

Conception des ponts à haubans

Un savoir faire français



Guide méthodologique

Conception des ponts à haubans

Un savoir faire français



Rédacteurs :

- Daniel LE FAUCHEUR (ex-Sétra)
- Emmanuel BOUCHON (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)

Contributeurs :

- Christian CREMONA (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Antoine THÉODORE (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Nicole COHEN (ex-Sétra)
- Claude LE QUÉRÉ (ex-Sétra)
- Daniel DE MATTEIS (ex-Sétra)

Préambule

L'utilisation de câbles – ou haubans – obliques pour soutenir des tabliers de ponts est un principe connu depuis le XIX^e siècle. Hybridés à des systèmes de suspensions par câbles porteurs, ils furent principalement introduits pour accroître la rigidité du câblage principal des ponts suspendus. Malheureusement, le concept était mal maîtrisé avec des haubans pouvant s'avérer détendus sous diverses conditions de chargement. Ces structures offraient souvent des tenues au vent inadéquates. L'effondrement du pont sur la rivière Tweed à Dryburgh, ouvrage construit en 1817 mais détruit six mois plus tard par une tempête, conduisit l'Angleterre à abandonner ce concept de haubanage secondaire dans les ponts suspendus. Il faut attendre l'ingénieur Roebling pour le faire revivre aux Etats-Unis dans de nombreux projets, dont le plus célèbre est le Brooklyn bridge en 1883.

La conception moderne de ponts avec pour seul système porteur celui de haubans inclinés est relativement récente, introduite en Allemagne dans les années 50, pour la reconstruction de plusieurs ponts au-dessus du Rhin. Ces ouvrages se révélèrent plus économiques pour des portées moyennes que des ponts suspendus ou en arc, dans une zone alluviale qui aurait nécessité des massifs d'ancrage ou des fondations substantielles. Le recours à des tabliers légers et à un schéma statique autoporteur a donc largement contribué à promouvoir cette technique qui, pour des ouvrages multi-haubanés, peut être vue comme une extension du procédé de construction des ponts précontraints par encorbellement.

Ce bref rappel historique montre l'importance, dès les premières réalisations, du réglage de la tension des haubans pour ce type de structure. L'apport principal de ce guide est très justement d'offrir au lecteur des outils théoriques pour appréhender ce sujet. Aussi étonnant que cela puisse être, il reste assez peu couvert par la littérature technique (assez riche en livres de référence) sur les ponts à haubans. C'est le challenge qu'a voulu relever Daniel Le Faucheur dans l'écriture de ce guide, en abordant de manière originale la conception des ponts à haubans et l'optimisation de la structure.

Au-delà, ce guide constitue la mémoire d'une technicité française qui, par épuisement de projets d'envergure en France, s'est progressivement exportée à l'étranger. Ceci explique qu'il fasse la part belle aux projets de conception française et ne soit pas un ouvrage général sur les ponts à haubans. Il est aussi la mémoire de l'expertise d'un centre technique de l'Administration Française, qui a œuvré depuis plus de 40 ans dans la conception de ces ouvrages exceptionnels dont le pont de Térénez, mis en service en 2011, est le dernier exemple.

Ce document est donc un complément indispensable pour les concepteurs et les maîtres d'œuvre impliqués dans la conception et la construction de ponts à haubans. Que Daniel Le Faucheur soit remercié de sa contribution qui, sans jamais sacrifier la valeur technique, a voulu en faire une source de recommandations sur la conception de ponts marquant le paysage de leur empreinte.

