pour une largeur totale de 12,70m. Les 2 nervures, le caisson d'élargissement et leur hourdis associé sont représentés par des barres longitudinales excentrées. Les hourdis intermédiaires et en encorbellement sont représentés par des barres longitudinales et transversales.



Coupe transversale du tablier existant



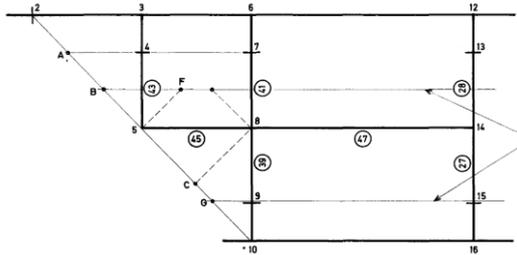
Coupe transversale du caisson mixte d'élargissement

Modélisation grill de poutre du tablier élargi
- vue générale et vue transversale -

Figure 3 – Modélisation en grillage de poutres pour l'élargissement d'un pont à 2 nervures précontrainte par liaisonnement avec une structure de type caisson mixte

Les exemples des *Figure 4* et *Figure 5* ci-après sont tirés du guide PRP 75 du SETRA [2]. La *Figure 4* concerne la modélisation en grillage de poutre d'un ouvrage à 2 nervures larges de portée 39,50m, constitué d'une travée isostatique avec un biais de 51 grades.

Modélisation en grillage du PSIDN



Coupe transversale

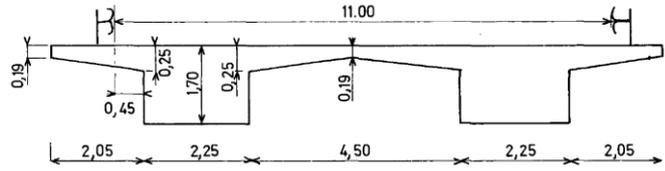
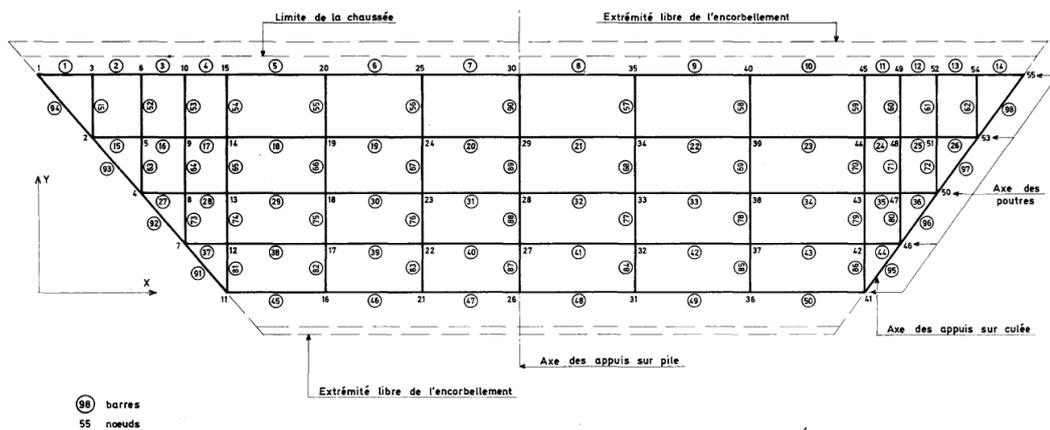


Figure 4 – Modélisation en grillage de poutres d'un PSIDN

La *Figure 5* présente une dalle avec évidements dont la morphologie se rapproche de celle d'un pont caisson multi-cellulaire. La disposition des appuis conduit à une géométrie atypique en trapèze qui nécessite un épaississement des âmes du côté des fortes portées.

Modélisation en grillage



Coupe transversale

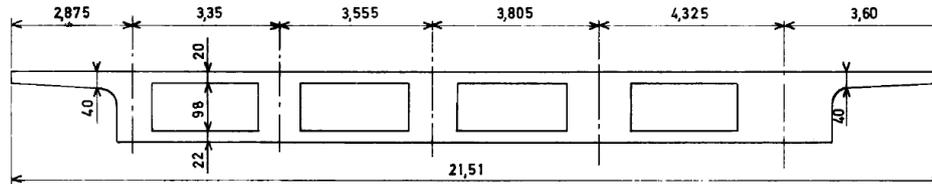


Figure 5 – Modélisation en grillage de poutres d'une dalle avec évidements

Les exemples présentés illustrent la polyvalence des modélisations en grillage de poutres. Ces modèles présentent toutefois des difficultés. D'une part la discrétisation en éléments de poutre peut se révéler fastidieuse à mettre en œuvre et complexifier l'application des charges mobiles sur la structure, d'autre part la récupération des résultats en effort ou en contraintes peut nécessiter une recomposition en vue des justifications.

En fonction du cas étudié et des outils dont on dispose il peut ainsi être pertinent d'avoir recours à un modèle comportant des éléments de plaques ou de coque pour représenter les dalles ou les portions de hourdis des tabliers.

2.2 Modélisations éléments finis, plaques et volumiques

2.2.1 Modélisation poutres et plaques

Les éléments finis de type plaque (ou coque) permettent de représenter soit directement la dalle, soit uniquement la partie hourdis d'un pont à poutres. Le recours aux plaques et coques présente un double avantage : d'une part la mise en œuvre du modèle et des chargements est facilitée, et d'autre part la représentation du comportement de l'ouvrage est plus fidèle à la réalité (effet de plaque). La constitution du maillage des éléments de plaque est gérée par l'algorithme du logiciel, ce qui simplifie la construction par rapport à un modèle grill de poutres. La géométrie du maillage peut être effectuée dans un plan unique en définissant au besoin, et si le logiciel le permet, un excentrement des plaques ou des poutres par rapport au maillage. Cet excentrement n'apparaît pas dans le maillage mais simplement en tant que caractéristique des éléments : il est donc conseillé de vérifier la prise en compte effective des excentres par le logiciel. Cette vérification peut être effectuée a minima en comparant la flèche moyenne calculée avec le modèle éléments finis sous un chargement uniforme et celle calculée avec le modèle poutre affecté des caractéristiques de la largeur totale du tablier.

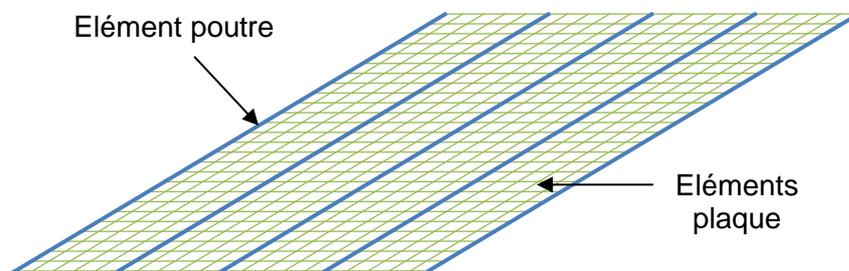


Figure 6 – Modélisation poutres et plaques, géométrie plane

Si le logiciel utilisé n'offre pas la possibilité d'excentrer les plaques ou les poutres, il est nécessaire de construire un maillage avec des excentres rigides (modélisation de type poutre-échelle). La réalisation du modèle est alors plus complexe mais on conserve les facilités apportées par les plaques.

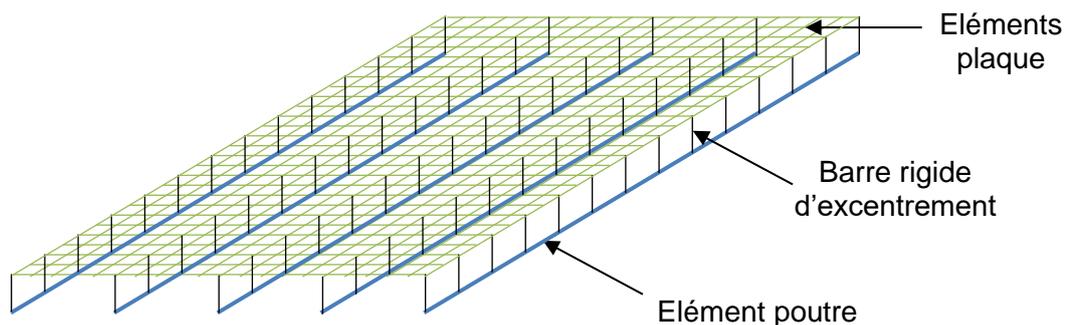


Figure 7 – Modélisation poutres et plaques, géométrie avec barres rigides d'excentrement

La présence d'entretoises intermédiaires peut également être prise en compte en ajoutant des éléments de poutres transversaux. L'utilisation, à partir d'une géométrie plane, des excentremets des plaques ou des poutres reste alors possible. La mise en œuvre des entretoises peut aussi être effectuée en intégrant des barres d'excentrement au maillage (*Figure 8*).

