



Dédicaces

A mes chers parents pour votre dévouement

Toutes vos prières, tous vos efforts

Pour me voir heureux

A ma chère sœur Samira,

Pour ton soutien moral et tes encouragements

A toute ma famille

A tous mes amis

Et à tous ceux que je respecte

Je vous dédie ce modeste travail

Hamza Aajlane



Dédicaces

A l'âme de ma chère mère

A mon père pour son soutien

Toutes vos prières, tous vos efforts

Pour me voir heureux

A ma chère sœur Mounia,

A mes frères Nassine et Houssam

Pour votre soutien et vos encouragements

A toute ma famille

A tous mes amis

Et à tous ceux que je respecte

Je vous dédie ce modeste travail

Mounir Essahli



Remerciement

Au terme de notre travail de fin d'étude, nous tenons à adresser nos vifs remerciements et nos sincères gratitudes à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à sa réussite.

Nous tenons tout d'abord à remercier Monsieur **Eric Martin** le responsable du département réseaux et télécom et notre encadrant à Spie-Elecam pour avoir eu l'amabilité de nous accueillir au sein de son département, et de n'avoir ménagé aucun effort pour nous permettre de mener à bien notre travail, ainsi que pour tous les conseils qu'il nous a prodigués tout au long de notre TFE.

Nous adressons par l'occasion, nos plus vifs remerciements au directeur de l'école Hassania des Travaux publics, Monsieur **Dalil Guendouz** pour les efforts qu'il n'a cessé de déployer pour assurer le bon déroulement de notre stage.

Nous tenons à remercier tout particulièrement Monsieur **Abdelmajid Niazi** qui a été pour nous plus qu'un parrain, il nous a donné le temps, la confiance en soi et la passion de travailler et de produire. On le remercie du fond du cœur pour son intérêt, sa patience, sa disponibilité et pour tous ses conseils.

Nous adressons nos vifs remerciements à Monsieur **Khalid Bentayeb**, ingénieur informaticien, qui nous a énormément aidés par ses connaissances dans le développement de l'application informatique en Visual Basic.

Enfin que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réussite de ce travail trouve ici l'expression de notre reconnaissance.



Résumé

Notre étude consiste à étudier le comportement des pylônes GSM, spécialement le pylône type E1 que l'entreprise a installé et installera sur tout le territoire marocain.

Une vérification de la structure du pylône existant a été effectuée afin de mettre en valeur toute la démarche de la conception et du dimensionnement des pylônes.

L'étude de l'impact du vent sur une telle structure nous mènera par la suite à une optimisation de la quantité du matériau entreprise pour réaliser ce type des pylônes.

Notre travail consiste aussi à dimensionner et étudier la stabilité de trois types de fondations de pylône à savoir le radier général, massif et multipode, vis-à-vis du renversement, du glissement et du poinçonnement.

Pour rendre notre travail plus consistant on a développé une application de calcul permettant d'analyser la stabilité de ces types de massifs et ressortir les sections de ferrailage. Cette application est développée en utilisant le logiciel de programmation Visual Basic.



Table des matières

Remerciement.....	3
Résumé	4
Introduction	10
Chapitre 1 : Pylônes et risques d'instabilité	11
1.2 L'acier.....	12
1.1.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	12
1.1.2 Plasticité de l'acier	14
1.1.3 Contraintes admissibles et démarche de calcul.....	15
1.1.4 Avantages et inconvénients des construction métallique.....	15
1.1.5 Protection contre la corrosion.....	16
1.2 Phénomènes d'instabilité.....	17
1.2.1 Flambement.....	17
1.2.1.1 Aspect théorique du flambement.....	17
1.2.1.2 Aspect réglementaire du flambement.....	22
1.2.2 Déversement	24
1.2.3 Voilement	24
Chapitre 2 : Charge du vent sur les pylônes et leurs équipements.....	26
2.1 Principes généraux	26
2.1.1 Définitions	26
2.1.1.1 Direction du vent.....	26
2.1.1.2 Exposition des surfaces.....	26
2.1.1.3 Maître couple	26
2.1.1.4 Vitesse normale.....	27
2.1.1.5 Valeurs des vitesses extrêmes.....	27
2.1.1.6 Pressions dynamiques.....	27
2.1.2 Modification de la pression dynamique	29
2.1.2.1 Effet de la hauteur au dessus du sol.....	29
2.1.2.2 Effet du site	29
2.1.2.3 Effet de masque.....	30
2.1.2.4 Effet de dimension.....	30
2.1.2.5 Valeurs limites des pressions dynamiques corrigées.....	31



2.1.3 Dispositions des constructions.....	31
2.1.3.1 Perméabilité des parois.....	31
2.1.3.2 Configuration des constructions.....	31
2.1.4 Actions du vent	32
2.1.4.1 Actions statiques	32
2.1.4.2 Actions dynamiques.....	34
2.2 Evaluation de l'effet de vent pour les pylônes	36
2.2.1 Prescriptions communes	36
2.2.2 Rapport de dimensions.....	36
2.2.3 Action d'ensemble	36
2.2.4 Coefficient global de traînée aérodynamique C_t	36
2.2.5 Décomposition de l'action d'ensemble	37
Chapitre 3 : Etude du pylône existant	38
3.1 Aperçu sur le pylône.....	38
3.2 Hypothèses du calcul.....	40
3.2.1 Matériaux	40
3.2.2 Vent.....	40
3.2.3 Equipements du pylône.....	40
3.2.4 Charges permanentes	40
3.2.5 Charges d'exploitation.....	41
3.3 Calcul des charges dues au vent	41
3.3.1 Premier cas de charge : Incidence normale sur la paroi.....	42
3.3.2 Deuxième cas de charge : Incidence Diagonale sur la paroi	51
3.3.3 Action du vent sur les équipements et les surfaces additionnelles	53
3.3.4 Récapitulation.....	55
3.4 Combinaison de calcul.....	58
3.5 Caractéristiques des éléments de la structure.....	58
3.5.1 Montants.....	58
3.5.2 Diagonales & Traverses	59
3.6 Vérifications de la structure	60
3.6.1 Vérification des déplacements admissibles.....	60
3.6.2 Vérifications des sections	61
3.6.4 Analyse de la structure.....	62
3.6.4.1 Diagonales et traverses.....	63
3.6.4.2 Montants.....	64



3.6.4.3 Conclusion.....	67
Chapitre 4 : Modification de la structure	68
4.1 Modification des paramètres de la structure	68
4.1.1 Correction des appuis.....	68
4.1.2 Equipements et surfaces additionnelles vis-à-vis du vent.....	69
4.2 Résultats des modifications.....	70
4.2.1 Vérification de l'ancienne structure.....	70
4.2.2 Optimisation	71
4.3 Récapitulation.....	72
4.4 Vérification de la structure modifiée dans les différentes zones du vent	73
4.4.1 PYLONE TC	74
4.4.2 PYLONE VO	75
4.4.3 Conclusion	75
Chapitre 5 : Assemblage	77
5.1 Rôle et fonctionnement des assemblages	77
5.2 Dimensionnement des boulons ordinaires.....	77
5.3 Précautions constructives	78
Chapitre 6 : Généralité sur les fondations.....	82
6.1 Définition	82
6.2 Types de fondation.....	82
6.2.1 Fondations superficielles.....	82
6.2.1.1 Définition	82
6.2.1.2 Types de fondations superficielles.....	82
6.2.2 Fondations profondes	83
6.2.2.1 Définition	83
6.2.2.2 Classification des pieux.....	84
6.3 Présentation des différentes méthodes de calcul des massifs.....	84
6.3.1 Méthode des réseaux d'état.....	85
6.3.2 Méthodes du centre élastique.....	85
6.3.3 Méthode de Dembicki-Bolt.....	86
6.3.4 Méthode IMG	86
6.3.5 Méthode de HAHN.....	87



Chapitre 7 : Méthodes de calcul adoptées	88
7.1 Fondations pour support monopode.....	88
7.1.1 Méthode du réseau d'état.....	88
7.1.1.1 Hypothèse de calcul.....	88
7.1.1.1.1 Sol.....	88
7.1.1.1.2 Mode de construction	88
7.1.1.2 Principe de la méthode du réseau d'état.....	88
7.1.1.2.1 Milieu homogène et pulvérulent.....	88
7.1.1.2.2 Prise en compte de la cohésion	90
7.1.1.2.3 Extension aux multicouches.....	92
7.1.2 Méthode du centre élastique	93
7.1.2.1 Hypothèse de calcul.....	93
7.1.2.2 Modèle de calcul	94
7.1.2.3 Méthode de vérification des massifs avec talon	97
7.2 Les multipodes et leurs fonctions.....	100
7.2.1 Présentation	100
7.2.2 Massifs sollicités à l'arrachement	100
7.2.2.1 Description.....	101
7.2.2.2 Effort d'arrachement limite dans un sol homogène.....	102
7.2.3 Massifs sollicités à la compression.....	103
7.2.3.1 Contrainte ultime q_{pu} due à la résistance à la base du puits.....	103
7.2.3.2 Calcul du frottement latéral limite Q_{fl}	103
7.2.3.3 Valeur globale.....	103
Chapitre 8 : Etude de différents types de fondations de pylônes	104
8.1 Radier général avec fût	104
8.1.1 Présentation	104
8.1.2 Méthode de calcul.....	104
8.1.2.1 Stabilité au renversement	105
8.1.2.2 Stabilité au glissement	105
8.1.2.3 Vérification des contraintes (poinçonnement).....	105
8.1.2.4 Ferrailage.....	106
8.1.3 Calcul de stabilité et de ferrailage du pylône sujet de notre étude	109
8.2 Massif.....	112
8.2.1 Présentation	112
8.2.2 Méthode de calcul.....	112
8.2.2.1 Stabilité au renversement	112



8.2.2.2 Stabilité au glissement	113
8.2.2.3 Vérification des contraintes	113
8.3 Multipode	114
8.3.1 Présentation	114
8.3.2 Méthode de calcul.....	114
8.3.2.1 Stabilité à l'arrachement.....	114
8.3.2.2 Stabilité au glissement	115
8.3.2.3 Vérification des contraintes	115
8.3.2.4 Ferrailage.....	115
Chapitre 9 : Elaboration d'un logiciel de calcul des massifs des pylônes / VBA.....	117
9.1 Présentation de l'application et mode d'utilisation	117
9.1.1 Choix du type de la fondation.....	117
9.1.2 Type de fondation = MASSIF.....	118
9.1.3 Type de fondation = Radier général	120
9.1.4 Type de fondation = Multipode	122
4.2 Exemple de calcul.....	125
Conclusion.....	129
Bibliographie	130
Annexes	131
Annexe 1 : Organigrammes des vérifications selon CM66 & Additif 80.....	133
Annexe 2 : Saisie de la structure sur le logiciel ROBOT BAT	145
Annexe 3 : Dimensionnement du pylône existant.....	153
Annexe 4 : Dimensionnement du PYLONE VO.....	154
Annexe 5 : Dimensionnement du PYLONE TC pour une vitesse de 62 m/s	155
Annexe 6 : Dimensionnement du PYLONE VO pour une vitesse de 62 m/s	156
Annexe 7 : Table de Pohl.....	157
Annexe 8 : Organigramme Flexion/Section rectangulaire : BAEL91	158



Introduction

Les tempêtes des mois de Décembre et Janvier de l'année 2009 reste inoubliables. On se souvient tous des dégâts causés par les pluies et aussi par les vents forts.

Depuis ce temps là, on se méfiait de la consistance et de la fiabilité des études établies pour la réalisation des différents ouvrages métalliques ou en béton armé.

Le pylône GSM E1 de l'entreprise Spie-Elecam a subit de fortes sollicitations de vent qui l'ont mené vers la ruine.

Pour la réalisation des pylônes, on distingue deux lots de travaux : le montage de la structure métallique et la réalisation des fondations.

Dans le cadre de notre travail de fin d'étude, nous allons suivre la démarche suivante :

1- Structure métallique des pylônes : nous allons étudier le comportement des pylônes en mettant en valeur l'impact des phénomènes d'instabilité et du vent sur la notre structure.

En effet nous essayerons de répondre aux questions suivantes :

Est-ce que ces pylônes n'étaient pas dimensionnés dans les cas de charges les plus défavorables ?

Est-ce que l'étude n'a pas bien traité l'impact des phénomènes d'instabilité sur la structure ? Est-ce qu'on peut optimiser la structure du pylône existant même dans le cas de sollicitations les plus fortes ?

Quelles sont les grands points auxquelles nous devons faire attention lors de la réalisation des pylônes ?

2- Fondations des pylônes : nous allons expliquer les principales méthodes de calculs de stabilité des fondations. Toute cette théorie sera la base du logiciel qu'on va réaliser et qui va permettre à l'entreprise de faire le dimensionnement de tous les types de fondations utilisées dans le cas des pylônes.

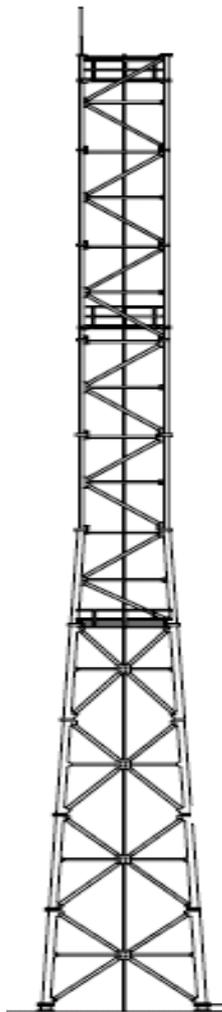


Chapitre 1 : Pylônes et risques d'instabilité

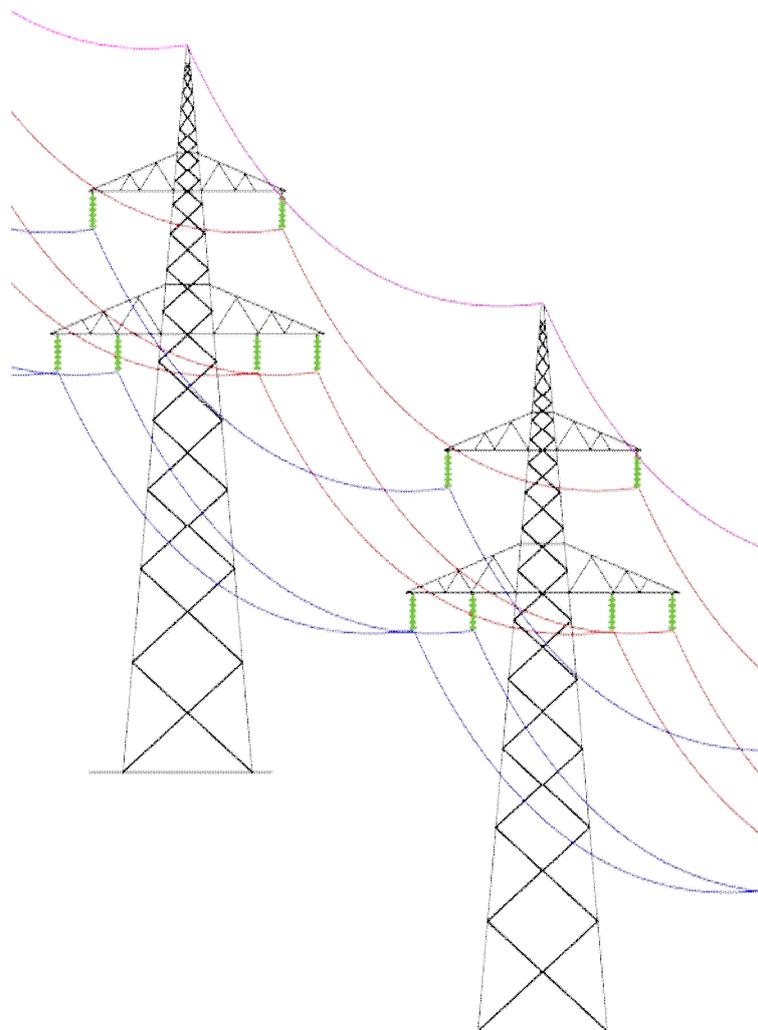
La conception de la structure des pylônes est basée sur leurs utilisations prévues. On distingue les pylônes électriques et ceux destinés à porter les équipements de la radio ou la télécommunication.

Le bon dimensionnement des pylônes nous renvoie à bien étudier leurs comportements vis-à-vis les phénomènes d'instabilité, car Les pylônes sont généralement accessibles au public, en ville ou dans la campagne.

Selon plusieurs critères, on choisit le type de pylône qui répond aux exigences fonctionnelles, techniques et économiques. En effet, on trouve des pylônes treillis, tubulaires, haubanés, en béton ou en bois.



Pylône GSM



Pylône électrique



1.2 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%).

L'acier est généralement obtenu par une opération en deux phases :

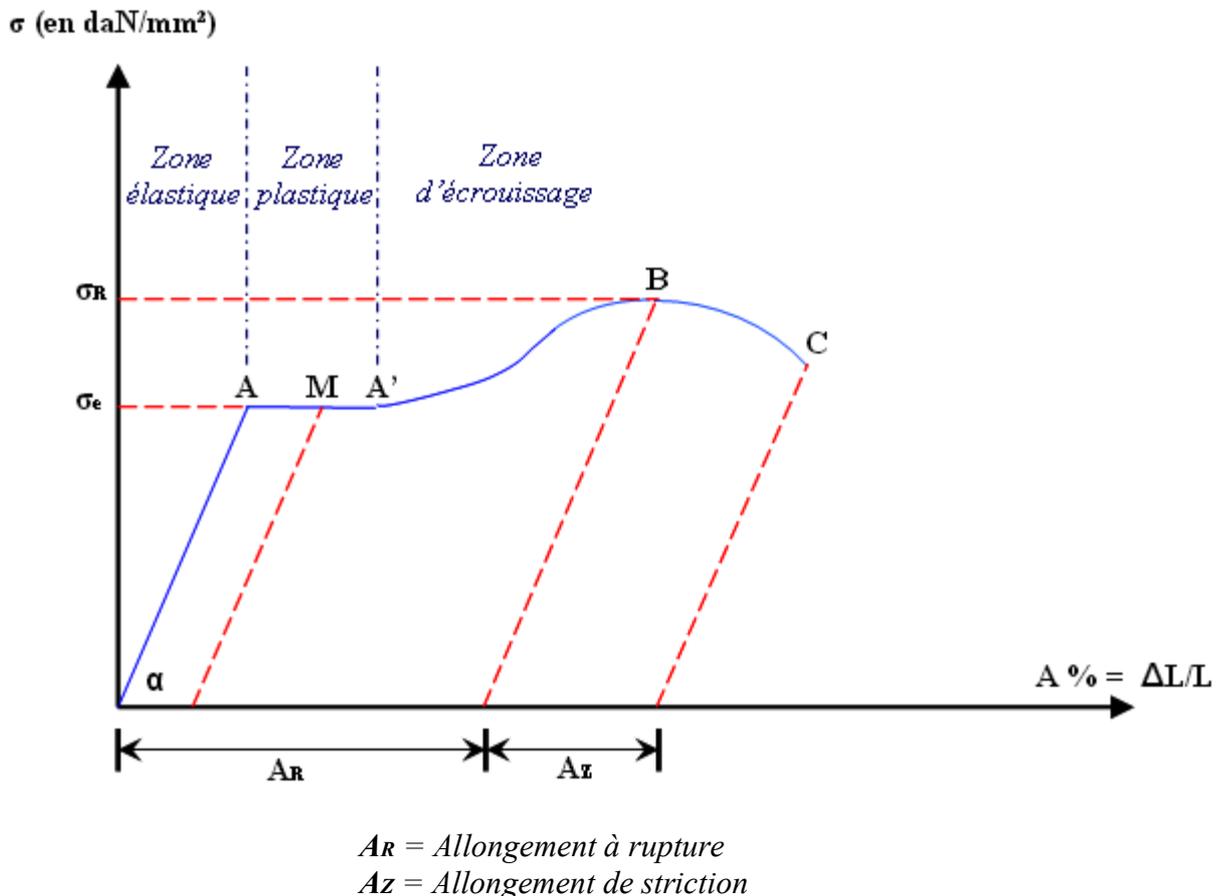
- 1^{ère} phase : l'introduction et la combustion de minerai de fer, de coke et de castine dans un haut fourneau permet l'obtention de la fonte (matériau à plus de 1,7% de carbone)
- 2^{ème} phase : il est procédé à la conversion de la fonte liquide en acier, à une température de 1500°C environ, sous insufflation d'oxygène. Cette opération s'effectue dans un convertisseur et a pour objet de décarburer la fonte. L'acier obtenu ne possède plus qu'un faible pourcentage de carbone.

Classification des aciers selon leur teneur en carbone :

	Matériaux	Teneur en carbone	Utilisation
Aciers	Aciers doux	$0,05\% < C < 0,3\%$	Charpentes, boulons
	Aciers mi-durs	$0,3\% < C < 0,6\%$	Rails, pièces forgées
	Aciers durs	$0,6\% < C < 0,75\%$	Outils
	Aciers extra durs	$0,75\% < C < 1,2\%$	Outils, poinçons
	Aciers sauvages	$1,2\% < C < 1,7\%$	Pièces spéciales
Fontes	Fontes hypo eutectiques	$1,7\% < C < 4,5\%$	Pièces coulées, culasses moteurs, bâtis machine
	Fontes hyper eutectiques	$4,5\% < C < 6,3\%$	

1.1.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Pour les essais normalisés de contrôle des aciers, nous nous bornerons ici à expliciter uniquement l'essai de traction qui est le plus classique et le plus révélateur de données physiques. Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture. On obtient un diagramme effort/déformation :



Ce diagramme se décompose en quatre phases :

- Phase OA : zone rectiligne, pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible, car si l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale.
- Phase AA' : palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est la zone plastique. A partir de A, si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon une droite MM' parallèle à OA , et la pièce conserve un allongement rémanent OM' .
- Phase $A'B$: la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point B.
- Phase BC : l'allongement continue bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette.

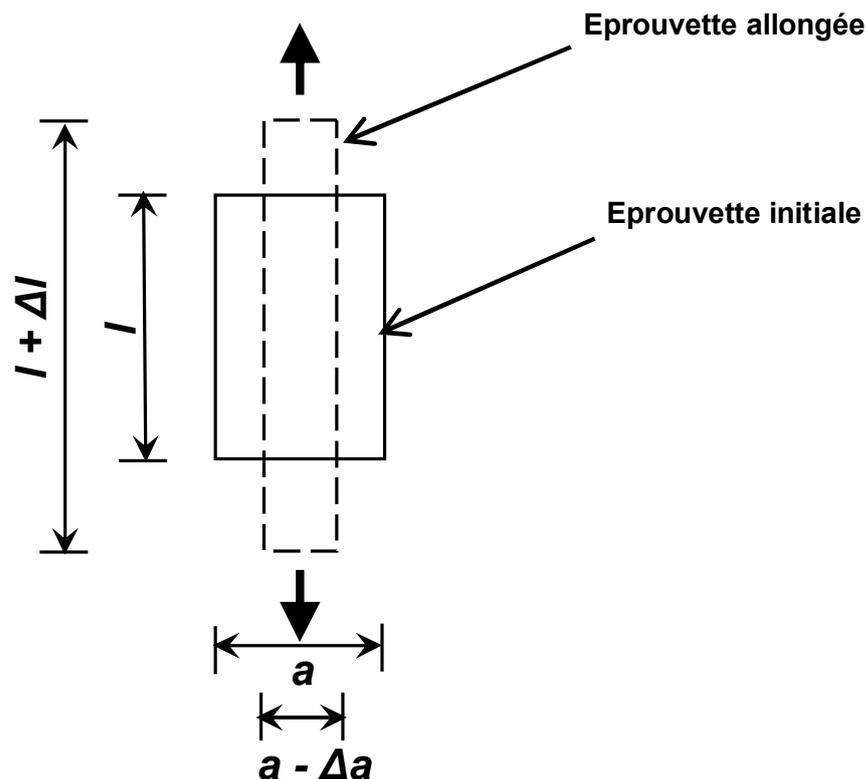
Ce diagramme permet de mesurer :

- La limite d'élasticité de l'acier σ_e , qui est la contrainte à partir de laquelle les allongements devient permanents, et qui correspond sensiblement au seuil à partir de



laquelle il n'y a plus de proportionnalité entre contrainte et allongement. Conventionnellement, la limite d'élasticité est définie comme la contrainte correspondant à un allongement rémanent de 0,2%.

- La contrainte de rupture à la traction, qui correspond à σ_R
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier E : $E = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma}{\Delta L / L} = 21000 \text{ daN} / \text{mm}^2$
- Le module d'élasticité transversal de l'acier G : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 8100 \text{ daN} / \text{mm}^2$
- L'allongement à rupture AR , l'allongement de striction AZ et donc l'allongement totale.
- Le coefficient de poisson : $\frac{\Delta a}{a} = -\nu \times \frac{\Delta l}{l} \rightarrow \nu = 0,3$



1.1.2 Plasticité de l'acier

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. Les règles CM 66 fixent σ_e comme contrainte maximale à ne pas dépasser, mais il peut arriver que localement, dans une structure, des pièces soient



sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, du palier AA' pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique.

Plus la teneur en carbone des aciers augmente, plus σ_e augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue.

1.1.3 Contraintes admissibles et démarche de calcul

Les règles CM 66 ont adopté comme critère de base de ruine d'une pièce, la valeur σ_e de la limite élastique.

La démarche des calculs va consister :

- A déterminer les valeurs de toutes les actions agissant sur les éléments à calculer : charges permanentes et variables, fixes et mobiles.
- A examiner les combinaisons possibles d'actions les plus défavorables, après pondération par les coefficients appropriés (4/3, 1, 3/2, 17/12 selon les cas)
- A calculer les sollicitations correspondantes : efforts normaux et tranchants, moments de flexion et de torsion.
- A calculer les contraintes à partir des modules d'inertie, et à les confronter à σ_e . Il suffira de vérifier que l'on a :
 - En traction : $\sigma < \sigma_e$
 - Au cisaillement simple : $\zeta < 0,6 \sigma_e$
 - En flexion simple : $\sigma_f / \Psi < \sigma_e$ (Ψ = coefficient d'adaptation plastique)
 - Dans les cas d'instabilité : $k \cdot \sigma < \sigma_e$ (k coefficient de flambement ou déversement)

1.1.4 Avantages et inconvénients des constructions métalliques

Par rapport aux structures en béton, les structures métalliques présentent de nombreux avantages, et certains inconvénients.

Principaux avantages :

- industrialisation totale : il est possible de préfabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage est d'une grande simplicité.
- Transport aisé en raison du poids peu élevé.



- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité...etc.

Principaux inconvénients :

- Résistance en compression moindre que béton
- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique en raison de la minceur des profils
- Mauvaise tenue au feu
- Nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion...etc.

1.1.5 Protection contre la corrosion

Les produits finis en acier sont généralement livrés bruts. Ils sont sujets à la corrosion, qui se manifeste par l'apparition en surface des pièces de :

- calamine, qui est un oxyde dur né en cours de laminage
- rouille, qui est une gamme d'oxyde résultant d'un phénomène électrochimique engendré par l'humidité de l'atmosphère.

Pour assurer la protection des aciers contre l'oxydation, il faut réaliser d'abord un traitement de surface (grenailage ou décapage à l'acide), puis appliquer ensuite une protection réalisée par :

- des peintures : glycérophtaliques, vinyliques, bitumineuses, etc... selon les caractéristiques du milieu et les exigences imposées.
- Des revêtements métalliques :
 - Galvanisation par dépôt électrolytique
 - Métallisation
 - Chromatisation
 - Shérardisation (Zinc) ...etc.



1.2 Phénomènes d'instabilité

Les grandes déformations affectant les zones comprimées des pièces peuvent être présentées en trois types de comportements caractéristiques dénommés phénomènes d'instabilité ; qui sont :

- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées ou comprimées fléchies.
- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.

Nous nous proposons donc d'examiner le flambement – le phénomène le plus rencontré dans le cas des pylônes - sous ses deux aspects théoriques et réglementaires. Par la suite, nous présenterons sommairement les deux autres types d'instabilité restants.

1.2.1 Flambement

1.2.1.1 Aspect théorique du flambement

Flambement simple

Le flambement simple affecte les pièces soumises à la flexion simple.

Lorsque N croît, à partir de zéro, l'état d'équilibre initial évolue vers un état curviligne fléchi.

D'après la loi fondamentale de la flexion, le moment fléchissant s'écrit : $M = -EI \frac{d^2y}{dz^2}$

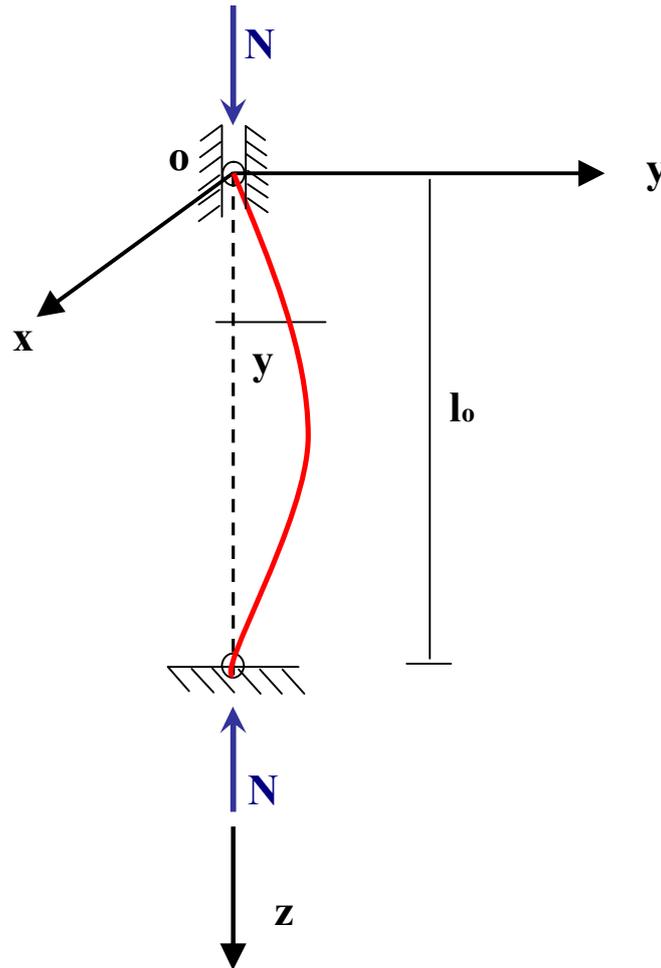
Or, $M = N_y$, donc $EI \frac{d^2y}{dz^2} + Ny = 0$

En posant $\alpha = \sqrt{\frac{N}{EI}}$, on obtient l'équation de l'élastique : $\frac{d^2y}{dz^2} + \alpha^2 y = 0$

La solution générale de cette équation est de la forme : $y = A \sin \alpha z + B \cos \alpha z$

Pour le cas d'une poutre bi-articulée, les conditions aux limites se traduisent ainsi :

- Pour $z = 0$, $y(0) = 0 \quad \rightarrow B = 0$
- Pour $z = l_0$, $y(l_0) = 0 \quad \rightarrow A \sin \alpha l_0 = 0$



Deux cas sont alors possibles:

- Si $\sin \alpha l_0 \neq 0$, $A = 0$ et $y(z) = 0$ quel que soit z . dans ce cas seul l'équilibre rectiligne est possible.

- Si $\sin \alpha l_0 = 0$, $\alpha l_0 = k\pi$, soit $\alpha = \frac{k\pi}{l_0} = \sqrt{\frac{N}{EI}} \rightarrow N = \frac{k^2 \pi^2 EI}{l_0^2}$

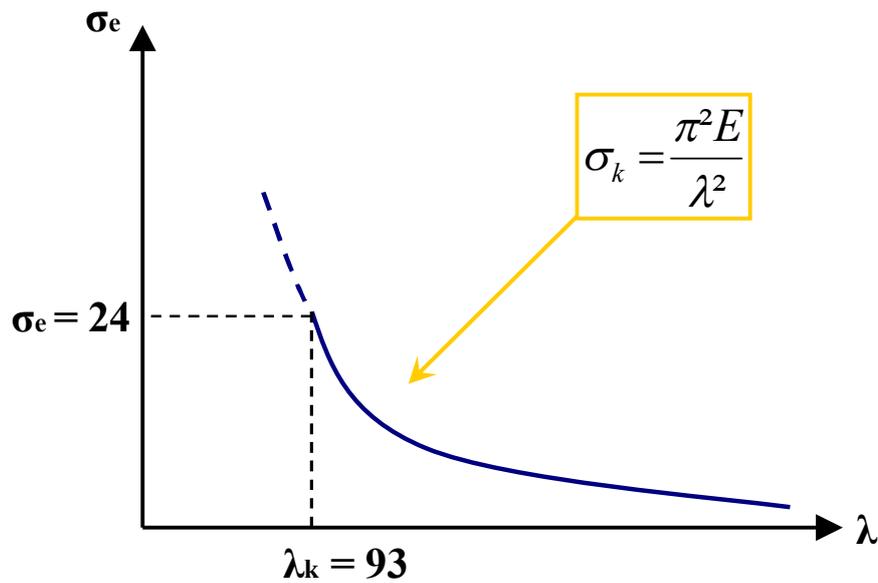
Pour que la poutre reste fléchie, il faut que soit au moins égale à 1, ce qui conduit à la valeur

minimale de N qui vaut : $N_k = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$ **la force critique d'EULER**

A la force critique d'EULER N_k correspond une contrainte critique σ_k . A étant la section

droite de la poutre, on aurait : $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{l_0} \times \frac{I}{A} = \frac{\pi^2 E}{l_0} \times i^2$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ rayon de giration

minimale correspondant à l'élancement maximal $\lambda = \frac{l_0}{i}$, d'où finalement : $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$



- Lorsque $\sigma_k < \sigma_e$, aucun risque de flambement n'est à craindre et la ruine survient pour $\sigma = \sigma_e$.

- Lorsque $\sigma_k > \sigma_e$, il y a ruine par flambement dès lors $\sigma_k = \sigma$.

D'une manière générale, selon les conditions aux appuis, la force critique d'EULER vaut :

$$N_k = m \frac{\pi^2 EI}{l_a^2}$$

l_0 étant la longueur réelle de la barre. En introduisant la longueur de flambement l_k , elle s'écrit

$$\text{alors : } N_k = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad \text{avec } l_k = \frac{l_0}{\sqrt{m}}$$

Des calculs analogues à ceux que nous avons effectués pour une poutre bi-articulée conduisent à des équations différentielles de déformées, qui se résolvent aisément et qui conduisent à des valeurs de m et de l_k récapitulées dans e tableaux ci-dessous.



Conditions d'appuis	m	l_k
---------------------	---	-------

Sans déplacement des extrémités

	1	l_0
	2	$0,7l_0$
	4	$0,5l_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7l_0$

Avec liberté de déplacement des extrémités

	$0,25$	$2l_0$
	1	l_0
	$m < 1/4$	$> 2l_0$



Flambement flexion

Il s'agit dans ce cas, d'une poutre rectiligne, soumise simultanément à un effort N et à un moment fléchissant M_0 .

En comparaison au flambement simple, il y a dans ce cas une amplification de la déformée et donc des contraintes de flexion et de compression.

Si $M_0(z)$ est le moment fléchissant initial, le moment fléchissant total dans la poutre, comprimée et fléchie, vaut : $M(z) = M_0(z) + Ny$

La déformée a pour équation : $EI \frac{d^2y}{dz^2} + Ny = -M_0(z)$

Pour des flexions simples de $M_0(z)$, l'intégration est possible. Les résultats obtenus sont rassemblés dans le tableau ci-après, dans lequel $t = \frac{\alpha l}{2}$.



Conditions aux appuis	Cas de charges	M_0 Max pour $z = l/2$	M Max pour $z = l/2$	Coeff. D'amplification des moments $r = M_{\max}/M_0$
Bi-articulées		$q \frac{l^2}{8}$	$q \frac{l^2}{8} r$	$\frac{2}{t^2} \left(\frac{1}{\cos t} - 1 \right)$
		$Q \frac{l}{4}$	$Q \frac{l}{4} r$	$\frac{1}{t} \tan t$
Bi-encastées		$q \frac{l^2}{24}$	$q \frac{l^2}{24} r$	$\frac{3}{t \sin 2t} - \frac{3}{2t^2}$
		$Q \frac{l}{8}$	$Q \frac{l}{8} r$	$\frac{1}{t} \tan t$

1.2.1.2 Aspect réglementaire du flambement

La théorie d'EULER établie pour des poutres idéales reste insuffisante en raison des insuffisantes des imperfections de centrage et de rectitude. Il est donc impératif de prendre en compte ces imperfections.

Sur le plan réglementaire, nous allons présenter la démarche de vérifications suivant les règles CM 66, dans le seul domaine élastique.



► Flambement simple

Il existe une contrainte σ_s (contraint limite d'affaissement), valeur de la contrainte de compression simple σ pour laquelle $\sigma_{\max} = \sigma_e$.

$$\text{On pose } k = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$$

$$\text{Soit } k = (0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}) + \sqrt{(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k})^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}}$$

On constate que $k = f(\frac{\sigma_e}{\sigma_k}) = f(\frac{\sigma_e \lambda^2}{\pi^2 E})$, c'est-à-dire que pour un acier donné k ne dépend que de l'élanement λ .

N.B. : les règles CM 66 proposent des tableaux (annexe 13,411) donnant k en fonction de λ

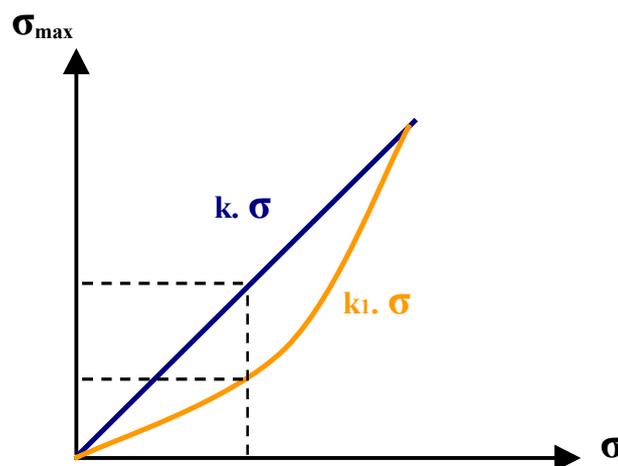
Enfin connaissant k , il reste simplement à vérifier que : $k \cdot \sigma \leq \sigma_e$

Il existe un autre mode de vérification possible : Si on pose $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$ on trouve à partir d'un

$$\text{calcul simple que } \sigma_{\max} = \sigma \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = \sigma k_1 \leq \sigma_e$$

k_1 est une fonction croissante de σ et pour $\sigma = \sigma_s$ on $k_1 = k$

Le tracé des fonctions k_1 et k montre que la vérification avec le coefficient k est plus contraignante que la vérification par le coefficient k_1 (sécurité plus grande, donc consommation d'acier supérieure).



► Flambement flexion

On vérifie que : $k_1 \cdot \sigma + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$



Avec : $k_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1,3}$ coefficient d'amplification de contrainte de flexion

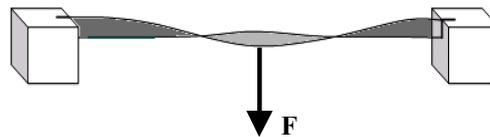
$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3}$: Coefficient d'amplification des contraintes de compression

Dans l'annexe 1, nous établissons les différents organigrammes résumant les vérifications des éléments suivants les règles CM66 et l'additif 80.

1.2.2 Déversement

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, de façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande raideur), comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

La flexion n'est alors plus plane, mais déviée, et s'accompagne d'une torsion et d'un gauchissement de la section (Bimoment).



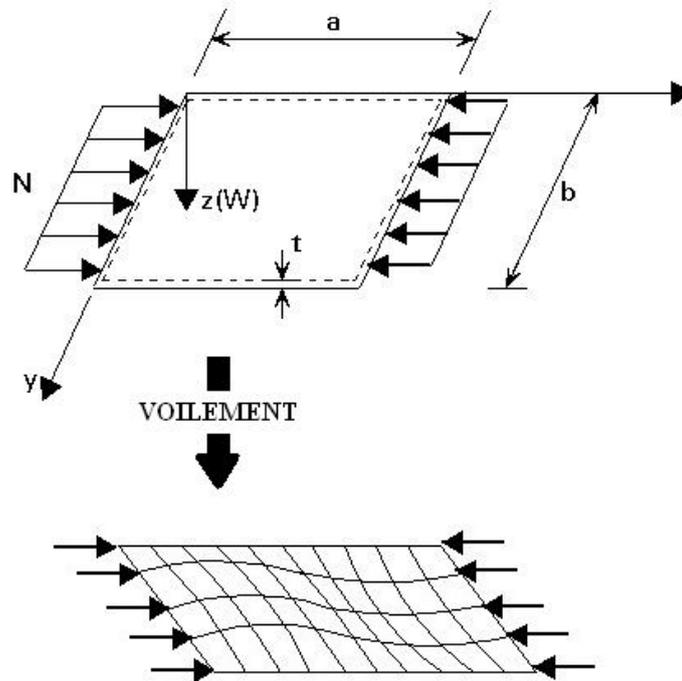
1.2.3 Voilement

Expérimentalement, si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux côtés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas sans rappeler le phénomène de flambement pour des pièces à une dimension, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissent pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce.

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. Il est dans ce cas attaché à la diagonale comprimée.

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.