Christian Cremona

Chef du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
Direction Technique Infrastructures de Transport et Matériaux
Sourdun, Août 2015

Sommaire

Préambule	3
Introduction	9
Chapitre 1 - Conception générale	11
1 - Coupe transversale	11
1.1 - Généralités	11
1.2 - Ponts à suspension centrale	13
1.3 - Ponts à suspension latérale	21
1.4 - Structures triangulées	33
1.5 - Largeurs efficaces	34
2 - Coupe longitudinale	35
2.1 - Généralités	35
2.2 - Grande travée haubanée	39
2.3 - Haubanage de retenue	43
2.4 - Appuis et liaisons	47
3 - Pylônes	50
3.1 - Pylône central en I	51
3.2 - Pylônes en H, en V ou Y inversés	52
3.3 - Prise en compte des méthodes de construction	56
4 - Attache des haubans sur la structure	61
4.1 - Généralités	61
4.2 - Ancrage bas	65
4.3 - Ancrage haut	66
Chapitre 2 - Vent et vibration des haubans	74
1 - Tenue au vent	74
1.1 - Introduction – importance des effets du vent	74
1.2 - Caractérisation du vent	75
1.3 - Forces aérodynamiques	76
1.4 - Échappement tourbillonnaire	78
1.5 - Instabilités aéroélastiques	79
1.6 - Calcul de la réponse au vent turbulent	83
1.7 - Essais et mesures – recueil des données	86
2 - Vibrations des haubans	90
2.1 - Action du vent sur le hauban	92
2.2 - Déplacements des ancrages	92



Chapitre 3 - Tension des haubans et réglage de la géométrie du tablier	93
1 - Tension des haubans	93
1.1 - Caractérisation d'un hauban	93
1.2 - Invariants	95
1.3 - Réglage et phasage de construction	95
1.4 - Retension des haubans	95
1.5 - Tension initiale d'un hauban	96
1.6 - Réglage final des haubans	99
2 - Réglage de la géométrie du tablier	100
2.1 - Éléments préfabriqués et réglage en géométrie relative	100
2.2 - Éléments coulés en place et réglage en géométrie absolue	101
2.3 - Éléments coulés en place et réglage en géométrie relative	102
Chapitre 4 - Calcul et optimisation de l'ouvrage en service puis en construction	106
1 - Flexion transversale	106
1.1 - Caissons en béton avec suspension centrale	107
1.2 - Tabliers bi-nervures ou bipoutres avec suspension latérale	107
1.3 - Remarques concernant la hauteur du tablier	107
2 - Flexion longitudinale : étude de dimensionnement	107
2.1 - Choix de la puissance maximale et de l'entraxe des haubans	108
2.2 - Choix des puissances des haubans	109
2.3 - Réglage à vide	112
2.4 - Phasage et déformations différées	114
2.5 - Remarques sur la recherche d'un réglage optimal	114
2.6 - Cas particuliers des ouvrages courbes	116
3 - Flexion longitudinale : construction par phases	117
3.1 - Principe du calcul	118
3.2 - Cas d'un tablier en béton coulé en place	119
3.3 - Cas d'un tablier mixte	121
3.4 - Cas d'un tablier métallique ou à voussoirs préfabriqués en béton	123
3.5 - Cas particuliers de clavage	123
3.6 - Synthèse et organisation des calculs	124
4 - Points particuliers concernant les justifications à l'ELU	128
4.1 - Situations durables	128
4.2 - Situations accidentelles	129
5 - Conseils pour la préparation d'un DCE	130
5.1 - Règles de calcul et de justification	130
5.2 - Hypothèses de calcul	131
5.3 - Prescriptions concernant les haubans	131



Annexe - Modélisation dans les programmes de calcul	132
A.1 - Tension initiale d'un hauban	132
A.2 - Retension d'un hauban	133
A.3 - Détermination des prédéformations	134
A.4 - Effets du second ordre	135
A.5 - Rigidité des haubans	136
A.6 - Calculs des efforts de cisaillements	137
Bibliographie	139

Introduction

Le présent guide concerne principalement la conception des ponts à haubans et l'optimisation de la structure.

Un pont à haubans est un élément marquant dans le paysage, du fait de sa taille et de la présence des pylônes. Il est donc indispensable de conduire une réflexion architecturale pour sa conception. Mais c'est aussi un ouvrage très technique dont le fonctionnement mécanique est prépondérant. Pour les grandes portées, le comportement aérodynamique du tablier devient très important et impose souvent la section transversale. À vide, les flexions sont minimisées et il devient donc impératif de respecter les équilibres statiques en particulier pour la conception du pylône.