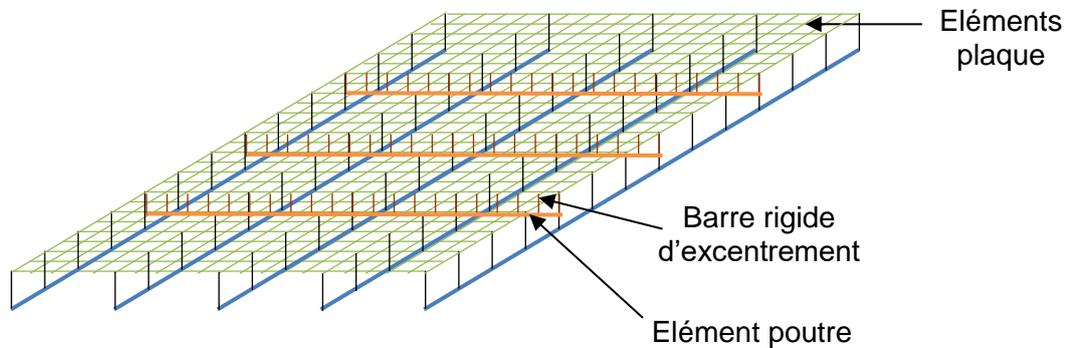


Figure 8 – Modélisation poutres et plaques, géométrie avec barres rigides d'excentrement et entretoises intermédiaires

A partir de ces grands principes de modélisation il peut être établi plusieurs variantes à adapter en fonction de la morphologie du tablier. Par exemple les barres rigides d'excentrement peuvent également être définies biaisées comme dans l'exemple défini en *Figure 3*.

Les conditions d'appui doivent comporter un encastrement en torsion des poutres sur appui. Cette hypothèse est valable quel que soit le modèle utilisé (grill de poutres, ou éléments finis volumique), et se retrouve également dans les hypothèses de base des méthodes analytiques de calcul de la répartition transversale exposées dans la suite.

Pour l'application des efforts sur le modèle, il faut prévoir soit une géométrie avec des groupes de mailles dédiés à l'application des charges, soit un maillage de la dalle suffisamment fin et régulier (quadrangles généralement) pour permettre la description des zones d'impact a posteriori par sélection de mailles.

L'exploitation des résultats est effectuée à partir des efforts issus des différents éléments, qu'il convient de recombinaison entre eux pour la justification des sections composites poutre (ou entretoise) plus hourdis.

2.2.2 Modélisation volumique

La réalisation d'un modèle volumique complet de la structure peut se révéler pertinente dans certains cas, par exemple en vue de vérifications d'efforts locaux, ou lorsque la géométrie présente une configuration particulière difficilement modélisable uniquement par des éléments plaques et poutres. La construction de la géométrie en volumique, si elle apparaît comme complexe de prime abord, peut être effectuée de façon efficace avec les outils de conception 3D actuels qui proposent des fonctions d'extrusion avancées. L'approche 3D est appréciable dans la mesure où elle permet de s'affranchir du calcul des caractéristiques mécaniques des éléments de poutre. De plus, la localisation de la matière est précise, permettant en particulier de définir la portée transversale des hourdis entre nus des poutres et non entre axes, ou encore d'éviter les redondances de matière aux intersections entre éléments que l'on retrouve dans les autres types de modélisation. Enfin, ce type de modèle permet une visualisation graphique directe de la géométrie et des déformées.

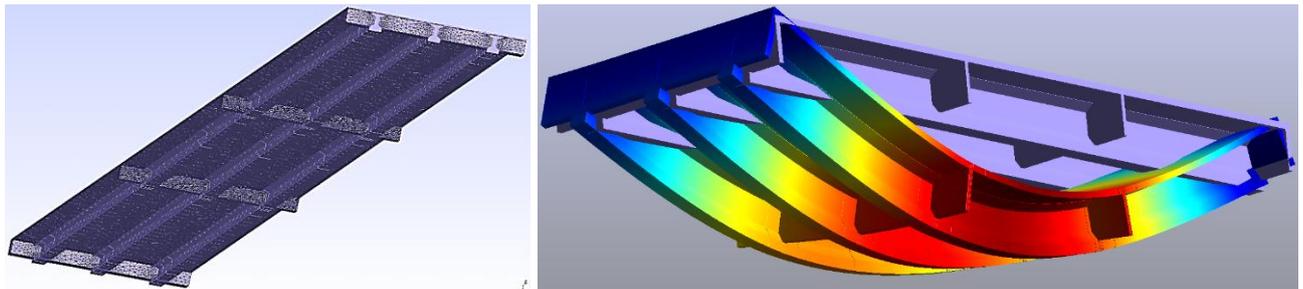


Figure 9 – Modélisation volumique 3D d'un ouvrage de type VIPP entretoisé

La définition des sections d'étude, en vue des justifications, doit être pensée dès le départ si l'on souhaite obtenir des coupes propres avec des nœuds tous situés dans le plan de la coupe. Dans l'exemple précédent, le modèle étant construit par extrusions successives entre entretoises, des sections d'étude supplémentaires ont été prévues pour faciliter l'exploitation des résultats (*Figure 10*) tout en diminuant le volume des fichiers de sortie.

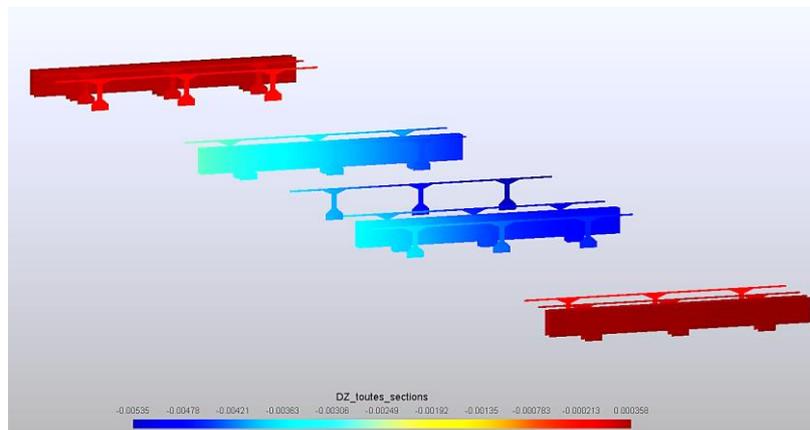


Figure 10 – Modélisation volumique 3D : sections d'études

Le modèle volumique doit lui-aussi comporter un encastrement en torsion des poutres sur appui. Il est possible de créer cet encastrement via des conditions limites, ou en modélisant les volumes d'entretoise sur appui comme en *Figure 9*.

L'application des efforts sur le modèle doit, comme pour les modèles en plaques, être anticipée, et peut également être effectuée de 2 façons différentes. Dans le cas où l'on envisage des groupes de mailles dédiés aux impacts de charge, il est possible de dé-corréler les impacts de chargement des sections d'études intermédiaires (longitudinales ou transversales) en prévoyant une séparation horizontale de la partie supérieure du hourdis, comme présenté en *Figure 11*. Cette disposition permet de gérer de multiples configurations de chargement sans interférer avec les éléments de construction du tablier.