Chapitre 2 : Charge du vent sur les pylônes et leurs équipements

2.1 Principes généraux

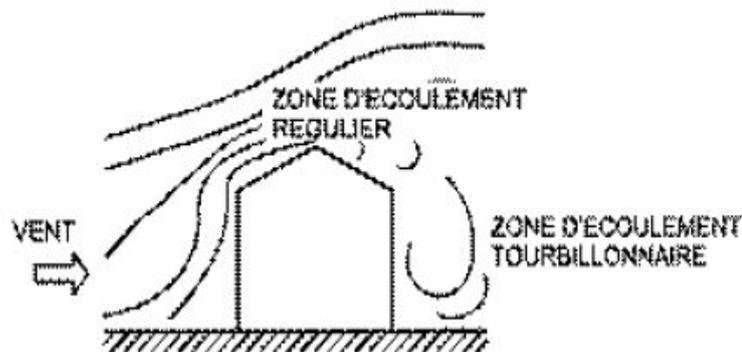
2.1.1 Définitions

2.1.1.1 Direction du vent

On suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale (les grands courants aériens suivent les mouvements du terrain et sont par conséquent parallèles au sol).

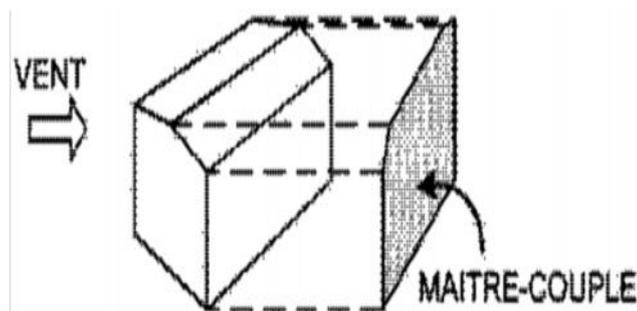
2.1.1.2 Exposition des surfaces

Les surfaces exposées au vent sont dites « au vent » (sont soumises à un écoulement régulier). Quant à celles non exposées au vent, elles sont dites « sous le vent » (sont soumises à un écoulement turbulent).



2.1.1.3 Maître couple

C'est la projection orthogonale de la surface considérée ou de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent. Cette notion est introduite pour la détermination des vents les plus défavorables.





2.1.1.4 Vitesse normale

La vitesse normale est la pointe de rafale qui n'est atteinte ou dépassée que 3 jours sur 1000, c'est-à-dire le vent de fréquence 3%.

Elle est égale à la vitesse extrême divisée sur $\sqrt{1,75}$.

2.1.1.5 Valeurs des vitesses extrêmes

La carte marocaine des vents définit la répartition régionale des maximums des vitesses de vent en quatre régions distinctes.

	VITESSE NORMALE (m/s)	VITESSE EXTREME (m/s)
ZONE 1	29,44	39
ZONE 2	33,26	44
ZONE 3	46,86	62
ZONE 4	*	*

* Pour les besoins de calcul, on adopte, pour la zone 4, les valeurs de la zone 3

2.1.1.6 Pressions dynamiques

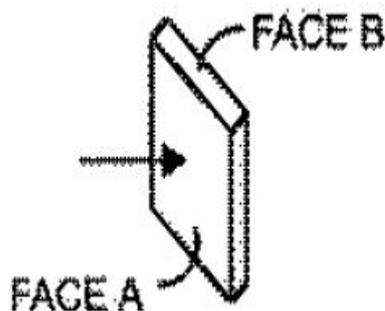
Action élémentaire

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est donnée par un produit $C \times q$, dans lequel :

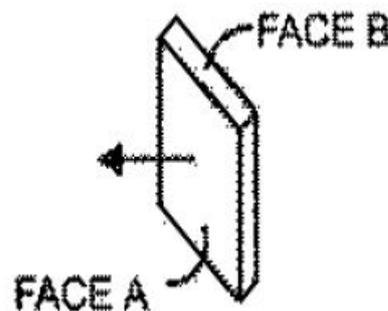
- q désigne la pression dynamique
- C un coefficient de pression fonction des dispositions de la construction

NB : Une face est dite soumise à une pression ou surpression lorsque la force normale de cette face est dirigée vers elle ; dans ce cas $C > 0$.

Une face est dite soumise à une succion lorsque la force est dirigée en sens contraire ; dans ce cas $C < 0$.



Pression ou surpression sur la face A : $C > 0$



Succion ou dépression sur la face A : $C < 0$



Pression dynamique

Pression dynamique : la pression dynamique en déca newtons par mètre carré (daN/m²) est donnée en fonction de la vitesse V du vent en mètre par seconde par la formule :

$$q = V^2 / 16,3$$

(Justifications : Cette pression, dite pression dynamique, est donc indépendante de la nature, de la position et des dispositions de la construction Elle est donnée par la formule : $q = \rho V^2 / 20$ établie par application du théorème de Bernoulli où :

ρ = masse volumique en kg par m³ de l'air sec débarrassée de gaz carbonique, à 15° C et sous une pression atmosphérique normale¹ = 1,225 kg/m³ ;

V = vitesse du vent en mètres par seconde (m/s) ;

q = pression dynamique du vent en décanewtons par mètre carré (daN/m²), ce qui donne pour q la valeur $q = V^2 / 16,3$)

Pression dynamique de base

Pression dynamique de base : Par convention, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au-dessus du sol, pour un site normal et sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50 m. elle est donnée par les deux tableaux suivants :

- Pour une altitude inférieure ou égale à 1000m

	PRESSION DE BASE NORMALE (daN/m ²)	PRESSION DE BASE EXTREME (daN/m ²)
ZONE 1	53,5	93,5
ZONE 2	68	119
ZONE 3	135	236
ZONE 4	*	*

*** Pour les besoins de calcul, on adopte, pour la zone 4, les valeurs de la zone 3**

- Pour une altitude supérieure ou égale à 1000m ➔ Dans ce cas, c'est le maître d'ouvrage qui doit prescrire les pressions dynamiques de base à prendre en compte dans les calculs.



2.1.2 Modification de la pression dynamique

2.1.2.1 Effet de la hauteur au dessus du sol

Soit :

- q_H la pression dynamique agissant à la hauteur ***H au-dessus du sol*** exprimée en mètres
- q_{10} la pression dynamique de base à 10 m de hauteur.

Pour H compris entre 0 et 500 m, le rapport entre q_H et q_{10} est défini par la formule :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

NB : -La hauteur H est comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction.

-Pour les constructions en bordure immédiate du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10 m égale à celle régnant à 10 m.

2.1.2.2 Effet du site

Les Règles considèrent trois types de sites :

- **Site protégé** : Exemple → Fond de cuvette bordé de collines sur tout son pourtour et protégé ainsi pour toutes les directions du vent
- **Site normal** : Exemple → Plaine ou plateau de grande étendue pouvant présenter des dénivellations peu importantes, de pente inférieure à 10 % (vallonements, ondulations).
- **Site exposé** : Exemples → Au voisinage de la mer : le littoral en général (sur une profondeur d'environ 6 km) ; le sommet des falaises ; les îles ou presqu'îles étroites. A l'intérieur du pays : les vallées étroites où le vent s'engouffre ; les montagnes isolées ou élevées

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées par des pressions dynamiques de base il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction.



Les valeurs des pressions dynamiques de base normale et extrême doivent être multipliées par un coefficient de site k_S égal à :

	ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3
SITE PROTÉGÉ	0,8	0,8	0,8
SITE NORMAL	1	1	1
SITE EXPOSÉ	1,35	1,3	1,25

2.1.2.3 Effet de masque

On dit qu'il y a effet de masque lorsqu'une construction ou une surface est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ou surfaces ayant une grande probabilité de durée.

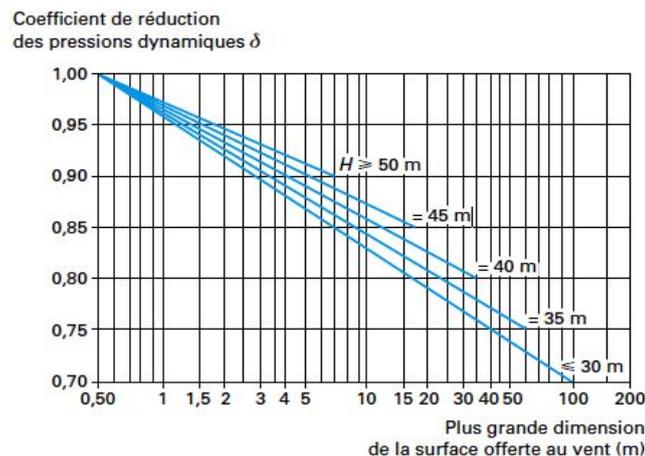
L'effet du masque se traduit :

- Soit par une aggravation des actions du vent.
- Soit par une réduction des actions du vent ; néanmoins les pressions dynamiques peuvent être réduite de 25%.

2.1.2.4 Effet de dimension

Le coefficient de réduction δ tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la dimension de la surface frappée.

Les pressions dynamiques correspondant à chaque niveau d'une construction doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ déterminé en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent (maître couple) intéressant l'élément de stabilité considéré. Ce coefficient garde, entre les cotes 0 et 30 m, une valeur constante correspondant à celle de la cote H_b de la base de la construction. Il varie ensuite linéairement jusqu'à une valeur correspondant, soit à celle de la cote H_s du sommet de la construction, soit à celle de la cote $H_s = 50$ m au-dessus de laquelle il reste constant et égal à cette dernière valeur.





2.1.2.5 Valeurs limites des pressions dynamiques corrigées

La totalité des réductions autorisées par les règles concernant l'effet de masque et l'effet des dimensions ne doit, en aucun cas, dépasser 33%.

Quelque que soit la hauteur H, le site... les valeurs de la pression dynamique sont limitées comme ci-dessous :

	VALEURS MAXIMALES	VALEURS MINIMALES
PRESSION DYNAMIQUE NORMALE CORRIGÉE	255 daN/m ²	34,5 daN/m ²
PRESSION DYNAMIQUE EXTRÊME CORRIGÉE	451,5 daN/m ²	60 daN/m ²

2.1.3 Dispositions des constructions

Conformément à notre sujet concernant le dimensionnement des pylônes GSM, nous allons nous intéresser au volet des constructions en treillis figurant dans les règles NV 65.

2.1.3.1 Perméabilité des parois

Une paroi a une perméabilité au vent de μ % si elle comporte des ouvertures de dimensions quelconques dont la somme des aires représente μ % de son aire totale. On distingue ainsi les constructions fermée ($\mu \leq 5\%$), les constructions partiellement ouverte ($5\% \leq \mu \leq 35\%$) et les constructions ouverte ($35\% \leq \mu$).

2.1.3.2 Configuration des constructions

Proportions d'ensemble

Les actions exercées par le vent sur deux constructions de même catégorie, même position dans l'espace et même perméabilité des parois, mais non semblables au sens géométrique du mot, dépendent essentiellement des proportions propres à chacune de ces constructions.

Le rapport ϕ entre deux surfaces (constructions ajourées et constructions en treillis), définis pour chaque catégorie à l'article correspondant, permettent de déterminer les coefficients de pression C applicables à chaque face des différentes parois et les coefficients globaux C_t et C_u .

Discontinuité des formes extérieures

Les actions exercées par le vent peuvent être notablement augmentées dans certaines zones notamment autour des appuis ou des attaches d'un élément extérieur à la construction ou aux endroits de discontinuité marquée dans les formes extérieures de la construction (cas de



pylônes). Elles prennent alors le nom d'actions locales. Dans ces zones les coefficients de pression relatifs aux actions extérieures doivent être convenablement majorés, conformément aux règles particulières à chaque type de construction

2.1.4 Actions du vent

2.1.4.1 Actions statiques

Actions extérieures et intérieures

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise :

- À des succions, si les parois sont sous le vent
- A des pressions, si les parois sont au vent

Ces actions sont dites actions extérieures.

Dans les constructions fermées, ouvertes ou partiellement ouvertes, les volumes intérieurs compris entre les parois peuvent être dans un état de surpression ou de dépression suivant l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative. Il en résulte sur les faces intérieures des actions dites actions intérieures.

Les actions extérieures sont caractérisées par un coefficient C_e , les actions intérieures par un coefficient C_i

Actions sur les parois

Action élémentaire unitaire sur une face :

L'action élémentaire unitaire p du vent sur une face est donnée par l'expression :

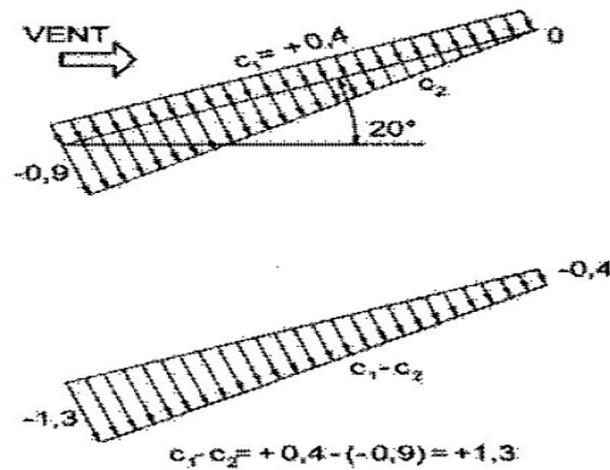
$$p = Cq$$

Action résultante unitaire sur une paroi :

L'action résultante unitaire sur une paroi est la combinaison des actions élémentaires unitaires sur chacune des faces de la paroi. Elle est donnée par l'expression algébrique :

$$p_r = (C_1 - C_2) \times q_r$$

Où q_r est la valeur moyenne, au sens analytique, de la pression dynamique entre le niveau inférieur H_1 de la paroi et son niveau supérieur H_2 .



Action résultante totale sur une paroi :

L'action résultante totale exercée sur une paroi plane de surface S est donnée par l'expression :

$$P = p_r \times S$$

Action d'ensemble sur une construction

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction, est la résultante géométrique R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction.

La direction de cette résultante diffère généralement de celle du vent. Pour certains ensembles elle peut se décomposer :

- Suivant la direction horizontale du vent en une composante T (traînée) produisant un effet d'entraînement et de renversement ;
- Suivant une verticale ascendante en une composante U (portance) produisant un effet de soulèvement et éventuellement de renversement.

Dans quelques cas particuliers ces deux composantes peuvent être calculées directement à l'aide de coefficients globaux de traînée C_t et de portance C_u .

On a alors

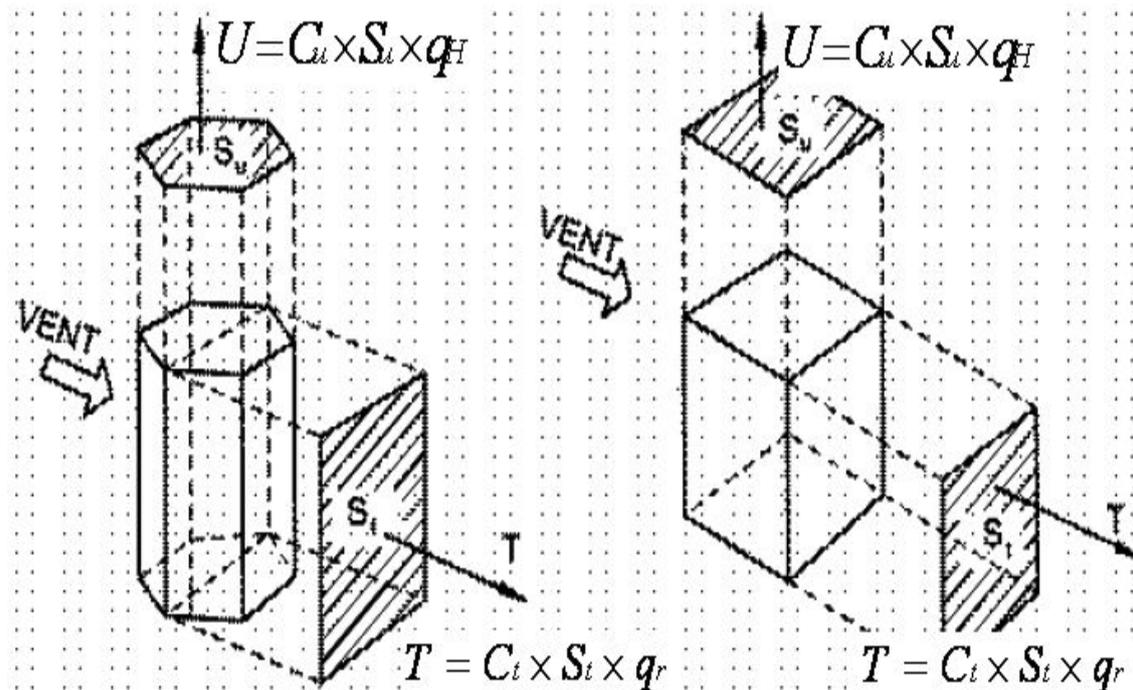
$$T = C_t \times S_t \times q_r \quad U = C_u \times S_u \times q_H$$

Où :

- S_t est l'aire de la projection verticale de la construction (maître couple) normale à la direction du vent considérée ;



- S_u est l'aire de la projection horizontale de la construction ;
- q_r est la valeur moyenne de la pression dynamique ;
- q_H est la pression dynamique au niveau H



2.1.4.2 Actions dynamiques

Aux effets statiques précédemment définis, s'ajoutent des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction.

Cas des surcharges normales

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble, sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration au moins égal à l'unité. Ce coefficient β est donné par la formule

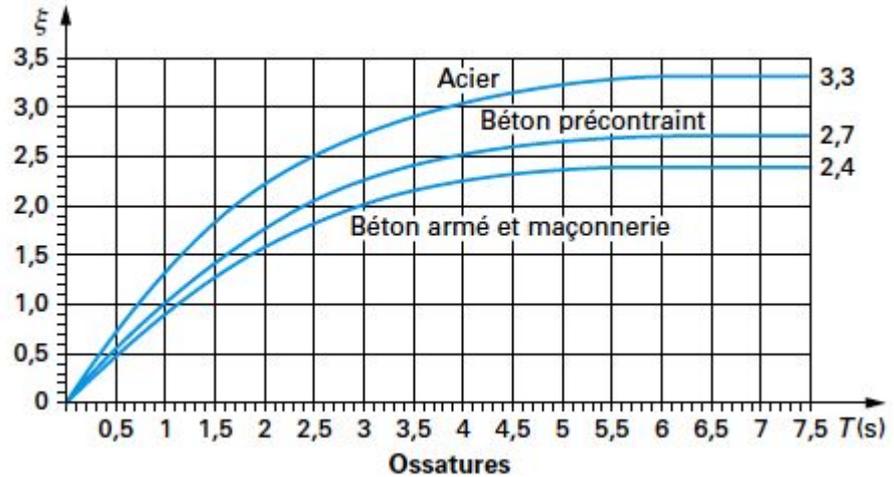
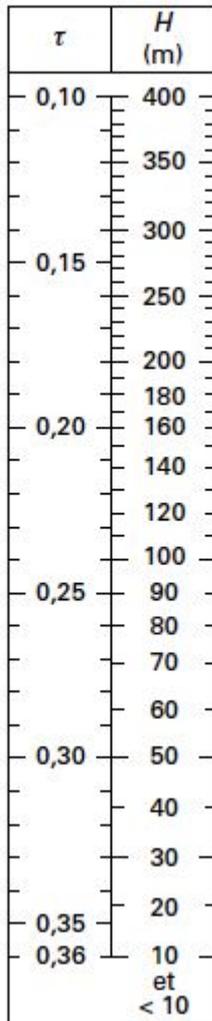
$$\beta = \theta \times (1 + \xi\tau)$$

Dans laquelle :

- ξ : coefficient de réponse, est donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation et pour des ouvrages de divers degrés d'amortissement.



- τ : coefficient de pulsation, est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au-dessus du sol par l'échelle fonctionnelle
- θ : coefficient global dépendant du type de construction. Pour constructions ajourées et des constructions en treillis, θ est pris égal à 1.



Cas des surcharges extrêmes

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques extrêmes servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées par l'expression au moins égale à l'unité :

$$\left(0,5 + \frac{\theta}{2}\right) \times \beta$$



2.2 Evaluation de l'effet de vent pour les pylônes

2.2.1 Prescriptions communes

Les pressions dynamiques et les actions dynamiques à prendre en compte dans les calculs sont prédéfinies dans la partie 2.1 *Principes généraux*

2.2.2 Rapport de dimensions

Dans ce cas des pylônes GSM (constructions en treillis), on définit le rapport de dimensions φ caractérisant le pourcentage des parties pleines. (On peut écrire $\varphi = 1 - \mu$).

$$\varphi = \frac{S_p}{S}$$

Où :

- S_p représente la surface des parties pleines supposées régulièrement réparties
- S la surface totale, les vides étant obturés

2.2.3 Action d'ensemble

Elle est donnée par :

$$T = C_t \times q_r \times S_p \quad T = \chi \times C_t \times q_r \times S_p$$

Où

- C_t est le coefficient global de la traînée,
- q_r est la valeur moyenne au sens analytique de la pression dynamique,
- S_p est la surface des parties pleines d'une seule face, quelle que soit l'incidence,
- χ découle surtout des dispositions constructives qui varient avec le matériau, notamment du mode d'assemblage des barres

NB : dans le cas des pylônes, la portance U est négligeable car S_p l'emporte sur S_u . On ne tiendra en compte que de la traînée T .

2.2.4 Coefficient global de traînée aérodynamique C_t

Dans le cas d'incidence normale à une face, le coefficient C_t est pris égal à :

$$C_t = 3,2 - 2\varphi$$



Dans le cas d'incidence suivant une diagonale, on multiplie le coefficient C_t par un coefficient χ fonction de la nature de la structure.

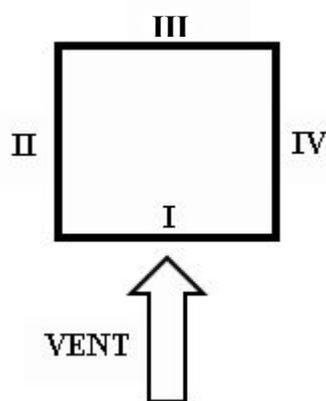
Nature de la structure	Coefficient χ	
	Barres simples	Barres jumelées
Charpente métallique	$1 + 0,6\phi$	1,2
Charpente en béton armé	1,2	1,2
Charpente en bois	1,2	1,3

2.2.5 Décomposition de l'action d'ensemble

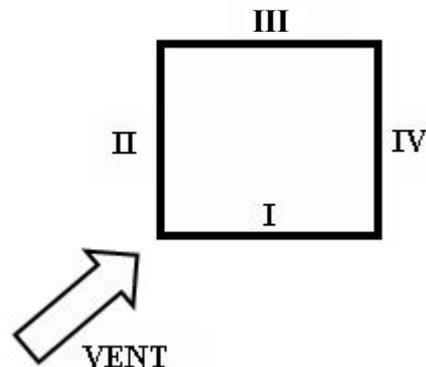
Au cas où il est nécessaire de répartir l'action d'ensemble suivant les différents plans de treillis, on multiplie T par les valeurs données dans le tableau suivant :

Face considérée	Barres à arrêtes vives ou faiblement arrondies				Tubes				
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
Incidence normale à une face	n	0,63	0	0,37	0	0,5	0	0,5	0
	t	0	0	0	0	0	0	0	0
Incidence suivant une diagonale	n	0,22	0,22	0,13	0,13	0,18	0,18	0,18	0,18
	t	0,22	0,22	0,13	0,13	0,18	0,18	0,18	0,18

n: Composante normale à la face
t: Composante parallèle à la face



Incidence normale à une face



Incidence suivant une diagonale



Chapitre 3 : Etude du pylône existant

3.1 Aperçu sur le pylône

Ce projet concerne l'étude de la structure métallique du PYLÔNE GSM type E1 de hauteur 40m. Il s'agit de saisir une structure prédéfinie, de compléter l'édifice de cette dernière pour tenir compte des différentes sollicitations agissantes et de dimensionner les éléments participants à la résistance et à la stabilité de la dite structure.

Les principales caractéristiques du pylône de notre étude sont :

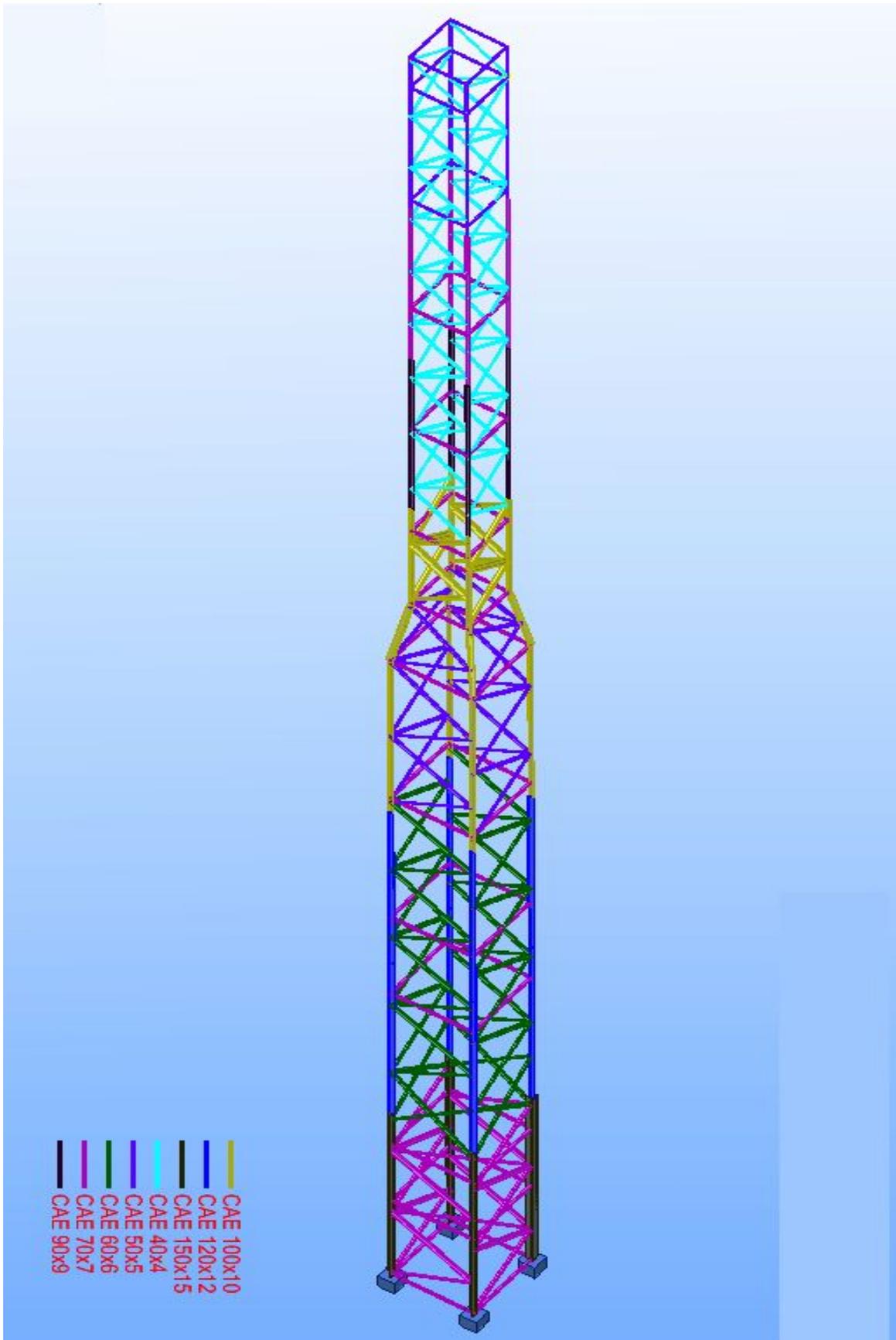
- Forme géométrique : **Pylône carré**
- Hauteur : **40 m**
- Section à la base : **1650 x 1650 mm²**
- Section à l'entête : **1140 x 1140 mm²**
- Profils des sections : **Cornières**
- Matériaux : **E28**
- Le pylône est composé de 8 tronçons de hauteur 5 m depuis le haut jusqu'au bas.

Le pylône sera installé dans différentes zones du Maroc. Sa conception doit alors s'adapter à un certain nombre de conditions qui dépendent de la région cible (Vent, neige, séisme, caractéristiques du sol...)

Le pylône doit être autoporteur et doté d'une structure ouverte à section quadrangulaire et à développement constant ou variable.

Les sections des barres du pylône existant sont :

Tronçons		Profilés	Tronçons		Profilés
TR1	Montants	L 50x50x5	TR5	Montants	L 100x100x10
	Traverses	L 50x50x5		Traverses	L 70x70x7
	Diagonales	L 40x40x4		Diagonales	L 50x50x5
TR2	Montants	L 70x70x7	TR6	Montants	L 120x120x12
	Traverses	L 70x70x7		Traverses	L 70x70x7
	Diagonales	L 40x40x4		Diagonales	L 60x60x6
TR3	Montants	L 90x90x9	TR7	Montants	L 120x120x12
	Traverses	L 70x70x7		Traverses	L 70x70x7
	Diagonales	L 40x40x4		Diagonales	L 60x60x6
TR4	Montants	L 100x100x10	TR8	Montants	L 150x150x15
	Traverses	L 70x70x7		Traverses	L 70x70x7
	Diagonales	L 50x50x5		Diagonales	L 70x70x7





3.2 Hypothèses du calcul

La conception et le calcul de notre structure sont régis par les règles CM66 et NV65.

3.2.1 Matériaux

L'acier pour la structure métallique du pylône est Fe E28.

3.2.2 Vent

Pour une première étude, le pylône sera calculé pour une vitesse de vent extrême de 180 km/h et on supposera que le site est normale $K_s = 1$.

3.2.3 Equipements du pylône

Le pylône porterait au plus les équipements suivants :

- 3 antennes GSM au sommet de surface 0,6 m² et de coefficient de forme 1,35. Le poids moyen d'une antenne est 30 Kg.
- 3 antennes MW D1.2 à -5 m du sommet et à mi hauteur du pylône ; de coefficient de forme 1,2. Le poids moyen d'une antenne est 50 Kg.
- 1 antennes MW D1.8 à mi hauteur du pylône de coefficient de forme 1,2. Le poids moyen d'une antenne est 80 Kg.
- Échelle linéaire le long du pylône. Le poids linéaire moyen est 8 Kg/ml.
- 1 paratonnerre (type FRANKLIN) de poids moyen 18,5 Kg.
- 4 paliers de travail et de repos ; 3 d'entre eux ont un poids moyen de 60 Kg et celui qui reste a un poids moyen de 160 Kg.

3.2.4 Charges permanentes

Les charges permanentes sont essentiellement des actions susceptibles d'agir tout au long de la vie d'un ouvrage ; la variation de leur valeur en fonction du temps est négligeable. Ces charges permanentes sont composées du poids propre des éléments (ossature et autres éléments) et des poids des équipements et installations susceptibles de demeurer durant toute la vie de l'ouvrage.

Les poids des équipements sont comme suit :



Equipements & Installations	Poids	Totaux (Kg)
3 antennes GSM au sommet	3 x 30 Kg	90
3 antennes MW D1.2 à -5 m du sommet et à mi hauteur du pylône	3 x 50 Kg	150
1 antennes MW D1.8 à mi hauteur du pylône	80 Kg	80
Échelle linéaire le long du pylône	8 x 40 Kg	320
1 paratonnerre (type FRANKLIN)	18,5 Kg	18,5
4 paliers de travail et de repos	(3 x 60) + 160 Kg	340
	Total	998,5

3.2.5 Charges d'exploitation

En terme de charges d'exploitation il faut tenir compte de la concentration de deux hommes au maximum et de leurs équipements n'importe où sur le fût, sur la plate forme ou près des antennes.

Charges d'exploitation	Poids	Totaux
Charge due aux personnels	2 x 100 Kg	200
Équipements	100 Kg	100
	Total	300

3.3 Calcul des charges dues au vent

En ce qui concerne les charges dues au vent, les vitesses proposées pour les régions sujettes sont des vitesses extrêmes. Les coefficients des pondérations du CM 66 prennent déjà en considération les cas extrêmes (1,75 pour les charges dues au vent : on a déjà 75% de sécurité). Alors pour ne pas surdimensionner la structure, il serait fort envisageable de dépendérer les charges de vent afin de trouver les nouveaux coefficients à injecter dans les différentes combinaisons.



En effet, les règles NV 65 mentionne que le rapport entre le cas de pression extrême et celle normale est de l'ordre de 1,75. Le cas extrêmes à prendre en considération, selon les clauses du cahier de charges, est un vent de 180 Km/h. pour générer alors les charges de vent par le logiciel on doit saisir la vitesse correspondant au cas de pression normale.

$$\text{La pression due à 180 Km/h est : } q_{\text{extrême}} = \frac{50^2}{16,3} = 153,37 \text{ daN} / \text{m}^2$$

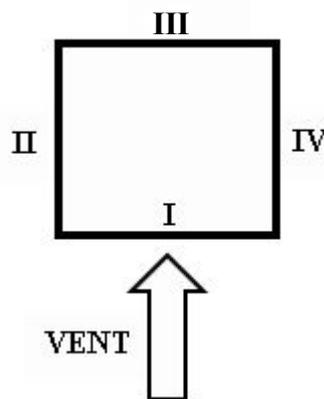
$$\text{La pression normale est donc : } q_{\text{normale}} = \frac{q_{\text{extrême}}}{1,75} = 87,64 \text{ daN} / \text{m}^2$$

$$\text{Soit la vitesse à saisir : } V = \sqrt{q_{\text{normale}} \times 16,3} \approx 37,8 \text{ m} / \text{s}$$

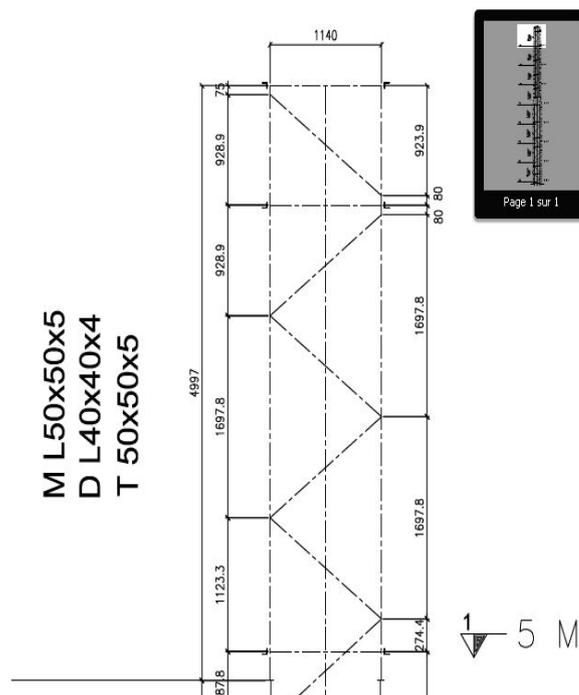
Pour la période du pylône, on la calcule avec le logiciel ROBOT BAT en lançant une analyse modale. La période sera alors le premier mode propre. On trouve $T = 0,57\text{s}$.

(Voir Annexe 2)

3.3.1 Premier cas de charge : Incidence normale sur la paroi



Tronçon TR1



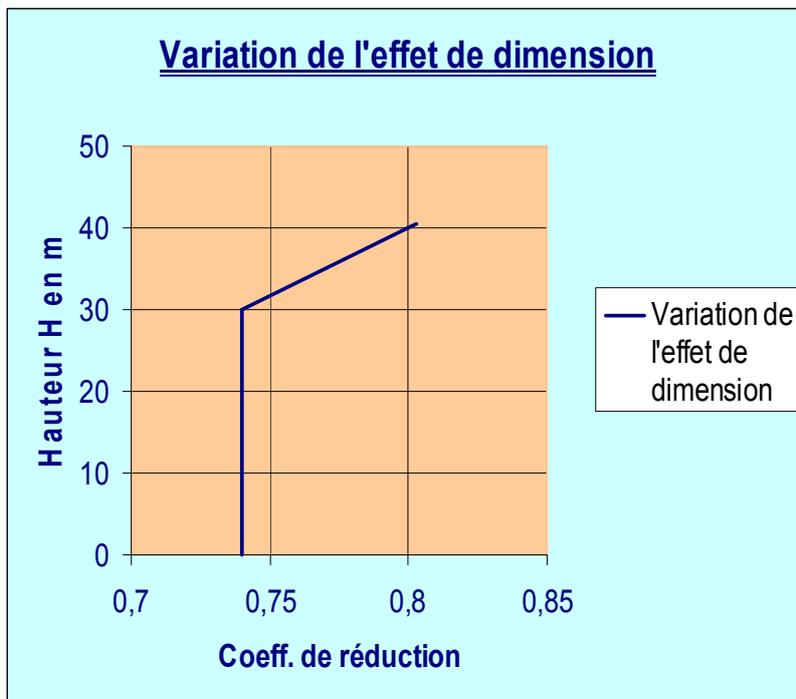


- ▶ La surface totale : $S = 4997 \times 1140$ $\rightarrow S = 5696580 \text{ mm}^2$
- ▶ La surface des parties pleines : $S = S_{\text{Montants}} + \text{Traverses} + \text{Diagonales}$ $\rightarrow S_p = 1011740 \text{ mm}^2$
 - Montants : $(4997 \times 50) \times 2 = 499700 \text{ mm}^2$
 - Traverses : $(1140 \times 50) \times 3 = 171000 \text{ mm}^2$
 - Diagonales : $(1421 \times 40) \times 6 = 341040 \text{ mm}^2$
- ▶ Le rapport de dimension : $\varphi = S_p / S$ $\rightarrow \varphi = 0,178$
- ▶ Le coefficient global de traînée : $C_t = 3,2 - 2 \varphi$ $\rightarrow C_t = 2,844$
- ▶ L'effet de la hauteur : $K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$ $\rightarrow K_H = 1,454$
- ▶ L'effet de dimension :

La surface offerte au vent a pour largeur 1650 mm et 1140 mm, et pour hauteur 40424 mm.

La plus grande dimension à prendre est donc 40424 mm.

Le coefficient δ reste constant jusqu'à la cote 30 m et égal à 0,75. Puis il varie linéairement de 0,75 à 0,803 entre la cote 30 m et 40,5m.