L'équipe de conception doit rassembler des compétences dans les domaines de l'architecture, de l'aérodynamique, de la géotechnique, des méthodes de construction en plus des compétences de base en conception des ponts et en mécanique des structures. Les premières esquisses doivent balayer toutes les solutions possibles. Elles sont établies par l'ingénieur chargé de la conception, qui doit en contrôler le bon fonctionnement mécanique, mais toute l'équipe d'étude doit pouvoir proposer des aménagements ou des variantes et participer au choix entre les différentes solutions.

Le présent document comporte 4 chapitres et 1 annexe. Le premier chapitre traite de la conception de la structure. Pour les besoins de la présentation, elle est divisée en 4 paragraphes :

- paragraphe 1 - coupe transversale ;
- paragraphe 2 - coupe longitudinale ;
- paragraphe 3 - pylône ;
- paragraphe 4 - attache des haubans.

Le sujet étant très vaste, il n'est pas possible de décrire toutes les solutions possibles et ce document présente uniquement les solutions les plus courantes, en essayant d'indiquer leurs avantages et leurs inconvénients. Il ne décrit pas les haubans ; pour avoir des informations sur ce sujet, il convient de consulter les Recommandations de la CIP sur les haubans [1] et les notices des fabricants.

Le second chapitre aborde les problèmes de dynamique pour compléter la conception :

- paragraphe 1 - tenue au vent ;
- paragraphe 2 - vibrations des haubans.

Ce document est surtout une aide pour piloter ces études, il présente uniquement les études et les contrôles à effectuer. La référence [2] est très complète sur ce sujet ; il convient de la consulter pour obtenir plus d'informations sur les essais à effectuer et les méthodes de calcul.

Le troisième chapitre concerne la tension des haubans et la réalisation du tablier conformément à la géométrie souhaitée :

- paragraphe 1 - tension des haubans ;
- paragraphe 2 - réglage de la géométrie du tablier.

Le quatrième chapitre aborde l'optimisation de la structure et sa mise en œuvre au niveau des calculs informatiques. Il est divisé en 5 paragraphes :

- paragraphe 1 - flexion transversale ;
- paragraphe 2 - flexion longitudinale - étude de dimensionnement ;
- paragraphe 3 - flexion longitudinale - construction par phases ;
- paragraphe 4 - points particuliers concernant les justifications à l'ELU ;
- paragraphe 5 - conseils pour la préparation du DCE d'un pont à haubans.

La méthode de calcul proposée par cette partie est une méthode itérative très rudimentaire, mais adaptée au découpage administratif des études. Le dossier d'avant-projet est établi lorsque le dimensionnement paraît satisfaisant. Les itérations peuvent se poursuivre lors de la phase projet et l'étude se poursuit par l'introduction des phases de construction dans le modèle de calcul précédent.



L'annexe rassemble principalement des compléments utiles pour la formulation des données des programmes de calcul. Une bibliographie qui rassemble les principaux éléments auxquels le lecteur pourra se référer pour en savoir plus.

Le présent document concerne les ponts à haubans dont le tablier est souple par rapport à la suspension, c'est-à-dire tous les ouvrages de grande portée et la majorité des ouvrages de portée moyenne. En effet, il admet, qu'à vide le tablier est porté par les haubans, et que dans la partie haubanée sa fabrication ne nécessite pas de contre-flèches. Cette hypothèse ne conduit pas au minimum des quantités de matière dans le tablier et le haubanage mais, pour les grands ouvrages, le supplément de coût est négligeable. En outre, pour les tabliers en béton, minimiser les flexions à vide est favorable à la durabilité et au comportement à long terme de la structure. Cela minimise notamment les effets du fluage dû alors principalement à l'effort normal.