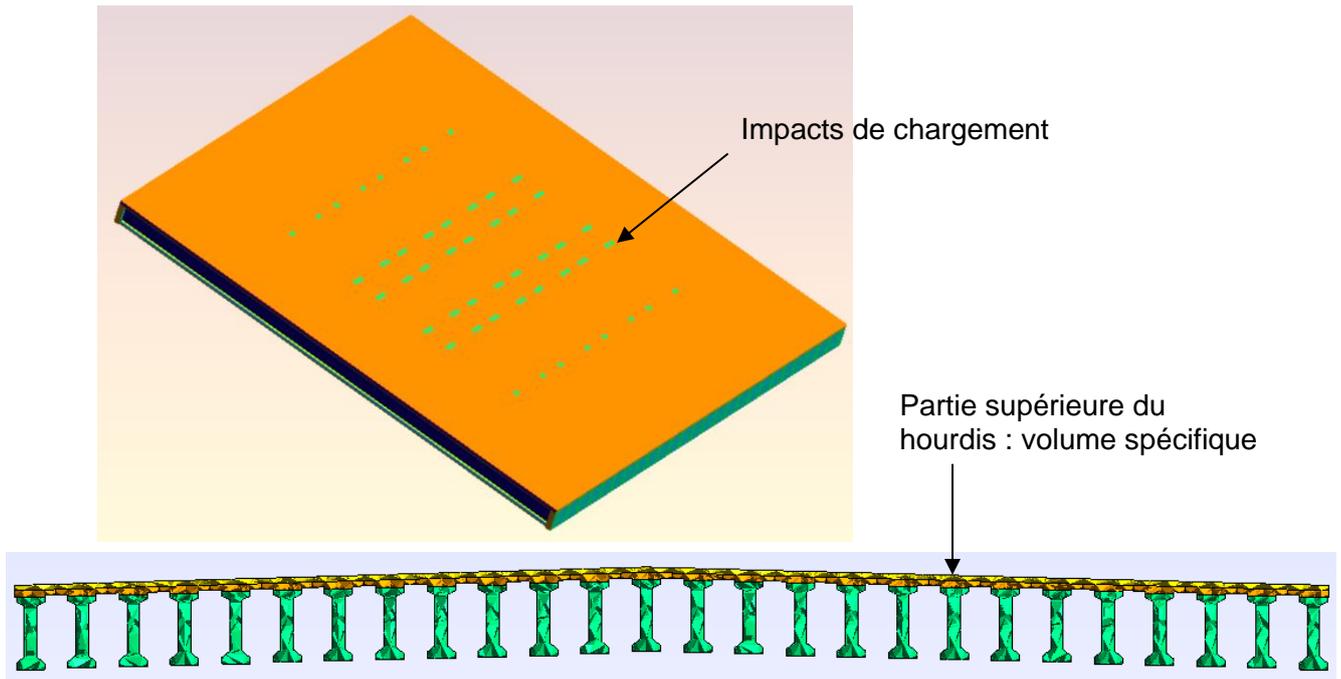


Figure 11 – Modélisation volumique : définition des impacts de chargement

Les résultats issus d'un modèle volumique sont donnés en contraintes : en fonction des justifications à mener il est nécessaire d'intégrer ces contraintes pour en déduire le torseur résultant en efforts.

2.3 Méthodes analytiques de calcul de la répartition transversale

Indépendamment des méthodes éléments finis, la recherche d'alternatives aux modélisations classiques en grillages de poutres a fait déjà l'objet de nombreux travaux. Dès les années 1920, des méthodes conservatrices établies à partir d'hypothèses simplifiées permettaient de traiter via des abaques les systèmes de grillage les plus simples. Par la suite les 3 principales méthodes analytiques encore utilisées actuellement sont celles de Guyon-Massonet, de Courbon et de Cart-Fauchart. Nous en rappelons ici les principes et les domaines de validité. Des améliorations récentes ont été apportées à ces méthodes, comme par exemple la formulation analytique de Millan qui généralise les méthodes Guyon-Massonet et Cart-Fauchart.

Méthode de Guyon-Massonet

Une évolution majeure dans les calculs de répartition transversale a été apportée dans les années 1960 par les théories de Guyon, Massonet et Barès qui ont mis au point une méthode de calcul [3] [4] tenant compte de la rigidité en torsion des éléments. Une nouveauté de cette méthode est l'assimilation de la structure à une dalle orthotrope, régie par une équation aux dérivées partielles en flèche de la forme :

$$\rho_P \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_P + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = 0 \quad (1)$$

avec :

- ρ_P Rigidité de flexion longitudinale par unité de longueur
- ρ_E Rigidité de flexion transversale par unité de longueur
- γ_P Rigidité de torsion autour de l'axe longitudinal par unité de longueur
- γ_E Rigidité de torsion autour de l'axe transversal par unité de longueur

Cette méthode dite «de Guyon-Massonet » se base sur le calcul des coefficients de répartition transversale qui permettent de simplifier la résolution de l'équation (1) en vue d'obtenir la déformée puis les efforts dans la structure. Elle a été ensuite améliorée et élargie par d'autres auteurs, par exemple pour l'étendre au calcul des structures à poutres de rives différentes des poutres courantes.

Cette méthode est recommandée pour le calcul des tabliers de type pont-dalle ou de type pont à poutres avec un nombre élevé de poutres et comportant ou non des entretoises intermédiaires. Du fait de l'analogie avec une dalle, la méthode est bien adaptée aux tabliers comportant plus de quatre poutres. Pour un ouvrage à 3 ou 4 poutres, il est préférable d'utiliser la méthode de Cart-Fauchart s'il n'y a pas d'entretoises intermédiaires.

Méthode de Courbon

Le principe de cette méthode a été exposé dans les Annales des Ponts et Chaussées de Novembre-Décembre 1941 [5]. Elle s'applique aux ouvrages comportant des entretoises intermédiaires considérées comme infiniment rigides. En pratique, on l'utilise lorsque la portée de l'ouvrage est de l'ordre du double de sa largeur, et que la hauteur des entretoises est voisine de celle des poutres. La *Figure 12* illustre le principe de la méthode : une section de tablier infiniment rigide transversalement repose sur de ressorts de raideur proportionnelle à la flèche à mi-travée des poutres. Les réactions sur chaque ressort donnent la répartition transversale de la charge appliquée.

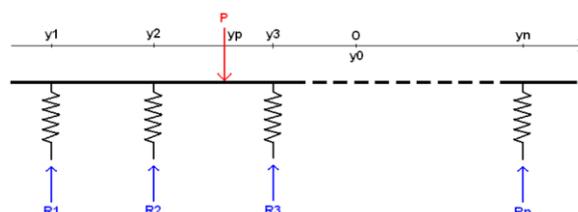


Figure 12 – Principe de la méthode de Courbon

Méthode de Cart-Fauchart

Cette méthode a été exposée dans les Annales de l'ITBTP N° 271-272 de Juillet-Aout 1970 [6]. Elle est applicable aux tabliers non entretoisés (hormis sur appuis) et constitués de poutres, de nervures de section constante, ou encore de caissons multiples si la déformation propre des caissons peut être négligée. Le hourdis est assimilé à une série d'entretoises infiniment minces encastrées sur les poutres. La résolution du système d'équations de déformation est effectuée par développement en séries de Fourier.

Cette méthode peut être employée pour les ponts à poutres ou à nervures non entretoisés, ainsi que pour des caissons multiples, si, en première approximation, on admet de négliger la déformation propre des caissons.

Méthode innovante Millan

Cette méthode s'appuie elle-aussi sur la théorie des dalles orthotropes et a été présentée dans le périodique Construction Métallique n°2 en 2004 [7]. Elle apporte des améliorations à la méthode Guyon-Massonnet : une formulation analytique plus efficace, la possibilité de prendre en compte un coefficient de poisson non nul pour les dalles orthotropes, ou encore d'imposer des conditions de bord sur les éléments de dalle. Cette dernière possibilité permet l'étude de la flexion locale des hourdis par encastrement des bords libres ou encore la modélisation de plusieurs éléments de dalle contiguës. Il est ainsi possible de modéliser finement des ponts à poutres ou à nervures - ce qui constitue une généralisation de la méthode de Cart-Fauchart - sans nécessairement que ces éléments soient tous identiques. Des éléments pratiques concernant l'application de la méthode Millan à la modélisation de ponts à poutres de géométrie quelconque, sont donnés dans l'article [9] issu du Bulletin Ouvrages d'Art n°71.

2.4 Critères de choix d'un modèle ou d'une méthode de calcul

2.4.1 Spécificités géométriques de l'ouvrage

Les méthodes analytiques présentées ci-dessus ne sont valables que si l'on reste dans leur champ d'application. Les critères liés à la rigidité de l'entretoisement ont été rappelés pour chaque méthode et permettent de s'orienter vers celle qui paraît la mieux adaptée à l'ouvrage, sous réserve que celui-ci présente une géométrie relativement régulière. En revanche, si la structure étudiée est plus atypique - avec des dissymétries, des variations d'épaisseur, un fort biais (> 70 grades), des renforcements locaux... - il devient nécessaire de construire un modèle de calcul spécifique de type un grillage de poutres ou modèle éléments finis.