H (en m)	Lambda
0	0,74
10	0,74
20	0,74
30	0,74
40	0,8
40,5	0,803



Pour ce tronçon, la hauteur est 40424 mm

→ $\delta = 0,803$

► Le coefficient d'action dynamique

➔ Coefficient de type de construction : Construction en treillis → $\theta = 1$

➔ Coefficient de réponse : $\xi = \xi (T = 0,57s)$ → $\xi = 1,1$

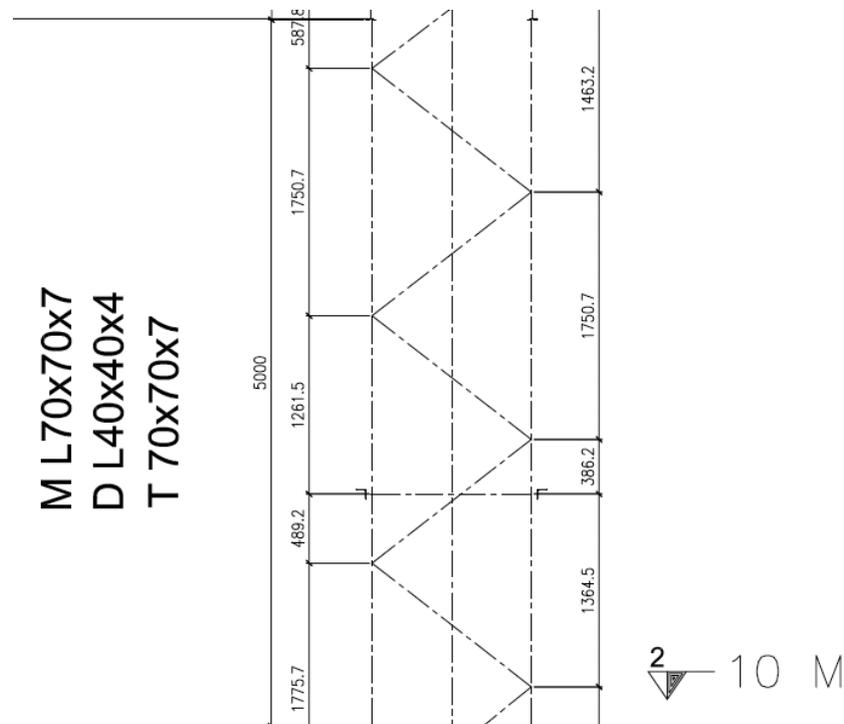
➔ Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm})$ → $\tau = 0,315$

Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$

→ $\beta = 1,3465$

La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times Ct \times KH \times Ks \times \beta \times \delta \times Sp = 396,8 \text{ daN}$

Tronçon TR2



► La surface totale : $S = 5000 \times 1140$ → $S = 5700000 \text{ mm}^2$

► La surface des parties pleines : $S = S_{\text{Montants}} + \text{Traverses} + \text{Diagonales}$ → $Sp = 1067200 \text{ mm}^2$

➔ Montants : $(4997 \times 50) \times 2 = 700000 \text{ mm}^2$

➔ Traverses : $(1140 \times 50) \times 3 = 79800 \text{ mm}^2$

➔ Diagonales : $(1421 \times 40) \times 6 = 287400 \text{ mm}^2$

► Le rapport de dimension : $\phi = Sp / S$ → $\phi = 0,187$

► Le coefficient global de traînée : $Ct = 3,2 - 2 \phi$ → $Ct = 2,825$



► L'effet de la hauteur : $K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60} \rightarrow K_H = 1,39$

► L'effet de dimension :

Pour ce tronçon, la hauteur est 35427 mm $\rightarrow \delta = 0,773$

► Le coefficient d'action dynamique

➔ Coefficient de type de construction : Construction en treillis $\rightarrow \theta = 1$

➔ Coefficient de réponse : $\xi = \xi (T = 0,57s) \rightarrow \xi = 1,1$

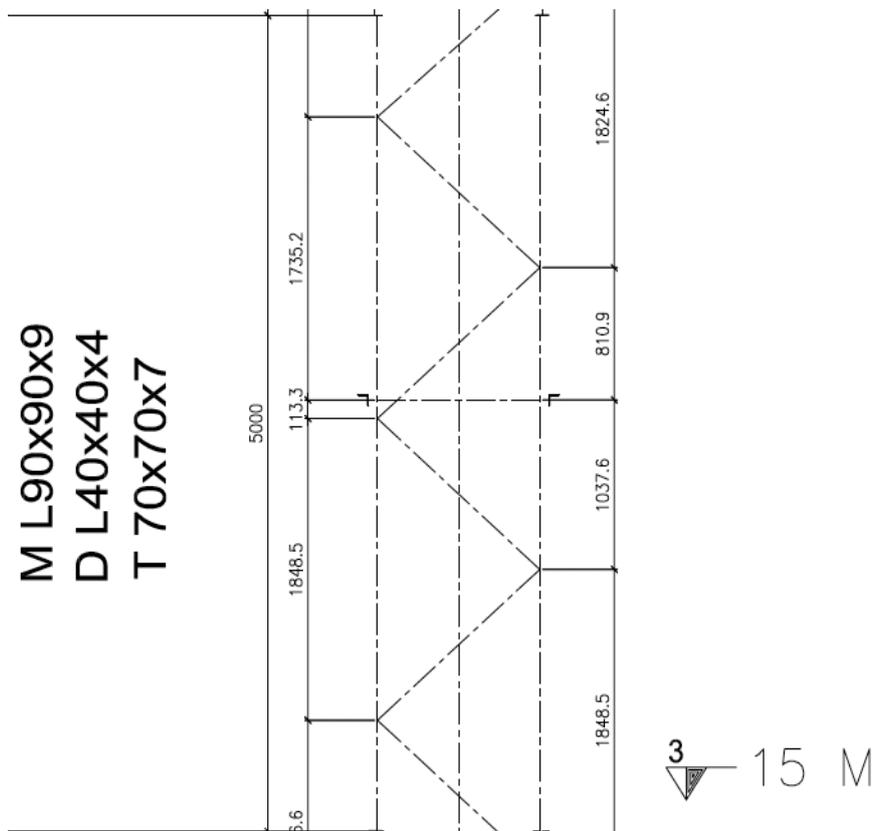
➔ Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm}) \rightarrow \tau = 0,323$

Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau) \rightarrow \beta = 1,355$



La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times Ct \times KH \times Ks \times \beta \times \delta \times Sp = 387,6 \text{ daN}$

Tronçon TR3



► La surface totale : $S = 5000 \times 1140 \rightarrow S = 5700000 \text{ mm}^2$

► La surface des parties pleines : $S = S_{\text{Montants}} + S_{\text{Traverses}} + S_{\text{Diagonales}} \rightarrow Sp = 1332120 \text{ mm}^2$



- Montants : $(4997 \times 50) \times 2 = 900000 \text{ mm}^2$
- Traverses : $(1140 \times 50) \times 3 = 79800 \text{ mm}^2$
- Diagonales : $(1421 \times 40) \times 6 = 352320 \text{ mm}^2$

▶ Le rapport de dimension : $\varphi = S_p / S$ ➔ $\varphi = 0,234$

▶ Le coefficient global de traînée : $C_t = 3,2 - 2 \varphi$ ➔ $C_t = 2,732$

▶ L'effet de la hauteur : $K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$ ➔ $K_H = 1,338$

▶ L'effet de dimension :

Pour ce tronçon, la hauteur est 30427 mm ➔ $\delta = 0,743$

▶ Le coefficient d'action dynamique

➤ Coefficient de type de construction : Construction en treillis ➔ $\theta = 1$

➤ Coefficient de réponse : $\xi = \xi (T = 0,57s)$ ➔ $\xi = 1,1$

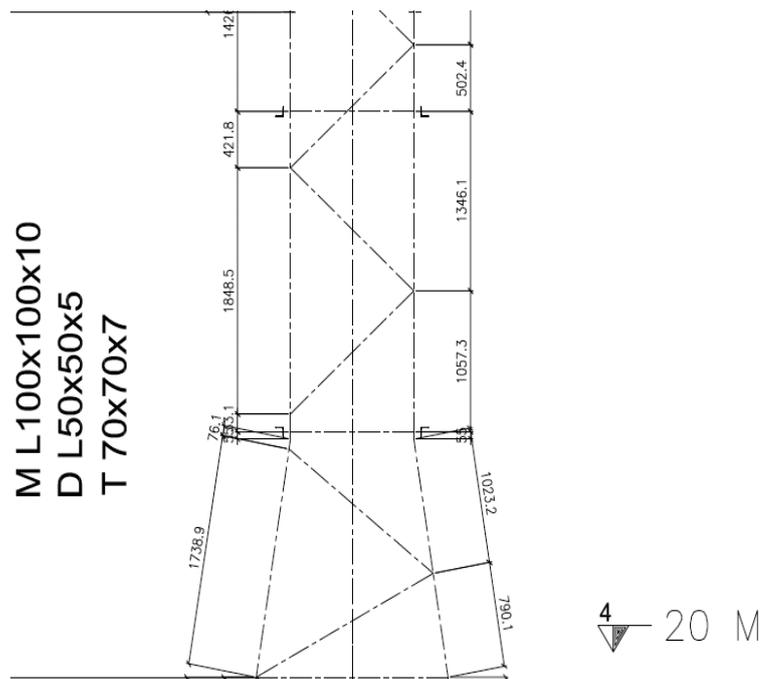
➤ Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm})$ ➔ $\tau = 0,33$

Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$ ➔ $\beta = 1,363$



La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times C_t \times K_H \times K_s \times \beta \times \delta \times S_p = 432,6 \text{ daN}$

Tronçon TR4





- ▶ La surface totale : $S = \rightarrow S = 6172260 \text{ mm}^2$
- ▶ La surface des parties pleines : $S = S_{\text{Montants}} + \text{Traverses} + \text{Diagonales} \rightarrow S_p = 1560850 \text{ mm}^2$
 - Montants : $(4997 \times 50) \times 2 = 1000000 \text{ mm}^2$
 - Traverses : $(1140 \times 50) \times 3 = 159600 \text{ mm}^2$
 - Diagonales : $(1421 \times 40) \times 6 = 401250 \text{ mm}^2$
- ▶ Le rapport de dimension : $\varphi = S_p / S \rightarrow \varphi = 0,253$
- ▶ Le coefficient global de traînée : $C_t = 3,2 - 2 \varphi \rightarrow C_t = 2,694$
- ▶ L'effet de la hauteur : $K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60} \rightarrow K_H = 1,27$
- ▶ L'effet de dimension :

Pour ce tronçon, la hauteur est 25427 mm

$\rightarrow \delta = 0,74$

- ▶ Le coefficient d'action dynamique
 - Coefficient de type de construction : Construction en treillis $\rightarrow \theta = 1$
 - Coefficient de réponse : $\xi = \xi (T = 0,57s) \rightarrow \xi = 1,1$
 - Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm}) \rightarrow \tau = 0,338$

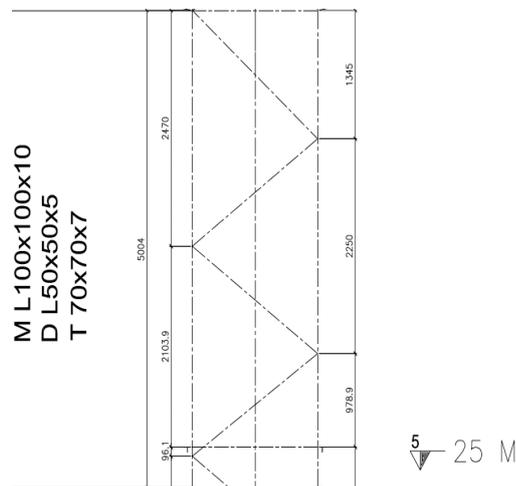
Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$

$\rightarrow \beta = 1,371$



La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times C_t \times K_H \times K_s \times \beta \times \delta \times S_p = 475,6 \text{ daN}$

Tronçon TR5





- ▶ La surface totale : $S = 5004 \times 1650$ $\rightarrow S = 8256600 \text{ mm}^2$
- ▶ La surface des parties pleines : $S = S_{\text{Montants}} + \text{Traverses} + \text{Diagonales}$ $\rightarrow S_p = 1460800 \text{ mm}^2$
 - Montants : $(4997 \times 50) \times 2 = 1000800 \text{ mm}^2$
 - Traverses : $(1140 \times 50) \times 3 = 231000 \text{ mm}^2$
 - Diagonales : $(1421 \times 40) \times 6 = 229000 \text{ mm}^2$
- ▶ Le rapport de dimension : $\phi = S_p / S$ $\rightarrow \phi = 0,177$
- ▶ Le coefficient global de traînée : $C_t = 3,2 - 2 \phi$ $\rightarrow C_t = 2,846$
- ▶ L'effet de la hauteur : $K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$ $\rightarrow K_H = 1,194$
- ▶ L'effet de dimension :

Pour ce tronçon, la hauteur est 20427 mm

$\rightarrow \delta = 0,74$

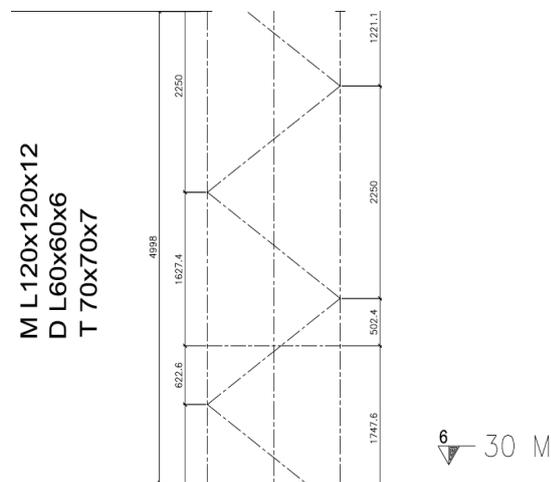
- ▶ Le coefficient d'action dynamique
 - Coefficient de type de construction : Construction en treillis $\rightarrow \theta = 1$
 - Coefficient de réponse : $\xi = \xi (T = 0,57s)$ $\rightarrow \xi = 1,1$
 - Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm})$ $\rightarrow \tau = 0,345$

Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$

$\rightarrow \beta = 1,379$

La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times C_t \times K_H \times K_s \times \beta \times \delta \times S_p = 444,4 \text{ daN}$

 **Tronçon TR6**





- ▶ La surface totale : $S = 4998 \times 1650$ → $S = 8246700 \text{ mm}^2$
- ▶ La surface des parties pleines : $S = S_{\text{Montants}} + \text{Traverses} + \text{Diagonales}$ → $S_p = 1914120 \text{ mm}^2$
 - ➔ Montants : $(4997 \times 50) \times 2 = 1199520 \text{ mm}^2$
 - ➔ Traverses : $(1140 \times 50) \times 3 = 115500 \text{ mm}^2$
 - ➔ Diagonales : $(1421 \times 40) \times 6 = 599100 \text{ mm}^2$
- ▶ Le rapport de dimension : $\varphi = S_p / S$ → $\varphi = 0,232$
- ▶ Le coefficient global de traînée : $C_t = 3,2 - 2 \varphi$ → $C_t = 2,735$
- ▶ L'effet de la hauteur : $K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$ → $K_H = 1,107$
- ▶ L'effet de dimension :

Pour ce tronçon, la hauteur est 15423 mm

→ $\delta = 0,74$

- ▶ Le coefficient d'action dynamique
 - ➔ Coefficient de type de construction : Construction en treillis → $\theta = 1$
 - ➔ Coefficient de réponse : $\xi = \xi (T = 0,57s)$ → $\xi = 1,1$
 - ➔ Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm})$ → $\tau = 0,35$

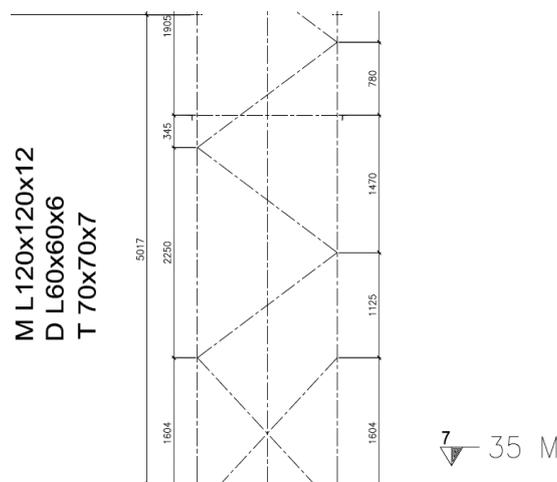
Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$

→ $\beta = 1,385$



La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times C_t \times K_H \times K_s \times \beta \times \delta \times S_p = 521,2 \text{ daN}$

Tronçon TR7



- ▶ La surface totale : $S = 5017 \times 1650$ → $S = 8278050 \text{ mm}^2$
- ▶ La surface des parties pleines : $S = S_{\text{Montants}} + \text{Traverses} + \text{Diagonales}$ → $S_p = 1918680 \text{ mm}^2$



- Montants : $(4997 \times 50) \times 2 = 1204080\text{mm}^2$
- Traverses : $(1140 \times 50) \times 3 = 115500\text{mm}^2$
- Diagonales : $(1421 \times 40) \times 6 = 599100\text{mm}^2$

▶ Le rapport de dimension : $\varphi = S_p / S$ ➔ $\varphi = 0,232$

▶ Le coefficient global de traînée : $C_t = 3,2 - 2 \varphi$ ➔ $C_t = 2,736$

▶ L'effet de la hauteur : $K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$ ➔ $K_H = 1,009$

▶ L'effet de dimension :

Pour ce tronçon, la hauteur est 15423 mm ➔ $\delta = 0,74$

▶ Le coefficient d'action dynamique

➤ Coefficient de type de construction : Construction en treillis ➔ $\theta = 1$

➤ Coefficient de réponse : $\xi = \xi (T = 0,57\text{s})$ ➔ $\xi = 1,1$

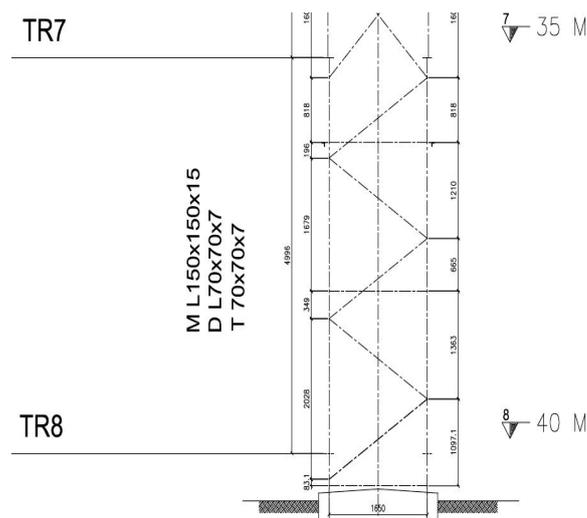
➤ Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm})$ ➔ $\tau = 0,36$

Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$ ➔ $\beta = 1,396$



La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times C_t \times K_H \times K_s \times \beta \times \delta \times S_p = 479,8 \text{ daN}$

Tronçon TR8



▶ La surface totale : $S = 5408 \times 1650$ ➔ $S = 8923200\text{mm}^2$

▶ La surface des parties pleines : $S = S_{\text{Montants}} + \text{Traverses} + \text{Diagonales}$ ➔ $S_p = 2646500\text{mm}^2$



➔ Montants : $(4997 \times 50) \times 2 = 1622400 \text{ mm}^2$

➔ Traverses : $(1140 \times 50) \times 3 = 346500 \text{ mm}^2$

➔ Diagonales : $(1421 \times 40) \times 6 = 677600 \text{ mm}^2$

▶ Le rapport de dimension : $\varphi = S_p / S$ ➔ $\varphi = 0,297$

▶ Le coefficient global de traînée : $C_t = 3,2 - 2 \varphi$ ➔ $C_t = 2,606$

▶ L'effet de la hauteur : $K_H = \frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H+18}{H+60}$ ➔ $K_H = 0,894$

▶ L'effet de dimension :

Pour ce tronçon, la hauteur est 15423 mm ➔ $\delta = 0,74$

▶ Le coefficient d'action dynamique

➔ Coefficient de type de construction : Construction en treillis ➔ $\theta = 1$

➔ Coefficient de réponse : $\xi = \xi (T = 0,57s)$ ➔ $\xi = 1,1$

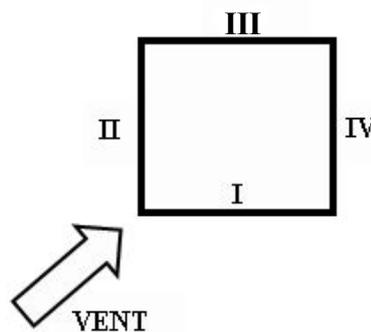
➔ Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm})$ ➔ $\tau = 0,36$

Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$ ➔ $\beta = 1,396$



La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times C_t \times K_H \times K_s \times \beta \times \delta \times S_p = 558,9 \text{ daN}$

3.3.2 Deuxième cas de charge : Incidence Diagonale sur la paroi



Dans ce cas de charges, on introduit le coefficient χ qui dépend de la nature de la structure. On multipliera ainsi le coefficient de traînée global par ce coefficient. Dans le cas des pylônes, structure en charpente métallique, on trouve :

$$\chi = 1 + 0,6\varphi$$



Tronçon TR1

Pour ce tronçon, on a :

$$\varphi = 0,177$$

$$C_t = 2,844$$

$$\chi = 1,107$$

$$\text{Soit : } T = 439 \text{ daN}$$

Tronçon TR2

Pour ce tronçon, on a :

$$\varphi = 0,187$$

$$C_t = 2,825$$

$$\chi = 1,112$$

$$\text{Soit : } T = 431 \text{ daN}$$

Tronçon TR3

Pour ce tronçon, on a :

$$\varphi = 0,233$$

$$C_t = 2,732$$

$$\chi = 1,14$$

$$\text{Soit : } T = 493 \text{ daN}$$

Tronçon TR4

Pour ce tronçon, on a :

$$\varphi = 0,252$$

$$C_t = 2,694$$

$$\chi = 1,152$$

$$\text{Soit : } T = 547,7 \text{ daN}$$

Tronçon TR5

Pour ce tronçon, on a :

$$\varphi = 0,176$$

$$C_t = 2,846$$

$$\chi = 1,106$$

$$\text{Soit : } T = 491,6 \text{ daN}$$

Tronçon TR6

Pour ce tronçon, on a :

$$\varphi = 0,232$$

$$C_t = 2,735$$

$$\chi = 1,139$$

$$\text{Soit : } T = 593,8 \text{ daN}$$

Tronçon TR7

Pour ce tronçon, on a :

$$\varphi = 0,231$$

$$C_t = 2,736$$

$$\chi = 1,139$$

$$\text{Soit : } T = 546,5 \text{ daN}$$

Tronçon TR8

Pour ce tronçon, on a :

$$\varphi = 0,296$$

$$C_t = 2,606$$

$$\chi = 1,178$$

$$\text{Soit : } T = 658,4 \text{ daN}$$



3.3.3 Action du vent sur les équipements et les surfaces additionnelles

On distingue deux catégories principales des équipements des pylônes :

- Les antennes GSM
- Les paraboles MICRO WAVE (MW)

Pour calculer les sollicitations il faut d'abord déterminer la valeur du coefficient de traînée aérodynamique.

On définit la valeur de ce coefficient pour le cas des antennes à partir du tableau des panneaux pleins isolés de la norme NV65.

On calcule d'abord le coefficient $\lambda = h / l$ pour le cas d'un panneau éloigné du sol d'une distance e supérieure à la longueur h du panneau.

Panneaux éloignés du sol			Panneaux en contact avec le sol		
			coeff c_t		
$\lambda = \frac{h}{l}$				$\lambda = \frac{h}{l}$	
0,0			1000	500	
0,001			400	200	
0,0025			200	100	
0,005					
0,01			100	50	
			80	40	
0,02			60	30	
	1,0	1,0	50	20	0,5
0,03			40	15	
			30		
0,04	0,9	2,0			1,0
			20	10	
0,05			18	9	
0,06		3,0	16	8	1,5
0,07	0,8		14	7	
0,08			12	6	
0,09			10	5	2,0
0,10		4,0			
	0,7		8	4	
0,15	0,5			3	0,35
		5,0	6		0,25
0,20	0,2		5	2,5	< 0,10

Pour les paraboles MW, on définit le coefficient global de traînée à partir du tableau ci-dessous :



Constructions		Coefficient global de traînée	
	Demi sphère creuse, concavité au vent	1,4	
	Demi sphère creuse pu pleine, concavité sous le vent	0,4	
	Demi sphère ou disque cylindrique	1,2	
	Sphère	$d \times q^{1/2} < 0,5$	0,48
		$0,5 < d \times q^{1/2} < 1,5$	$0,62 - 0,28d \times q^{1/2}$
		$1,5 < d \times q^{1/2}$	0,2

Par la suite, on détaillera le calcul pour l'antenne GSM placée au sommet du pylône et pour la parabole MW D1.8 installée à mi hauteur du pylône.

Antennes GSM

Caractéristiques de l'antenne

- Aire effective : **0,6 m²**
- Longueur : **2 m**
- Largeur : **0,3 m**

Calcul des coefficients

- ▶ Coefficient globale de traînée aérodynamique : **$C_t = 1,35$**
- ▶ Effet de la hauteur : $K_H = 2,5 \times \frac{40,4 + 18}{40,4 + 60}$ **$K_H = 1,454$**
- ▶ Coefficient de réduction : Pour $H = 40,424$ m ; $L = 2,6$ m **$\delta = 0,925$**
- ▶ Coefficient d'action dynamique :

➡ Coefficient de type de construction : Pour ce cas d'équipement de pylône, on

prend :

$\theta = 0,7$	pour $H \leq 30m$
$\theta = 0,7 = 0,01 \times (H - 30)$	pour $30m < H \leq 60m$
$\theta = 1$	pour $H > 60m$

On trouve alors :

$\theta = 0,804$



➔ Coefficient de réponse : La période de vibration de cette antenne est de l'ordre $T = 1,45s$; soit $\xi = 1,8$

➔ Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm})$ $\tau = 0,315$

Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$ $\beta = 1,26$



La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times C_t \times K_H \times K_s \times \beta \times \delta \times S_p = 120,3 \text{ daN}$

Parabole MW D1.8

Caractéristiques de l'antenne

- Aire effective : $2,54 \text{ m}^2$
- Diamètre : $1,8 \text{ m}$

Calcul des coefficients

▶ Coefficient globale de traînée aérodynamique : $C_t = 1,2$

▶ Effet de la hauteur : $K_H = 2,5 \times \frac{40,4 + 18}{40,4 + 60}$ $K_H = 1,19$

▶ Coefficient de réduction : $\delta = 0,915$

▶ Coefficient d'action dynamique :

➔ Coefficient de type de construction : Pour ce cas d'équipement de pylône, On trouve : $\theta = 0,7$

➔ Coefficient de réponse : La période de vibration de cette antenne est de l'ordre $T = 2,25s$; soit $\xi = 2,36$

➔ Coefficient de pulsation : $\tau = \tau (H = 40424 \text{ mm})$ $\tau = 0,345$

Soit le coefficient de majoration : $\beta = \theta \times (1 + \xi \tau)$ $\beta = 1,27$



La sollicitation totale sur ce tronçon est : $T = q \times C_t \times K_H \times K_s \times \beta \times \delta \times S_p = 371,4 \text{ daN}$

3.3.4 Récapitulation

Nous récapitulons dans les tableaux suivants les différentes sollicitations du vent sur le pylône et ses équipements.



Sollicitations du vent sur les tronçons

Σ		Calcul des sollicitations totales sur les tronçons												incidence normale	incidence bissectrice	
Tronçon		Hauteur (mm)	S (mm ²)	S _p (mm ²)	φ	C _t	K _H	δ	θ	ξ	ζ	β	χ	T (daN)	T (daN)	
TR1	Montants	L 50x50x5	40424,9	5696580	1011740	0,178	2,84	1,45	0,803	1	1,1	0,315	1,35	1,107	396,8	439
	Traverses	L 50x50x5														
	Diagonales	L 40x40x4														
TR2	Montants	L 70x70x7	35427,1	5700000	1067200	0,187	2,83	1,4	0,773	1	1,1	0,323	1,36	1,112	387,6	431,1
	Traverses	L 70x70x7														
	Diagonales	L 40x40x4														
TR3	Montants	L 90x90x9	30427,1	5700000	1332120	0,234	2,73	1,34	0,743	1	1,1	0,33	1,36	1,14	432,6	493,3
	Traverses	L 70x70x7														
	Diagonales	L 40x40x4														
TR4	Montants	L 100x100x10	25427,1	6172260	1560850	0,253	2,69	1,27	0,74	1	1,1	0,338	1,37	1,152	475,6	547,7
	Traverses	L 70x70x7														
	Diagonales	L 50x50x5														
TR5	Montants	L 100x100x10	20427,1	8256600	1460800	0,177	2,85	1,19	0,74	1	1,1	0,345	1,38	1,106	444,4	491,6
	Traverses	L 70x70x7														
	Diagonales	L 50x50x5														
TR6	Montants	L 120x120x12	15423,1	8246700	1914120	0,232	2,74	1,11	0,74	1	1,1	0,35	1,39	1,139	521,2	593,8
	Traverses	L 70x70x7														
	Diagonales	L 60x60x6														
TR7	Montants	L 120x120x12	10425,1	8278050	1918680	0,232	2,74	1,01	0,74	1	1,1	0,36	1,4	1,139	479,8	546,5
	Traverses	L 70x70x7														
	Diagonales	L 60x60x6														
TR8	Montants	L 150x150x15	5408,1	8923200	2646500	0,297	2,61	0,89	0,74	1	1,1	0,36	1,4	1,178	558,9	658,4
	Traverses	L 70x70x7														
	Diagonales	L 70x70x7														
Total des sollicitations ΣT														3697	4201	
<i>*Vitesse du Vent = 37,8 m/s *Pression dynamique = 86,65 daN/m² *Type du site: Site normal K_s = 1</i>																



Sollicitations du vent sur les surfaces additionnelles

Équipements	Position sur le pylône	Poids (Kg)	Nbre	Sp (mm ²)	K _H	C _t	δ	T (s)	ξ	θ	ζ	β	Action totale sur la surface (daN)
Antenne GSM	Au sommet	30	3	600000	1,454	1,35	0,925	1,45	1,8	0,804	0,315	1,26	120,31
Antenne MW D1.2	À 5 m du sommet	50	2	1131000	1,399	1,2	0,96	1,7	2,06	0,754	0,323	1,26	200,64
Antenne MW D1.8	Mi-hauteur	80	1	2545000	1,194	1,2	0,915	2,25	2,36	0,7	0,345	1,27	371,43
Antenne MW D1.2	Mi-hauteur	50	1	1131000	1,194	1,2	0,95	1,7	2,06	0,7	0,345	1,2	161,60





3.4 Combinaison de calcul

Les combinaisons de calcul sont classées en trois groupes : Les combinaisons de l'état limite ultime (ELU), celles de l'état limite de service (ELS) et celles de l'état limite accidentel (ELA).

Cas	ELU	ELS	ELA
Combinaisons	$1,33G + 1,5Q$	$G + Q$	$G + Q + X + 0,3Y + 0,3Z$
	$G + 1,75V_1$	$G + V_1$	$G + Q + X + 0,3Y - 0,3Z$
	$G + 1,75V_2$	$G + V_2$	$G + Q + X - 0,3Y + 0,3Z$
	$1,33G + 1,42Q + 1,42V_1$		$G + Q + X - 0,3Y - 0,3Z$
	$1,33G + 1,42Q + 1,42V_2$		$G + Q + 0,3X + Y + 0,3Z$
			$G + Q + 0,3X + Y - 0,3Z$
			$G + Q - 0,3X + Y + 0,3Z$
			$G + Q - 0,3X + Y - 0,3Z$

3.5 Caractéristiques des éléments de la structure

Comme on l'a mentionné au paragraphe 1.3.1, le flambement est un phénomène d'instabilité que l'on doit traiter minutieusement pour éviter tous risques éventuels.

Pour ce faire, on doit spécifié les caractéristiques des éléments constituant notre structure lors de la manipulation du logiciel ROBOT BAT.

3.5.1 Montants

Les montants du pylône travailleront comme un portique spatial. Ils peuvent subir des contraintes de flexions remarquables outre que les efforts normaux auxquels ils seront soumis. Ces montants sont en général de longueur de 5m. La longueur de flambement d'un montant dans le plan du treillis est théoriquement égale à la longueur entre les noeuds puisqu'on a admis que les noeuds représentaient des articulations. Cette longueur est au plus égale, dans notre cas, à 2,03 m.

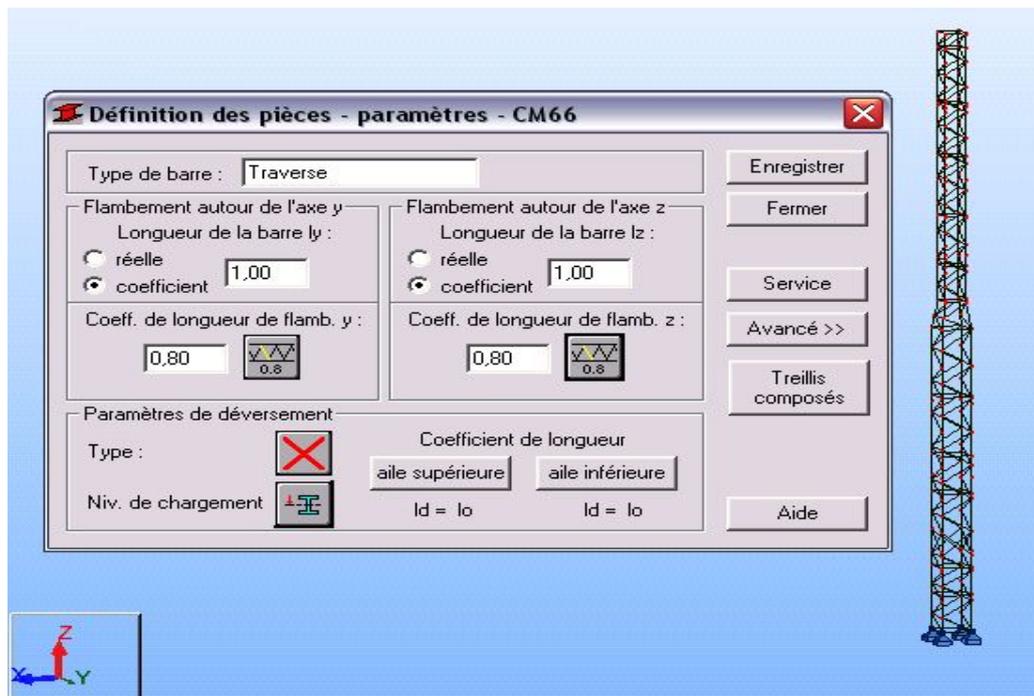
Les montants doivent être encastés des deux côtés. Leurs longueurs de flambement est alors égale à $0,5l_0$.



3.5.2 Diagonales & Traverses

Les diagonales et les traverses du pylône vont travailler en traction / compression comme des barres de treillis. Leurs longueurs ne sont pas très grandes, c'est pour cela que va les prendre en longueur réelle lors du traitement au flambement.

Les longueurs de flambement sont alors égales à $0,8l_0$.





3.6 Vérifications de la structure

La vérification concerne essentiellement les déplacements admissibles. Nous nous intéresserons par la suite au dimensionnement du pylône.

3.6.1 Vérification des déplacements admissibles

Le déplacement angulaire exigé par le cahier de charge est 1° au sommet. Les déplacements globaux extrêmes des nœuds de notre structure sont :

	UX [mm]	UY [mm]	UZ [mm]	RX [Deg]	RY [Deg]	RZ [Deg]
MAX	297,4	9,3	12,3	0,770	0,819	0,478
Hoeud	233	233	286	198	257	169
Cas	DEP/5	DEP/3	DEP/4	DEP/6	DEP/5	DEP/6
MIN	-0,4	-281,3	-11,8	-0,080	-0,003	-0,458
Hoeud	153	153	155	103	196	238
Cas	DEP/2	DEP/6	DEP/6	DEP/3	DEP/1	DEP/6



A noter que les déplacements ne sont vérifiés qu'aux états limites de service (ELS) et accidentels (ELA).

Dans notre cas, le déplacement horizontal maximal est 297,4 mm. La hauteur du pylône est 40424 mm. La déformation angulaire maximale dans le plan est $0,819 < 1$.

Les déplacements sont alors acceptés.

3.6.2 Vérifications des sections

Pour faciliter l'usinage des éléments constituant le pylône, ce dernier sera constitué de plusieurs tronçons dont les montants sont de même type et de même section ; de même pour les diagonales et les traverses.

Nous définissons ainsi des familles dans le logiciel ROBOT BAT, qui seront dimensionnées pour le cas de l'élément le plus sollicité. Pour les 8 tronçons, nous définirons alors 24 familles de pièces (8 familles de diagonales, 8 familles de traverses et 8 familles de montants)

Les résultats du dimensionnement sont comme suit :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 16 Montants TR 3						
406 Montant_406	CAE 90x9	ACIER E28	66.88	66.88	0.59	12 COMB3
Famille : 15 Diagonales TR 4						
402 Diagonale_40	CAE 50x5	ACIER E28	85.95	85.95	0.28	12 COMB3
Famille : 13 Montants TR 4						
387 Montant_387	CAE 100x10	ACIER E28	60.15	60.15	1.27	12 COMB3
Famille : 24 Diagonales TR 1						
369 Diagonale_36	CAE 40x4	ACIER E28	94.90	94.90	0.11	11 COMB2
Famille : 21 Diagonales TR 2						
364 Diagonale_36	CAE 40x4	ACIER E28	95.43	95.43	0.19	11 COMB2
Famille : 18 Diagonales TR 3						
357 Diagonale_35	CAE 40x4	ACIER E28	97.43	97.43	0.27	11 COMB2
Famille : 20 Traverses TR 2						
320 Traverse_32	CAE 70x7	ACIER E28	42.99	42.99	0.00	12 COMB3
Famille : 17 Traverses TR 3						
305 Traverse_30	CAE 70x7	ACIER E28	42.99	42.99	0.00	12 COMB3
Famille : 22 Montants TR 1						
290 Montant_290	CAE 50x5	ACIER E28	120.94	120.94	1.02	11 COMB2
Famille : 23 Traverses TR 1						
257 Traverse_25	CAE 50x5	ACIER E28	60.37	60.37	0.01	11 COMB2
Famille : 19 Montants TR 2						
224 Montant_224	CAE 70x7	ACIER E28	86.11	86.11	0.55	12 COMB3
Famille : 2 Traverses TR 8						
98 Traverse_98	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.03	11 COMB2



Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 5 Traverses TR 7						
96 Traverse_96	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.01	11 COMB2
Famille : 8 Traverses TR 6						
32 Traverse_32	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.01	12 COMB3
Famille : 11 Traverses TR 5						
31 Traverse_31	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.01	12 COMB3
Famille : 14 Traverses TR 4						
30 Traverse_30	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.14	12 COMB3
Famille : 12 Diagonales TR 5						
28 Diagonale_28	CAE 50x5	ACIER E28	112.73	112.73	0.40	11 COMB2
Famille : 9 Diagonales TR 6						
19 Diagonale_19	CAE 60x6	ACIER E28	87.96	87.96	0.25	11 COMB2
Famille : 6 Diagonales TR 7						
15 Diagonale_15	CAE 60x6	ACIER E28	101.36	101.36	0.34	11 COMB2
Famille : 3 Diagonales TR 8						
11 Diagonale_11	CAE 70x7	ACIER E28	74.71	74.71	0.20	11 COMB2
Famille : 1 Montants TR 8						
9 Montant_9	CAE 150x15	ACIER E28	39.99	39.99	1.44	12 COMB3
Famille : 4 Montants TR 7						
7 Montant_7	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	1.17	12 COMB3
Famille : 7 Montants TR 6						
6 Montant_6	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	0.88	12 COMB3
Famille : 10 Montants TR 5						
3 Montant_3	CAE 100x10	ACIER E28	60.15	60.15	1.00	12 COMB3

Toutes les diagonales et les traverses sont de profil correctes. On remarque aussi que leurs taux de travail sont faibles (jusqu'à 1% de travail), ce qui nous fait penser à deux hypothèses :

- Soit elles sont mal conçues.
- Soit elles sont surdimensionnées.

En ce qui concerne les montants, on voit que plusieurs d'entre eux sont de profils incorrectes ; les autres ont des taux de travail très élevés qui atteignent 100%.

Les montants sous dimensionnés sont ceux des tronçons TR1, TR4, TR7 et TR8.

3.6.4 Analyse de la structure

Afin d'être produits au meilleur coût, les pylônes en treillis métallique utilisent une technologie rudimentaire : des cornières assemblées par des boulons. Ce caractère rustique cache un comportement mécanique tridimensionnel délicat à appréhender. *D'abord, l'examen de la géométrie d'un pylône montre que les cornières sont orientées dans l'espace et assemblées entre elles par leurs ailes, donc en un point différent de leur centre de gravité.* D'autre part, le comportement spatial des cornières et la déformabilité des assemblages posent des problèmes particuliers : poutres à faible rigidité de torsion et jeux dans les assemblages.



3.6.4.1 Diagonales et traverses

Nous commençons par analyser le comportement des diagonales et des traverses ; il s'agira en fait d'optimisation au niveau des sections choisies vue que les taux de travail qu'elles présentent sont très faibles.

En effet on peut aller jusqu'à des ratios de 80%, chose qui nous permet de diminuer les sections et par la suite optimiser le poids du pylône.

On procédera à un dimensionnement puis on va comparer les deux variantes pour estimer le pourcentage du gain effectué.

Pour la structure déjà existante, le poids des diagonales et traverses est de 1937 Kg. Les détails sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kg/m]	Poids pièce [kg]	Poids total [kg]
ACIER E28					
CAE 40x4	24	1,43	2,42	3,46	83
CAE 40x4	20	1,44	2,42	3,48	70
CAE 40x4	4	1,46	2,42	3,53	14
CAE 40x4	20	1,47	2,42	3,55	71
CAE 50x5	12	1,14	3,77	4,30	52
CAE 50x5	4	1,63	3,77	6,15	25
CAE 50x5	4	1,73	3,77	6,52	26
CAE 50x5	4	1,97	3,77	7,43	30
CAE 50x5	8	2,00	3,77	7,54	60
CAE 50x5	4	2,13	3,77	8,03	32
CAE 60x6	4	1,98	5,43	10,74	43
CAE 60x6	24	2,00	5,43	10,85	260
CAE 60x6	4	2,02	5,43	10,96	44
CAE 60x6	8	2,31	5,43	12,53	100
CAE 70x7	16	1,14	7,38	8,41	135
CAE 70x7	28	1,65	7,38	12,18	341
CAE 70x7	4	1,90	7,38	14,02	56
CAE 70x7	12	1,94	7,38	14,32	172
CAE 70x7	4	1,99	7,38	14,68	59
CAE 100x10	12	1,47	15,04	22,11	265
Total par section					
CAE 40x4	68	98,36	2,42	237,79	238
CAE 50x5	36	59,52	3,77	224,47	224
CAE 60x6	40	82,48	5,43	447,48	447
CAE 70x7	64	103,28	7,38	762,13	762
CAE 100x10	12	17,64	15,04	265,34	265
Totaux nets:					1937

Après dimensionnement, on observe que les taux de travail des éléments précités atteignent des valeurs acceptables de l'ordre de 70%. (Voir Annexe 3)

En terme d'économie de matériaux, le nouveau poids de ces éléments est de 871 Kg. Les détails sont résumés dans le tableau suivant :



Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids pièce [kG]	Poids total [kG]
CAE 25x3	24	1,43	1,12	1,60	38
CAE 25x3	12	1,65	1,12	1,85	22
CAE 30x3	20	1,44	1,36	1,96	39
CAE 30x3	12	1,65	1,36	2,25	27
CAE 35x3	4	1,46	1,60	2,34	9
CAE 35x3	20	1,47	1,60	2,35	47
CAE 35x3.5	8	1,14	1,85	2,11	17
CAE 35x3.5	4	1,65	1,85	3,05	12
CAE 40x3	12	1,47	1,84	2,71	33
CAE 40x3	4	1,63	1,84	3,01	12
CAE 40x3	4	1,73	1,84	3,19	13
CAE 45x5	4	1,97	3,38	6,66	27
CAE 45x5	28	2,00	3,38	6,76	189
CAE 45x5	4	2,13	3,38	7,20	29
CAE 50x5	4	1,90	3,77	7,17	29
CAE 50x5	12	1,94	3,77	7,32	88
CAE 50x5	4	1,99	3,77	7,51	30
CAE 50x6	4	1,98	4,47	8,85	35
CAE 50x6	4	2,00	4,47	8,94	36
CAE 50x6	4	2,02	4,47	9,03	36
CAE 50x6	8	2,31	4,47	10,33	83
Total par section					
CAE 20x3	20	22,80	0,89	20,18	20
CAE 25x3	36	54,12	1,12	60,65	61
CAE 30x3	32	48,60	1,36	66,29	66
CAE 35x3	24	35,24	1,60	56,37	56
CAE 35x3.5	12	15,72	1,85	29,06	29
CAE 40x3	20	31,08	1,84	57,32	57
CAE 45x5	36	72,40	3,38	244,62	245
CAE 50x5	20	38,84	3,77	146,48	146
CAE 50x6	20	42,48	4,47	189,90	190
Totaux nets:					871

On conclut alors une optimisation de : $\frac{1937 - 871}{1937} = 55\%$ du poids des éléments treillis.