Pour les ouvrages plus modestes, ou ayant un tablier plus rigide, par exemple pour les ponts à précontrainte extradossée, ou lorsque les poutres métalliques sont dimensionnées par les sollicitations de fatigue, cette hypothèse peut être remise en cause, pour utiliser au mieux la rigidité du tablier à l'ELS et à l'ELU et donc réduire la section des haubans les plus longs. Dans un calcul au second ordre avec utilisation des longueurs des haubans (non indispensable pour ce type de structure), il faudra ajouter les contre-flèches lors de l'activation des nœuds. Par contre dans un calcul au premier ordre avec les prédéformations, il suffit d'ajouter les contre-flèches aux déplacements des nœuds pour toutes les phases. Pour ne pas alourdir la présentation, ces divers cas particuliers n'ont pas été envisagés, l'utilisateur peut alors adapter les conseils fournis dans les troisième et quatrième chapitres à sa structure particulière.



Chapitre 1

Conception générale

Ce premier chapitre est rédigé pour la phase Avant-Projet dans le but de rechercher les différentes solutions possibles. Il permet de retenir les solutions les plus intéressantes et d'éliminer les solutions qui ont peu d'intérêt. Il est divisé en quatre paragraphes qui correspondent à la progression logique du projet :

- coupe transversale ;
- coupe longitudinale ;
- pylône ;
- accrochage des haubans.

Pour l'optimisation de la structure, le lecteur se reportera au chapitre 4.

1 - Coupe transversale

1.1 - Généralités

Lorsque la voie portée comporte deux chaussées avec un séparateur central, pour la suspension, on a le choix entre :

- une nappe centrale de haubans située dans le terre-plein central (TPC), pour les portées moyennes et jusqu'à des portées centrales de 400 à 500 m (record actuel détenu par le pont de Tsurumi Tsubasa au Japon avec 510 m) ;
- deux nappes latérales de haubans pour toutes les gammes de portées. Les nappes latérales améliorent la stabilité aérodynamique vis à vis de la torsion et cette solution devient la seule possible pour assurer la tenue au vent des très grandes travées (Pont de Normandie 856 m, Pont de Tataru 890 m). On notera que la distance entre les nappes de haubans doit au moins être de $1/50^{\text{ième}}$ de la grande travée et si possible au moins $1/40^{\text{ième}}$.

Lorsque la voie portée ne comporte pas de séparateur central en partie courante, on est logiquement conduit à prévoir deux nappes latérales de haubans. On peut cependant citer l'ouvrage d'accès à l'aire de repos de Farges (Figure 1) qui supporte deux chaussées de 4,50 m séparées par une nervure centrale supérieure où sont ancrés les haubans, mais ceci n'est pas acceptable pour des conditions normales de circulation. Pour ce franchissement court, effectué à faible vitesse, cette solution a pu être retenue dans un but esthétique du fait de la très petite portée.

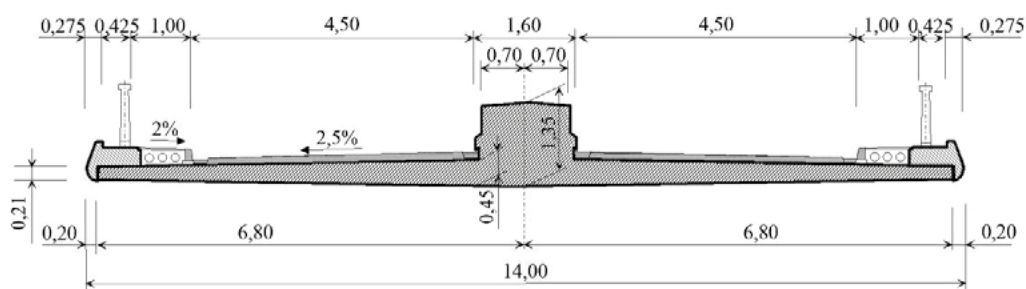


Figure 1 : pont de l'aire de Farges (France)

Pour des structures très larges, au moins 2 fois 3 voies, et de portées moyennes ou peu importantes, on pourrait aussi envisager trois nappes de haubans et un tablier peu épais. L'esthétique risque fort d'être déplorable.



Une nappe centrale est plus esthétique. Elle évite en effet les croisements visuels des haubans, pour les différents points de vue. Le tablier doit alors reprendre les efforts de torsion, sa section est donc un profil fermé, c'est-à-dire un caisson. Il s'agit en général d'un caisson unique en béton précontraint. On verra que sa hauteur, de 3,00 à 4,50 m, et son épaisseur équivalente de 0,50 m à 0,55 m, sont indépendantes de la portée.