2.4.2 Application des charges

L'application des charges sur le modèle peut s'avérer plus ou moins complexe. En particulier, la discrétisation des chargements sur un grillage de poutres classique est souvent fastidieuse et nécessite des approximations. De ce point de vue, les modélisations aux éléments finis avec des éléments de plaques ou volumiques sont préférables en terme de précision d'implantation des impacts de chargement.

Le choix du modèle pourra aussi être dicté par les facilités de déplacement automatique des charges éventuellement mises à disposition par le logiciel utilisé.

Quel que soit le modèle retenu, il peut être judicieux de passer par la construction des lignes ou surfaces d'influence de l'effet étudié pour n'effectuer qu'une seule fois la résolution de l'équilibre du modèle et en déduire rapidement les efforts obtenus sous un positionnement de charge quelconque.

2.4.3 Justification globale ou locale

Suivant l'élément à justifier, le modèle peut être global ou local. Par exemple, pour étudier le cheminement des efforts locaux dans des assemblages, ou dans des pièces de géométrie spécifique, une modélisation par éléments finis 2D ou 3D est la plus appropriée. En revanche, d'autres effets locaux ne nécessitent pas systématiquement de recourir à des modélisations au éléments finis 2D ou 3D. Par exemple, le calcul des efforts locaux dans les chevêtres incorporés des ponts dalle, tel que présenté en *Figure 2*, est réalisé avec un simple raffinement du modèle en grillage de poutres au droit des appareils d'appui.

2.4.4 Post traitements

En fonction de la nature des justifications à conduire, les résultats issus du modèle nécessitent un post-traitement qui peut être géré soit par le logiciel, soit par un composant externe. Les problématiques les plus fréquentes sont celles des combinaisons ou des enveloppes d'efforts. Cette fonctionnalité n'est pas à négliger pour les études comportant de multiples cas de charges.

3 POINTS PARTICULIERS ET EXEMPLES

3.1 Répartition transversale des moments

Résultats obtenus avec des modélisations diverses

Les divers modèles ou méthodes de calcul présentées ci-avant donnent des résultats voisins, avec toutefois des valeurs généralement sécuritaires pour la méthode Guyon-Massonet. On donne ci-dessous l'exemple d'un ouvrage PRAD à 26 poutres, de portée 25m, de largeur 21m, avec des poutres toutes identiques, soumis au chargement centré d'un convoi exceptionnel réglementaire type E3F1. L'ouvrage est étudié avec plusieurs modélisations différentes : modèle Guyon-Massonet, modèle Millan multi-plaques (dalles contiguës), modèle volumique (*Figure 13*) et modèle plaques et poutres.

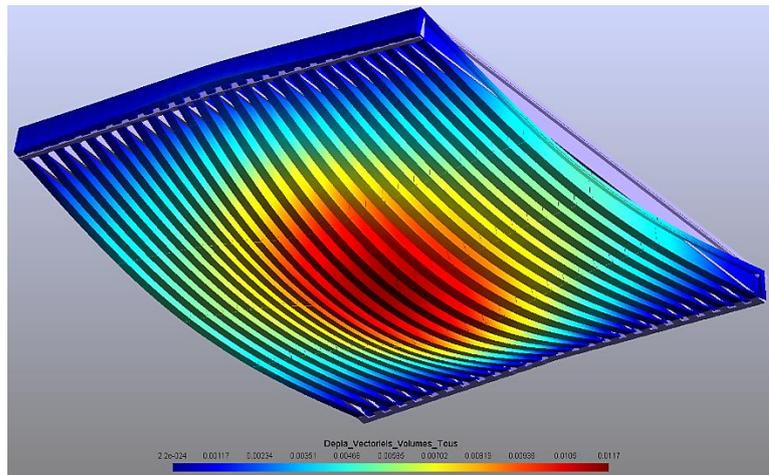


Figure 13 – Modèle volumique : déplacements sous convoi E3F1

Les courbes des coefficients de répartition transversale des moments à mi-travée (*Figure 14*) s'accordent entre tous les modèles, hormis celui issu de la méthode Guyon-Massonet qui reste sécuritaire (majoration de 16% des efforts de flexion dans la poutre la plus sollicitée).

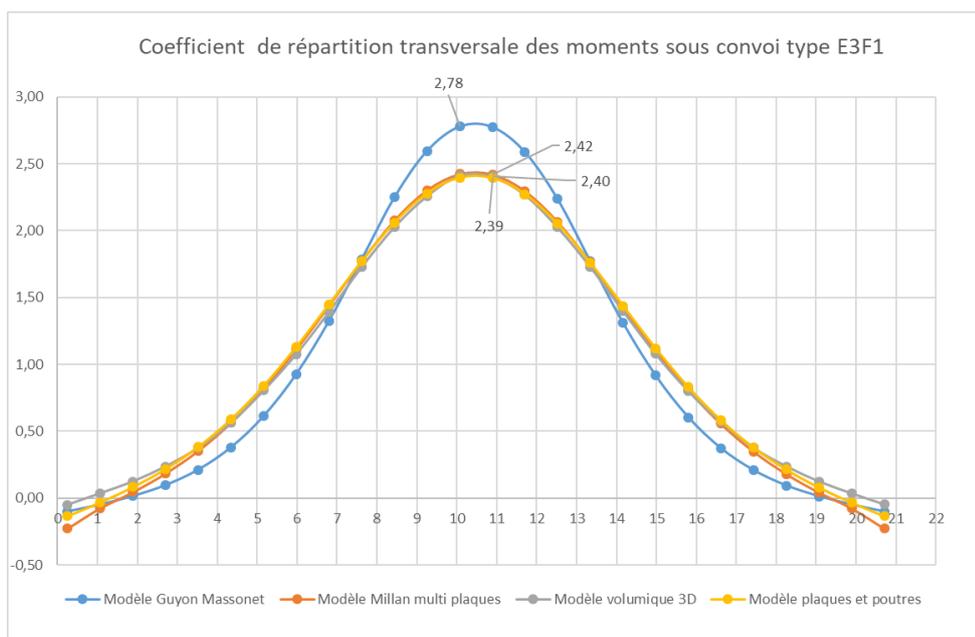


Figure 14 – Comparatif des coefficients de répartition sur les différents modèles

Cas des ouvrages à poutres de rive renforcées

La méthode de Guyon-Massonet, qui consiste à se ramener à une dalle orthotrope équivalente, ne permet pas de traiter directement les surplus d'effort engendrés sur les poutres de rive lorsque celles-ci sont plus massives ou jumelées (disposition couramment adoptée pour faire face à la problématique des chocs de véhicule hors-gabarit). Une adaptation de la méthode à ce cas spécifique a donc été proposée dans la Revue Européenne de Génie Civil [8]. A défaut, si aucune adaptation n'est effectuée, la méthode de Guyon-Massonet devient fautive pour les ouvrages à poutres de rives massives ou jumelées : l'exemple d'un ouvrage à poutres de rive jumelées (Figure 15) montre que les efforts obtenus dans les poutres de rive sont largement sous-estimés et ceux dans les poutres centrales surestimés par rapport aux autres modélisations.