3.6.4.2 Montants

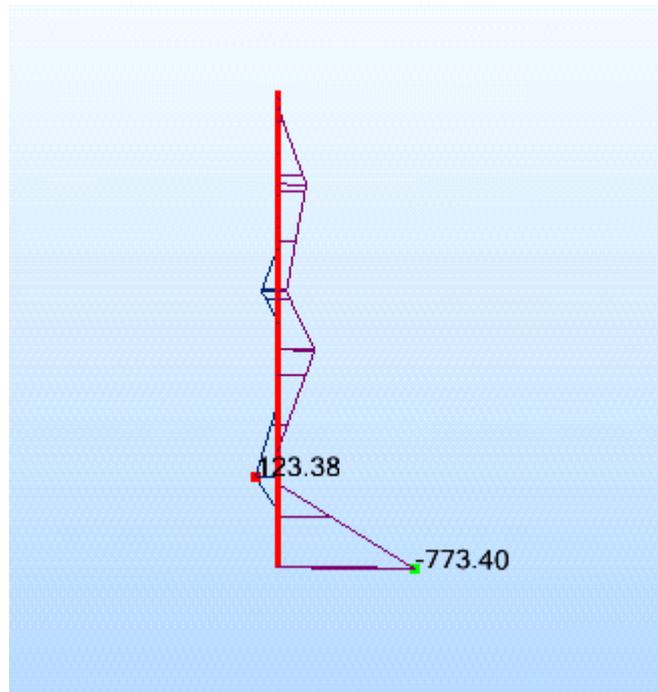
Les montants sont les éléments les plus sollicités de la structure. En plus des efforts normaux, ils sont soumis à des contraintes de flexion qui, dans certains cas, s'avèrent très importantes.

Les vérifications de contraintes, comme on l'a vu aux paragraphes 1.2.3 et 1.3.1.2, prennent en considération ces contraintes de flexion qui sont majorées par les coefficients k_f .

Les montants sous dimensionnés sont : 7, 9, 290, 293, 384, 386, 387, 403, 404 et 405.

Nous allons examiner le montant 9 du tronçon TR8 du pied de pylône, qui est le plus sollicité et qui présente un ratio de 1,56.

Le diagramme des moments de cet élément est de la forme suivante :



En effet, le moment d'encastrement (qu'on va analyser par la suite au paragraphe 3.8.1) est le plus grands. Cependant on observe que le moment de flexion n'est pas du tout négligeable le long de l'élément et il atteint une valeur de 123,4 daN/mm².

La note de calcul du montant 9 est la suivante :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66
TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :
PIECE : 9 Montant_9 **POINT :** 1 **COORDONNEE :** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :
Cas de charge décisif : 12 COMB3 (1+2)*1.00+5*1.75

MATERIAU :
 ACIER E28 fy = 27.50 daN/mm²

PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 150x15
 ht=150.0 mm Ay=2250.000 mm² Az=2250.000 mm² Ax=4302.470 mm²
 bf=150.0 mm Iy=8981000.000 mm⁴ Iz=8981000.000 mm⁴ Ix=320630.000 mm⁴
 ea=15.0 mm Wely=83544.186 mm³ Welz=83544.186 mm³

CONTRAINTES :
 SigN = 101152.28/4302.470 = 23.51 daN/mm²
 SigFy = 772.87/211317.6 = 3.66 daN/mm²
 SigFz = 783.61/83544.186 = 9.38 daN/mm²

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

	en y :		en z :
Ly=2.03 m	Muy=5.51	Lz=2.03 m	Muz=5.51
Lfy=1.83 m	kly=1.07	Lfz=1.83 m	klz=1.07
Lambda y=39.99	kFy=1.37	Lambda z=39.99	kFz=1.37

FORMULES DE VERIFICATION :
 $k1 * SigN + kFy * SigFy + kFz * SigFz = 1.07 * 23.51 + 1.37 * 3.66 + 1.37 * 9.38 = 43.02 > 27.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.73)}$
 $1.54 * Tau_y = |1.54 * -0.37| = |-0.57| < 27.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$
 $1.54 * Tau_z = 1.54 * 0.36 = 0.56 < 27.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$

Profil incorrect !!!



On voit clairement que les contraintes de flexion participent à la ruine de l'élément. La contrainte normale a une valeur grande qui est proche de la valeur de la contrainte admissible.

On procédera maintenant au dimensionnement, ensuite nous évaluerons l'impact des nouvelles sections sur le poids de la nouvelle structure.

Pour la structure déjà existante, le poids des montants est de 2670 Kg. Les détails sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kg/m]	Poids pièce [kg]	Poids total [kg]
ACIER E28					
CAE 50x5	4	5,00	3,77	18,86	75
CAE 70x7	4	5,00	7,38	36,90	148
CAE 90x9	4	5,00	12,19	60,94	244
CAE 100x10	4	1,84	15,04	27,68	111
CAE 100x10	4	3,21	15,04	48,28	193
CAE 100x10	4	5,01	15,04	75,36	301
CAE 120x12	4	5,00	21,63	108,14	433
CAE 120x12	4	5,02	21,63	108,57	434
CAE 150x15	4	5,41	33,79	182,79	731
Total par section					
CAE 50x5	4	20,00	3,77	75,43	75
CAE 70x7	4	20,00	7,38	147,58	148
CAE 90x9	4	20,00	12,19	243,75	244
CAE 100x10	12	40,24	15,04	605,28	605
CAE 120x12	8	40,08	21,63	866,84	867
CAE 150x15	4	21,64	33,79	731,14	731
Totaux nets:					2670

Après dimensionnement, on observe que les taux de travail des éléments précités atteignent des valeurs acceptables de l'ordre de 70% ou 80%. (Voir Annexe 3)

En terme de quantités de matériaux utilisés, le nouveau poids de ces éléments est de 3148 Kg.

Les détails sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [kg/m]	Poids pièce [kg]	Poids total [kg]
ACIER E28					
CAE 50x6	4	5,00	4,47	22,35	89
CAE 60x8	4	5,00	7,09	35,45	142
CAE 80x6.5	4	5,00	7,92	39,60	158
CAE 100x10	4	5,01	15,04	75,36	301
CAE 120x12	4	1,84	21,63	39,80	159
CAE 120x12	4	3,21	21,63	69,43	278
CAE 120x12	4	5,00	21,63	108,14	433
CAE 120x15	4	5,02	26,65	133,76	535
CAE 180x18	4	5,41	48,62	263,01	1052
Total par section					
CAE 50x6	4	20,00	4,47	89,41	89
CAE 60x8	4	20,00	7,09	141,80	142
CAE 80x6.5	4	20,00	7,92	158,39	158
CAE 100x10	4	20,04	15,04	301,44	301
CAE 120x12	12	40,20	21,63	869,43	869
CAE 120x15	4	20,08	26,65	535,05	535
CAE 180x18	4	21,64	48,62	1052,03	1052
Totaux nets:					3148



On aura alors un ajout de 478 Kg de matériau de plus pour éviter les risques de la ruine des montants.

3.6.4.3 Conclusion

Il s'avèrent donc que le dimensionnement de la structure n'était pas bien étudié car on a trouvé des éléments sous dimensionnés et d'autres sur dimensionnés.

En revanche, les résultats du nouveau dimensionnement n'étaient pas contraignants en terme de quantité de matériau utilisé. En effet, nous avons pu économisé 600 Kg d'acier et ce dans les conditions les plus défavorables de charges de vent et d'équipements installés sur le pylône.

➤ Le poids de la structure ancienne est : 4607 Kg

➤ Le poids de la structure nouvelle est : 4019 Kg

Le pourcentage de l'optimisation du matériau est donc : $\frac{4607 - 4019}{4607} = 12,76\%$

Dans le chapitre suivant, nous allons traiter un autre aspect d'optimisation. Il s'agit de dimensionner le pylône dans des réelles conditions de charges notamment celles concernant les équipement et les actions du vent auxquelles ils sont soumis.

On vérifiera aussi la stabilité du pylône dans différentes zones de vent au Maroc car on peut rencontrer des vitesses qui sont supérieures à 180 Km/h (50 m/s).



Chapitre 4 : Modification de la structure

En réalité, les pylônes qui étaient déjà installés ne sont pas tous équipés par le même nombre de paraboles et des antennes précitées.

En outre, les valeurs des charges transmises par les équipements au pylône, évaluées au paragraphe 3.3.3, ne sont pas négligeables et nous pousse à faire une analyse spéciale sur leur comportement vis-à-vis au vent.

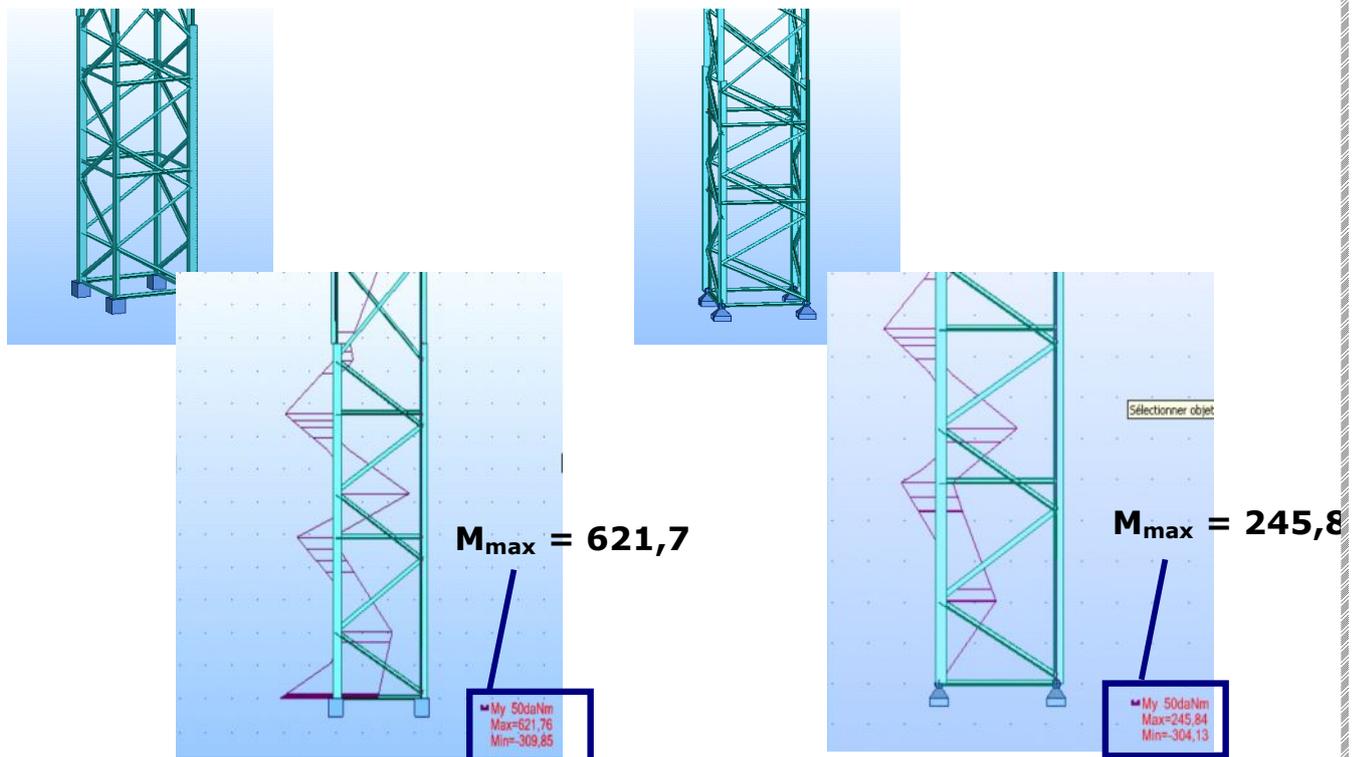
D'un autre côté, les moments d'encastrement observés au paragraphe 3.6.4.2 peuvent être étudiés à part afin de diminuer de leurs valeurs.

4.1 Modification des paramètres de la structure

4.1.1 Correction des appuis

En réalité, les pieds de pylône sont ancrés à une certaine longueur dans leurs massifs. La partie des montants ancrée joue un rôle similaire à celui des armatures du béton car elle absorbe une partie de la traction transmise par le pylône aux fondations. Elle équilibre aussi une partie des moments.

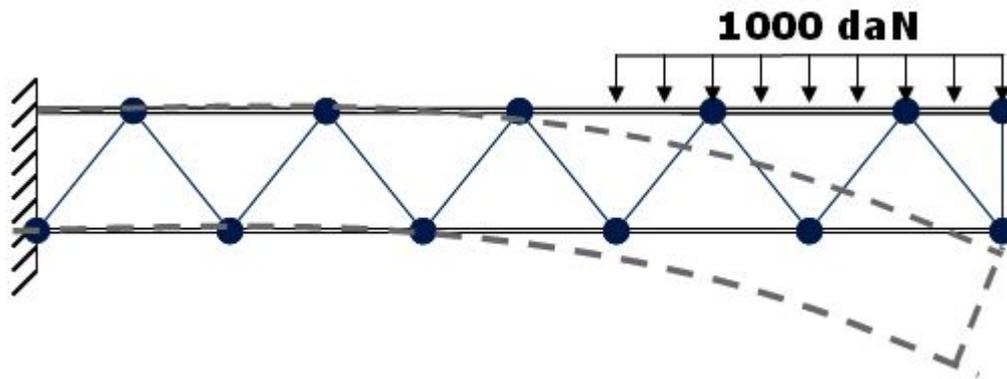
L'encastrement réalisé au niveau des appuis lors de la conception peut être substitué par des liaisons rotules car effectivement les montants ne sont pas encastrés à 100% et on peut permettre des petites rotations de ces éléments.



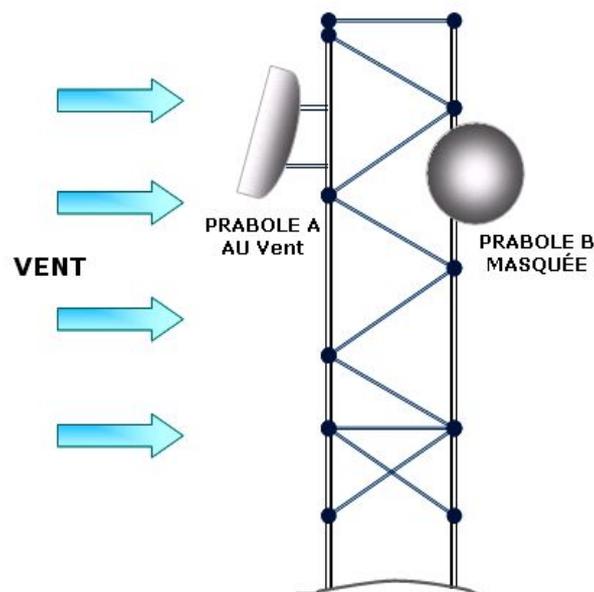


4.1.2 Equipements et surfaces additionnelles vis-à-vis du vent

Les paraboles et les antennes transmettent des charges considérables aux nœuds de la structure. Lors de la génération des actions du vent sur le logiciel, on ne précise pas si ces surfaces additionnelles sont au vent à 100%. La somme des charges transmises dans notre cas est de l'ordre de 1000 daN = 1t.



On ajoute aussi qu'il faut prendre en considération l'effet de masque, car une parabole située derrière une autre dans la direction du vent n'est pas soumise à toute la sollicitation théorique du vent. Les charges sur les surfaces additionnelles sont transférées sur la structure soit sur les barres soit sur les nœuds de la structure. Nous définissons les coefficients déterminant la partie de la charge totale à appliquer sur les éléments spécifiques.



COMMENTAIRE : Dans le cas de la figure ci-dessus, la parabole A transmet toute la sollicitation du vent au pylône. Par contre, la parabole B ne subit aucune sollicitation du vent parce qu'elle est masquée par la parabole A et elle n'est pas au vent.



Quant aux charges dues au poids des équipements, elles sont de l'ordre de 30 KG ou 40 Kg et leur suppression n'a pas d'impact remarquable sur le comportement de la structure entière.

D'un autre côté, et d'après une étude des pylônes déjà mis en place, on remarque que l'on n'installe presque jamais tout le nombre des paraboles prévues dans le cahier de charge (maximum deux paraboles). D'où on peut envisager l'élimination de deux ou trois équipements. En effet, si on se positionne dans les conditions de sécurité prise en compte lors du calcul ainsi que les coefficients de majoration utilisés, cette élimination ne sera pas nuisible si on envisage ajouter d'autres équipements à long terme.

4.2 Résultats des modifications

Par la suite, nous allons examiner la structure déjà existante afin de vérifier les sections avec les nouvelles modifications de la conception. Nous essayerons après d'optimiser pour sortir avec un pylône le moins lourd ; alors le moins coûteux.

4.2.1 Vérification de l'ancienne structure

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Montants TR 8						
404 Montant_404	CAE 150x15	ACIER E28	39.99	39.99	0.76	14 COMB5
Famille : 2 Traverses TR 8						
36 Traverse_36	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.02	14 COMB5
Famille : 3 Diagonales TR 8						
11 Diagonale_11	CAE 70x7	ACIER E28	74.71	74.71	0.18	11 COMB2
Famille : 4 Montants TR 7						
403 Montant_403	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	0.80	14 COMB5
Famille : 5 Traverses TR 7						
96 Traverse_96	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.01	11 COMB2
Famille : 6 Diagonales TR 7						
15 Diagonale_15	CAE 60x6	ACIER E28	101.36	101.36	0.26	11 COMB2
Famille : 7 Montants TR 6						
6 Montant_6	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	0.58	14 COMB5
Famille : 8 Traverses TR 6						
32 Traverse_32	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.01	14 COMB5
Famille : 9 Diagonales TR 6						
19 Diagonale_19	CAE 60x6	ACIER E28	87.96	87.96	0.19	11 COMB2
Famille : 10 Montants TR 5						
3 Montant_3	CAE 100x10	ACIER E28	60.15	60.15	0.65	14 COMB5
Famille : 11 Traverses TR 5						
31 Traverse_31	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.01	14 COMB5
Famille : 12 Diagonales TR 5						
28 Diagonale_28	CAE 50x5	ACIER E28	112.73	112.73	0.25	11 COMB2



Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 12 Diagonales TR 5						
28 Diagonale_28	CAE 50x5	ACIER E28	112.73	112.73	0.25	11 COMB2
Famille : 13 Montants TR 4						
384 Montant_384	CAE 100x10	ACIER E28	60.15	60.15	1.09	14 COMB5
Famille : 14 Traverses TR 4						
93 Traverse_93	CAE 70x7	ACIER E28	62.22	62.22	0.09	14 COMB5
Famille : 15 Diagonales TR 4						
396 Diagonale_39	CAE 50x5	ACIER E28	85.95	85.95	0.19	11 COMB2
Famille : 16 Montants TR 3						
406 Montant_406	CAE 90x9	ACIER E28	66.88	66.88	0.38	14 COMB5
Famille : 17 Traverses TR 3						
305 Traverse_30	CAE 70x7	ACIER E28	42.99	42.99	0.00	11 COMB2
Famille : 18 Diagonales TR 3						
235 Diagonale_23	CAE 40x4	ACIER E28	97.43	97.43	0.23	11 COMB2
Famille : 19 Montants TR 2						
224 Montant_224	CAE 70x7	ACIER E28	86.11	86.11	0.38	14 COMB5
Famille : 20 Traverses TR 2						
320 Traverse_32	CAE 70x7	ACIER E28	42.99	42.99	0.00	14 COMB5
Famille : 21 Diagonales TR 2						
243 Diagonale_24	CAE 40x4	ACIER E28	95.43	95.43	0.14	11 COMB2
Famille : 22 Montants TR 1						
222 Montant_222	CAE 50x5	ACIER E28	120.94	120.94	0.55	14 COMB5
Famille : 23 Traverses TR 1						
257 Traverse_25	CAE 50x5	ACIER E28	60.37	60.37	0.01	11 COMB2
Famille : 24 Diagonales TR 1						
248 Diagonale_24	CAE 40x4	ACIER E28	94.90	94.90	0.08	11 COMB2

On remarque que toutes les familles sont de profils correctes sauf le montant 384 qui a un ration 1,09 proche de 1 est qui peut être accepté sinon un dimensionnement qui n'engendrera pas une grande différence.

Cependant, on voit plusieurs éléments sont sur dimensionnés. Une optimisation sera alors fort envisageable.

4.2.2 Optimisation

Le dimensionnement de la structure selon les critères présentés dans le paragraphe 4.2, nous mène à une structure encore plus légère. (Voir Annexe 4)

Le bilan des changements effectués est alors positif. Le poids de la nouvelle structure est de 3000 Kg. Les détails sont résumés dans le tableau suivant :



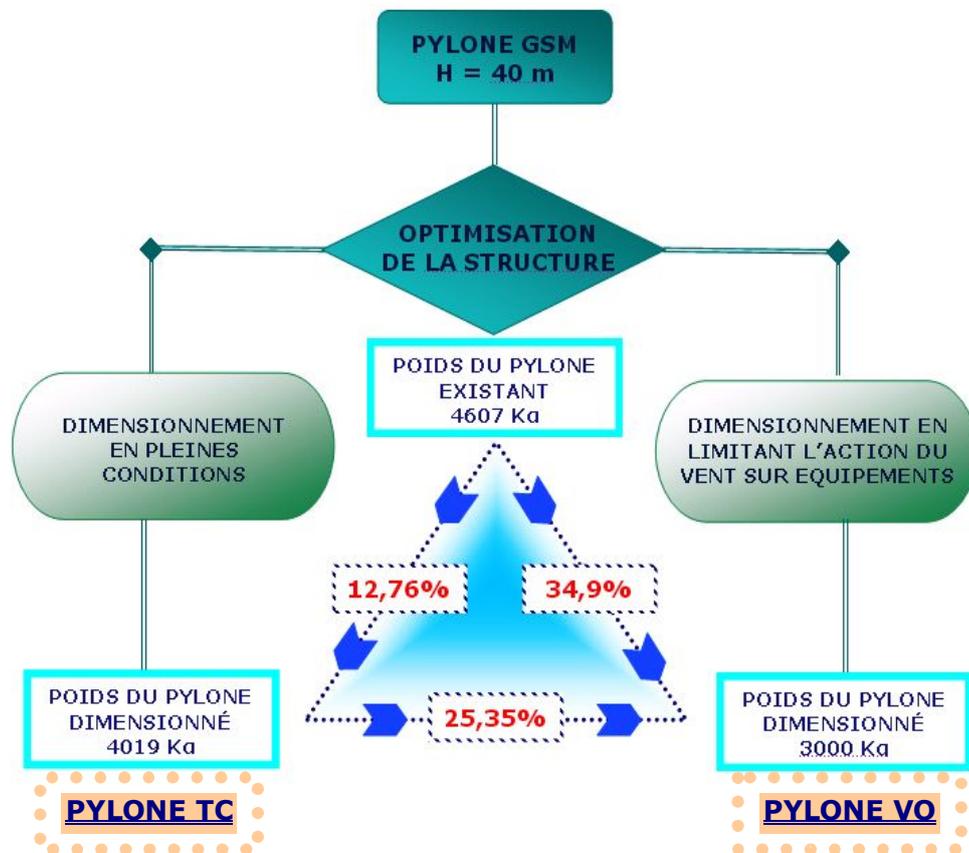
Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [dal/m]	Poids pièce [dal]	Poids total [dal]
total par section					
CAE 20x3	20	22,80	0,87	19,79	20
CAE 25x3	48	73,92	1,10	81,24	81
CAE 30x3	20	28,80	1,34	38,52	39
CAE 30x4	24	35,24	1,75	61,52	62
CAE 35x3	12	15,72	1,57	24,66	25
CAE 35x3.5	20	31,08	1,81	56,35	56
CAE 40x5	16	32,40	2,92	94,53	95
CAE 45x4	20	40,00	2,69	107,59	108
CAE 45x5	4	20,00	3,31	66,27	66
CAE 50x4	20	38,84	3,00	116,43	116
CAE 50x5	20	42,48	3,70	157,11	157
CAE 60x6	4	20,00	5,32	106,41	106
CAE 70x7	4	20,00	7,24	144,73	145
CAE 90x9	4	20,04	11,95	239,51	240
CAE 100x10	4	20,00	14,75	295,02	295
CAE 120x10	4	20,08	17,85	358,47	358
CAE 120x12	8	20,20	21,21	428,43	428
CAE 150x12	4	21,64	26,83	580,52	581
Totaux nets:					2977

4.3 Récapitulation

Suivant la démarche de vérification établie auparavant, nous avons sortie avec deux structure de pylône que l'on peut définir comme suit :

- Le pylône dimensionné en pleines conditions exigées par le cahier de charge du client : avec tous les équipements et en prenant en considération les sollicitations totales du vent sur ces équipement. Ce pylône est de 4019 Kg d'acier FE E28. On appelle cette structure **PYLONE TC** (toutes conditions).
- Le pylône dimensionné on modifiant la conception des appuis et en optimisation les effets de vent sur les équipements. Ce pylône est de 3000 Kg d'acier FE E28. On appelle cette structure **PYLONE VO** (vent optimisé).

Pour mettre en valeur l'optimisation réalisée au niveau du pylône sujet de notre étude, nous allons établir un organigramme résumant toute les étapes principales de l'approche ainsi que les résultats obtenus.



4.4 Vérification de la structure modifiée dans les différentes zones du vent

Les pylônes sujets de notre étude sont destinés à être installés sur l'ensemble du territoire national. Et comme on l'a précisé précédemment, le cahier des prescriptions communes applicables au calcul des surcharges dues au vent distingue quatre zones de vent au Maroc.

Nous avons dimensionné notre pylône pour une vitesse extrême de 180 Km/h = 50 m/s. ce qui montre que notre dimensionnement est cohérent avec les vitesses extrêmes de la zone I et la zone II. Cependant, la zone III dont la vitesse extrême est de 224 Km/h = 62 m/s ne se montre pas compatible avec nos hypothèses de calcul.

Nous dimensionnons alors les pylônes **PYLONE TC** et **PYLONE VO** avec une vitesse de vent extrême de 62 m/s.



4.4.1 PYLONE TC

Dans les combinaisons de charge adoptées pour le calcul, nous pondérons les effets de vent à 1,75. La vitesse 62 m/s est une vitesse extrême : nous devons dimensionner avec une vitesse normale qui sera bien évidemment pondérer dans les calculs.

La vitesse normale correspondante à 62 m/s est 46,86 m/s.

Les résultats du dimensionnement du PYLONE TC sont présentés dans les tableaux de l'annexe 5.

Nous nous intéressons plutôt à la quantité du matériau utilisé. En effet, nous avons obtenu un pylône de **5590 Kg**. Le métré du nouveau dimensionnement est résumé dans le tableau suivant :

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [dal/m]	Poids pièce [dal]	Poids total [dal]
CAE 60x6	4	2,00	5,32	10,64	43
CAE 60x6	4	2,02	5,32	10,75	43
CAE 60x6	8	2,31	5,32	12,29	98
CAE 80x6.5	4	5,00	7,77	38,83	155
CAE 90x9	4	5,00	11,95	59,76	239
CAE 120x12	4	5,01	21,21	106,26	425
CAE 150x14	4	5,00	31,05	155,23	621
CAE 150x15	4	1,84	33,13	60,97	244
CAE 150x15	4	3,21	33,13	106,36	425
CAE 150x18	4	5,02	39,30	197,30	789
CAE 200x24	4	5,41	69,76	377,41	1510
Total par sectio					
CAE 20x3	20	22,80	0,87	19,79	20
CAE 25x3	12	19,80	1,10	21,76	22
CAE 30x3	36	54,12	1,34	72,39	72
CAE 35x3	20	28,80	1,57	45,18	45
CAE 40x3	24	35,24	1,81	63,74	64
CAE 40x4	12	15,72	2,37	37,27	37
CAE 40x5	20	31,08	2,92	90,68	91
CAE 50x6	36	72,40	4,38	317,39	317
CAE 50x7	20	38,84	5,05	196,29	196
CAE 60x5	4	20,00	4,48	89,62	90
CAE 60x6	20	42,48	5,32	226,01	226
CAE 80x6.5	4	20,00	7,77	155,33	155
CAE 90x9	4	20,00	11,95	239,04	239
CAE 120x12	4	20,04	21,21	425,04	425
CAE 150x14	4	20,00	31,05	620,93	621
CAE 150x15	8	20,20	33,13	669,29	669
CAE 150x18	4	20,08	39,30	789,18	789
CAE 200x24	4	21,64	69,76	1509,64	1510
Totaux nets:					5589



4.4.2 PYLONE VO

Le dimensionnement du PYLONE VO dans les conditions de vent de la zone III sera sans doute moins contraignant que celui du PYLONE TC.

Les résultats du dimensionnement du PYLONE VO sont présentés dans les tableaux de l'annexe 6.

Le poids du PYLONE VO après dimensionnement est 5000 Kg. Le métré du nouveau dimensionnement est résumé dans le tableau suivant :

Type	Nombre	Longueur [m]	Poids unitaire [dal/m]	Poids pièce [dal]	Poids total [dal]
CAE 60x	4	1,98	4,48	8,87	35
CAE 60x	4	2,00	4,48	8,96	36
CAE 60x	4	2,02	4,48	9,05	36
CAE 60x	8	2,31	4,48	10,35	83
CAE 70x	4	5,00	7,24	36,18	145
CAE 90x	4	5,00	11,95	59,76	239
CAE 120	4	5,01	21,21	106,26	425
CAE 120	4	5,00	26,13	130,65	523
CAE 150	4	1,84	39,30	72,32	289
CAE 150	4	3,21	39,30	126,16	505
CAE 150	4	5,02	39,30	197,30	789
CAE 180	4	5,41	47,68	257,92	1032
Total par s					
CAE 20x	20	22,80	0,87	19,79	20
CAE 25x	36	54,12	1,10	59,48	59
CAE 30x	12	19,80	1,34	26,48	26
CAE 30x	20	28,80	1,75	50,28	50
CAE 35x	24	35,24	2,05	72,37	72
CAE 40x	12	15,72	1,81	28,43	28
CAE 40x	20	31,08	2,37	73,69	74
CAE 50x	16	32,40	3,00	97,12	97
CAE 50x	20	40,00	3,70	147,94	148
CAE 50x	24	58,84	5,05	297,37	297
CAE 60x	20	42,48	4,48	190,35	190
CAE 70x	4	20,00	7,24	144,73	145
CAE 90x	4	20,00	11,95	239,04	239
CAE 120	4	20,04	21,21	425,04	425
CAE 120	4	20,00	26,13	522,61	523
CAE 150	12	40,28	39,30	1583,08	1583
CAE 180	4	21,64	47,68	1031,69	1032
Totaux					5009

4.4.3 Conclusion

Dans la zone III du vent au Maroc, on trouve les régions suivantes : Errachidia, Rich, Goulmima, Midelt, Ouarzazate, Boumalne, Oujda, Berkane, Taourirt, Tanger, Taza, Essaouira et Guercif.



Dans ces zones là, il faut bien étudié la structure vis-à-vis au vent. La pression dynamique y est de l'ordre de 135 daN/m^2 .

Alors si le projet concerne des pylônes qui y seront installés, il est conseillé de ne pas standardiser la structure car on peut optimisé dans les autres zones.



Chapitre 5 : Assemblage

Le dimensionnement des boulons ordinaires ne présente pas un problème dans notre structure. Il s'agit en fait de deux vérifications à faire. Cependant, le rôle des boulons n'est pas négligeable et mérite d'être traité sous ses aspects réglementaires et constructifs.

5.1 Rôle et fonctionnement des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites, notamment de torsion. Pour conduire les calculs, selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage (fonctionnement mixte : par obstacle et par adhérence)
- Le boulonnage (fonctionnement par obstacle)
- Le soudage (fonctionnement par adhérence)
- Le collage (fonctionnement par adhérence)

5.2 Dimensionnement des boulons ordinaires

Les assemblages par boulons ordinaires, non précontraints, leurs dispositions constructives et leurs modes de calculs sont réglementés par la norme P 22 4300, dont nous rappelons ci-après les principales formules de vérifications.

→ Rappel de notations

- A_s : section résistante de la tige filetée.
- Q_1 : effort pondéré exercé sur un boulon perpendiculairement à son axe, par une pièce d'épaisseur e .
- Q_2 : effort pondéré par boulon, exercé sur l'assemblage.
- N : effort normal de traction pondéré exercé sur chaque boulon.
- m : nombre de plan de cisaillement.
- σ_{red} : contrainte caractéristique servant de contrainte de vérification des boulons.

→ Contraintes caractéristiques des boulons σ_{red}



Classe de qualité	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	6.9	8.8	10.9
σ_{red} (N /mm²)	240	280	300	340	350	410	410	550	670

→ Valeur de la section résistante A_s de boulons

Diamètre nominal du boulon d (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante A_s (mm²)	115	157	192	245	303	353	459	561

→ Pression diamétrale sur les pièces

Il faut vérifier que : $\frac{Q_1}{de} \leq 3\sigma_e$

→ Résistance des boulons

- à la traction, on vérifie : $1,25 \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red}$

- au cisaillement, on vérifie : $1,54 \frac{Q_2}{mA_s} \leq \sigma_{red}$

- à un effort incliné sur le plan du joint, admettant, par boulon, une composante normale suivant l'axe du boulon et une composante Q_2 dans le plan du joint, on vérifie

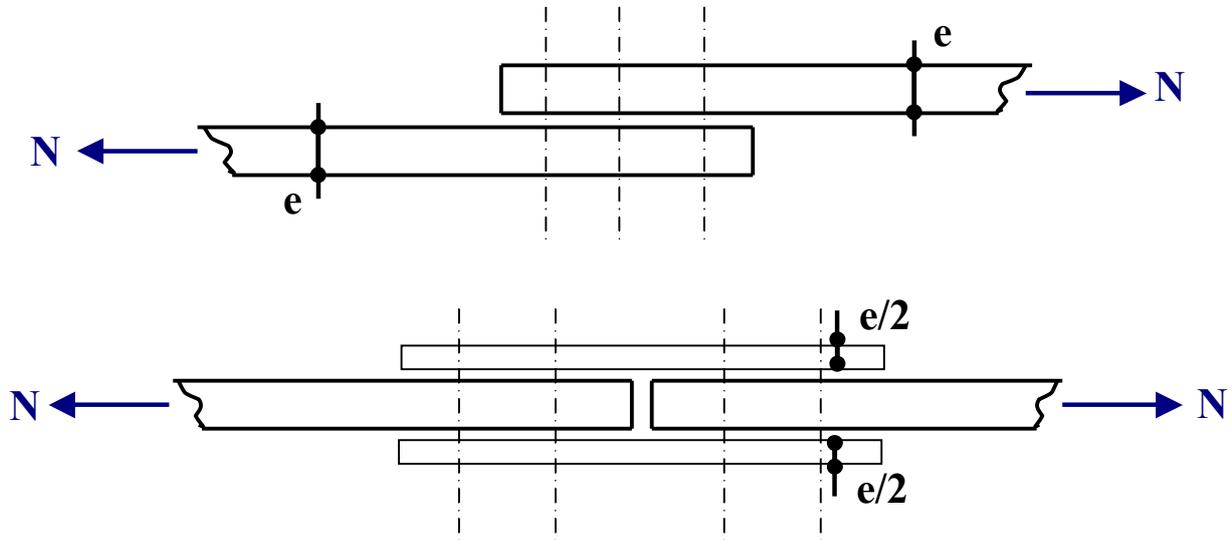
$$\text{simultanément : } 1,25 \frac{N}{A_s} \leq \sigma_{red} \quad \text{et} \quad \frac{\sqrt{N^2 + 2,36 \left(\frac{Q_2}{m} \right)^2}}{A_s} \leq \sigma_{red}$$

5.3 Précautions constructives

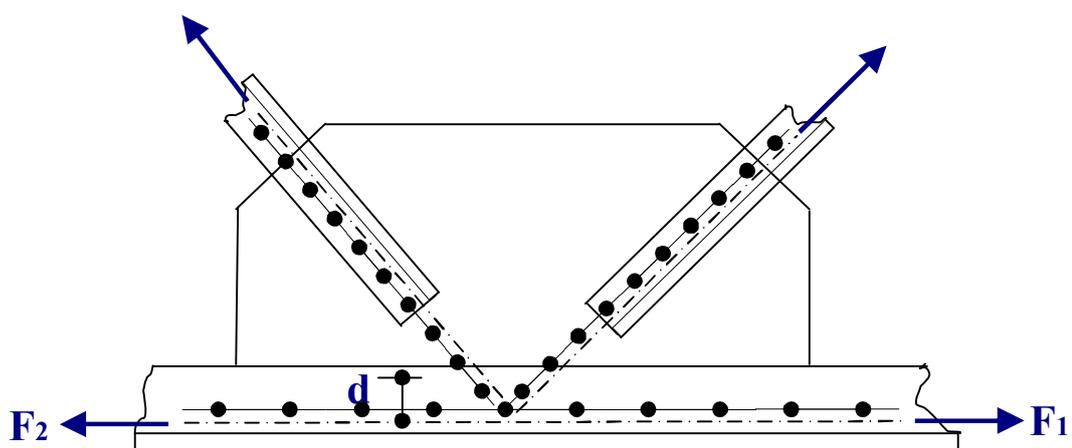
Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait du perçage ou la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. C'est pourquoi il faut être vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale. Pour cela, quelques précautions élémentaires sont à prendre :



- Il faut recouvrir tout assemblage par recouvrement simple et utiliser un assemblage symétrique par double couvre joint.



- Il faut par ailleurs s'assurer que les axes neutres des barres soient concourants aux nœuds des treillis, dans les systèmes réticulés. Ce n'est souvent pas le cas pour les treillis réalisés en cornières, du fait de la non superposition des axes neutres et des axes de trusquinage. Il convient alors de prendre en compte les majorations contraintes engendrées par les moments secondaires, tant au niveau des barres qu'au niveau des goussets.



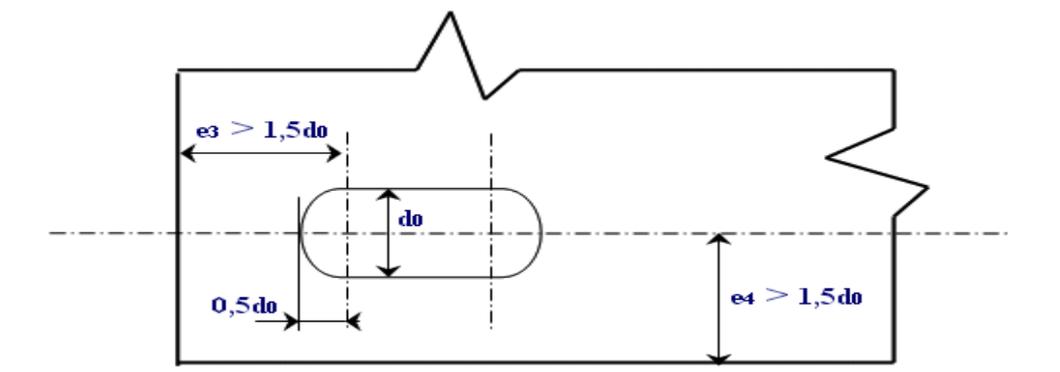
AN : axe neutre - - - - -
AT : Axe de trusquinage ● - - - - -



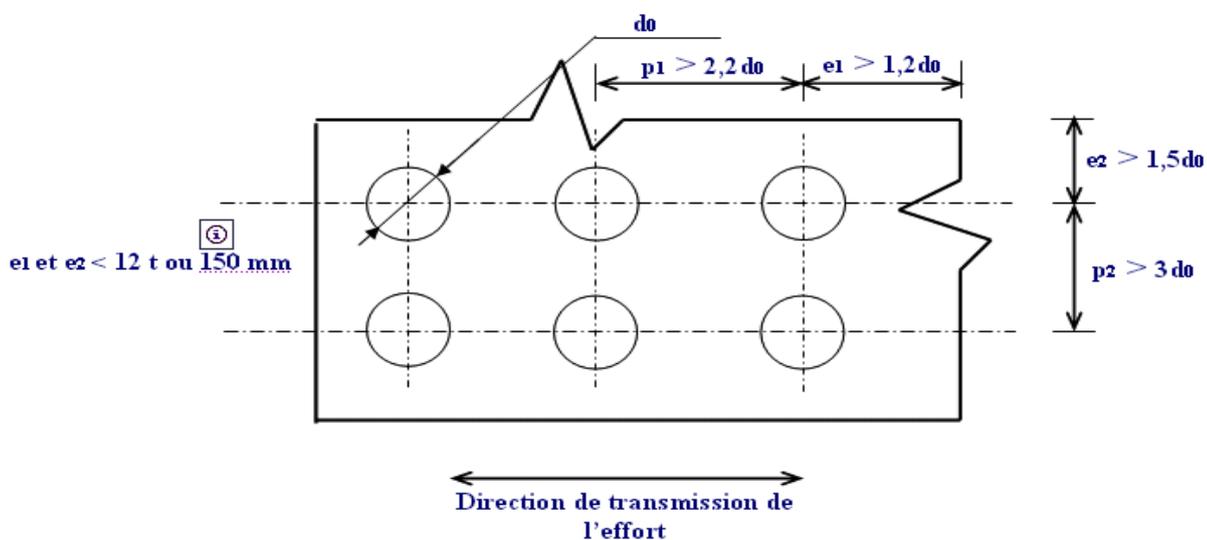
Pour faciliter les opérations de transports et de montage in situ des pylônes, il serait plus commode d'envisager des assemblages par boulons ordinaires. En effet, nous allons par la suite examiner les dispositions constructives ainsi que les aspects réglementaires de ce type d'assemblage.