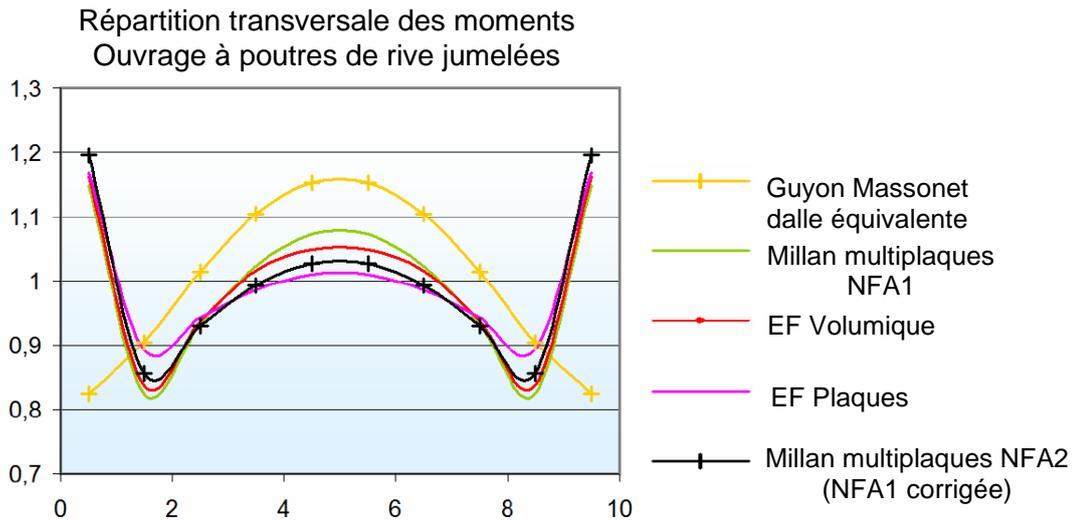


Figure 15 – Comparatif des coefficients de répartition sur un ouvrage à poutres de rive jumelées (source [9] Bulletin Ouvrages d'Art n°71)

Evolution de la répartition transversale selon la position de la charge

Quelle que soit la modélisation retenue, il est d'usage de dimensionner les ouvrages en considérant la répartition transversale des moments comme identique tout le long de l'ouvrage, en utilisant de façon sécuritaire les coefficients de répartition obtenus à mi-travée. La figure ci-dessous illustre cette hypothèse sur le cas de l'ouvrage à 26 poutres précédent soumis à une charge surfacique uniforme de 3m de largeur sur toute la longueur du tablier. La répartition transversale des moments sur chaque poutre est donnée à différentes sections d'étude. On constate que les coefficients maximaux diminuent lorsque la section d'étude s'écarte de la mi-travée. Toutefois ces coefficients s'appliquent à des moments plus faibles, ce qui limite le surdimensionnement des sections éloignées de la mi-travée.

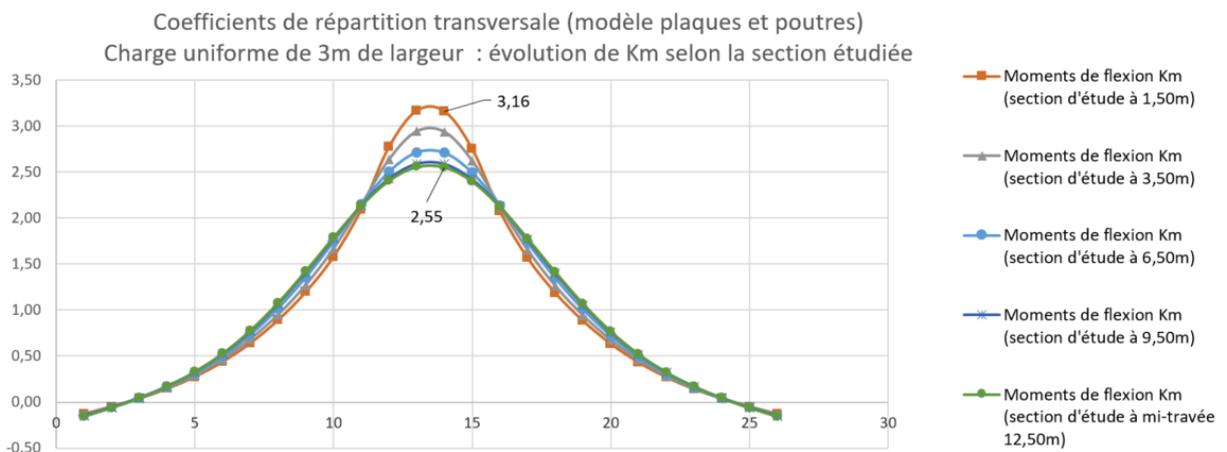


Figure 16 – Coefficients de répartition suivant la section d'étude longitudinale

En retenant comme section d'étude la mi-travée pour la répartition des moments, on obtient un coefficient maximal de 2,55 dans la poutre la plus sollicitée à mi-travée. On s'intéresse alors à l'influence de la position de la charge sur cette répartition. La charge de 3m de largeur, précédemment appliquée sur toute la longueur, est réduite à une longueur de 1m puis positionnée à différentes distances à partir de l'appui. La *Figure 17* montre la décroissance des coefficients lorsque l'on s'écarte de la mi-travée.

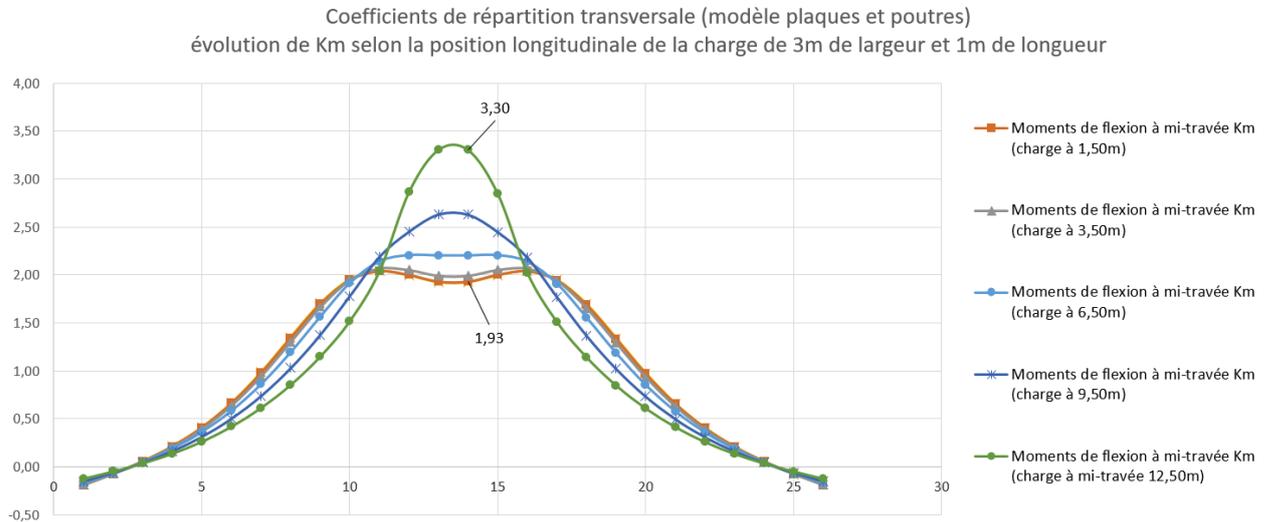


Figure 17 – Coefficients de répartition du moment à mi-travée pour différentes positions de charge

3.2 Répartition transversale de l'effort tranchant

L'étude de la répartition transversale de l'effort tranchant à proximité des appuis est souvent réalisée par simplification à partir des coefficients de répartition transversale des moments à mi-travée. Il faut savoir que cette hypothèse peut conduire à des écarts de l'ordre de 20% avec la répartition réelle de l'effort tranchant. A titre illustratif on donne en *Figure 18* des valeurs des coefficients de répartition transversale sous l'effet d'un convoi E3F1 circulant centré. Pour la poutre la plus sollicitée, le ratio entre les coefficients de répartition de l'effort tranchant sur appui (Kq, courbe bleue) et du moment à mi-travée (Km, courbe orange) vaut 18%.

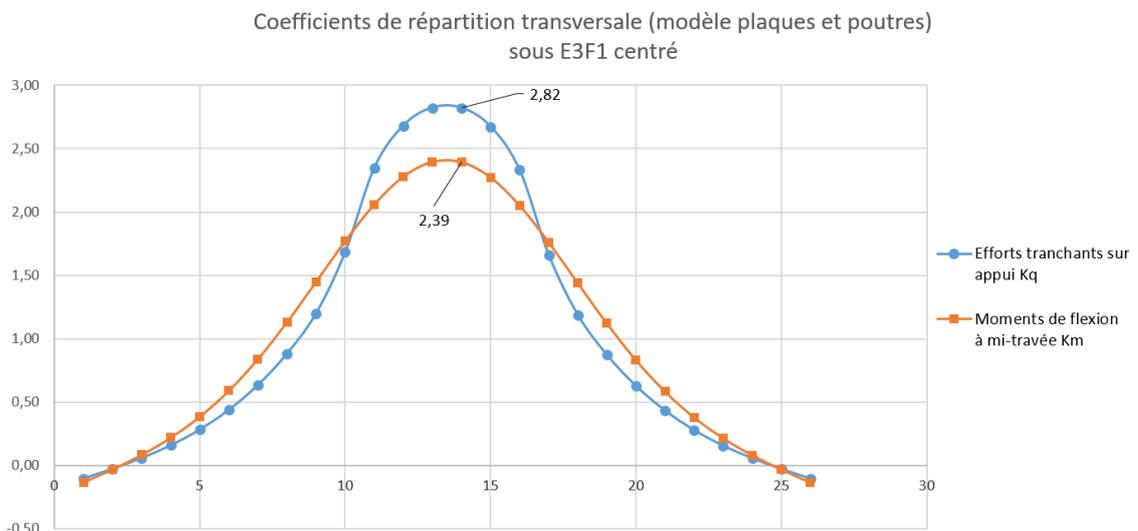


Figure 18 – Répartition transversale du moment à mi-travée et de l'effort tranchant sur appui

La courbe précédente de répartition de l'effort tranchant sur appui est obtenue pour la charge uniforme E3F1 qui s'applique sur toute la longueur de l'ouvrage et sur 5,15m de largeur. En réalité, la répartition transversale dépend du positionnement longitudinal de la charge appliquée, pour une largeur transversale donnée de la charge.