Les distances entre les axes des boulons ainsi qu'entre axes des boulons et bords des pièces sont limités par :

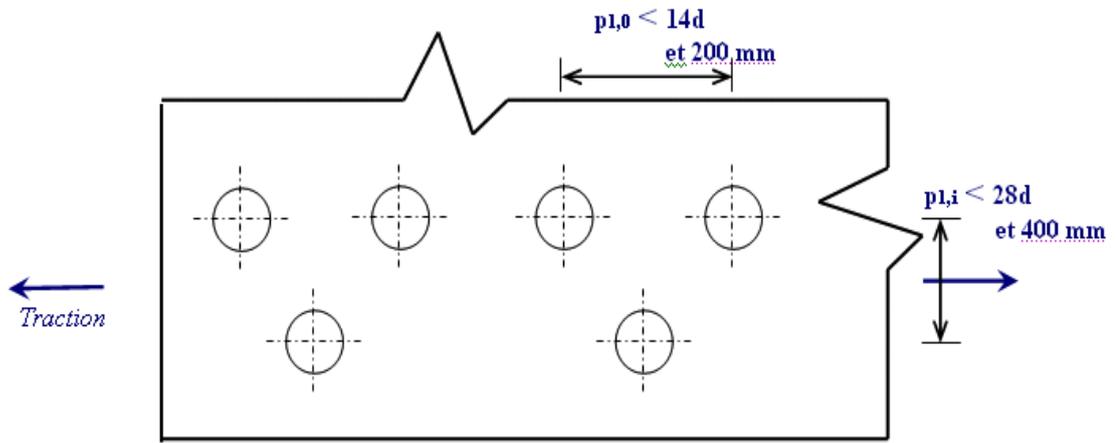
- Des valeurs minimales :
 - Pour faciliter la mise en place des boulons
 - Pour permettre le passage des clés
 - Pour éviter le déchirement des tôles
- Des valeurs maximales :
 - Pour conserver un bon contact entre les pièces assemblées
 - Pour éviter des assemblages trop long



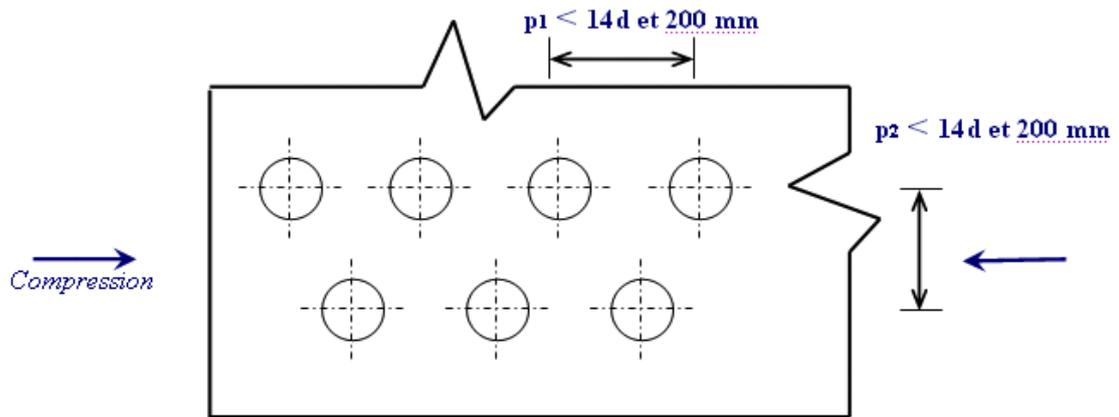
Pincés transversales et longitudinales de trous oblongs



Notations pour l'espacement des systèmes de fixations



Eléments tendus : espacements en quinconce



Eléments comprimés : espacements en quinconce



Chapitre 6 : Généralité sur les fondations

6.1 Définition

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est l'ouvrage ou la partie d'ouvrage qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charge, surcharge, efforts de renversement...) auxquelles ce bâtiment ou cet ouvrage est soumis.

6.2 Types de fondation

Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

6.2.1 Fondations superficielles

6.2.1.1 Définition

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encadrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes.

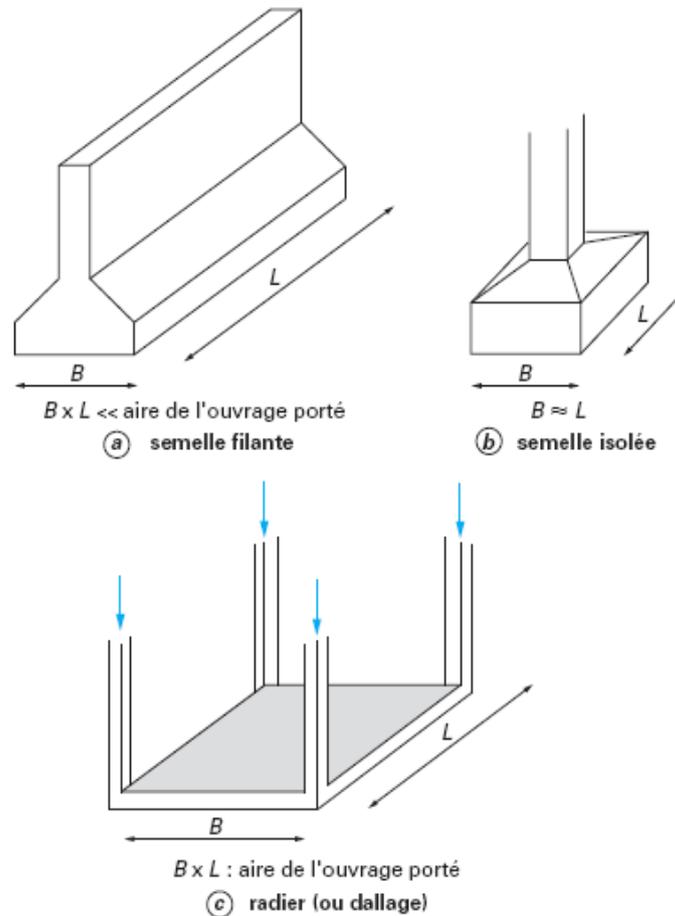
Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc.

Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base.

6.2.1.2 Types de fondations superficielles

Suivant les dimensions de la fondation on distingue :

- ▶ Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées).
- ▶ Les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- ▶ Les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.



6.2.2 Fondations profondes

6.2.2.1 Définition

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers). Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation. Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique. Mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes, stricto sensu, ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes. Les barrettes sont des parois moulées porteuses, qui bien que de forme différente et faisant appel à une technique d'exécution particulière, ont en général un comportement comparable à celui d'un pieu moulé en place sans tubage.



Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes, dont la base se situe au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des pieux ou parois de faible longueur et de tous les types de caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes. Dans le cadre de ce chapitre, on restera dans le domaine classique des pieux, que leur longueur soit ou non supérieure à la profondeur critique (les barrettes pouvant s'y rattacher de façon relativement simple). On ne développera pas les fondations sur caissons, dont les problèmes spécifiques résident essentiellement dans les techniques de mise en œuvre.

6.2.2.2 Classification des pieux

Traditionnellement, on classe les pieux :

- ▶ Soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- ▶ Soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
 - Pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage,
 - Pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- ▶ Les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- ▶ Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;
- ▶ Certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

6.3 Présentation des différentes méthodes de calcul des massifs

Il existe beaucoup de méthodes de calcul des massifs. Cette diversité est liée à :

- La diversité des sollicitations
- Aux hypothèses prises en compte pour l'établissement des formules
- Généralement les méthodes sont développées le plus souvent pour un type de fondation spécifique, ce qui les prive d'être des méthodes universelles.



On cite :

- 1) La méthode des réseaux d'état.
- 2) La méthode de Dembicki-Bolt (empirique).
- 3) La méthode du centre élastique.
- 4) La méthode IMG (Résultats d'essais).
- 5) La méthode de HAHN.

Les deux premières méthodes reposent sur l'équilibre limite alors que les trois dernières sur une loi de comportement des sols. La méthode de Dembicki-Bolt est une méthode empirique et la méthode de l'IMG repose sur des résultats d'essais.

6.3.1 Méthode des réseaux d'état

C'est la méthode la plus ancienne (date des années 20) et la plus célèbre, d'ailleurs, c'est celle utilisée au Maroc pour le dimensionnement des fondations. Son avantage c'est qu'elle permet de traiter le cas des sols stratifiés. En revanche elle a beaucoup d'inconvénients à savoir qu'elle repose sur des hypothèses grossières et moins réalistes telle que celle qui suppose que le centre de rotation du massif coïncide avec le point inférieur de l'arrête alors que l'expérience montre qu'il est souvent situé à l'intérieur du massif, ainsi qu'une faible variation dans les dimensions du massif engendre une très grande variation au niveau des contraintes sous la base, ajoutant à ceci qu'elle sous-estime la valeur de la contrainte maximale quand il s'agit des sols cohérents.

6.3.2 Méthodes du centre élastique

C'est la méthode la plus proche de la réalité, elle a donné des résultats très proches du comportement réel du complexe massif. Elle a l'avantage de s'articuler sur les points suivants :

- Une répartition quelconque des contraintes sous la base et sur le côté avant de la fondation.
- Une répartition des contraintes de poussée conforme avec le fait de la rotation du massif.
- Le centre de rotation est calculé et non supposé.



6.3.3 Méthode de Dembicki-Bolt

C'est la méthode utilisée à Electricité de France (EDF) pour le dimensionnement des massifs. C'est une méthode qui a un intérêt très particulier puisqu'elle s'est reposée, lors de son établissement, sur un nombre très important d'expérience. C'est aussi une méthode qui se veut générale puisqu'elle traite des cas de formes et de conditions extérieures que toutes les autres méthodes sont capables d'aborder. Cette méthode se distingue par l'introduction dans les calculs de sécurité qui dépend de la position de l'effort, de la nature du sol et de la limitation des déplacements de la fondation. L'intérêt et l'importance d'une telle particularité est justifié par l'apparition des désordres sur des constructions soigneusement calculées, ce qui a incité à l'introduction des coefficients de sécurité ou "d'ignorance" qui permettent d'avoir une vue saine des phénomènes réellement produits.

Pour toutes ces raisons, les calculs trouvés par l'utilisation des abaques de Dembicki-Bolt peuvent servir comme références pour l'appréciation des résultats obtenus par les autres méthodes.

En plus des avantages déjà cités on peut dire que la méthode de Dembicki-Bolt :

- Définit la position du centre de rotation.
- Est appliquée aussi bien pour les sols pulvérulents que les sols cohérents.
- Tient compte de l'angle de frottement sol/fondation.
- Définit un coefficient de sécurité qui dépend de plusieurs paramètres.

Cependant on ne peut clôturer ce paragraphe sans mentionner que la méthode Dembicki-Bolt ne permet pas de déterminer les valeurs des contraintes agissant sur la fondation. C'est là un inconvénient qui apparaît d'ores et déjà qu'il est question de comparer les méthodes et qui rend le recours à d'autres méthodes une obligation.

6.3.4 Méthode IMG

C'est une méthode qui a été établie par l'institut de Mécanique de Grenoble après des expériences sur modèle réduit, elle approche la méthode du centre élastique par le choix d'une loi de variation de la contrainte en fonction du déplacement, mais elle a la particularité d'adopter des formules simples de calcul des contraintes puisqu'elle suppose que les contraintes sous la base et les contraintes tangentielles sont contrebalancées par l'effort vertical.

Dans le calcul des contraintes du côté poussée ou butée en phase élastoplastique, on peut, selon le degré de risque qu'on tolère pour la structure, fixer un angle de rotation maximal.



6.3.5 Méthode de HAHN

C'est une méthode très peu utilisée, elle a l'inconvénient de se baser sur un ensemble d'hypothèses simplificatrices qui limitent énormément son rayon d'utilisation. C'est une méthode qu'on peut utiliser que pour un sol homogène et pulvérulent. De plus la valeur de la contrainte calculée ne dépend que de la hauteur de la fondation et non des autres dimensions. C'est une méthode qui avait son intérêt avant l'apparition du calcul informatique.



Chapitre 7 : Méthodes de calcul adoptées

7.1 Fondations pour support monopode

7.1.1 Méthode du réseau d'état

7.1.1.1 Hypothèse de calcul

7.1.1.1.1 Sol

1^{ère} hypothèse :

La répartition des pression sur la surface de contact est **linéaire**. Elle peut être ou triangulaire ou trapézoïdale selon le niveau des sollicitations. Cette hypothèse écarte la possibilité de plastification du sol.

2^{ème} hypothèse :

En tout point du sol on a : $\sigma \leq \sigma_{\text{sol}}$.

7.1.1.1.2 Mode de construction

1^{ère} hypothèse :

Il faut s'assurer par un examen du sol en place que celui-ci est relativement homogène et qu'on ne se fonde pas en partie sur le terrain naturel et en partie sur remblai. De même il faut s'assurer que la couche sur laquelle on se fonde est suffisamment épaisse et que la présence éventuelle dans le voisinage de tranchées ou excavations ne risque pas de provoquer potentiellement de glissement ou d'effondrement partiel ou total de l'ouvrage.

2^{ème} hypothèse :

Pour que le sol puisse mobiliser des réaction latérale, favorables à la stabilité, le béton du massif doit être coulé à pleine fouille. En cas d'impossibilité, vérifier que le vide est rempli par un matériau compact ayant une résistance supérieure ou égale à la contrainte admissible du sol.

7.1.1.2 Principe de la méthode du réseau d'état

7.1.1.2.1 Milieu homogène et pulvérulent

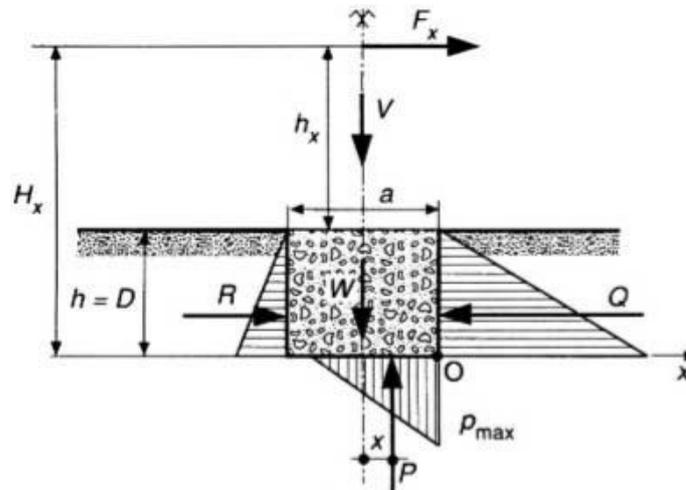
Etablissement de la formule :

Le sol est supposé homogène et pulvérulent ; il est défini par son poids spécifique γ et son angle de frottement interne φ .

Soit un massif encastré dans le sol sur une hauteur D et de dimensions a selon x et b selon y .

Ce massif est soumis à des efforts, qui, ramenés au niveau du sol, sont les suivants:

$$\mathbf{F_x} ; \mathbf{M_y} = \mathbf{F_x h_x} \mathbf{F_y} ; \mathbf{M_x} = \mathbf{F_y h_y}$$



Ainsi qu'à une charge verticale V et à son poids propre W , d'où la charge verticale totale $P = W + V$. L'axe y est perpendiculaire au plan de la figure.

Considérons F_x et M_y . Dans la méthode du Réseau d'État, le massif est supposé sujet à une rotation autour du point O .

Outre les efforts précédents, le massif est soumis à :

- La poussée sur la face arrière donnée par la formule :

$$R_x = 0,5 \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- La butée sur la face avant : $Q_x = 0,5 \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right)$

La réaction du sol sur la base du massif dont la résultante équilibre P et dont la répartition est telle qu'elle équilibre l'ensemble des efforts, d'où la contrainte maximale sur le sol de fondation p_{\max} .

Si on pose $H_x = h_x + D$ et $H_y = h_y + D$, on démontre que la résultante des efforts appliqués sur la base du massif et des poussée et butée R et Q coupe la base du massif en un point de coordonnées x et y telles que :

$$x = \frac{F_x \cdot H_x - C \cdot b \cdot D^3}{P} \quad y = \frac{F_y \cdot H_y - C \cdot b \cdot D^3}{P}$$

$$\text{Avec : } C = \frac{\gamma}{6} \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

Connaissant x et y , la valeur de p_{\max} est déduite de la table de Pohl .



Sécurité au renversement :

Dans le cas du sol homogène et pulvérulent, l'équilibre par rapport à O des moments résistants dus à Q, V, W et moteurs dus à F, M et R permet d'écrire :

$$F_{ry} = \frac{Q_y \cdot \frac{D}{3} + P \cdot \frac{b}{2}}{R_y \cdot \frac{D}{3} + F_y \cdot H_y} \quad F_{rx} = \frac{Q_x \cdot \frac{D}{3} + P \cdot \frac{a}{2}}{R_x \cdot \frac{D}{3} + F_x \cdot H_x}$$

Avec F_{rx} et F_{ry} coefficients de sécurité au renversement selon x et y.

Sécurité au glissement :

Pour vérifier la sécurité au glissement, il faut que : $H_d \leq \frac{V_d \cdot \tan \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c' \cdot A'}{\gamma_{g2}}$

Avec les notations suivantes :

- H_d et V_d : composantes de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation.
- A' : surface comprimée de celle-ci.
- φ' : angle de frottement interne du sol.
- c' : cohésion.

Sauf dispositions différentes du marché :

- γ_{g1} est pris égal à 1,2,
- γ_{g2} est pris égal à 1,5.

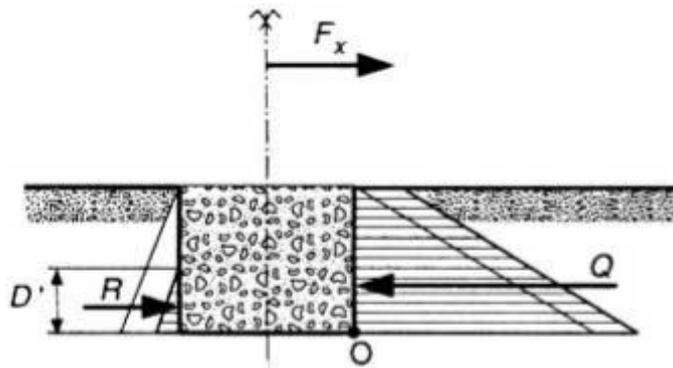
Poinçonnement du sol

Comme précédemment, le massif est considéré comme stable si la relation suivante est vérifiée sous ELU : $p_{max} < 1,3 q$

7.1.1.2.2 Prise en compte de la cohésion

La méthode peut être étendue aux sols doués de cohésion et aux multicouches.

Considérons le même massif que précédemment ancré dans un sol homogène, mais doué de cohésion : soit φ l'angle de frottement interne et c la cohésion de ce sol



Le problème est identique. Toujours selon x , la butée qui s'oppose au renversement s'écrit :

$$Q_x = 0,5 \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Ou encore : $Q_x = Q_{1x} + Q_{2x}$

Où $Q_{x1} = 0,5 \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right)$

$$Q_{x2} = 2 \cdot c \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Du fait de la cohésion, la poussée R s'exerce sur une hauteur réduite D' :

$$D' = D - \frac{2 \cdot c \cdot \tan \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right)}{\gamma}$$

Si l'expression précédente est négative, il faut considérer $R_x = 0$.

Sinon : $R_x = 0,5 \cdot \gamma \cdot D'^2 \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right)$

En écrivant que la somme des moments autour de O est nulle, on déduit, comme dans le cas des sols pulvérulents, la valeur de x : il en est de même pour y dans le sens perpendiculaire.

Ces valeurs peuvent se mettre sous la forme :

$$x = \frac{F_x \cdot H_x - M}{P} \quad y = \frac{F_y \cdot H_y - M'}{P}$$

Où

$$M = C_1 \cdot b \cdot D^3 - C_2 \cdot b \cdot D'^3 + C_3 \cdot b \cdot D^2 \quad \text{et} \quad M' = C_1 \cdot a \cdot D^3 - C_2 \cdot a \cdot D'^3 + C_3 \cdot a \cdot D^2$$

C_1 , C_2 et C_3 étant trois constantes ayant pour expression :



$$C_1 = \frac{\gamma}{6} \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right] ; \quad C_2 = \frac{\gamma}{6} \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad \text{et} \quad C_3 = c \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

La connaissance de x et y permet, comme précédemment, de calculer la contrainte exercée sur le sol par la base du massif (table de Pohl).

Les coefficients de sécurité au renversement F_{rx} et F_{ry} sont donnés par les formules :

$$F_{ry} = \frac{Q_{1y} \cdot \frac{D}{3} + Q_{2y} \cdot \frac{D}{2} + P \cdot \frac{b}{2}}{R_y \cdot \frac{D'}{3} + F_y \cdot H_y} \quad F_{rx} = \frac{Q_{1x} \cdot \frac{D}{3} + Q_{2x} \cdot \frac{D}{2} + P \cdot \frac{a}{2}}{R_x \cdot \frac{D'}{3} + F_x \cdot H_x}$$

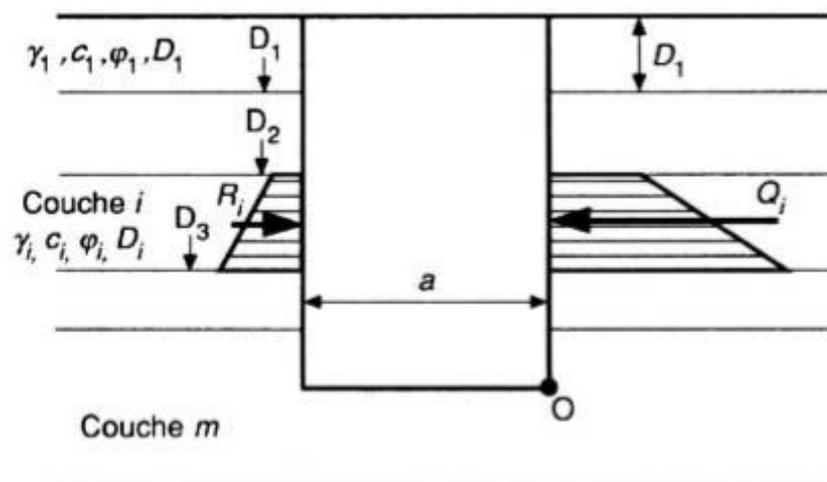
Les expressions de Q_x et R_x sont données par les équations (13) et (14). Il suffit de remplacer b par a dans ces formules pour obtenir Q_y et R_y .

7.1.1.2.3 Extension aux multicouches

Il est prudent de neutraliser l'action de la cohésion sur la hauteur de gel ; par ailleurs, il est courant que des sols de natures sensiblement différentes soient traversés sur la hauteur du massif. Il est donc intéressant d'étendre la méthode aux multicouches.

La méthode est toujours la même. Dans la couche i , la butée résultante entre les profondeurs D_2 et D_3 est Q_i ; cette butée résultante est due à la présence de la couche i , à la pression exercée par les couches supérieures et à l'action de la cohésion c_i . Il en est de même pour la résultante de poussée R_i sur la face arrière.

Il convient d'additionner les moments stabilisants par rapport à O dus à Q_i pour les couches 1 à m . Soit MB le moment stabilisant résultant et MP le moment résultant total dû à R_i pour les couches 1 à m .





Écrivons :

$M = M_{By} - M_{Py}$ sens x, axe des moments : y

$M' = M_{Bx} - M_{Px}$ sens y, axe des moments : x

Les coordonnées du point d'application de la résultante de la réaction du sol sur la base sont toujours données par les, d'où la valeur de la contrainte maximale appliquée p_{max} déduite de la table de Pohl.

Les coefficients de sécurité au renversement F_{Rx} et F_{Ry} sont donnés par :

$$F_{ry} = \frac{M_{Bx} + P \cdot \frac{b}{2}}{M_{px} + F_y \cdot H_y} \qquad F_{rx} = \frac{M_{By} + P \cdot \frac{a}{2}}{M_{py} + F_x \cdot H_x}$$

Les calculs sont plus fastidieux, mais se prêtent particulièrement bien au traitement sur micro-ordinateur.

7.1.2 Méthode du centre élastique

7.1.2.1 Hypothèse de calcul

1^{ère} hypothèse :

La valeur limite de la résistance du sol à la compression est constante dans la zone de terre (zone active) et nulle au dessus (théorie d'Andrée)

2^{ème} hypothèse :

De la surface jusqu'à une certaine profondeur, le sol est dit "inconsistant". La résistance est supposée nulle. C'est la zone du "mort terrain".

3^{ème} hypothèse :

La pression exercée par le massif sur le sol est proportionnelle à la distance du point d'application de cette pression au centre de rotation. Les pressions varient donc selon une loi linéaire. Selon cette hypothèse la distribution des pressions est donc :

- Triangulaire sur la face latérale de la fondation.
- Triangulaire ou trapézoïdale à la base du massif.

4^{ème} hypothèse :

Il n'est pas tenu compte des efforts de frottement entre le béton et le sol pouvant exister sur les faces parallèles aux efforts. Dans le cas d'un effort tranchant très important, on peut s'assurer facilement de l'équilibre statistique de glissement en vérifiant : $\frac{f \cdot N}{X} > 1.5$

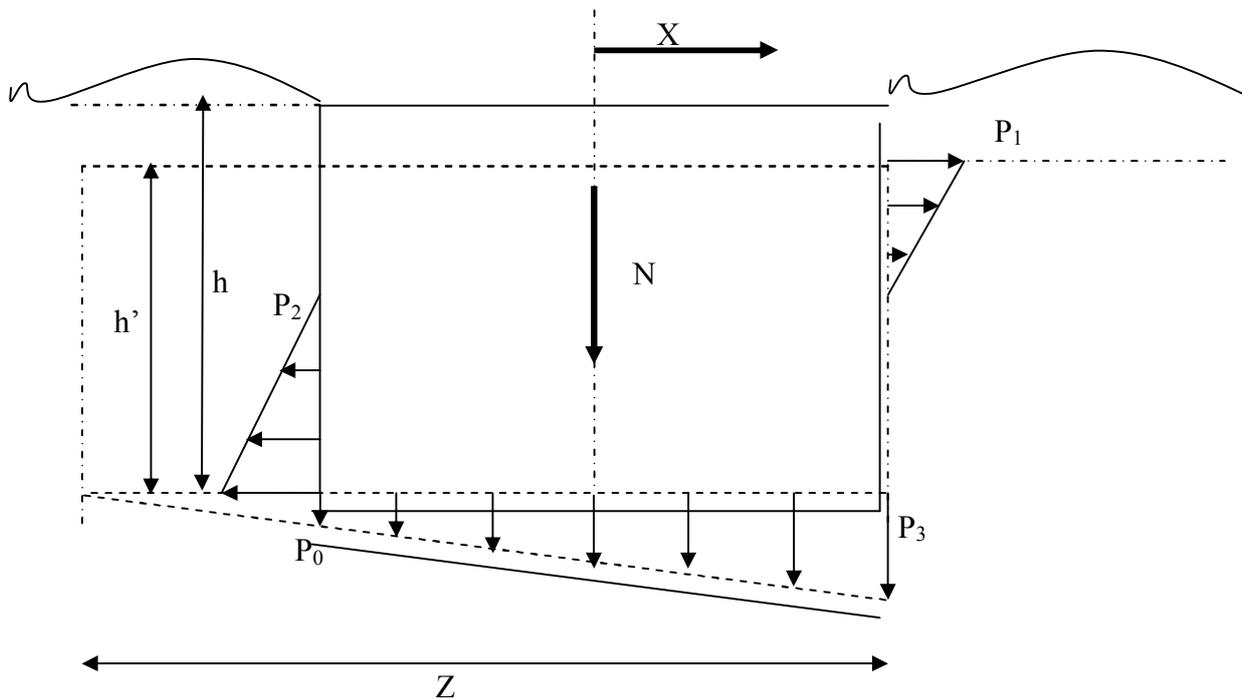
Où X : effort tranchant

**5^{ème} hypothèse :**

Le centre de rotation Ω' est pris à mi hauteur de la zone active de la fondation pour la détermination simplifiée du moment fléchissant M . On ne précise pas la position exacte (définie par les cote x et y) du centre de gravité Ω sous l'effet de ce moment.

6^{ème} hypothèse :

Le poids des pylônes et des équipements est intégré dans la charge verticale.

7.1.2.2 Modèle de calcul

- Si $M < N \cdot (a^3 + h_1^3) / (6a^2)$ alors la résultante passe à l'intérieur du tiers central soit :

$$P_3 = \frac{2 \cdot N \cdot z}{ab \cdot (2z - a)}$$

$$P_2 = \frac{2 \cdot N \cdot h_1^2}{2ab \cdot (2z - a)} - \frac{X}{bh_1}$$

$$P_1 = \frac{2 \cdot N \cdot h_1^2}{2ab \cdot (2z - a)} + \frac{X}{bh_1}$$



$$Z = \frac{N \cdot (a^3 + h_1'^3)}{(12Ma)} + a/2$$

- Si $M > \frac{N \cdot (a^3 + h_1'^3)}{(6a^2)}$ alors la résultante passe à l'extérieur du tiers central soit:

$$P_3 = \frac{2N}{bz}$$

$$P_2 = \frac{N \cdot h_1'}{bz^2} - \frac{X}{b h_1'}$$

$$P_1 = \frac{N \cdot h_1'}{bz^2} + \frac{X}{b h_1'}$$

Z est la solution de l'équation suivante :

$$Z^3 + 3 \left(\frac{M}{N} - \frac{a}{2} \right) \cdot Z^2 - \frac{h_1'^3}{2} = 0$$

- Si $M = N \cdot (a^3 + h_1'^3) / (6a^2)$ alors la résultante passe à la limite du tiers central soit:

$$P_3 = \frac{2 \cdot N}{ab}$$

$$P_2 = \frac{N \cdot h_1'}{a^2 \cdot b} - \frac{X}{b h_1'}$$

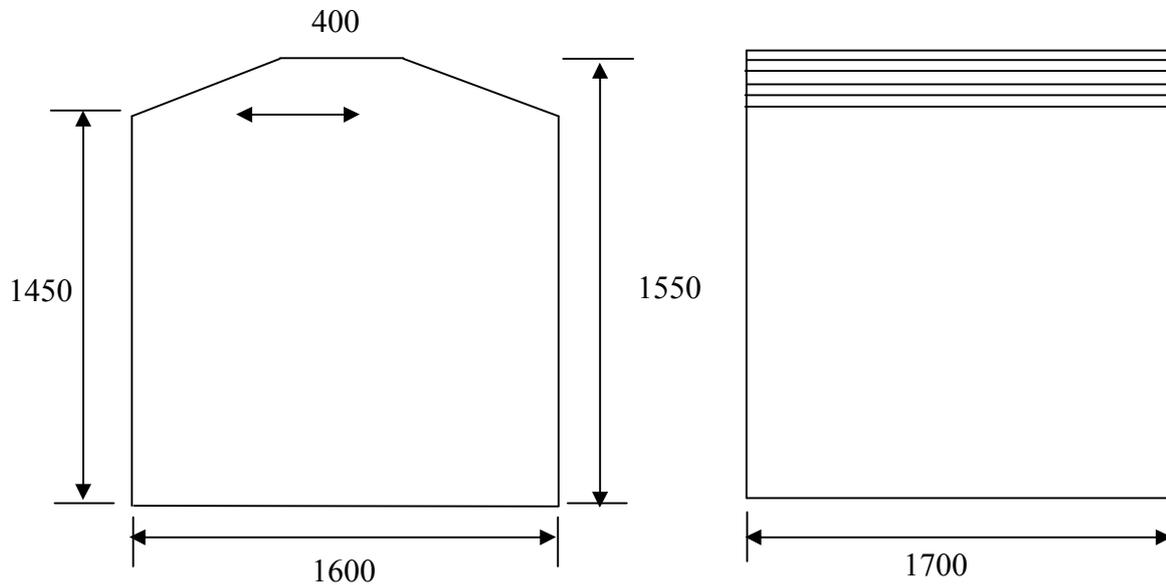
$$P_1 = \frac{N \cdot h_1'}{a^2 \cdot b} + \frac{X}{b h_1'}$$

$$\mathbf{Z=a}$$



Exemple :

Soit le massif représenté dans la figure ci-après :



$a = 1,7 \text{ m}$	$N = 9579 \text{ daN}$	$M_{\text{per}} = 4400 \text{ daN.m}$
$b = 1,6 \text{ m}$	$X_{\text{per}} = 630 \text{ daN}$	$M_{\text{par}} = 680 \text{ daN.m}$
$X_{\text{par}} = 100 \text{ daN}$	$V = 4,114 \text{ m}^3$	

Calcul vis-à-vis du moment perpendiculaire :

$$M_{\text{per}} = M_{0\text{per}} + X_{\text{per}} \cdot \left(h_t - \frac{h_1'}{2} \right) = 5140.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{per}}' = \frac{N \cdot (a^3 + h_1'^3)}{6a^2} = 2947,1 \text{ daN.m}$$

On a $M_{\text{per}} > M_{\text{per}}'$ alors la résultante passé à l'extérieur du tiers central:

$$Z \text{ est la solution de l'équation: } Z^3 + 3 \left(\frac{M}{N} - \frac{a}{2} \right) \cdot Z^2 - \frac{h_1'^3}{2} = 0$$

Soit : $Z = 1.11 \text{ m}$ et $P_3 = 0.11 \text{ MPa}$; $P_2 = 0.3 \text{ MPa}$; $P_1 = 0.42 \text{ MPa}$

Calcul vis-à-vis du moment perpendiculaire :

$$M_{\text{par}} = M_{0\text{par}} + X_{\text{par}} \cdot \left(h_t - \frac{h_1'}{2} \right) = 797.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{par}}' = \frac{N \cdot (b^3 + h_1'^3)}{6b^2} = 2817,5 \text{ daN.m}$$



On a $M_{per} < M'_{per}$ alors la résultante passe à l'intérieur du tiers central:

$$Z = \frac{N \cdot (b^3 + h_1'^3)}{12 M_{per} \cdot b} + \frac{b}{2} = 3.62 \text{ m}$$

$$P'_1 = 0,0055 \text{ MPa}$$

$$P'_2 = 0,0039 \text{ MPa}$$

$$P'_3 = 0,045 \text{ MPa}$$

Par approximation en vu de cumuler l'effet des deux moments à la base on retranche des valeur de la pression obtenue par le moments parallèle qui vaut : N / ab

D'où la valeur approximative des pressions à la base donne :

$$P_{3total} = P_3 + P'_3 - (N / ab) = 0,117 \text{ MPa}$$

Pour un sol dont la portance est de 0.15 MPa ce massif est **stable**.

7.1.2.3 Méthode de vérification des massifs avec talon

On remarque que la méthode précédente qu'on a utilisée pour la vérification des massifs a donné le résultat voulu mais avec une augmentation excessive du volume du massif, ce qui pousse à retrouver d'autre améliorations pour les types de semelles qui posent problème.

Dans le sens perpendiculaire :

$$M_{per} = M_{0per} + X_{per} \cdot h_t \quad \text{et} \quad P = P_{sol} + P_{massif} + P_{équipement}$$

Où : $P_{sol} = \gamma_{sol} \cdot V_{sol}$

$$P_{massif} = \gamma_{béton} \cdot V_{massif}$$

V_{sol} : Volume du sol reposant sur les patins du massif.

V_{massif} : Volume du massif.

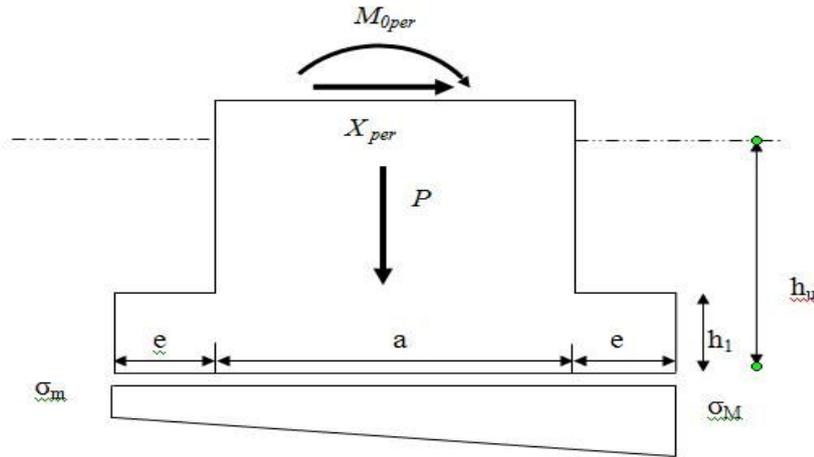
On pose: $e_0 = \frac{M_{per}}{P}$

Nous supposons que la semelle étudiée est rectangulaire et le diagramme des contraintes sera trapézoïdale si P tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle, c'est-à-dire si :

$$e_0 \leq \frac{a + 2.e}{6}$$

Suivant le sens perpendiculaire

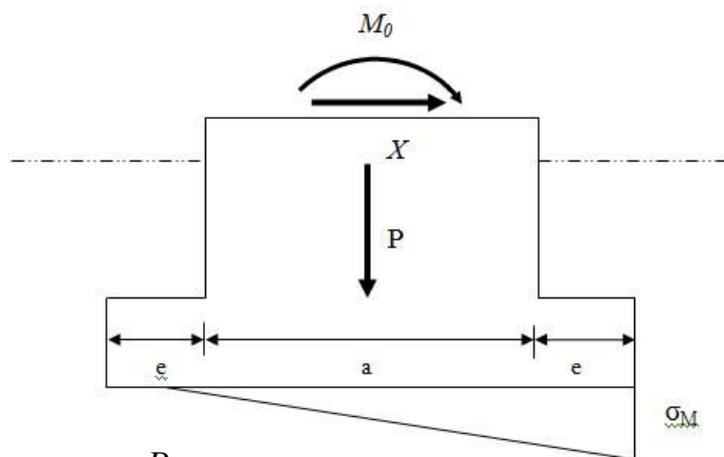
$$\img alt="Icon of a book" e_0 \leq \frac{a + 2.e}{6} : \text{lediagramme des contraintes est trapézoïdal}$$



Dans ce cas la section est totalement comprimée, on prend:

$$\sigma_{per} = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = P \frac{1 + \frac{3 \cdot e_0}{a + 2 \cdot e}}{(a + 2 \cdot e) \cdot b}$$

 $e_0 > \frac{a + 2 \cdot e}{6}$: le diagramme des contraintes est triangulaire.



$$\sigma_{per} = \sigma_M = \frac{P}{2 \cdot b \cdot \left(\frac{a + 2 \cdot e}{2} - e_0 \right)}$$

Suivant le sens parallèle

On procède de la même façon de calcul dans le sens parallèle :

L'excentrement est :

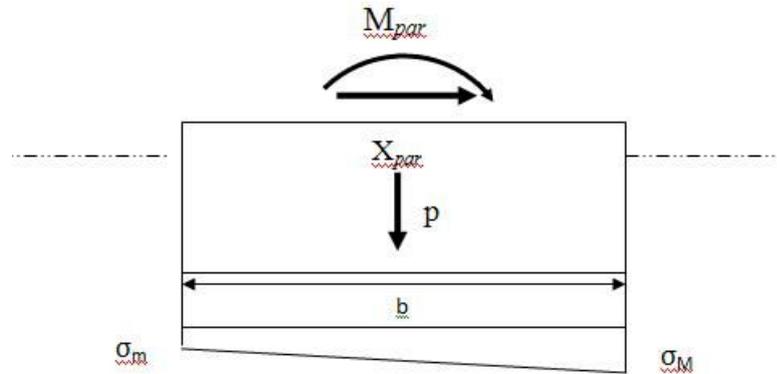
$$e_0 = \frac{M_{par}}{P}$$

Avec

$$M_{par} = M_{0par} + X_{par} \cdot h_t$$



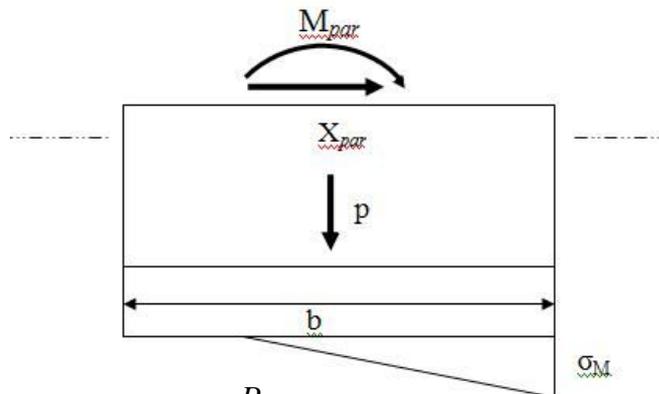
$$e_0 \leq \frac{b}{6}$$



Soit

$$\sigma_{per} = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = P \frac{1 + \frac{3 \cdot e_0}{b}}{(a + 2 \cdot e) \cdot b}$$

$$e_0 > \frac{b}{6} \quad \text{le diagramme des contraintes est triangulaire.}$$



$$\sigma_{per} = \sigma_M = \frac{P}{2 \cdot (a + 2 \cdot e) \cdot \left(\frac{b}{2} - e_0\right)}$$

Pour avoir la stabilité on doit avoir:

$$\sigma_{per} + \sigma_{par} - \frac{P}{(a - 2 \cdot e) \cdot b} \leq \sigma_{sol}$$



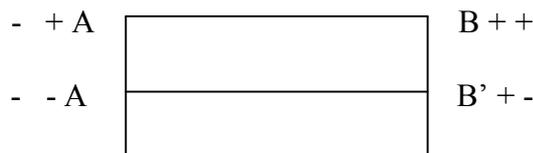
7.2 Les multipodes et leurs fonctions

7.2.1 Présentation

Dans ce groupe de fondations il s'agit des massifs des supports métalliques à quatre pieds. Les massifs supportent chacun un seul pied du pylône. Selon la qualité du sol d'implantation et les efforts en tête du pylône, ces fondations à pieds séparés peuvent être constituées :

- Un corps parallélépipédique surmontant un redan.
- Soit de fondations profondes réalisées à l'aide de pieux forés.
- Soit aussi d'un compromis entre ces deux solutions, obtenu par l'utilisation de massif poids, ferrailés et légèrement plus encastrés dans le sol que les premiers : ces massifs sont dit de spéciaux.

Les fondations à pieds séparés des pylônes multipodes peuvent être sollicitées soit en compression soit en arrachement.



Quelle que soit la répartition des forces entre les quatre embases, il convient de noter que :

- Sous l'effet des forces extérieures transversales, deux des fondations sont sollicitées à l'arrachement (massifs A et A'), les deux autres sont sollicitées à la compression.
- Sous l'effet des forces extérieures longitudinales, deux des fondations sont sollicitées à l'arrachement (massifs A' et B'), tandis que les deux autres sont sollicitées à la compression.
- Sous l'effet des forces extérieures agissant simultanément dans les deux plans de symétrie du pylône, chaque massif supporte alors la somme algébrique :
 - Des efforts d'arrachement (-)
 - Des efforts de compression (+)

7.2.2 Massifs sollicités à l'arrachement

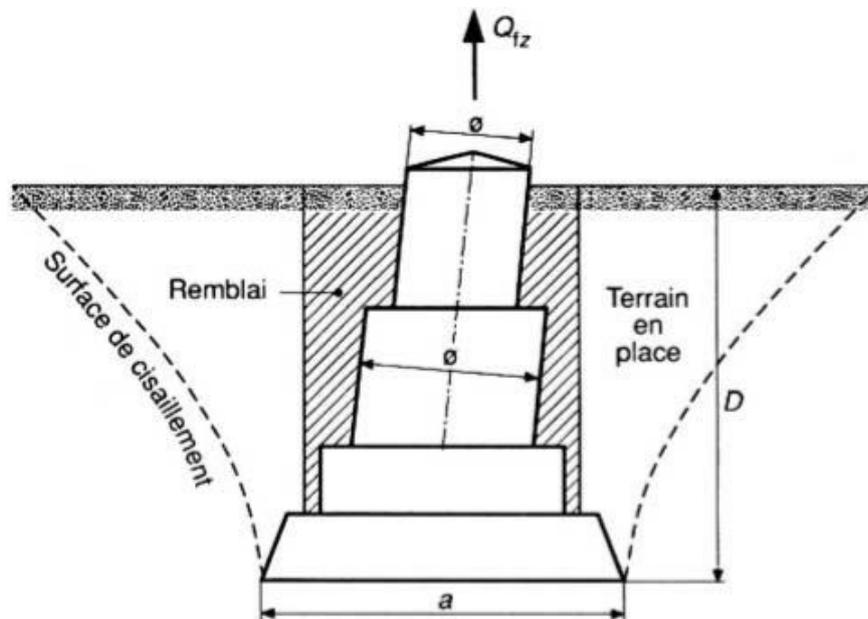
Dans un ouvrage de génie civil, lorsque des efforts d'arrachement apparaissent, ils sont repris soit par des fondations profondes sollicitées en traction, soit équilibrés par le poids propre de la fondation.



7.2.2.1 Description

Devant l'importance des efforts d'arrachement transmis aux pieds des pylônes tétrapodes des lignes à haute tension, efforts pouvant atteindre plusieurs méga newtons, les installateurs et notamment l'EDF ont mis au point, depuis des décennies, des massifs adaptés pour reprendre de tels efforts, dits massifs à dalle, qui étaient calculés à l'origine d'une façon assez empirique (méthode de l'angle de soulèvement).

À l'EDF, ces massifs font l'objet de séries normalisées (DCC, DCT, GEC, GET, etc.) de façon à permettre une adaptation des dimensions à la valeur de l'effort à reprendre, au type de pylône et à la qualité du terrain.



Une des caractéristiques particulières à certains de ces massifs est la présence d'un redan d'environ 15 cm de largeur qui doit être coulé à pleine fouille. Ce redan joue un rôle important, car il permet de s'assurer que la rupture par cisaillement se fera dans le terrain en place (surface de cisaillement en pointillé sur la figure) et non dans le remblai de comblement de la fouille, généralement de moins bonne qualité. Pour réaliser ce redan il est nécessaire que le terrain présente un minimum de cohésion apparente, ce qui est généralement le cas, sauf pour les sols immergés : des massifs sans redans sont alors utilisés, mais ils sont beaucoup plus conséquents.



7.2.2.2 Effort d'arrachement limite dans un sol homogène

Ces massifs sont actuellement justifiés par une méthode de calcul à la rupture dite « Méthode en C et φ »..

Le sol est caractérisé par :

- ❖ son poids spécifique γ ou γ' si le sol est situé sous la nappe ;
- ❖ son angle de frottement interne effectif ϕ' ;
- ❖ sa cohésion effective c' .

Le massif est défini par :

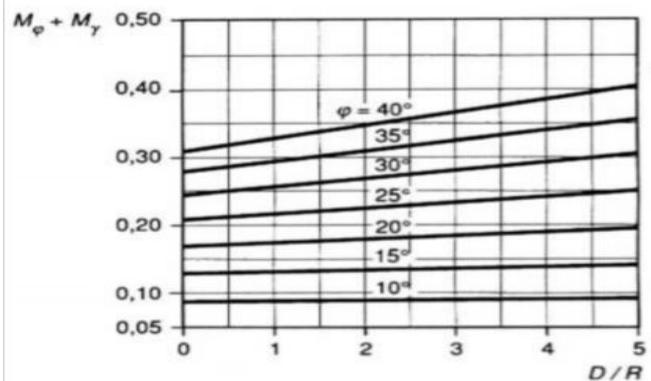
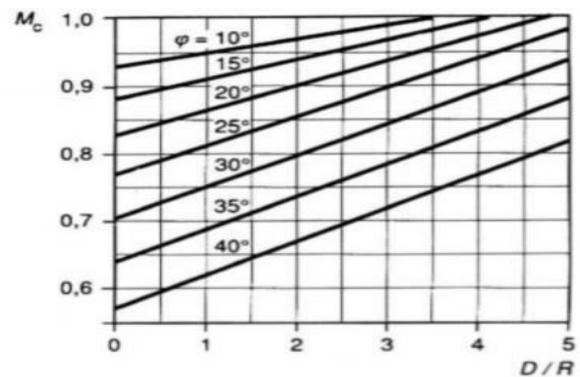
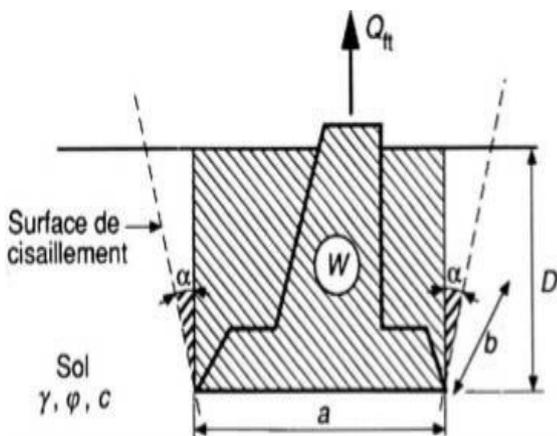
- ❖ les côtés a et b de son embase ou le périmètre p correspondant ;
- ❖ la profondeur d'encastrement D ;
- ❖ le poids W des terres et du béton situé à l'intérieur du cylindre droit circonscrit à l'embase de la fondation.

Par simplification, la rupture du sol par cisaillement est supposée se produire selon une surface plane caractérisée par l'angle α .

L'effort limite d'arrachement est donné par la formule :

$$Q_{ft} = p.D.[c.M_c + \gamma. D. (M_\varphi + M_\gamma)] + W$$

Avec : M_c et $M_\varphi + M_\gamma$ paramètres adimensionnels, fonctions de l'angle φ et de l'élancement de la fondation D/R [R (rayon équivalent) = $(a+b)/\pi$]. Ils sont donnés par les abaques suivants :





7.2.3 Massifs sollicités à la compression

7.2.3.1 Contrainte ultime q_{pu} due à la résistance à la base du puits

La contrainte ultime est donnée par la formule :

$$q_{pu} = k_p \cdot p_{le}^* + \gamma \cdot D$$

Où :

p_{le}^* : pression limite nette équivalente de la couche d'ancrage,

k_p : facteur de portance fonction de D/B , D étant pris égal à l'encastrement équivalent selon L. Ménard,

$\gamma \cdot D$: poids des terres sur la hauteur minimale d'encastrement de la fondation.

7.2.3.2 Calcul du frottement latéral limite Q_{fl}

Le frottement latéral Q_{fl} ne peut être pris en compte que si le puits est coulé à pleine fouille.

En l'absence de frottements parasites (frottement négatifs, actions du retrait ou du gonflement...), il est calculé en négligeant le frottement sur une hauteur du fût du puits de 1 m à partir de la surface du sol, les terrains de surface étant généralement remaniés et déconsolidés lors des travaux :

$$Q_{fl} = P_e \cdot \sum q_{si} \cdot h_i$$

Avec :

P_e : périmètre du puits,

q_{si} : frottement latéral unitaire de la couche i ,

h_i : épaisseur traversée par le puits dans la couche i .

7.2.3.3 Valeur globale

La charge ultime des puits est donnée par la formule :

$$Q_u = q_{pu} \cdot A + Q_{fl}$$

Avec A section droite du puits.

La contrainte ultime correspondante est $q_u = \frac{Q_u}{A}$



Chapitre 8 : Etude de différents types de fondations de pylônes

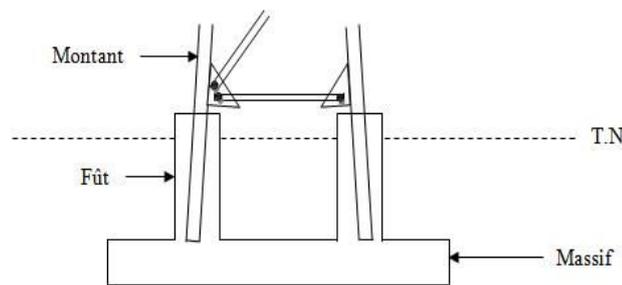
8.1 Radier général avec fût

8.1.1 Présentation

Un radier général est une surface en béton armé, coulée directement sur le sol naturel, qui reprend les charges de toutes les structures du bâtiment. Il peut aussi éventuellement servir de plancher pour certaines constructions. On déconseille ce type de fondation en cas de trop forte pente, de sol humide, de nappes phréatiques à proximité, de sol argileux, et dans le cas des sols présentant une résistance inégale.

Ce type de fondation est le plus utilisé par l'entreprise Spie-elecam vu sont efficacité et son aspect économique si on le compare au massif.

Le radier comporte quatre fûts dans lesquels vont être enrésés les montants du pylône.



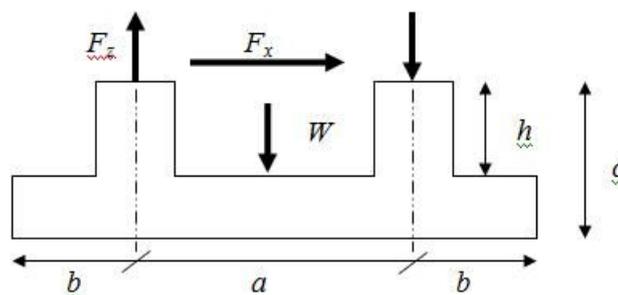
8.1.2 Méthode de calcul

On considère le modèle suivant qui représente un radier général joignant quatre fûts sur lesquelles reposent les pieds des pylônes.

Le radier général est assujetti aux efforts suivants :

- Le poids du pylône, des équipements et des terres au dessus du radier : W
- Les efforts engendrés par le vent au niveau des fûts: F_{xi} , F_{zi}

N.B : selon l'angle d'incidence du vent certains fûts sont soumis à la traction alors que d'autres sont soumis à la compression.





8.1.2.1 Stabilité au renversement

1^{ère} étape : calcul des efforts :

$$F_x = \sum F_{xi} \quad \text{et} \quad F_z = \sum F_{zi}$$

Où :

F_{xi} : effort suivant l'axe Ox appliqué au fût i ($i = 1 ; 2 ; 3 ; 4$)

F_{zi} : effort de traction suivant l'axe Oz appliqué au le fût i ($i = 1 ; 2$)

2^{ème} étape : calcul des moments :

- Moment renversant :

$$M_{ru} = F_x * c + F_z * a$$

- Moment stabilisant :

$$M_{st} = N * (b + a / 2)$$

Où N est la charge normale comportant le poids du pylône, le poids des terres, le poids du massif et le poids des fûts.

3^{ème} étape : coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante : $F_r = \frac{M_{st}}{M_{ru}}$

Où

M_{st} : Moment stabilisant

M_{ru} : Moment renversant

Si $F_r > 1,3$ alors le massif est stable sinon il est instable

8.1.2.2 Stabilité au glissement

La stabilité au glissement se vérifie de la même façon indiquée avant.

8.1.2.3 Vérification des contraintes (poinçonnement)

L'excentricité se définit comme étant le rapport du moment à l'effort normal, soit : $e = \frac{M_{rs}}{N}$

Où N est la charge normale comportant le poids du pylône, le poids des terres, le poids du massif et le poids des fûts et $M_{rs} = (F_x * c + F_z * a)$

Posons $l = a + 2*b$ et σ_s la portance du sol



Dépendamment de la valeur de l'excentricité on envisage deux cas :

✚ Si $e \leq \frac{l}{6}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{l^2} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{l}\right) \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{l^2} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{l}\right)$$

Dans ce cas on doit avoir :

$$\frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_s$$

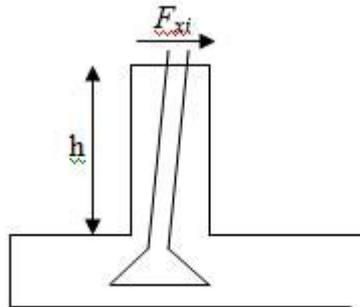
✚ Si $e > \frac{l}{6}$

$$\sigma = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot l \cdot (l/2 - e)}$$

Dans ce cas on doit avoir : $\sigma \leq 1,33 \cdot \sigma_s$

8.1.2.4 Ferrailage

Fût :



L'effort de traction est compensé par l'embase.

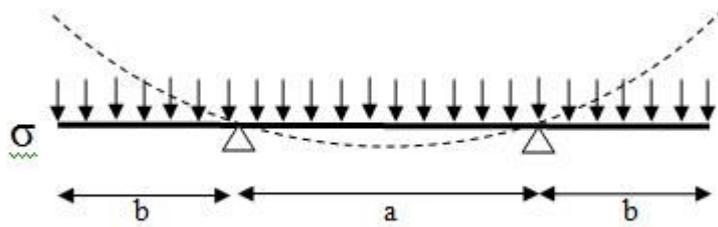
Donc le fût travaille en flexion engendrée par l'effort horizontal F_x dû au vent.

Soit : $M_u = 1.8 \cdot h \cdot \text{Max}(F_{xi})$ pour $i = 1 ; 2 ; 3 ; 4$

La section à ferrillée est calculée à l'aide des règles recommandées pas le BAEL 91 (voir annexe)

Massif :

Le massif travaille en flexion, pour pouvoir le ferriller on le afin de pouvoir modéliser son comportement comme le cas d'une poutre sur deux appuis :

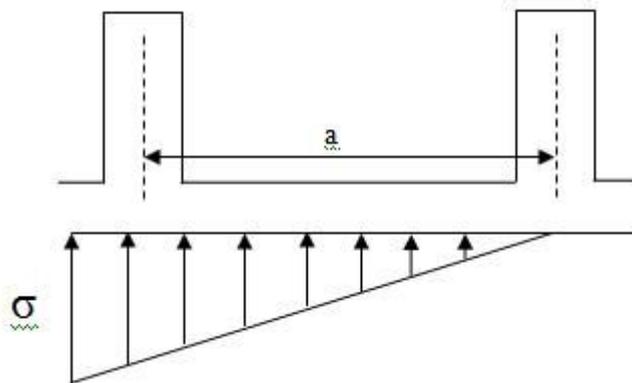


la valeur du moment a milieu de la poutre est donné par l'expression :

$$M_u = -\sigma \cdot \frac{b^2}{2} + \sigma \cdot \frac{a^2}{8}$$

Ferraillage supérieur :

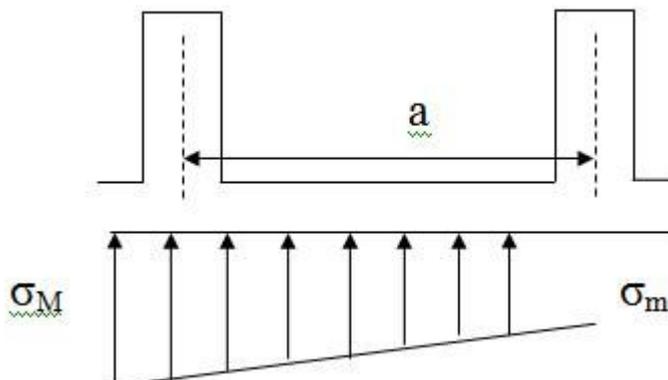
- Cas où $e > \frac{l}{6}$ (Section partiellement comprimé) :



$$M_u = -\sigma \cdot \frac{b^2}{2} + \sigma \cdot \frac{a^2}{8}$$

La section à ferraillée est calculée à l'aide des règles recommandées pas le BAEL 91(voir annexe)

- Cas où $e \leq \frac{l}{6}$ (Section entièrement comprimé) :





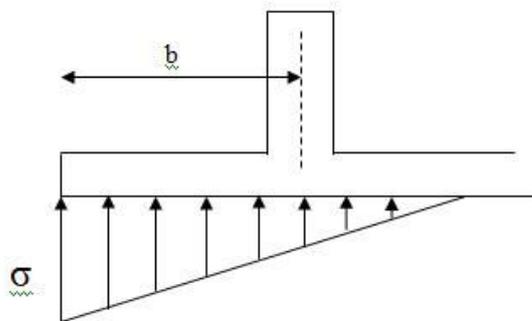
On pose: $\sigma = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$

On a $M_u = -\sigma \cdot \frac{b^2}{2} + \sigma \cdot \frac{a^2}{8}$

La section à ferrillée est calculée à l'aide des règles recommandées pas le BAEL 91(voir annexe)

✚ Ferrailage inférieur :

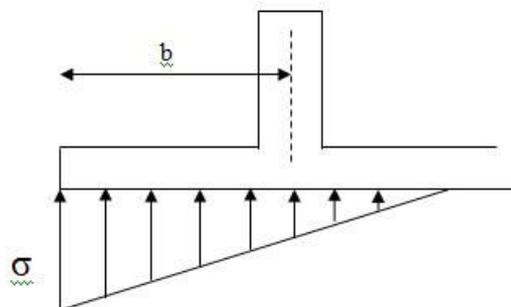
- Cas où $e > \frac{l}{6}$ (Section partiellement comprimé) :



$$M_u = \sigma \cdot \frac{b^2}{2}$$

La section à ferrillée est calculée à l'aide des règles recommandées pas le BAEL 91(voir annexe)

- Cas où $e \leq \frac{l}{6}$ (Section entièrement comprimé) :





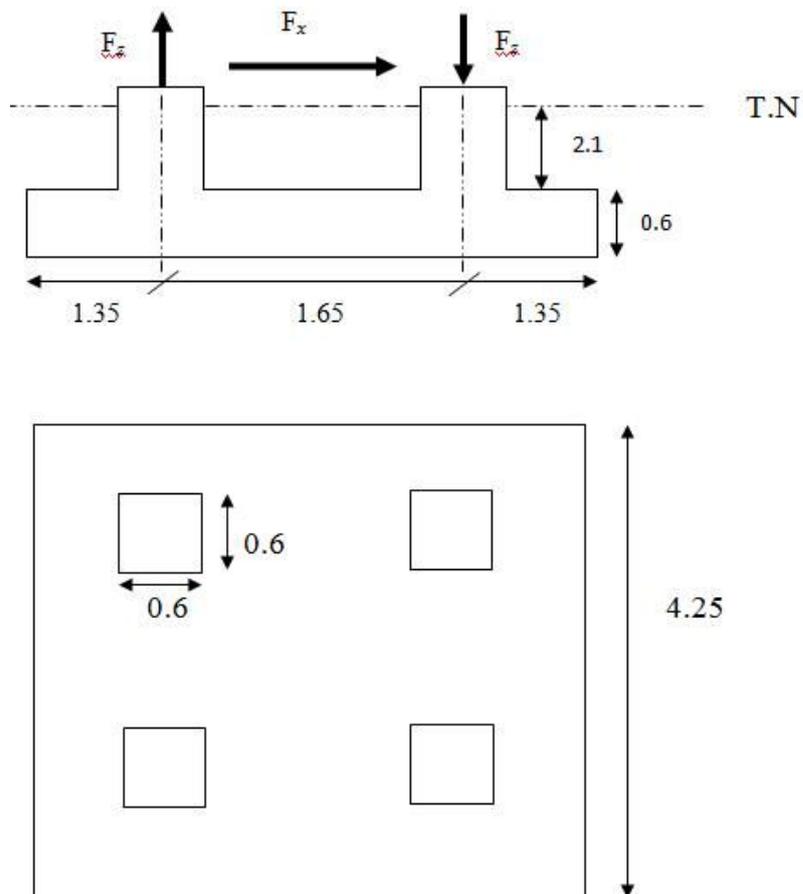
On pose
$$\sigma = \frac{3.\sigma_M + \sigma_m}{4}$$

On a
$$M_u = \sigma \cdot \frac{b^2}{2}$$

La section à ferrillée est calculée à l'aide des règles recommandées pas le BAEL 91(voir annexe)

8.1.3 Calcul de stabilité et de ferrillage du pylône sujet de notre étude

On prend comme application le cas du pylône GSM type E1 qui a comme hauteur $h = 40$ m qui est s'encre dans un massif de type radier général dont les les dimensions proposées sont représentés dans la figure qui suit :



Le calcul des efforts dû au vent on été calculés par le logiciel Robot, les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau suivant :



	Nœud 1	Nœud 2	Nœud 3	Nœud 4
F_x (t)	3.23	0.24	3.04	0.26
F_z (t)	-37.24	37.41	37.19	- 37.36

Nous avons jugé que le cas du vent perpendiculaire à la paroi est le cas le plus défavorable vu que le vent bissectrice donne une valeur de $F_{z1} = - 68$ t au niveau du nœud 1 qui est inférieur à $F_{z1} + F_{z2} = - 74.60$ t constaté pour un vent perpendiculaire.

Hypothèses de calcul :

- Résistance du sol = 2 bars
- Poids spécifique du béton = 2.5 t / m³
- Poids spécifique du sol = 1.8 t / m³
- $f_{c28} = 25$ Mpa
- fissuration préjudiciable

Stabilité au renversement :

1^{ère} étape : calcul des efforts :

$$\begin{aligned} F_x &= \sum F_{xi} \\ &= (3.23 + 0.24 + 3.04 + 0.26) / 1.75 \\ &= 3.87 \text{ t} \end{aligned}$$

et
$$\begin{aligned} F_z &= \sum F_{zi} \\ &= (37.24 + 37.36) / 1.75 \\ &= 42.62 \text{ t} \end{aligned}$$

- Le poids propre du pylône est de : 6.5 t
- Le poids propre des fûts = 4 * 0.6 * 0.6 * 2.20 * 2.5 = 7.92 t
- Le poids propre du massif = 4.25 * 4.25 * 0.6 * 2.5 = 27.09 t
- Le poids des terres = (4.25² - 4 * 0.6²) * 2.10 * 1.8 = 62.83
- La charge stabilisante totale est donc N = 104.34 t

2^{ème} étape : calcul des moments :

- Moment renversant :

$$M_{ru} = 1.8 * (3.87 * 2.8 + 42.62 * 1.65) = 146.08 \text{ t}$$

- Moment stabilisant :

$$M_{st} = 104.34 * (1.3 + 1.65 / 2) = 221.72 \text{ t.m}$$



✚ 3ème étape : coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$Fr = \frac{221.72}{146.08} = 1.52$$

On $F_r = 1.52 > 1,3$ donc le massif est stable au renversement.

📄 Stabilité au glissement :

L'effort horizontal est de :

$$H_u = 1.2 * 1.5 * 3.87 = 6,96 \text{ t}$$

L'effort vertical ultime stabilisant est : $V = 104,34 \text{ t}$

Soit $\frac{V}{H_u} = 14.96$: ce qui signifie que l'effort horizontal est très faible devant l'effort

📄 Vérification du poinçonnement :

On a $M_{rs} = 3.87 * 2.8 + 42.62 * 1.65 = 81.18 \text{ t.m}$

L'excentricité se définit comme étant le rapport du moment à l'effort normal, soit

$$e = \frac{81.18}{104.34} = 0.77 > \frac{4.25}{6} = 0.7$$

Donc la section du béton est partiellement comprimée et soit :

$$\sigma = \frac{2.N}{3.l.(l/2 - e)} = 1.21 \text{ bars} < 1.33 * 2 - 2.66 \text{ bars}$$

Donc la sécurité au poinçonnement est assurée.

📄 ferraillage:

▶ Fût

Donc le fût travaille en flexion engendrée par l'effort horizontal F_x dû au vent.

Soit : $M_u = 1.8 * 2.2 * 3.23 = 12.79 \text{ t.m}$

Ce qui donne une section de $A_u = 6.86 \text{ cm}^2$

On prévoit aussi une section d'armatures transversales $A_t = 2.3 \text{ cm}^2$

▶ Massif

✚ Ferraillage inférieur :

On a $e > \frac{l}{6}$ donc on est dans le cas où la section partiellement comprimée :



$$\text{Soit } M_u = \sigma \cdot \frac{b^2}{2} = 24.14t.m$$

Donc la section du ferrailage est de : $A = 12,93 \text{ cm}^2$

✚ *Ferrailage supérieur :*

On est dans le cas où $e > \frac{l}{6}$ (Section partiellement comprimé) :

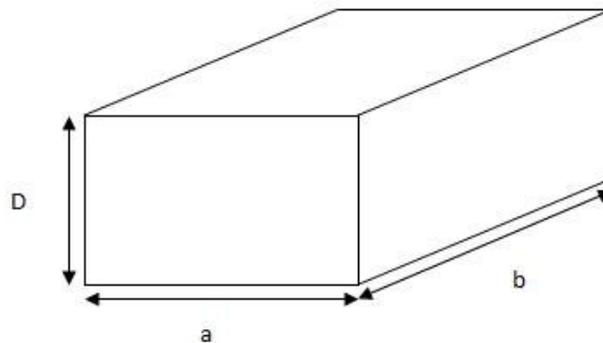
$$M_u = -\sigma \cdot \frac{b^2}{2} + \sigma \cdot \frac{a^2}{8} = 0.19t.m$$

On envisage un ferrailage minimal soit $A = 4 \text{ cm}^2$

8.2 Massif

8.2.1 Présentation

Ce genre de massif est rarement utilisé vue la grande quantité du béton entreprise pour sa réalisation.



8.2.2 Méthode de calcul

8.2.2.1 Stabilité au renversement

✚ 1^{ère} étape : calcul des efforts :

$$F_x = \sum F_{xi} \quad \text{et} \quad F_z = \sum F_{zi}$$

Où :

F_{xi} : effort suivant l'axe Ox au nœud i ($i = 1 ; 2 ; 3 ; 4$)

F_{zi} : effort de traction suivant l'axe Oz au nœud i ($i = 1 ; 2 ; 3 ; 4$)

✚ 2^{ème} étape : calcul des moments :

- Moment renversant :



$$M_{ru} = F_x \cdot D + F_z \cdot a + R_x \cdot \frac{D}{3}$$

• Moment stabilisant :

Les forces de butées qui s'opposent au renversement s'écrivent :

$$Q_{x1} = 0,5 \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{et} \quad Q_{x2} = 2 \cdot c \cdot b \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Soit} \quad M_{st} = N \cdot \frac{a}{2} + Q_{x1} \cdot \frac{D}{3} + Q_{x2} \cdot \frac{D}{2}$$

N : charge normale comportant le poids du pylône, le poids des terres, le poids du massif et le poids des fûts.

✚ 3ème étape : coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$Fr = \frac{M_{st}}{M_{ru}}$$

Où M_{st} : Moment stabilisant

M_{ru} : Moment renversant

Si $Fr > 1,3$ alors le massif est stable sinon il est instable

8.2.2.2 Stabilité au glissement

La stabilité au glissement se vérifie de la même façon indiquée avant.

8.2.2.3 Vérification des contraintes

Dans le cas du massif et vu les efforts de butée et de poussée qui se présentent, un troisième

cas ($e \geq \frac{a}{3}$) s'ajoute au deux cas traités dans la partie du radier général, et le deuxième

cas se restreint à $\frac{a}{6} \leq e \leq \frac{a}{3}$

✚ Cas où $e \geq \frac{a}{3}$

On distingue deux cas :

• Si $N \geq \frac{6 \cdot M_o \cdot a^2}{D^3 + a^3}$

Où $M_o = M - T \cdot \frac{D}{2}$

Pour vérifier la sécurité au poinçonnement:



$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \left(1 + \frac{6 \cdot M_o \cdot a^2}{N \cdot (D^3 + a^3)} \right) \leq \sigma_s$$

- Si $N < \frac{6 \cdot M_o \cdot a^2}{D^3 + a^3}$

Pour vérifier la sécurité au poinçonnement, il faut que : $\sigma = \frac{2 \cdot N}{B \cdot z} \leq \sigma_s$

Où:
$$Z^3 + 3 \left(\frac{M_o}{N} - \frac{a}{2} \right) \cdot Z^2 - \frac{D}{2} = 0$$

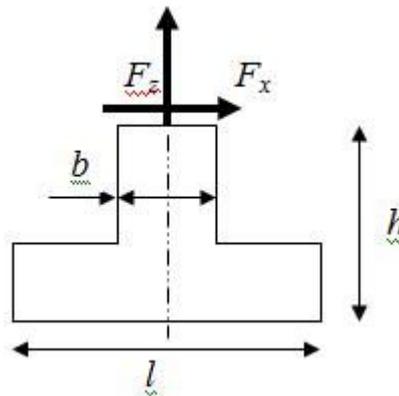
8.3 Multipode

8.3.1 Présentation

On a généralement recours à ce type de massif quand l'entraxe entre les pieds du pylône est très important afin de d'économiser au niveau du béton.

8.3.2 Méthode de calcul

8.3.2.1 Stabilité à l'arrachement



L'effort limite d'arrachement est donné par la formule :

$$Q_{ft} = p \cdot D \cdot [c \cdot M_c + \gamma \cdot D \cdot (M_\varphi + M_\gamma)] + W \quad \text{où}$$

M_c et $M_\varphi + M_\gamma$ paramètres adimensionnels, fonctions de l'angle φ et de l'élanement de la fondation D/R [R (rayon équivalent) = $(a+b)/\pi$].



L'arrachement aura lieu si la force F_z dépasse l'effort limite d'arrachement Q_{ft} , soit : $F_z \leq Q_{ft}$

8.3.2.2 Stabilité au glissement

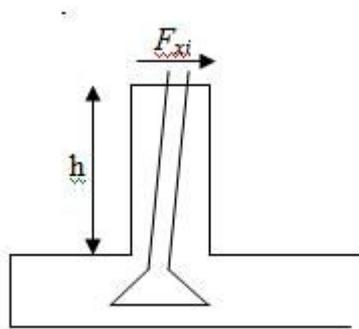
La stabilité au glissement se vérifie de la même façon indiquée avant.

8.3.2.3 Vérification des contraintes

Le poinçonnement se vérifie de la même façon que pour le massif

8.3.2.4 Ferrailage

Fût :



L'effort de traction est compensé par l'embase.

Donc le fût travaille en flexion engendrée par l'effort horizontal F_x dû au vent.

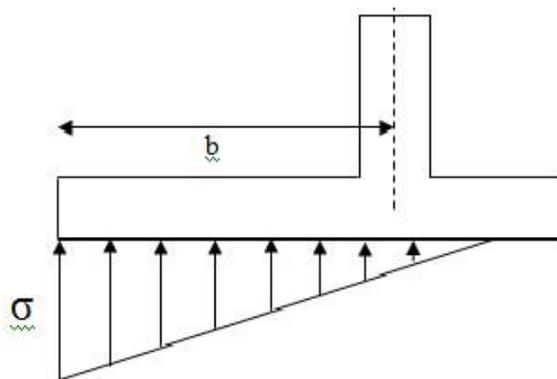
Soit : $M_u = 1.8 * h * \text{Max} (F_{xi})$ pour $i = 1 ; 2 ; 3 ; 4$

La section à ferrillée est calculée à l'aide des règles recommandées par le BAEL 91 (voir annexe)

Massif :

Ferrailage inférieur :

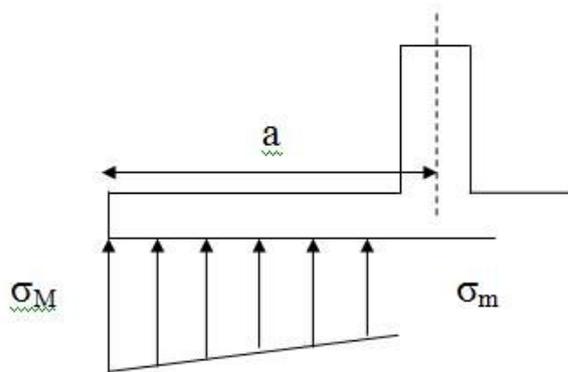
- Cas où $e > \frac{l}{6}$ (Section partiellement comprimé) :





$$M_u = \sigma \cdot \frac{b^2}{2}$$

- Cas où $e \leq \frac{l}{6}$ (Section entièrement comprimé) :



On pose

$$\sigma = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4}$$

On a

$$M_u = \sigma \cdot \frac{a^2}{2}$$

✚ **Ferraillage supérieur :**

On adopte un ferraillage minimal :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Où $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$: résistance à la traction du béton à j jours



Chapitre 9 : Elaboration d'un logiciel de calcul des massifs des pylônes / VBA

Les types de fondations utilisés pour les pylônes ne sont pas nombreux. En effet, d'après une analyse, nous avons constaté que l'entreprise utilise toujours l'un des trois types suivant : Massif, radier général avec fût et les multipodes.

Nous avons jugé alors bénéfique d'élaborer une application de calcul des massifs pour les raisons suivantes :

- ▶ L'entreprise Spie-Elecam se spécialise dans le domaine de l'électricité et de télécommunication et non pas en génie civil, par conséquent une telle peut leur faciliter la tâche de faire le calcul des massifs sans aucune nécessité d'avoir des connaissances en génie civil.
- ▶ L'élaboration d'une application informatique demande une maîtrise parfaite et profonde du sujet à programmer ainsi que de très bonnes connaissances au niveau de l'outil de programmation, ce qui représente pour nous une aubaine pour approfondir et évaluer nos connaissances.

9.1 Présentation de l'application et mode d'utilisation

Nous avons choisi le nom **PYLO-MASS** pour l'application. **PYLO-MASS** est une application réalisée avec langage VISUAL BASIC pour faire un calcul détaillé comportant la vérification de la stabilité et le calcul du ferrailage pour les trois types de fondations précités.

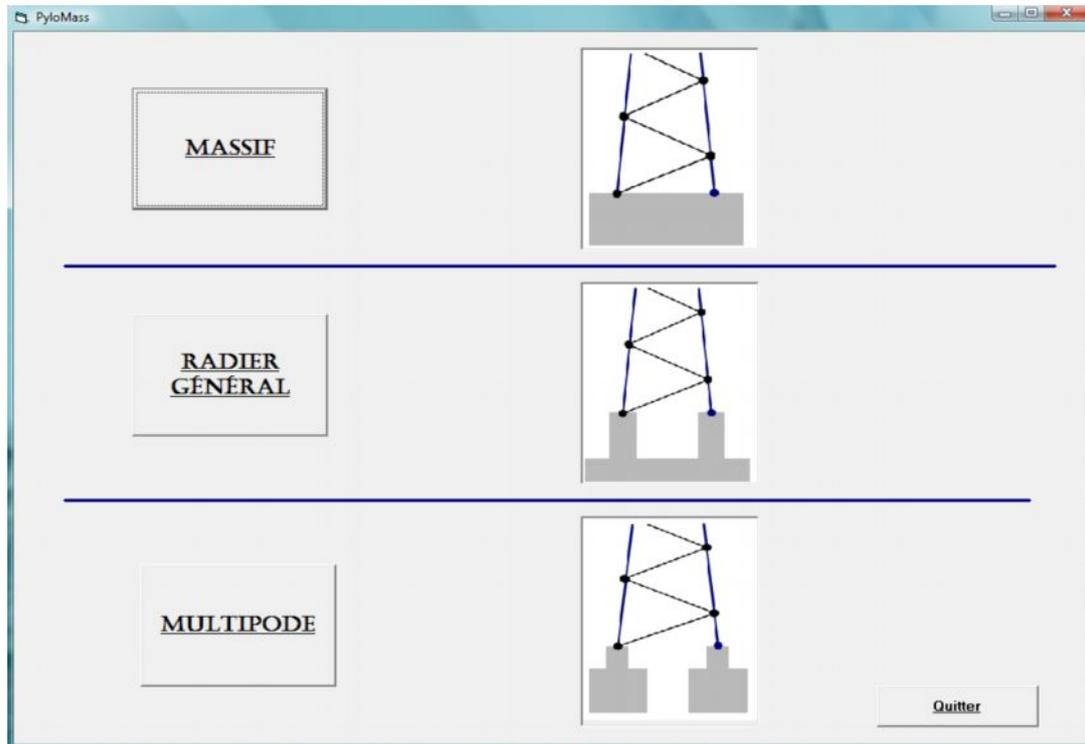
9.1.1 Choix du type de la fondation

Après le lancement de l'application **PYLO-MASS**, une feuille d'accueil s'affiche sur l'écran.





Après 5 secondes, une page permettant le choix du type de fondation apparaît sur l'écran.



9.1.2 Type de fondation = MASSIF

En cliquant sur le bouton **MASSIF** nous accédons au menu où on doit saisir les paramètres généraux de calcul.

La fenêtre qui apparaît contient les cases consacrées à définir :

- ▶ Les dimensions du massif
- ▶ Les caractéristiques du sol : cohésion, densité, portance et angle de frottement
- ▶ Les caractéristiques du béton, résistance à 28 jours et densité.
- ▶ Les efforts appliqués au massif : poids propre du pylône, effort tranchant, efforts de compression et de traction.

Une fois la saisie est faite on peut lancer le calcul pour les différentes vérifications de stabilité en cliquant sur le bouton **Calcul de stabilité** se trouvant en bas de la page.

Les résultats des vérifications s'afficheront sur la même page ; on peut lire alors :

- ▶ Etat de vérification : au renversement, au glissement et au poinçonnement.
- ▶ Marges de sécurité : qui peuvent être utiliser pour optimiser la quantité des matériaux à entreprendre tout en vérifiant la marge de sécurité que l'on se permette
- ▶ Calcul du volume du béton ainsi que le volume des fouilles.



Paramètres

Paramètres :

Efforts aux pieds du pylône :

Pieds du pylône	1	2	3	4
Fx (t) :	3,23	0,25	3,04	0,26
Fz (t) :	37,24	37,36	-37,36	-37,36

Caractéristiques - Sol :

Densité du sol (γ/m^3) : 1,8
Cohésion du sol (γ/m^2) : 1,8
Angle de frottement ($^\circ$) : 30
Portance du sol (bar) : 2

Caractéristiques - Béton :

Densité du béton (γ/m^3) : 2,5
Résistance à la compression f_{c28} (MPa) : 25

Poids du pylône :

Poids du pylône (t) : 6,5
Section pylône (m) : a = 1,65 ; b = 1,65

Dimensions :

A : 1,6
B : 1,4
D : 0,8

Vérification de stabilité :

	Etat de vérification	Marge de sécurité
Stabilité au renversement	Stable	46%
Stabilité au glissement	Stable	2%
Stabilité au poinçonnement	Stable	62%

Volume béton (m^3) : 1,792
Volume fouille (m^3) : 2,15325

Activation du bouton → **Calcul de stabilité** → **Note de calcul** → **Quitter**

Une fois les vérifications sont terminées, le bouton **Note de calcul** s'active. Un fichier EXCEL apparaît sur l'écran où on trouve tous les paramètres saisis ainsi que les calculs intermédiaires. La note est prête alors pour impression.

Pour le ferrailage, on l'a pas traité pour ce cas, et on a posé une condition sur les dimensions du massif afin d'éviter les efforts de traction et par conséquent le ferrailage. Il s'agit de la condition du non débordement expliquée auparavant.

Erreur

La condition du non-débordement n'est pas vérifiée. Changer les dimensions du massif: $A-a/2$ et $B-b/2$ doivent être inférieurs à $D/2$.

OK

Vérification de stabilité :

	Etat de vérification	Marge de sécurité
Stabilité au renversement	Stable	



9.1.3 Type de fondation = Radier général

En cliquant sur le bouton **Radier général**, on peut faire une étude complète de la stabilité ainsi que le calcul du ferrailage des différentes parties du radier à savoir le massif et ses fûts.

La fenêtre qui apparaît contient les cases consacrées à définir :

- ▶ Les dimensions du massif
- ▶ Les caractéristiques du sol : cohésion, densité, portance et angle de frottement
- ▶ Les caractéristiques du béton, résistance à 28 jours et densité.
- ▶ Les efforts appliqués au massif : poids propre du pylône, effort tranchant, efforts de traction.

N.B : on ne saisit que les deux composantes de tractions (négatives) pour les efforts F_z

Une fois la saisie est faite on peut lancer le calcul pour les différentes vérifications de stabilité en cliquant sur le bouton **Calcul de stabilité** se trouvant en bas de la page.

Les résultats de vérification s'afficheront sur la même fenêtre et ils sont les mêmes que pour le cas du massif.