L'étude de l'effet de la position longitudinale de la charge sur la répartition est effectuée en supposant une charge de 3m de largeur et 1m de longueur, positionnée à différentes distances à partir de l'appui (*Figure 19*). On constate qu'à proximité de l'appui les charges ne bénéficient pas de l'effet de répartition : seules les poutres situées immédiatement sous la charge reprennent les efforts. On souligne ainsi le fait que l'ordre de grandeur donné de 20% d'écart entre K_q et K_m vaut pour une charge uniformément répartie longitudinalement : si la charge est ponctuelle et selon sa position sur le tablier, les écarts peuvent être bien plus importants.

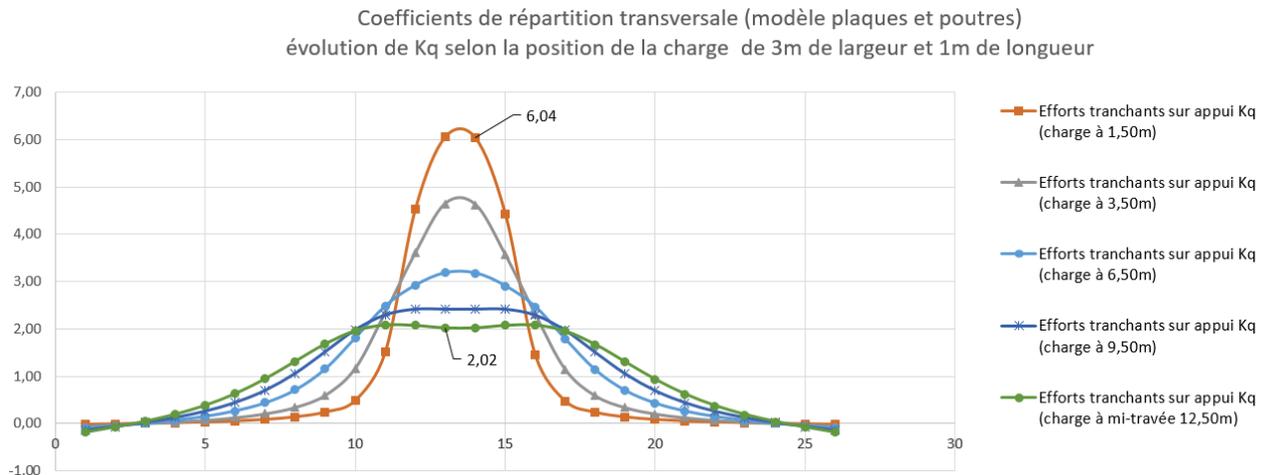


Figure 19 – Répartition de l'effort tranchant sur appui pour différentes positions de charge

Par ailleurs, il est à noter qu'à proximité immédiate de l'appui, les efforts tranchants sont en réalité diminués car les efforts sont transférés directement à l'appui. Cet effet, favorable, ne peut être pris en compte que via un modèle volumique dans lequel une diffusion des efforts (bielle de transmission directe) se met en place dans la matière à proximité de l'appui.

4 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] - Guide technique CHAMOA P CHaîne Algorithmique Modulaire Ouvrages d'Art - Annexes http://www.setra.fr/html/logicielsOA/Ponts_Types/CHAMOA-P/chamoa-p.html
- [2] - Guide pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres - PRP 75 - SETRA - 1975
- [3] - Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples - C.Massonnet - Annales de l'ITBTP - janvier 1962.
- [4] - Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Barès - R.Barès et C.Massonnet - Dunod – 1966
- [5] - Calcul des ponts à poutres multiples solidarisiées par des entretoises – J.Courbon - Annales des ponts et chaussées - Novembre-Décembre 1941
- [6] - Méthode de calcul des ponts nervurés sans entretoise intermédiaire - Annales de l'ITBTP - Juillet-Aout 1970.
- [7] - Nouvelle formulation analytique de la flexion transversale d'une dalle orthotrope - A.L.Millan - Construction Métallique n°2 – 2004
- [8] - Méthode de Guyon Massonnet Barès appliquée aux ouvrages à poutres d'inertie distincte - G.Bondonet et P.Corfdir - Revue Européenne de Génie Civil - Volume 9, n°9-10 – 2005

[9] – Calcul analytique de flexion des ponts à poutres de géométrie quelconque, calage des inerties de torsion transversale par comparaison à des calculs aux éléments finis – P.Perrin et G.Bondonet – Bulletin Ouvrages d’Art - n°71 - 2015

**EXEMPLE D'UN CALCUL EN GRILLAGE DE POUTRES SELON
DIFFERENTES METHODES
COMPARAISON DES RESULTATS – ANALYSE MULTICRITERES**

Rédacteur : Didier GUTH – Arcadis - 14/06/2020

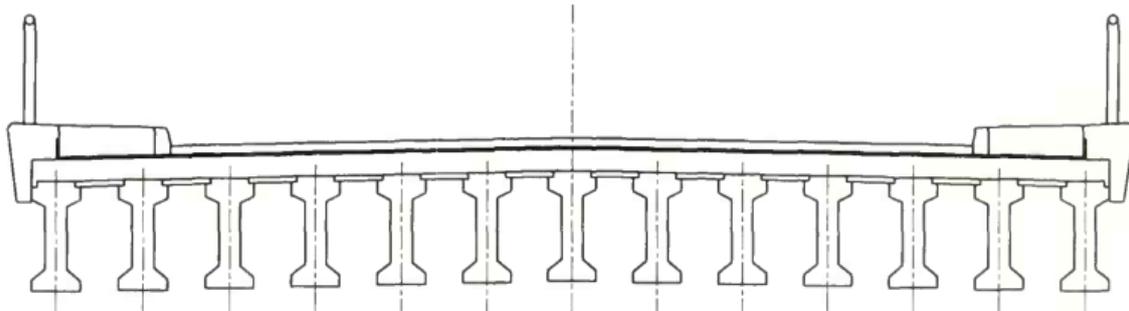


Table des matières

1	Introduction.....	3
1.1	Objectifs.....	3
1.2	Bibliographie.....	4
1.3	Compléments possibles.....	5
2	Description de la structure et des charges.....	6
2.1	Géométrie.....	6
2.2	Chargements étudiés.....	7
3	Les différentes modélisations	11
3.1	Approche par la méthode de Guyon-Massonnet.....	11
3.2	Approche en grillage plan – Modèle Grill1.....	18
3.3	Approche en poutre-échelle – Modèle Grill2.....	19
3.4	Approche barres + coques.....	21
3.4.1	Modèle avec hourdis excentré – modèle EF1	21
3.4.2	Modèle avec hourdis non excentré – modèle EF2	22
4	Comparaison des résultats.....	23
4.1	Réactions d’appui	23
4.2	Moments et tranchants.....	26
4.2.1	Méthode de Guyon-Massonnet	26
4.2.2	Modèle Grill1	26
4.2.3	Modèle Grill2	27
4.2.4	Modèle EF1.....	29