Paramètres

Efforts aux pieds du pylône :

Pieds du pylône :	1	2	3	4
Fx (t) :	3,23	0,25	3,04	0,26
Fz (t) :	37,24	37,24		

Caractéristiques - Sol :

Densité du sol (t/m^3) : 1,8
Angle de frottement ($^\circ$) : 30
Portance du sol (bar) : 2

Caractéristiques - Béton :

Densité du béton (t/m^3) : 2,5
Résistance à la compression f_{c28} (MPa) : 25

Poids du pylône :

Poids du pylône (t) : 6,5

Dimensions :

a : 0,6 h3 : 0,1 d3 : 1,3
b : 0,6 h2 : 2,1 d2 : 1,65
h1 : 0,6 d1 : 1,3

Stabilité :

	Etat de vérification	Marge de sécurité
Stabilité au renversement	Stable	21%
Stabilité au glissement	Stable	90%
Stabilité au poinçonnement	Stable	54%

Volume béton (m^3) : 14,0055
Volume fouille (m^3) : 48,76875

Activation du bouton → **Calcul de stabilité** Calcul de ferrailage Quitter



Une fois les vérifications sont toutes OK, le bouton **Calcul du ferrailage** s'active. En cliquant sur ce bouton, une fenêtre, où on doit saisir les différents paramètres du calcul, s'affiche. On y trouve les cases destinées à définir :

- ▶ Les parties que l'on doit ferrailer
- ▶ Les caractéristiques d'acier
- ▶ La résistance à la compression f_{c28} , l'enrobage et le type de fissuration

En cliquant sur le bouton **Calcul du ferrailage**, un message apparaît sur l'écran et nous demande de saisir les coefficients correspondant à une valeur qu'il l'indique. Les valeurs à saisir sont sur des tableaux que l'on joint au fichier exécutable de l'application. On valide puis le calcul s'enchaînera.

Etats limites de service :	
Mu1 :	8,53787
Mu1-1 :	0,00351
Mu1-2 :	0,00343
K1 :	37,63
K2 :	37,08
p1 :	0,379
p2 :	0,388

Buttons: **Valider** (circled in red), **Annuler**

Type de ferrailage :
 Massif
 Fût

Partie ferrillée :
 Ferrailage supérieur
 Ferrailage inférieur

Caractéristiques - Acier :
Fe (MPa): 400
Gamma s : 1,15

Paramètres :
Enrobage : 0,05
Type de fissuration : préjudiciable
Résistance à la compression f_{c28} (MPa) : 25

Armatures supérieures :
Section totale (cm²): 3,98475

Buttons: **Calculer le ferrailage** (circled in blue), **Note de calcul**, **Quitter**

Annotation: **Activation du bouton** with an arrow pointing to the 'Calculer le ferrailage' button.



Une fois les calculs sont terminés, le bouton **Note de calcul** s'active. Un fichier EXCEL apparaît sur l'écran où on trouve tous les paramètres saisis ainsi que les calculs intermédiaires. La note est prête alors pour impression.

9.1.4 Type de fondation = Multipode

En cliquant sur le bouton **Radier général**, on peut faire une étude complète de la stabilité ainsi que le calcul du ferrailage des différentes partie du radier à savoir le massif et ses fûts.

La fenêtre qui apparaît contient les cases consacrées à définir :

- ▶ Les dimensions du massif
- ▶ Les caractéristiques du sol : cohésion, densité, portance et angle de frottement
- ▶ Les caractéristiques du béton, résistance à 28 jours et densité.
- ▶ Les efforts appliqués au massif : poids propre du pylône, effort tranchant, efforts de traction.

N.B : on ne saisi que l'effort de traction et l'effort tranchant les plus grands.

Une fois la saisie est faite on peut lancer le calcul pour les différentes vérifications de stabilité en cliquant sur le bouton **Calcul de stabilité** se trouvant en bas de la page. Un message apparaît où on doit saisir les valeurs de M_c et $M_\phi + M_\gamma$ depuis les abaques affichées dans le contenu du message ; et ce en fonction de la valeur de D / R . On saisit puis on valide pour continuer les calculs.

The screenshot shows a software window titled 'Form1' with two graphs and input fields. The top graph plots M_c (y-axis, 0.6 to 1.0) against D/R (x-axis, 0 to 5) for various friction angles ϕ (10°, 15°, 20°, 25°, 30°, 35°, 40°). The bottom graph plots $M_\phi + M_\gamma$ (y-axis, 0.05 to 0.50) against D/R (x-axis, 0 to 5) for the same friction angles. To the right, there are input fields for 'R' (2.1009072) and 'D/R' (1.2851590). Below these, there are input fields for 'Mc' (0.75) and 'Mgamma+Mphi' (0.26). At the bottom right, there are 'Valider' and 'Annuler' buttons.

Les valeurs de R et de D/R sont:

R:

D/R:

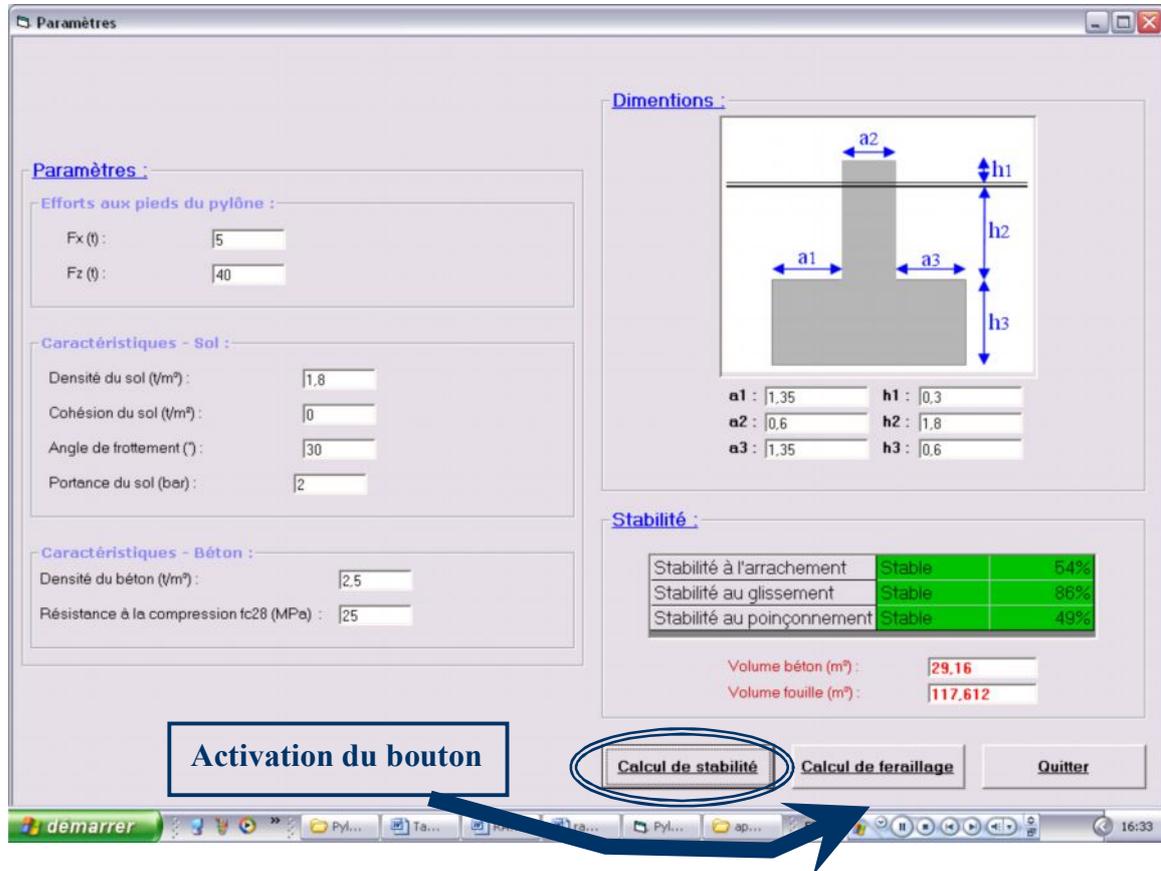
Veillez entrer les valeurs de M_c et de $M_\gamma + M_\phi$:

M_c :

$M_\gamma + M_\phi$:



Les résultats de vérification s'afficheront sur la même fenêtre et il sont les mêmes que pour le cas du massif.



Une fois les vérifications sont toutes OK, le bouton **Calcul du ferrailage** s'active. En cliquant sur ce bouton, une fenêtre, où on doit saisir les différents paramètres du calcul, s'affiche. On y trouve les cases destinées à définir :

- ▶ Les caractéristiques d'acier
- ▶ La résistance à la compression f_{c28} , l'enrobage et le type de fissuration

En cliquant sur le bouton **Calcul du ferrailage**, un message apparaît sur l'écran et nous demande de saisir les coefficients correspondant à une valeur qu'il l'indique. Les valeurs à saisir sont sur des tableaux que l'on joint au fichier exécutable de l'application. On valide puis le calcul s'enchaînera.



The screenshot shows a software window titled "Form1" with the following sections:

- Caractéristiques - Acier :**
 - Fe : 400
 - Gamma s : 1,15
- Paramètres :**
 - Enrobage : 0,05
 - Type de fissuration : préjudiciable (dropdown menu)
 - Résistance à la compression f_{c28} (MPa) : 25
- Ferailage :**
 - Ferailage supérieur (cm²) : 0.36225
 - Ferailage inférieur (cm²) : 3.98475

At the bottom, there are three buttons: "Calculer le ferailage" (circled in blue), "Note de calcul" (with a blue arrow pointing to it from a box labeled "Activation du bouton"), and "Quitter".

Une fois les calculs sont terminés, le bouton **Note de calcul** s'active. Un fichier EXCEL apparaît sur l'écran où on trouve tous les paramètres saisis ainsi que les calculs intermédiaires. La note est prête alors pour impression



4.2 Exemple de calcul

On se propose dans ce paragraphe de vérifier la fiabilité de notre application, pour ceci on considère les données de l'application traitée dans le paragraphe 8.1 - Radier général. On a choisi de faire un calcul de radier général en cliquant sur le bouton **Radier général**, après on a saisi les données requises par l'application comme présenté sur l'image suivante :

Paramètres

Efforts aux pieds du pylône :

Pieds du pylône :	1	2	3	4
Fx (t) :	3,23	0,25	3,04	0,26
Fz (t) :	37,24	37,24		

Caractéristiques - Sol :

Densité du sol (γ/m^3) : 1,8
Angle de frottement ($^\circ$) : 30
Portance du sol (bar) : 2

Caractéristiques - Béton :

Densité du béton (γ/m^3) : 2,5
Résistance à la compression f_{c28} (MPa) : 25

Poids du pylône :

Poids du pylône (t) : 6,5

Dimensions :

a : 0,6 h3 : 0,1 d3 : 1,3
b : 0,6 h2 : 2,1 d2 : 1,65
 h1 : 0,6 d1 : 1,3

Stabilité :

	Etat de vérification	Marge de sécurité
Stabilité au renversement		
Stabilité au glissement		
Stabilité au poinçonnement		

Volume béton (m^3) :
Volume fouille (m^3) :

Calcul de stabilité **Calcul de ferrailage** **Quitter**

Une fois la saisie est faite on peut lancer le calcul de stabilité et de calcul du volume des fouilles et du béton en choisissant le bouton **Calcul de stabilité**.

On rappelle les résultats du calcul manuel :

- 1) Les trois stabilités sont vérifiées.
- 2) Ferrailage fût
 - Ferrailage A = **6.86 cm²**
 - Section transversale A = **2.3 cm²**
- 3) Ferrailage massif
 - Ferrailage inférieur A = **12,93 cm²**
 - Ferrailage supérieur A = **4 cm²**



❖ Les résultats de stabilité sont donnés dans l'image suivante :

Paramètres

Efforts aux pieds du pylône :

Pieds du pylône :	1	2	3	4
Fx (t) :	3,23	0,25	3,04	0,26
Fz (t) :	37,24	37,24		

Caractéristiques - Sol :

Densité du sol (t/m³) : 1,8
Angle de frottement (°) : 30
Portance du sol (bar) : 2

Caractéristiques - Béton :

Densité du béton (t/m³) : 2,5
Résistance à la compression fc28 (MPa) : 25

Poids du pylône :

Poids du pylône (t) : 6,5

Dimensions :

a : 0,6 h3 : 0,1 d3 : 1,3
b : 0,6 h2 : 2,1 d2 : 1,65
 h1 : 0,6 d1 : 1,3

Stabilité :

	Etat de vérification	Marge de sécurité
Stabilité au renversement	Stable	21%
Stabilité au glissement	Stable	90%
Stabilité au poinçonnement	Stable	54%

Volume béton (m³) : 14,0055
Volume fouille (m³) : 48,76875

Calcul de stabilité Calcul de ferrillage Quitter

On remarque l'analogie entre les résultats de l'application et ceux du calcul manuel au niveau de la vérification de stabilité.

Les résultats du calcul du ferrillage supérieur du massif sont représentés dans l'image suivante :

Type de ferrillage : Massif Fût

Partie ferrillée : Ferrillage supérieur Ferrillage inférieur

Caractéristiques - Acier :

Fe (MPa) : 400
Gamma s : 1,15

Paramètres :

Enrobage : 0,05
Type de fissuration : préjudiciable
Résistance à la compression fc28 (MPa) : 25

Armatures supérieures :

Section totale (cm²) : 3,98475

Calculer le ferrillage Note de calcul Quitter



La valeur est très proche de celle trouvée par le calcul manuel (4 cm^2).

- ❖ Les résultats du calcul du ferrailage inférieur du massif sont représentés dans l'image suivante :

La valeur est très proche de celle trouvée par le calcul manuel ($13,3 \text{ cm}^2$).

- ❖ Les résultats du calcul du ferrailage longitudinal du fût sont représentés dans l'image suivante :



La valeur est très proche de celle trouvée par le calcul manuel ($6,98 \text{ cm}^2$).

- ❖ Les résultats du calcul du ferrailage transversal du fût sont représentés dans l'image suivante :

The screenshot shows a software interface with the following sections:

- Type de ferrailage :** Radio buttons for 'Massif' and 'Fût' (selected).
- Caractéristiques - Acier :** Input fields for 'Fe (MPa):' (400) and 'Gamma s:' (1,15).
- Paramètres :** Input fields for 'Enrobage:' (0,05), 'Type de fissuration:' (préjudiciable), and 'Résistance à la compression f_{c28} (MPa):' (25).
- Armatures verticales :** Input field for 'Section totale (cm²):' (6.981754624).
- Armatures transversales :** Input field for 'Section totale (cm²):' (2.3), with a blue arrow pointing to it.
- Buttons at the bottom: 'Calculer le ferrailage', 'Note de calcul', and 'Quitter'.

La valeur est très proche de celle trouvée par le calcul manuel ($2,3 \text{ cm}^2$).

Conclusion

On remarque la parfaite analogie au niveau des résultats données par le calcul manuel et ceux données par l'application, ce qui reflète l'importance et la fiabilité de l'outil.



Conclusion

Etant une structure simple au niveau de la conception, les pylônes ont un comportement très complexe qui doit être bien étudié. En effet, ils sont généralement proche du public, dans la ville ou dans la campagne, chose qui impose aux structuristes de prendre toutes les précautions de sécurité lors du dimensionnement.

L'étude que nous avons réalisée a touché toutes les grandes lignes auxquelles on doit faire attention dans les projets de pylônes :

- Phénomènes d'instabilité notamment le flambement
- Effet de vent sur les barres et sur les équipements du pylône
- Assemblage...etc.

Pour le pylône suet de notre étude, nous avons essayé de faire les vérifications nécessaires ainsi qu'un nouveau dimensionnement. En outre, nous avons étudié tous les INPUT du projet et on a optimisé pour sortir un pylône moins lourd alors moins coûteux.

En ce qui concerne les fondations, nous avons présenté une panoplie de méthode de calcul de stabilité pour pouvoir choisir la moins contraignante.

Nous avons ensuite élaboré un logiciel qui permet de faire le dimensionnement de trois types de fondations utilisées pour les pylônes. Ce logiciel nous permet d'avoir, après vérification, une note de calcul où toutes les étapes de la démarche de dimensionnement sont détaillées.



Bibliographie

- ▶ Règles de calcul des constructions en acier CM66
- ▶ Conception et calcul des structures métalliques CM66.....JEAN MOREL
- ▶ Conception des charpentes métalliques.....A.HIRT et MICHEL CRISNEL
- ▶ Règles Neige et Vent 65 (**NV65**)
- ▶ BAEL91 modifié 99 et DUT associés.....Jean-Pierre Mougin
- ▶ Fondations et ouvrages en terre.....Gérard Philipponnat
- ▶ Notes de cours de Mr NIAZI
- ▶ Anciens travaux de fin d'étude

Webiographie

www.legeniecivil.fr

www.cticm.com

www.access-steel.com



Annexes

Annexe 1 : Organigrammes des vérifications selon CM66 & Additif 80

Annexe 2 : Saisie de la structure sur le logiciel ROBOT BAT

Annexe 3 : Dimensionnement du pylône existant

Annexe 4 : Dimensionnement du PYLONE V

**Annexe 5 : Dimensionnement du PYLONE TC pour une vitesse de 62
m/s**

**Annexe 6 : Dimensionnement du PYLONE VO pour une vitesse de 62
m/s**

Annexe 7 : Table de Pohl

Annexe 8 : Organigramme Flexion BAEL91





Annexe 1 : Organigrammes des vérifications selon CM66 & Additif 80

Ces différents organigrammes extraits du livre de Jean Morel « Guide de calcul Structures Métalliques » Éditeur Eyrolles, résument la vérification des éléments suivant les règlements CM 66, Additif 80 pour les différentes sollicitations :

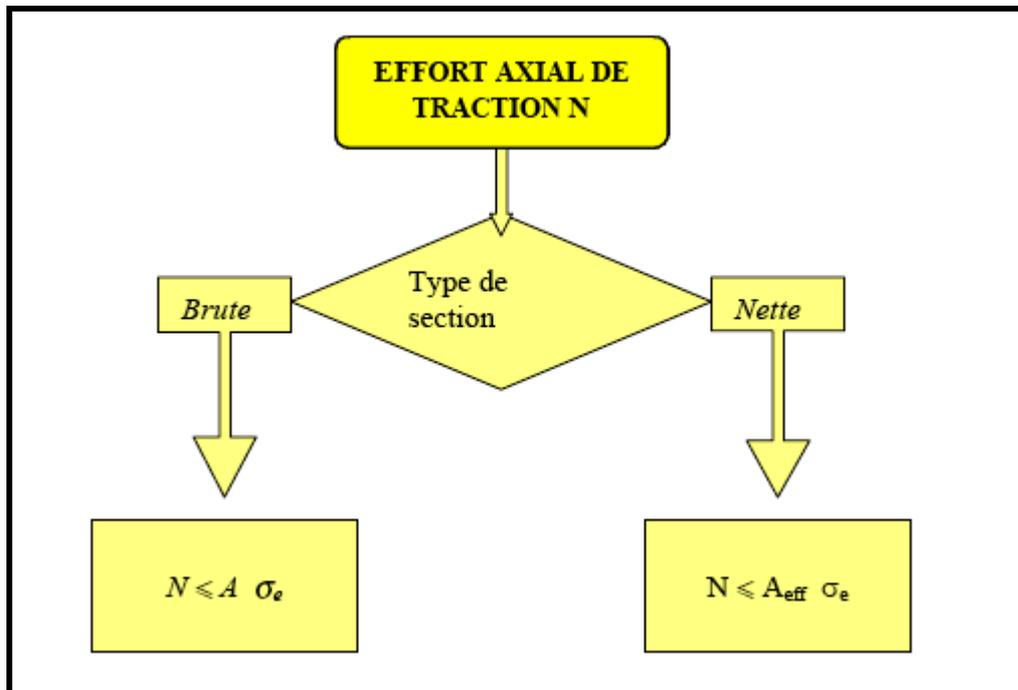
- I. Effort axial de traction (N).
- II. Effort axial de compression (N).
- III. Moment fléchissant seul (M).
- IV. Effort tranchant (V).
- V. Moment fléchissant et effort tranchant (M + V).
- VI. Moment fléchissant et effort axial ; flexion composée (M + N).
- VII. Flexion déviée seule (N = 0) ou composée (N ≠ 0).
- VIII. Moment de flexion, effort tranchant et effort axial (M + V + N).

Dans la plupart des cas, les valeurs sont données pour les profils de type I. Pour les autres profils, on se reportera aux règlements concernés.



EFFORT AXIAL DE TRACTION (N)

CM 66 & ADDITIF 80



Avec :

$$A_n = e \left[b - n d_{tr} + \sum \left(\frac{\ell_i^2}{4 t_i} \right) \right]_{\min}$$

$A_{eff} = A$ si les conditions suivantes sont respectées :

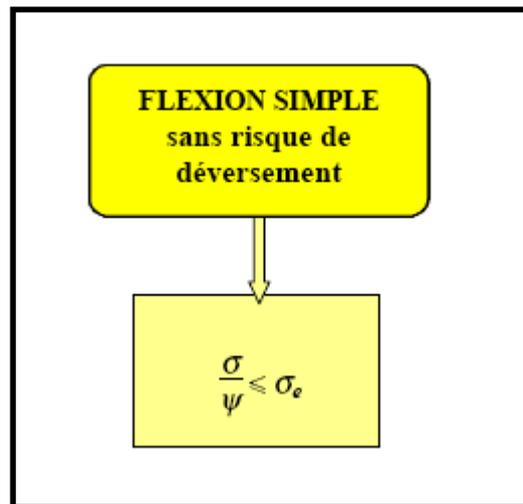
- trous poinçonnés : $\frac{A_n}{A} \geq 0,85$
- trous forés ou alésés : $\frac{A_n}{A} \geq 0,75$

$A_{eff} = A_n$ pour les cas où les conditions précédentes ne sont pas réalisées.



MOMENT FLECHISSANT (M)

CM 66



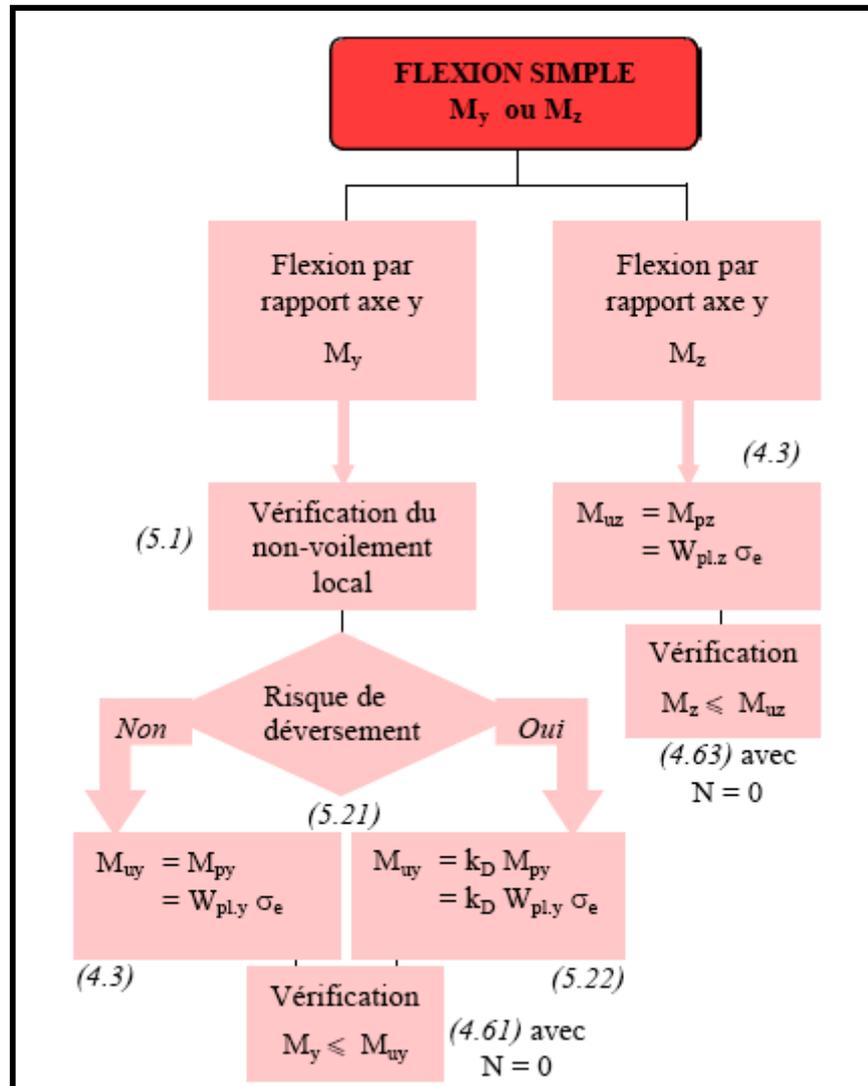
Avec :

ψ = coefficient
d'adaptation plastique
 $1,05 \leq \psi \leq 1,10$



MOMENT FLECHISSANT (M)

ADDITIF 80



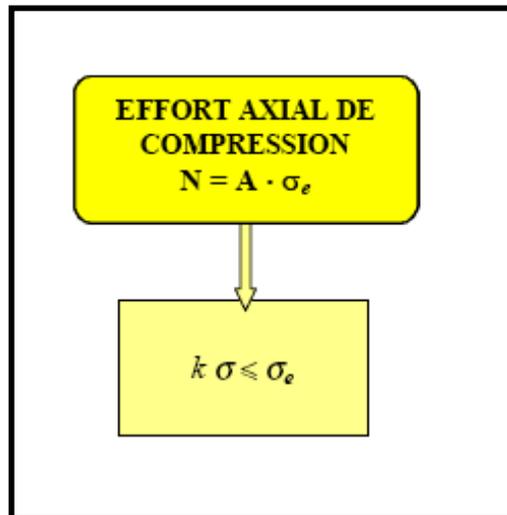
Avec :

$W_{pl} = Z$ module de flexion plastique
Convention axes Eurocode (y axe « fort »)



EFFORT AXIAL DE COMPRESSION (N)

CM 66



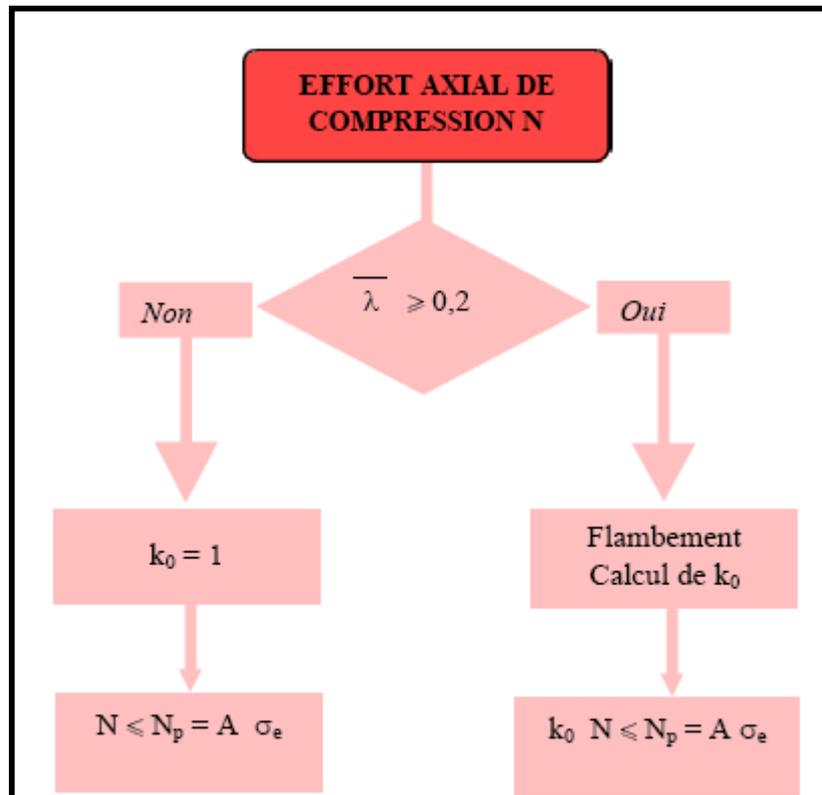
Avec :

$$k = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_K} \right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_K} \right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_K}}$$
$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$



EFFORT AXIAL DE COMPRESSION (N)

ADDITIF 80



Avec :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}$$

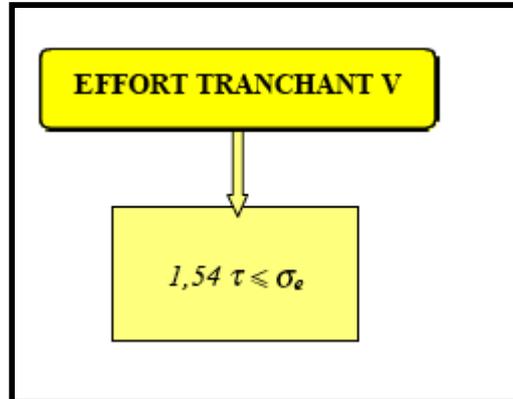
$$\lambda = \frac{\ell_K}{i}$$

k_0 = fonction de λ_{\max} (tableaux Additif 80)



EFFORT TRANCHANT (V)

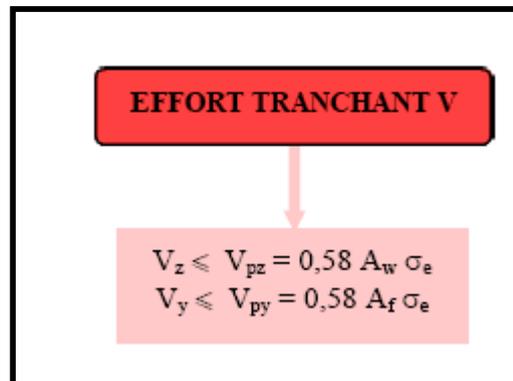
CM 66



La relation peut s'écrire :

$$\tau \leq 0,65 \sigma_e$$

ADDITIF 80



Avec :

$$A_w = A_{vz} \text{ de l'OTUA (} t_w h \text{ sur Add 80)}$$

$$A_f = A_{vy} \text{ de l'OTUA (} 2b t_f \text{ sur Add 80)}$$

L'effort tranchant de plastification a été adopté le critère de Von Mises :

$$\sigma^2 + 3 \tau^2 \leq \sigma_e^2$$



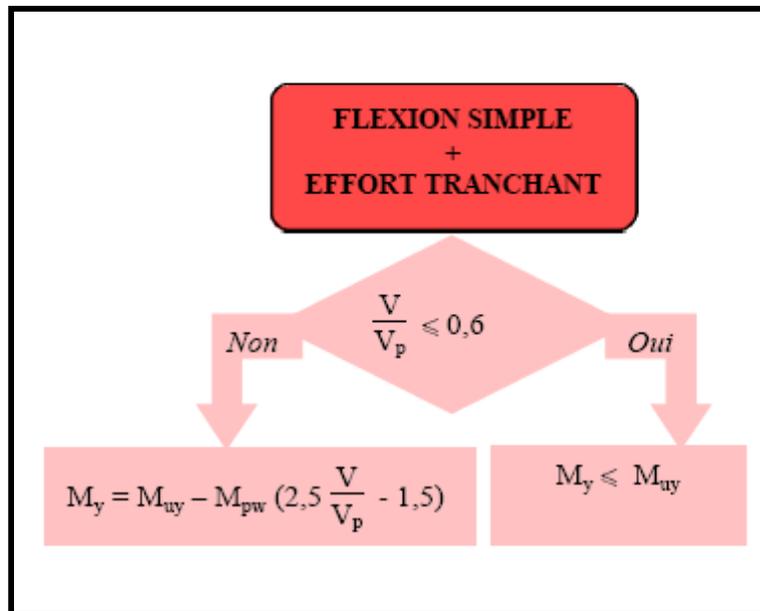
MOMENT FLECHISSANT & EFFORT TRANCHANT

(M+V)

CM 66

Sollicitation multiple non prise en compte

ADDITIF 80



Avec :

M_{pw} = moment de plastification totale de l'âme par flexion :

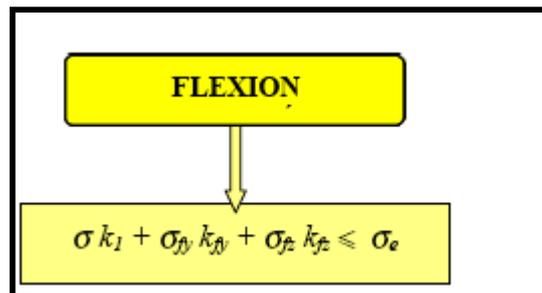
$$M_{pw} = \frac{t_w h_w^2}{4} \cdot \sigma_e$$

M_{yy} donné en (4.51) $M_{yy} = M_{py}$ lorsque $N = 0$



MOMENT FLÉCHISSANT ET EFFORT AXIAL (M + N) Flexion composée

CM 66



Avec :

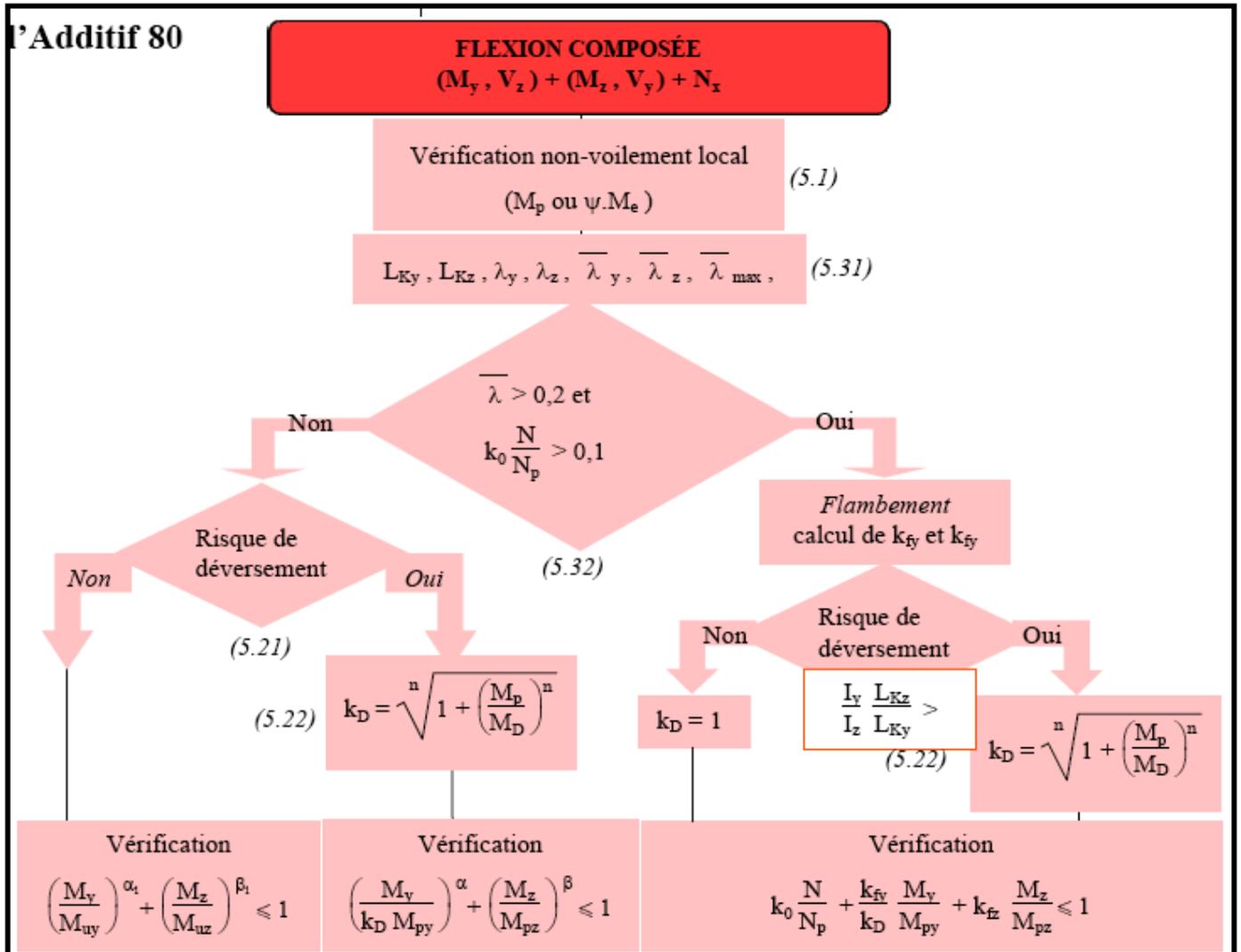
$$\sigma = \frac{N}{A}$$
$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_{\text{él.y}}} \quad \sigma_{fz} = \frac{M_z}{W_{\text{él.z}}}$$
$$\sigma_{Ky} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} \quad \sigma_{Kz} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_z^2}$$
$$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma}$$
$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} \quad k_f = \frac{\mu - 0,18}{\mu - 1,3}$$

Attention, convention axes Eurocode ;
axe « fort » y



MOMENT FLÉCHISSANT ET EFFORT AXIAL (M + N) Flexion composée

ADDITIF 80



Avec : $c = \min \left[0,25 \text{ et } \frac{A_w}{2A} \right]$

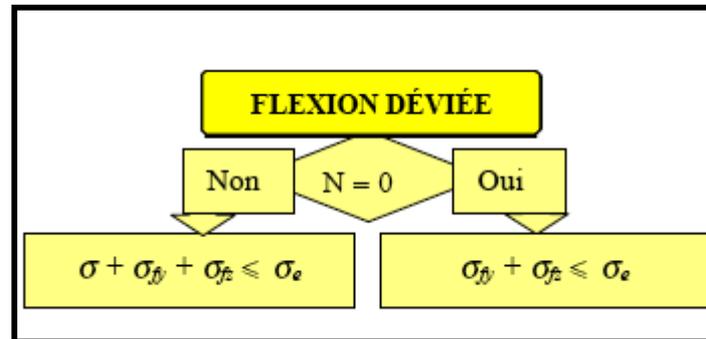
si $\frac{N}{N_p} \leq c$ alors $M_{uy} = M_{py}$; si $\frac{N}{N_p} > c$ alors $M_{uy} = \left(\frac{1 - \frac{N}{N_p}}{1 - c} \right) M_{py}$



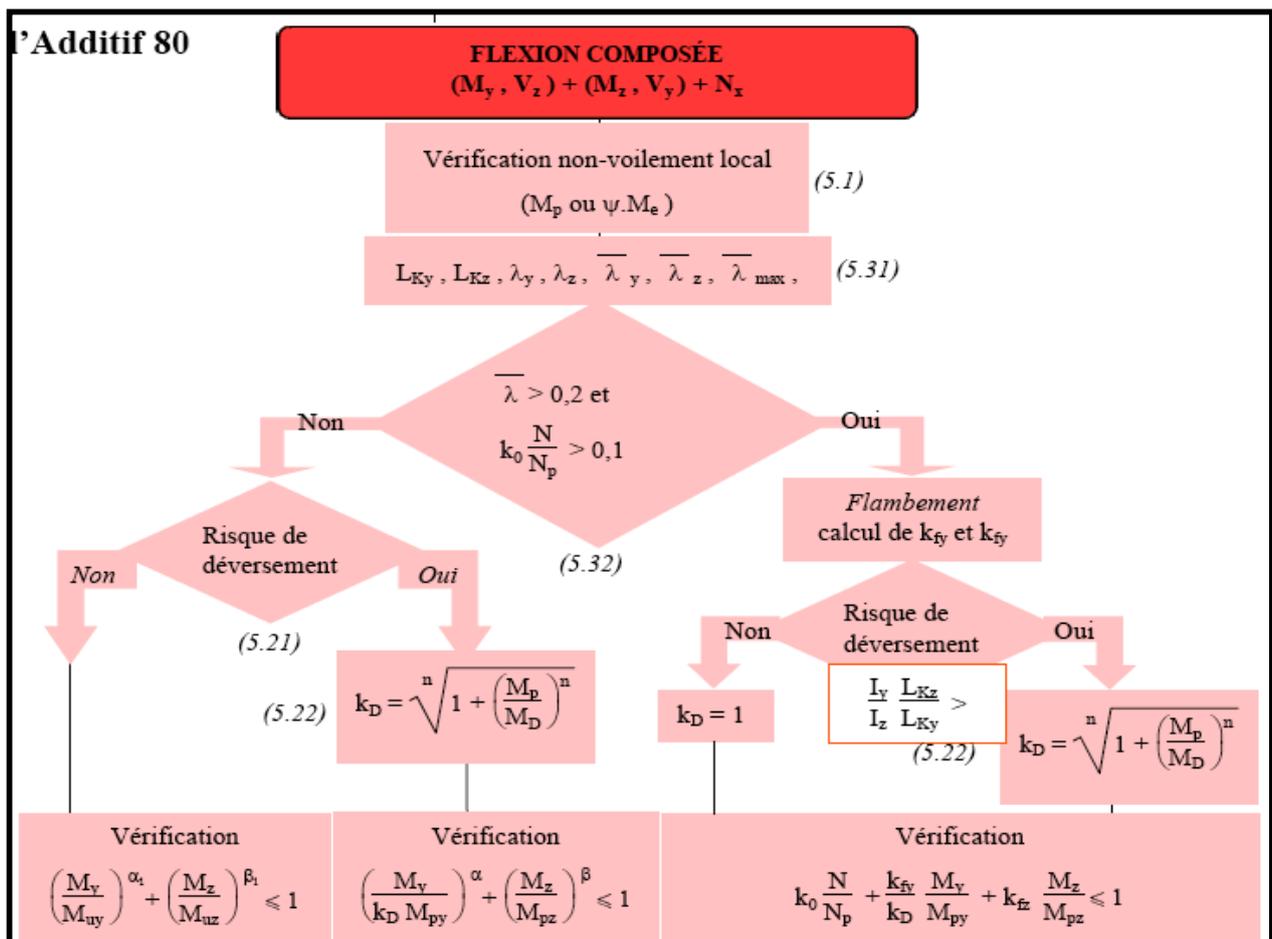
FLEXION DÉVIÉE SEULE (N = 0) ou COMPOSÉE

(N ≠ 0)

CM 66



ADDITIF 80



Avec (profil I) :

si $\frac{N}{N_p} \leq 0,2$ $\alpha_1 = 1$ et $\beta_1 = 1$

si $\frac{N}{N_p} > 0,2$ $\alpha_1 = 2$ et $\beta_1 = 5 \frac{N}{N_p}$

$\alpha = 1,15 + 0,33 (\bar{\lambda} - 1,6)^2$ avec $\alpha \leq 2,1$ et $\beta = 1$



MOMENT DE FLEXION, EFFORT TRANCHANT & EFFORT AXIAL (M + V + N)

CM 66

Sollicitation multiple non prise en compte

ADDITIF 80

Il faut vérifier que:

- si $\frac{V}{V_p} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6$ $M_y \leq M_{ly}$
- si $\frac{V}{V_p} + 0,2 \frac{N}{N_p} > 0,6$ $M_y \leq M_{ly} - M_{pw} \left(2,5 \frac{V}{V_p} + 0,5 \frac{N}{N_p} - 1,5 \right)$
avec $M_{pw} = \frac{t_w h_w^2}{4} \cdot \sigma_e$



Annexe 2 : Saisie de la structure sur le logiciel ROBOT BAT

Dans cette annexe, on va citer les différentes étapes de la saisie. Des explications sur le fonctionnement du système seront mentionnées là où il serait nécessaire.

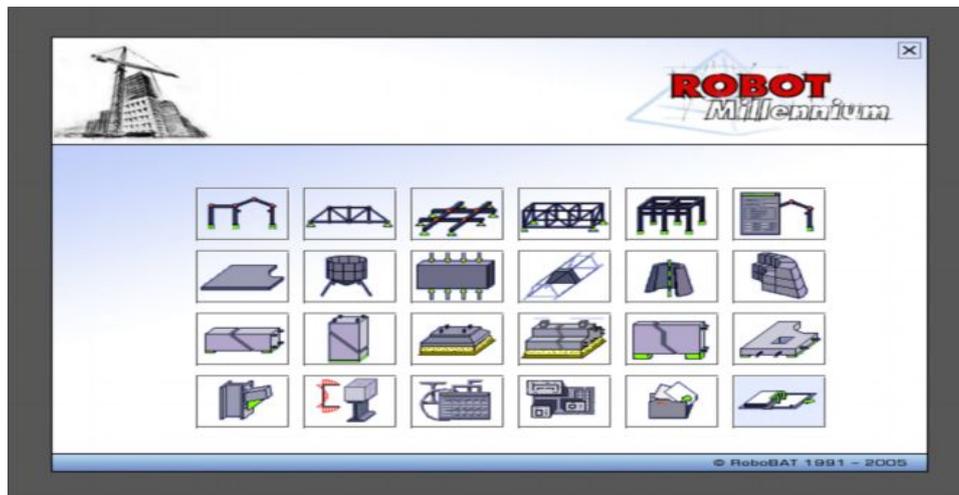
1. Choix du type de structure

Après le lancement du système ROBOT millenium, la fenêtre représentée ci-dessous s'affiche.

On choisira le type :



Portique spatiale. Ce choix facilitera par la suite la saisie de la structure et on n'aurait affaire qu'à modifier le type de travail des barres diagonales en traction/compression pour rester dans un système treillis spatiale.



2. les préférences de l'affaire

On choisira les matériaux et les normes adéquates aux exigences du maître d'ouvrage. Il convient de prendre les unités suivantes pour faciliter la saisie des charges verticales et l'interprétation des résultats.

Le chemin d'accès : **Outils** → **Préférence de l'affaire**



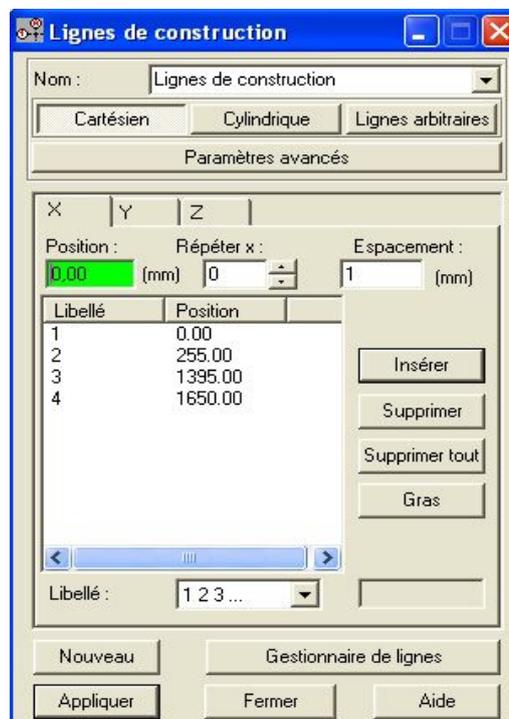
Grandeurs	Dimensions de la structure	Forces	Moments	Contraintes
Unités	mm	daN (~ Kg)	daN.m	daN.mm ²

Cas	Pondérations	Charges neige et vent	Charges sismiques
Normes	CM 66 Avril 2000	NV65 Mod99+Carte 96 04/00	R.P.S. Morocco (2000)

3. Lignes de construction

Cette option permet d'établir la grille du travail, ce qui rend la tâche de saisie rapide et plus précise.

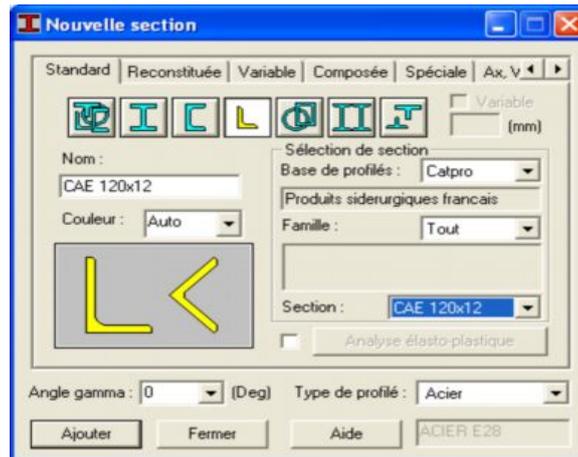
Le chemin d'accès : *Structure* → *Lignes de construction*



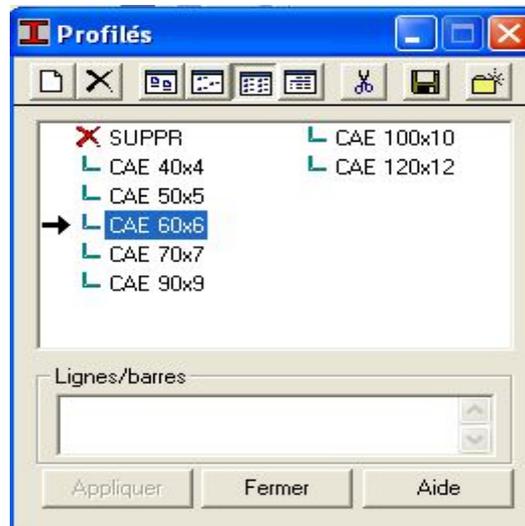
4. Saisie de la structure

Le Robot millenium reconnaît les éléments comme des barres, il s'agit alors de définir le profilé de chaque une suivant un catalogue standardisé puis l'affecter à son mode de fonctionnement (montant, diagonale, traverse...)

Le chemin d'accès : *Structure* → *Barres*



Les profilsés utilisés sont :



5. Les appuis

Notre structure sera appuyée par des encastremets dans les quatre pieds du pylône.

Le chemin d'accès : *Structure* → *Appuis*





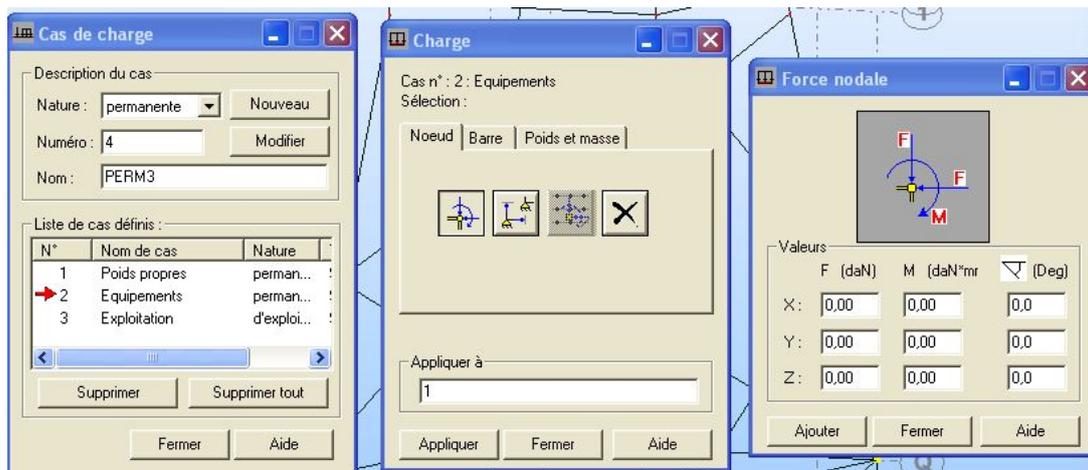
6. Les charges

Le pylône est soumis à des charges verticales, permanentes et d'exploitation, et des charges latérales dues au vent. Les charges verticales sont saisies directement sur le modèle alors qu'on procède à un calcul préliminaire pour générer les charges du vent.

Ainsi, pour les charges verticales, il suffit de définir les cas de charges puis d'appliquer les charges correspondantes.

Le chemin d'accès : **Chargements** → **Cas de charges**

Chargements → **Définir charges**

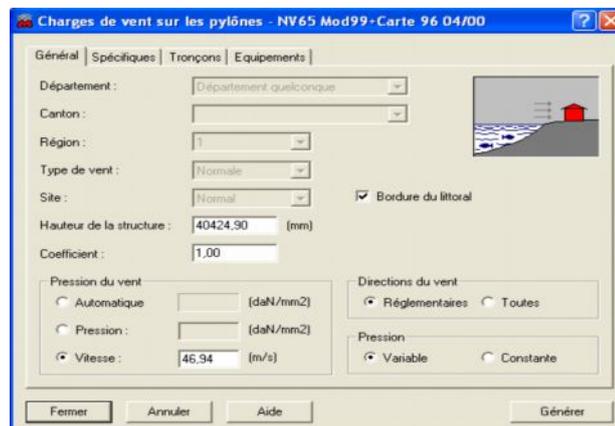


7. Charges du vent

Sur Robot millenium, la norme de calcul du vent est la norme française NV65, par raison d'adéquation des normes, il est impératif de choisir la région qui a les mêmes caractéristiques de notre région cible au maroc. Cependant, on peut travailler directement on ne spécifiant que la vitesse de vent de la région où on installerait éventuellement notre pylône.

Pour ce faire, on est amené à spécifier les caractéristiques de pylône sujet (hauteur, tronçons, équipements, période, chargement aux noeuds...) dans les différents onglets présents dans la rubrique **vent pylône**.

Chemin d'accès : **Chargement** → **Autres charges** → **Vent pylône**

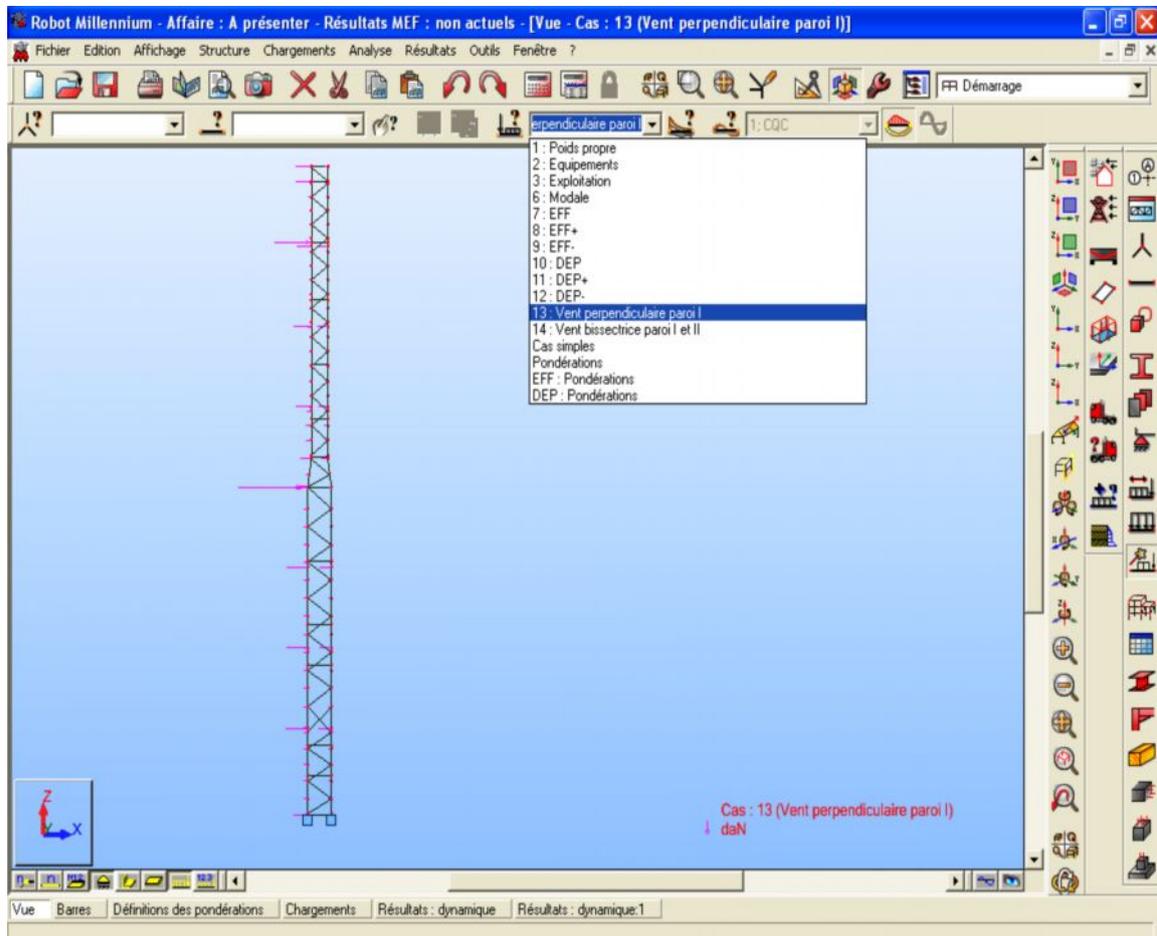




A la fin de la saisie des caractéristiques du vent et pylône, on lance le calcul pour générer les différents cas de charges dues au vent. En fait, on ne s'intéressera qu'à deux directions :

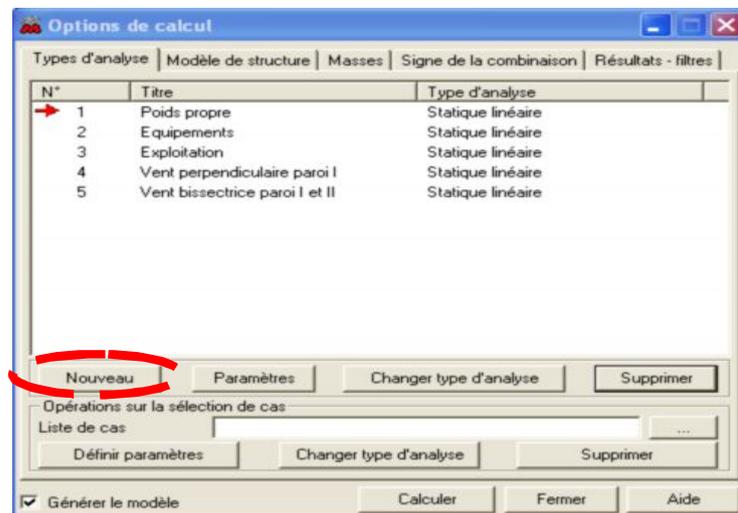
Vent perpendiculaire paroi I et vent bissectrice paroi I et II.

Exemple de vent perpendiculaire paroi I



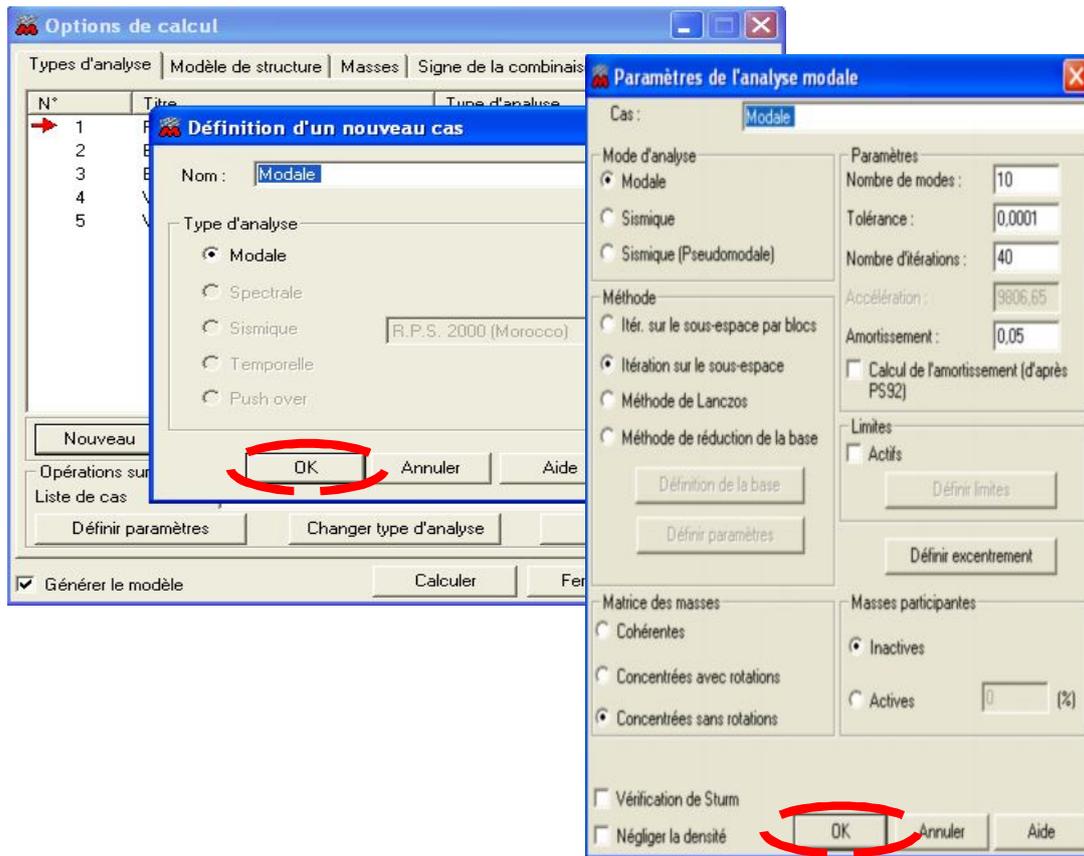
N.B : On peut calculer la période du pylône sur Robot millenium on procédons à une analyse modale de notre structure. Pour ce faire on suit le chemin suivant :

- Analyse → Type d'analyse → Nouveau



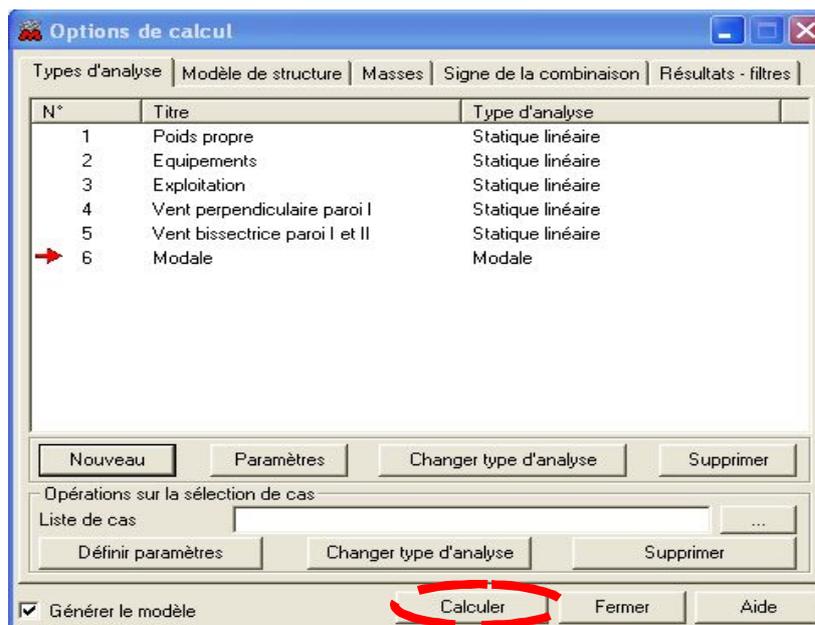


▪ → Modale → OK → OK



▪ La ligne modale apparaît parmi les autres types d'analyse ; on lance alors le calcul :

→ Calculer





- Résultats → Avancé → Modes propres : on choisit alors le premier mode puis la période correspondante.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.ma [kg]
6/ 1	1,75	0,57	23,21	23,21	0,00	23,21	23,21	0,00	4532,24	4:
6/ 2	1,75	0,57	46,40	46,40	0,00	23,19	23,19	0,00	4532,24	4:
6/ 3	2,57	0,39	46,41	46,41	0,00	0,00	0,00	0,00	4532,24	4:
6/ 4	3,03	0,33	46,41	46,41	0,00	0,00	0,00	0,00	4532,24	4:
6/ 5	6,09	0,16	55,90	55,90	0,00	9,49	9,49	0,00	4532,24	4:
6/ 6	6,12	0,16	65,37	65,37	0,00	9,47	9,47	0,00	4532,24	4:
6/ 7	8,42	0,12	65,37	65,37	0,00	0,00	0,00	0,00	4532,24	4:
6/ 8	11,16	0,09	65,37	65,37	0,00	0,00	0,00	0,00	4532,24	4:
6/ 9	13,87	0,07	72,37	72,37	0,00	7,00	7,00	0,00	4532,24	4:
6/ 10	13,96	0,07	79,36	79,36	0,00	6,99	6,99	0,00	4532,24	4:

8. Séisme

Pour calculer les actions dues au séisme, on passe tout d'abord par une analyse modale pour déterminer les modes propres de la structure, on saisie après les paramètres sismiques donnés suivant la norme marocaine R.P.S.2000 en précisant les combinaisons directionnelles prises en compte. La masse est définie par la conversion des charges verticales $M = G + 0,2Q(-Z)$.

- ✗ Analyse modale

Chemin d'accès : Analyse → Type d'analyse → Nouveau → Modale

- ✗ Analyse sismique :

Chemin d'accès : Analyse → Type d'analyse → Nouveau → Sismique (L'analyse modale étant définie)

La combinaison considérée des directions du séisme est celle de NEWMARK : groupe 1 et 2.



9. Combinaison de charges

Pour définir une combinaison, on doit déterminer sa nature, son nom, les cas de charges intervenants et les coefficients correspondants.

Le chemin d'accès : *Chargements* → *Combinaisons*



10. Calcul

Une fois toutes les étapes précédentes sont finies, on lance le calcul pour passer après aux vérifications et dimensionnement.

Le chemin d'accès : *Analyse* → *Calcul*



Annexe 3 : Dimensionnement du pylône existant

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 10 Montants TR 5						
3 Montant_3	CAE 100x10	ACIER E28	60.15	60.15	0.96	12 COMB3
Famille : 7 Montants TR 6						
6 Montant_6	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	0.86	12 COMB3
Famille : 4 Montants TR 7						
7 Montant_7	CAE 120x15	ACIER E28	50.46	50.46	0.96	12 COMB3
Famille : 1 Montants TR 8						
9 Montant_9	CAE 200x18	ACIER E28	29.79	29.79	0.99	12 COMB3
Famille : 3 Diagonales TR 8						
13 Diagonale_13	CAE 50x5	ACIER E28	102.56	102.56	0.53	11 COMB2
Famille : 6 Diagonales TR 7						
15 Diagonale_15	CAE 50x6	ACIER E28	122.77	122.58	0.77	11 COMB2
Famille : 9 Diagonales TR 6						
19 Diagonale_19	CAE 45x5	ACIER E28	118.35	118.35	0.88	11 COMB2
Famille : 12 Diagonales TR 5						
28 Diagonale_28	CAE 45x5	ACIER E28	126.16	126.16	0.69	11 COMB2
Famille : 11 Traverses TR 5						
94 Traverse_94	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.04	12 COMB3
Famille : 8 Traverses TR 6						
95 Traverse_95	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.05	12 COMB3
Famille : 5 Traverses TR 7						
96 Traverse_96	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.04	11 COMB2
Famille : 2 Traverses TR 8						
187 Traverse_18	CAE 30x3	ACIER E28	147.02	147.02	0.08	12 COMB3

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
187 Traverse_18	CAE 30x3	ACIER E28	147.02	147.02	0.08	12 COMB3
Famille : 19 Montants TR 2						
224 Montant_224	CAE 60x8	ACIER E28	101.68	101.68	0.80	12 COMB3
Famille : 14 Traverses TR 4						
233 Traverse_23	CAE 35x3.5	ACIER E28	85.80	85.80	0.58	12 COMB3
Famille : 23 Traverses TR 1						
257 Traverse_25	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.05	11 COMB2
Famille : 22 Montants TR 1						
290 Montant_290	CAE 50x6	ACIER E28	121.84	121.65	0.73	11 COMB2
Famille : 17 Traverses TR 3						
305 Traverse_30	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.01	11 COMB2
Famille : 18 Diagonales TR 3						
357 Diagonale_35	CAE 35x3	ACIER E28	110.01	110.01	0.59	11 COMB2
Famille : 21 Diagonales TR 2						
364 Diagonale_36	CAE 30x3	ACIER E28	128.07	128.07	0.89	11 COMB2
Famille : 24 Diagonales TR 1						
370 Diagonale_37	CAE 25x3	ACIER E28	151.87	151.87	0.28	11 COMB2
Famille : 20 Traverses TR 2						
378 Traverse_37	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.01	11 COMB2
Famille : 13 Montants TR 4						
387 Montant_387	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	0.98	12 COMB3
Famille : 15 Diagonales TR 4						
398 Diagonale_39	CAE 40x3	ACIER E28	113.37	113.37	0.63	12 COMB3
Famille : 16 Montants TR 3						
406 Montant_406	CAE 80x6.5	ACIER E28	74.88	74.88	0.91	12 COMB3



Annexe 4 : Dimensionnement du PYLONE VO

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Montants TR 8						
404 Montant_404	CAE 150x12	ACIER E28	39.72	39.72	0.93	14 COMB5
Famille : 2 Traverses TR 8						
188 Traverse_18	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.09	11 COMB2
Famille : 3 Diagonales TR 8						
11 Diagonale_11	CAE 50x4	ACIER E28	103.96	103.96	0.78	11 COMB2
Famille : 4 Montants TR 7						
403 Montant_403	CAE 120x10	ACIER E28	49.73	49.73	0.98	14 COMB5
Famille : 5 Traverses TR 7						
96 Traverse_96	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.04	11 COMB2
Famille : 6 Diagonales TR 7						
15 Diagonale_15	CAE 50x5	ACIER E28	121.86	121.86	0.70	11 COMB2
Famille : 7 Montants TR 6						
6 Montant_6	CAE 100x10	ACIER E28	60.15	60.15	0.94	14 COMB5
Famille : 8 Traverses TR 6						
95 Traverse_95	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.03	11 COMB2
Famille : 9 Diagonales TR 6						
19 Diagonale_19	CAE 45x4	ACIER E28	117.11	117.11	0.72	11 COMB2
Famille : 10 Montants TR 5						
3 Montant_3	CAE 90x9	ACIER E28	66.88	66.88	0.87	14 COMB5
Famille : 11 Traverses TR 5						
94 Traverse_94	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.03	14 COMB5
Famille : 12 Diagonales TR 5						
28 Diagonale_28	CAE 45x4	ACIER E28	124.83	124.83	0.48	11 COMB2

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 13 Montants TR 4						
384 Montant_384	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	0.89	14 COMB5
Famille : 14 Traverses TR 4						
183 Traverse_18	CAE 35x3	ACIER E28	123.69	123.69	0.50	11 COMB2
Famille : 15 Diagonales TR 4						
395 Diagonale_39	CAE 35x3.5	ACIER E28	130.02	130.02	0.52	11 COMB2
Famille : 16 Montants TR 3						
226 Montant_226	CAE 70x7	ACIER E28	86.11	86.11	0.74	14 COMB5
Famille : 17 Traverses TR 3						
305 Traverse_30	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.01	11 COMB2
Famille : 18 Diagonales TR 3						
235 Diagonale_23	CAE 30x4	ACIER E28	131.75	131.75	0.64	11 COMB2
Famille : 19 Montants TR 2						
224 Montant_224	CAE 60x6	ACIER E28	100.59	100.59	0.73	14 COMB5
Famille : 20 Traverses TR 2						
320 Traverse_32	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.01	14 COMB5
Famille : 21 Diagonales TR 2						
243 Diagonale_24	CAE 30x3	ACIER E28	128.07	128.07	0.33	11 COMB2
Famille : 22 Montants TR 1						
222 Montant_222	CAE 45x5	ACIER E28	135.35	135.35	0.91	14 COMB5
Famille : 23 Traverses TR 1						
257 Traverse_25	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.05	11 COMB2
Famille : 24 Diagonales TR 1						
248 Diagonale_24	CAE 25x3	ACIER E28	152.73	152.73	0.18	11 COMB2



Annexe 5 : Dimensionnement du PYLONE TC pour une vitesse de 62 m/s

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Montants TR 8						
9 Montant_9	CAE 200x24	ACIER E28	30.13	30.13	1.16	12 COMB3
Famille : 2 Traverses TR 8						
187 Traverse_18	CAE 30x3	ACIER E28	147.02	147.02	0.11	12 COMB3
Famille : 3 Diagonales TR 8						
13 Diagonale_13	CAE 50x7	ACIER E28	103.84	103.84	0.72	11 COMB2
Famille : 4 Montants TR 7						
7 Montant_7	CAE 150x18	ACIER E28	40.28	40.28	0.95	12 COMB3
Famille : 5 Traverses TR 7						
186 Traverse_18	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.07	11 COMB2
Famille : 6 Diagonales TR 7						
15 Diagonale_15	CAE 60x6	ACIER E28	101.36	101.36	0.66	11 COMB2
Famille : 7 Montants TR 6						
6 Montant_6	CAE 150x14	ACIER E28	39.90	39.90	0.85	12 COMB3
Famille : 8 Traverses TR 6						
185 Traverse_18	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.09	11 COMB2
Famille : 9 Diagonales TR 6						
19 Diagonale_19	CAE 50x6	ACIER E28	106.54	106.38	0.81	11 COMB2
Famille : 10 Montants TR 5						
3 Montant_3	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	0.94	12 COMB3
Famille : 11 Traverses TR 5						
94 Traverse_94	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.07	12 COMB3
Famille : 12 Diagonales TR 5						
28 Diagonale_28	CAE 50x6	ACIER E28	113.57	113.39	0.62	11 COMB2

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 13 Montants TR 4						
384 Montant_384	CAE 150x15	ACIER E28	39.99	39.99	0.96	12 COMB3
Famille : 14 Traverses TR 4						
233 Traverse_23	CAE 40x4	ACIER E28	75.69	75.69	0.55	12 COMB3
Famille : 15 Diagonales TR 4						
398 Diagonale_39	CAE 40x5	ACIER E28	115.44	115.76	0.49	12 COMB3
Famille : 16 Montants TR 3						
406 Montant_406	CAE 90x9	ACIER E28	66.88	66.88	0.91	12 COMB3
Famille : 17 Traverses TR 3						
305 Traverse_30	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.03	12 COMB3
Famille : 18 Diagonales TR 3						
357 Diagonale_35	CAE 40x3	ACIER E28	96.31	96.31	0.77	11 COMB2
Famille : 19 Montants TR 2						
224 Montant_224	CAE 80x6.5	ACIER E28	74.88	74.88	0.78	12 COMB3
Famille : 20 Traverses TR 2						
320 Traverse_32	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.01	12 COMB3
Famille : 21 Diagonales TR 2						
364 Diagonale_36	CAE 35x3	ACIER E28	107.74	107.74	0.86	11 COMB2
Famille : 22 Montants TR 1						
290 Montant_290	CAE 60x5	ACIER E28	100.13	100.13	0.87	11 COMB2
Famille : 23 Traverses TR 1						
257 Traverse_25	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.07	11 COMB2
Famille : 24 Diagonales TR 1						
369 Diagonale_36	CAE 30x3	ACIER E28	127.36	127.36	0.31	11 COMB2



Annexe 6 : Dimensionnement du PYLONE VO pour une vitesse de 62 m/s

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Montants TR 8						
404 Montant_404	CAE 180x18	ACIER E28	33.28	33.28	0.97	12 COMB3
Famille : 2 Traverses TR 8						
36 Traverse_36	CAE 30x3	ACIER E28	147.02	147.02	0.12	12 COMB3
Famille : 3 Diagonales TR 8						
11 Diagonale_11	CAE 50x7	ACIER E28	106.24	106.24	0.68	12 COMB3
Famille : 4 Montants TR 7						
403 Montant_403	CAE 150x18	ACIER E28	40.28	40.28	0.86	12 COMB3
Famille : 5 Traverses TR 7						
33 Traverse_33	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.06	12 COMB3
Famille : 6 Diagonales TR 7						
15 Diagonale_15	CAE 60x5	ACIER E28	100.90	100.90	0.63	12 COMB3
Famille : 7 Montants TR 6						
6 Montant_6	CAE 120x15	ACIER E28	50.46	50.46	0.91	12 COMB3
Famille : 8 Traverses TR 6						
95 Traverse_95	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.06	12 COMB3
Famille : 9 Diagonales TR 6						
19 Diagonale_19	CAE 50x5	ACIER E28	105.76	105.76	0.67	12 COMB3
Famille : 10 Montants TR 5						
3 Montant_3	CAE 120x12	ACIER E28	50.00	50.00	0.94	12 COMB3
Famille : 11 Traverses TR 5						
31 Traverse_31	CAE 25x3	ACIER E28	176.31	176.31	0.08	12 COMB3
Famille : 12 Diagonales TR 5						
28 Diagonale_28	CAE 50x4	ACIER E28	111.69	111.69	0.66	11 COMB2

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 13 Montants TR 4						
384 Montant_384	CAE 150x18	ACIER E28	40.28	40.28	0.95	12 COMB3
Famille : 14 Traverses TR 4						
183 Traverse_18	CAE 40x3	ACIER E28	108.29	108.29	0.53	11 COMB2
Famille : 15 Diagonales TR 4						
230 Diagonale_23	CAE 40x4	ACIER E28	97.44	97.44	0.52	11 COMB2
Famille : 16 Montants TR 3						
406 Montant_406	CAE 90x9	ACIER E28	66.88	66.88	0.73	12 COMB3
Famille : 17 Traverses TR 3						
242 Traverse_24	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.02	12 COMB3
Famille : 18 Diagonales TR 3						
235 Diagonale_23	CAE 35x4	ACIER E28	111.63	111.63	0.68	11 COMB2
Famille : 19 Montants TR 2						
224 Montant_224	CAE 70x7	ACIER E28	86.11	86.11	0.96	12 COMB3
Famille : 20 Traverses TR 2						
320 Traverse_32	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.01	12 COMB3
Famille : 21 Diagonales TR 2						
243 Diagonale_24	CAE 30x4	ACIER E28	129.04	129.04	0.49	11 COMB2
Famille : 22 Montants TR 1						
222 Montant_222	CAE 50x7	ACIER E28	122.45	122.45	0.98	12 COMB3
Famille : 23 Traverses TR 1						
257 Traverse_25	CAE 20x3	ACIER E28	155.04	155.04	0.07	11 COMB2
Famille : 24 Diagonales TR 1						
370 Diagonale_37	CAE 25x3	ACIER E28	151.87	151.87	0.31	11 COMB2



Annexe 7 : Table de Pohl

Tableau 1 – Table de Pohl donnant le coefficient μ pour x/a et y/b variant de 0 à 0,50																											
$\frac{y}{b}$	$\frac{x}{a}$																										
	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50	
0,00	1,00	1,12	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,22	2,38	2,56	2,78	3,03	3,33	3,70	4,17	4,76	5,57	6,67	8,33	11,1	16,7	33,3	∞	
0,02	1,12	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,36	2,53	2,72	2,95	3,22	3,54	3,93	4,42	5,05	5,90	7,08	8,85	11,8	17,7	35,4	∞	
0,04	1,24	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,35	2,50	2,68	2,89	3,13	3,41	3,75	4,17	4,69	5,36	6,26	7,51	9,38	12,5	18,8	37,5	∞	
0,06	1,36	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,49	2,66	2,84	3,06	3,32	3,62	3,98	4,43	4,98	5,69	6,64	7,96	9,96	13,3	19,9	39,8	∞	
0,08	1,48	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,64	2,82	3,02	3,25	3,52	3,84	4,23	4,70	5,28	6,04	7,05	8,46	10,6	14,1	21,1	42,3	∞	
0,10	1,60	1,72	1,84	1,96	2,08	2,20	2,34	2,48	2,63	2,80	2,99	3,20	3,46	3,74	4,08	4,49	4,99	5,62	6,42	7,49	8,99	11,2	15,0	22,5	44,9	∞	
0,12	1,72	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,80	2,98	3,18	3,41	3,68	3,98	4,35	4,78	5,31	5,97	6,83	7,97	9,56	12,0	15,9	23,9	47,8	∞	
0,14	1,84	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,79	2,97	3,17	3,39	3,64	3,92	4,24	4,63	5,09	5,66	6,37	7,27	8,49	10,2	12,7	17,0	25,5	50,9	∞	
0,16	1,96	2,08	2,21	2,34	2,48	2,63	2,80	2,97	3,17	3,38	3,62	3,88	4,18	4,53	4,94	5,43	6,04	6,79	7,76	9,06	10,9	13,6	18,1	27,2	54,3	∞	
0,18	2,08	2,21	2,35	2,49	2,64	2,80	2,98	3,17	3,38	3,61	3,86	4,15	4,47	4,84	5,28	5,81	6,46	7,26	8,30	9,68	11,6	14,5	19,4	29,1	58,1	∞	
0,20	2,22	2,36	2,50	2,66	2,82	2,99	3,18	3,39	3,62	3,86	4,14	4,44	4,79	5,19	5,66	6,23	6,92	7,78	8,90	10,4	12,5	15,6	20,8	31,1	62,3	∞	
0,22	2,38	2,53	2,68	2,84	3,02	3,20	3,41	3,64	3,88	4,15	4,44	4,77	5,15	5,57	6,08	6,69	7,43	8,36	9,55	11,2	13,4	16,7	22,3	33,4	66,9	∞	
0,24	2,56	2,72	2,89	3,06	3,25	3,46	3,68	3,92	4,18	4,47	4,79	5,15	5,55	6,01	6,56	7,21	8,01	9,01	10,3	12,0	14,4	18,0	24,0	36,1	72,1	∞	
0,26	2,78	2,95	3,13	3,32	3,52	3,74	3,98	4,24	4,53	4,84	5,19	5,57	6,01	6,51	7,10	7,81	8,68	9,77	11,2	13,0	15,6	19,5	26,0	39,1	78,1	∞	
0,28	3,03	3,22	3,41	3,62	3,84	4,08	4,35	4,63	4,94	5,28	5,66	6,08	6,56	7,10	7,75	8,52	9,47	10,7	12,2	14,2	17,0	21,3	28,4	42,6	85,2	∞	
0,30	3,33	3,54	3,75	3,98	4,23	4,49	4,78	5,09	5,43	5,81	6,23	6,69	7,21	7,81	8,52	9,38	10,4	11,7	13,4	15,6	18,8	23,4	31,3	46,9	93,8	∞	
0,32	3,70	3,93	4,17	4,43	4,70	4,99	5,31	5,66	6,04	6,46	6,92	7,43	8,01	8,68	9,47	10,4	11,6	13,0	14,9	17,4	20,8	26,0	34,7	52,1	104	∞	
0,34	4,17	4,42	4,69	4,98	5,28	5,62	5,97	6,37	6,79	7,26	7,78	8,36	9,01	9,77	10,7	11,7	13,0	14,7	16,7	19,5	23,4	29,3	39,1	58,6	117	∞	
0,36	4,76	5,05	5,36	5,69	6,04	6,42	6,83	7,27	7,76	8,30	8,90	9,55	10,3	11,2	12,2	13,4	14,9	16,7	19,1	22,3	26,8	33,5	44,6	67,0	134	∞	
0,38	5,57	5,90	6,26	6,64	7,05	7,49	7,97	8,49	9,06	9,68	10,4	11,2	12,0	13,0	14,2	15,6	17,4	19,5	22,3	26,0	31,3	39,1	52,1	78,1	156	∞	
0,40	6,67	7,08	7,51	7,96	8,46	8,99	9,56	10,2	10,9	11,6	12,5	13,4	14,4	15,6	17,0	18,8	20,8	23,4	26,8	31,3	37,5	46,9	62,5	93,8	188	∞	
0,42	8,33	8,85	9,38	9,96	10,6	11,2	12,0	12,7	13,6	14,5	15,6	16,7	18,0	19,5	21,3	23,4	26,0	29,3	33,5	39,1	46,9	58,6	78,1	117	234	∞	
0,44	11,1	11,8	12,5	13,3	14,1	15,0	15,9	17,0	18,1	19,4	20,8	22,3	24,0	26,0	28,4	31,3	34,7	39,1	44,6	52,1	62,5	78,1	104	156	313	∞	
0,46	16,7	17,7	18,8	19,9	21,1	22,5	23,9	25,5	27,2	29,1	31,1	33,4	36,1	39,1	42,6	46,9	52,1	58,6	67,0	78,1	93,8	117	156	234	469	∞	
0,48	33,3	35,4	37,5	39,8	42,3	44,9	47,8	50,9	54,3	58,1	62,3	66,9	72,1	78,1	85,2	93,8	104	117	134	156	188	234	313	469	938	∞	
0,50	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	



Annexe 8 : Organigramme Flexion/Section rectangulaire : BAEL91