4.2.5	Modèle EF2.....	30
4.2.6	Synthèse	31
4.3	Charge à proximité directe d'un appui.....	32
4.4	Charge en console	34
5	Calcul de ferrailages automatisés.....	36
5.1	Ferrailage (automatisé) de flexion	36
5.2	Ferrailage sous une charge locale (20 kN/m ² sur 1.25 x 0.90 m ²).....	38
6	Points spécifiques.....	42
6.1	Biais	42
6.1.1	Modèle biais à 70 grades.....	42
6.1.2	Modèle biais à 50 grades.....	43
6.1.3	Comparaison des valeurs	44
6.2	La présence d'entretoises	47
6.2.1	Entretoises uniquement sur appuis	47
6.2.2	Avec entretoises intermédiaires.....	48
6.2.3	Et avec l'approche de Guyon-Massonnet ?.....	50
6.3	Le dévers.....	54
6.3.1	Modèle Grill1.....	54
6.3.2	Modèle Grill2 (poutre échelle)	58
6.4	Petite discussion sur la torsion.....	61
6.4.1	Calcul des inerties de torsion	61
6.4.2	Que faire de tous les efforts calculés ?	61
7	Conclusion(s)	67
8	Annexe – Données du calcul Guyon-Massonnet.....	69
9	Annexe - Modèles ST1	72
10	Annexe – Modèle Barres + Coques	75
10.1	Modèle 3D	75
10.2	Modèle 2D	75
11	Annexe – Tableaux de résultats	76
12	Annexe – Fichiers ST1	82

1 Introduction

1.1 Objectifs

Dans ce document, nous allons modéliser un même tablier multi-poutre à l'aide de plusieurs approches, à l'aide

- de la méthode de Guyon-Massonnet,
- d'un grillage de poutres plan,
- d'un grillage de poutres 3D (modélisé en poutre échelle),
- d'un modèle 3D associant barres et coques, avec deux approches.

Nous allons comparer :

- Les réactions d'appui,
- Les efforts, moments et tranchants.

En complément, nous allons procéder à deux calculs de flexion transversale pour mettre en avant les écarts et limites des méthodes.

In fine, nous testerons l'incidence d'un biais modéré (70 gr), d'un biais plus conséquent (50 gr) et de la présence d'entretoises.

Un tableau, en guise de conclusion tentera de donner des pistes au lecteur quant aux avantages et inconvénients de chacune des modélisations.

Les dimensions et charges appliquées sont dans l'ordre du plausible pour un ouvrage réputé être en béton armé.

Nous insistons sur le fait que chaque ouvrage est particulier et que nous nous trouvons dans le cadre de cet exemple, dans **une configuration donnée de rigidité en flexion et en torsion**, et que par conséquent les conclusions ne peuvent pas être généralisables tel quel.

1.2 Bibliographie

Nous invitons le lecteur à se reporter aux références suivantes :

- [1] - Guide technique CHAMOA P Chaîne Algorithmique Modulaire Ouvrages d'Art – Annexes
http://www.setra.fr/html/logicielsOA/Ponts_Types/CHAMOA-P/chamoa-p.html
- [2] - Guide pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres - PRP 75 - SETRA -1975
- [3] - Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples - C. Massonnet - Annales de l'ITBTP - janvier 1962
- [4] - Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Barès - R. Barès et C. Massonnet - Dunod – 1966
- [5] - Calcul des ponts à poutres multiples solidarisées par des entretoises – J. Courbon - Annales des ponts et chaussées - Novembre-Décembre 1941
- [6] - Méthode de calcul des ponts nervurés sans entretoise intermédiaire - Annales de l'ITBTP - Juillet-Aout 1970
- [7] - Nouvelle formulation analytique de la flexion transversale d'une dalle orthotrope - A.L. Millan - Construction Métallique n°2 – 2004
- [8] - Méthode de Guyon Massonnet Barès appliquée aux ouvrages à poutres d'inertie distincte - G. Bondonet et P. Corfdir - Revue Européenne de Génie Civil - Volume 9, n°9-10 – 2005
- [9] – Calcul analytique de flexion des ponts à poutres de géométrie quelconque, calage des inerties de torsion transversale par comparaison à des calculs aux éléments finis – P. Perrin et G. Bondonet – Bulletin Ouvrages d'Art - n°71 – 2015
- [10]- Emploi des éléments finis en génie civil (Tome 1) : La modélisation des ouvrages – sous la direction de Michel Prat
- [11] - Contribution à l'étude des grillages de poutres – Pierre Perrin – Dir Est – sur le wiki de l'AFGC
<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-3:exemple-c>
- [12] - Flexion transversale d'un pont multipoutre – Benjamin Tritschler – Arcadis -- sur le wiki de l'AFGC
<https://wiki-gtef.frama.wiki/accueil-gtef:partie-3:exemple-c>
- [13] Guide pour l'évaluation structurale et la réparation des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) – CEREMA – (à paraître)
- [14] Dossier PRAD 73 – SETRA
- [15] Dossier VIPP 67 - SETRA

1.3 Compléments possibles

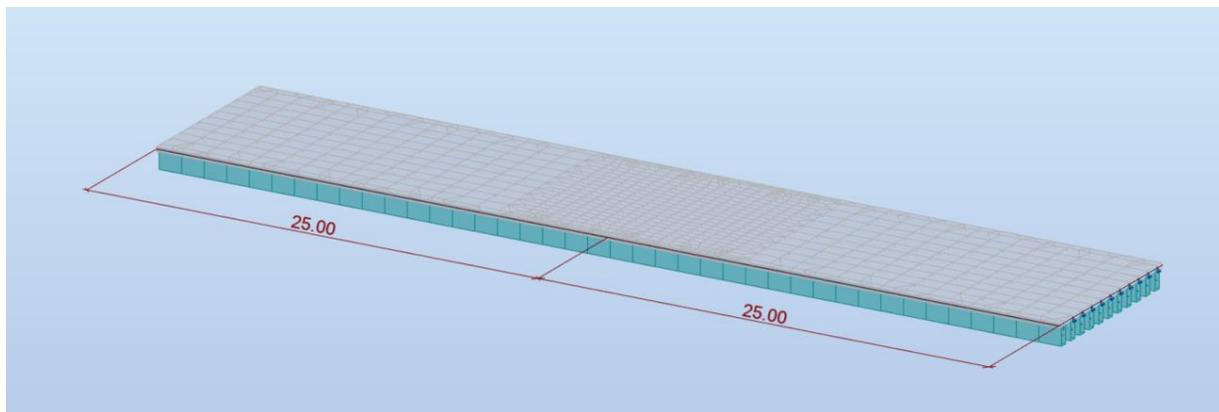
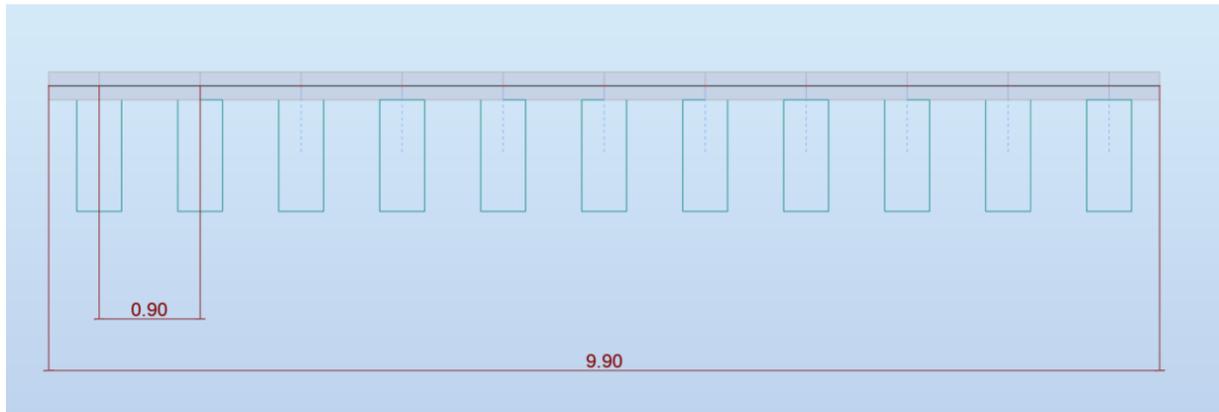
Pour compléter l'étude, de manière non exhaustive, nous pourrions à terme rajouter :

- Une modélisation avec éléments volumiques (*cf.* référence [11])
- L'étude d'un phasage longitudinal et/ou transversal, avec prise en compte du retrait-fluage, soit forfaitairement, soit à l'aide d'un calcul avec lois de comportement,
- Un étude à l'aide d'une approche « Guyon-Massonnet » améliorée,
- Des test pour trouver la larguer optimale des bandes transversales,
- La façon de prendre en compte des non-linéarités géométriques ou de matériaux,

Et étendre l'étude aux cas d'ouvrages à connexions souples.

2 Description de la structure et des charges

2.1 Géométrie



Elle comprend :

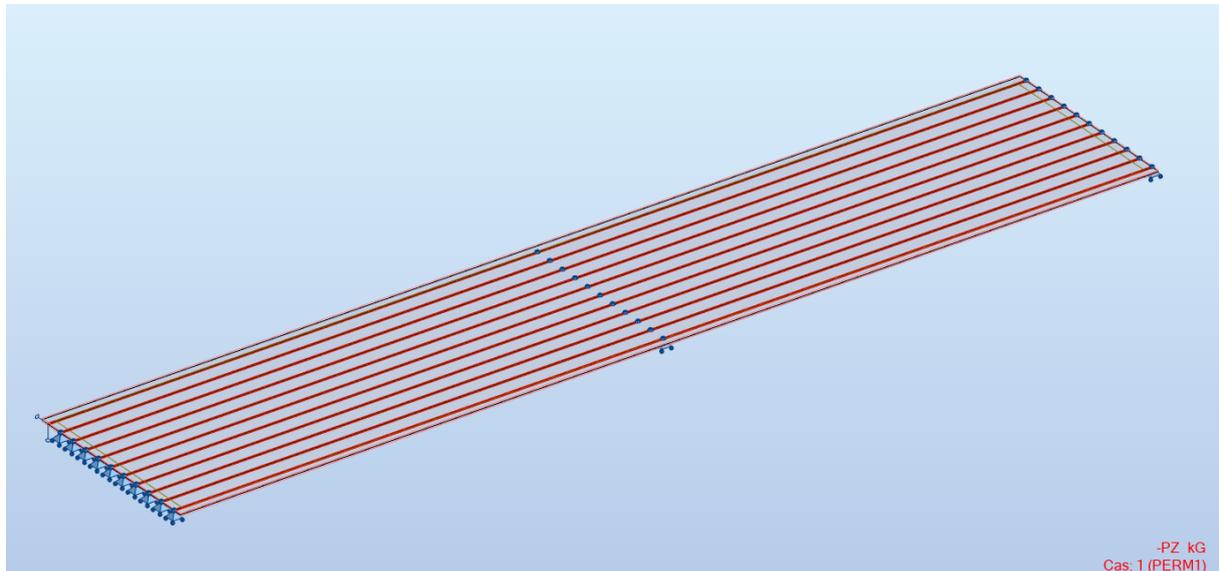
- Onze nervures de 40 cm x 100 cm ht, espacées de 0.90 m,
- Deux portées de 25 m,
- Un hourdis d'épaisseur 25 cm,

Elle est en béton C35, $E=36000$ MPa, $\nu=0.2$ et repose sur appuis simples.

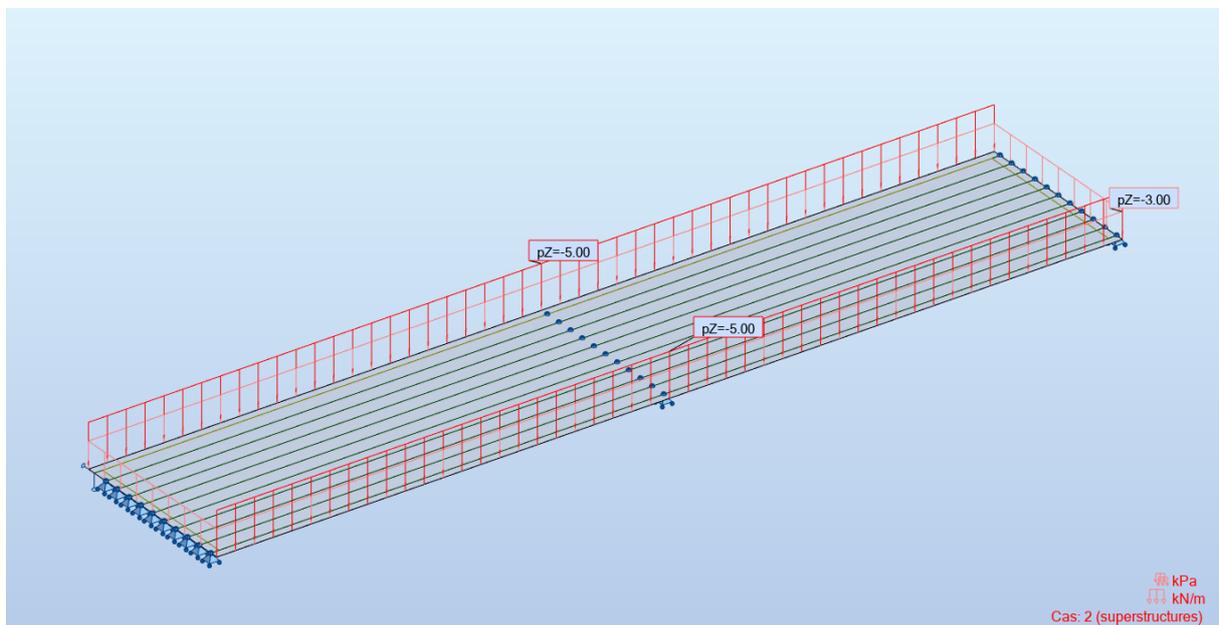
2.2 Chargements étudiés

Les chargements appliqués sont :

- Le poids propre :

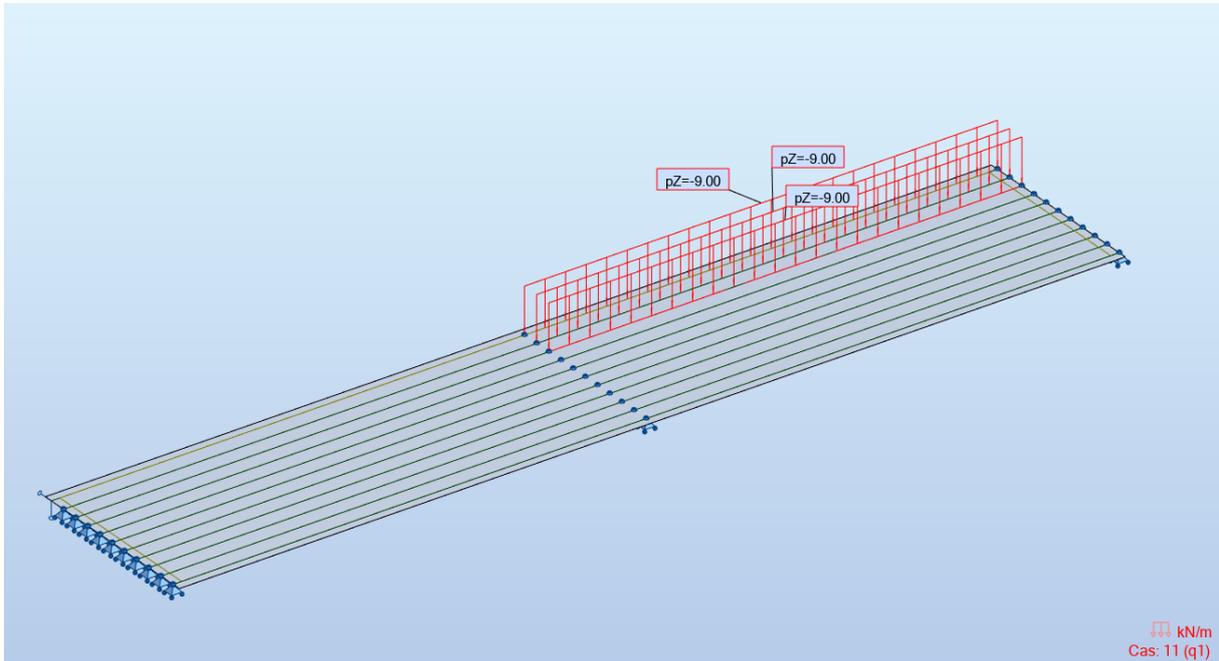


- Une charge de superstructure fictive de 3.00 kN/m² sur toute la surface du hourdis et de 5 kN/ml sur les rives, au bout des encorbellements :



▪ Diverses charges d'exploitation :

- Une charge linéique de 9 kN/m en travée 1, sur les poutres 1 à 3 :



- Une charge linéique de 9 kN/m en travée 1+2, sur les poutres 1 à 3 :