Les suspensions latérales reprennent, quant à elles, une grande partie de la torsion. Dans ce cas, le tablier peut avoir un profil ouvert, par ensemble, un bipoutre mixte, un bi-nervure ou une simple dalle. Le caisson fermé ne devient indispensable que pour assurer la stabilité aérodynamique des très grandes portées (Pont de Normandie). Les caissons à âmes fortement inclinées sont des sections profilées qui ont de meilleurs coefficients aérodynamiques, et qui créent moins d'échappements tourbillonnaires. D'autre part, une inertie de torsion importante dissocie les fréquences de flexion et de torsion et évite donc le couplage des modes correspondants.

Pour les franchissements biais, en général on allonge l'ouvrage pour supprimer le biais et une suspension centrale est souvent préférable. En effet, d'une part, un dédoublement transversal des appuis entraîne une augmentation de la portée principale pour conserver un ouvrage mécaniquement droit. D'autre part, les appuis dédoublés encombrant fortement le site et nuisent à l'esthétique du franchissement. Ce point doit être étudié le plus tôt possible.

Le prix des haubans est proportionnel à la longueur supportée par la nappe de haubans pour la partie ancrages et proportionnel au carré de cette longueur pour la partie hors ancrages. Pour les grandes portées, c'est-à-dire une portée centrale de plus de 500 m ou une travée de rive de plus de 275 m, on aura donc plutôt recours à une structure métallique ou mixte pour réduire le poids du tablier à supporter, et donc la puissance des haubans.

Pour des raisons esthétiques évidentes, on ne projettera pas un pont à haubans pour une structure qui doit être doublée ultérieurement. Même pour une portée importante ce serait un non-sens économique, sauf pour des structures très larges (au moins deux fois quatre voies à terme). Un pont à haubans aura donc sa coupe transversale définitive dès la construction.

1.1.1 - Gabarits à respecter

Avant de choisir entre une suspension centrale et une suspension latérale, il convient de comparer les surfaces de tablier pour chaque solution. Pour cela, il faut d'abord définir les gabarits à respecter. En effet, les haubans doivent être protégés des chocs de camions par une barrière de sécurité, surtout à leur base où le choc peut être le plus violent, mais aussi, dans toute la mesure du possible avec le même recul sur toute la hauteur du gabarit. Le lecteur se reportera au guide Dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d'art [3] qui donne des recommandations concernant les différentes étapes d'un projet d'ouvrage, depuis sa conception jusqu'à la mise en œuvre du dispositif de retenue routier selon le nouveau contexte réglementaire de marquage CE. En complément, pour le choix du dispositif de retenue, il convient de prendre en compte son poids et sa porosité au vent pour les ouvrages de grande portée.

Par contre, le pylône peut souvent résister à un choc latéral de camion. Il faut alors éviter de créer un obstacle en bordure de voie provoquant l'arrêt brutal du véhicule. Lorsque son recul est insuffisant, il faut prendre toutes les dispositions pour faire glisser le véhicule contre le pylône en ajoutant un avant-bec et un arrière-bec. Il est aussi envisageable de raidir progressivement le dispositif de sécurité à l'approche du pylône, sans le rendre trop agressif pour les véhicules légers.

Lorsque le pylône est implanté dans le terre-plein central, le gain de largeur apporte une économie très importante. On conseille d'optimiser le dispositif de sécurité et par exemple d'attacher les lisses sur la base du pylône en conservant une certaine souplesse.

1.1.2 - Forme du pylône et largeur du terre-plein central (TPC)

Le fait de choisir une nappe centrale conduit à élargir le TPC. En effet, les haubans doivent être protégés des chocs de véhicules, il convient donc de ne pas engager la zone de déplacement du dispositif de sécurité en cas de choc. En l'absence de trottoirs, les mêmes débattements sont à prévoir en rive lorsque l'on a deux nappes de haubans. On note que lorsque les haubans sont accrochés en rive sur la section courante, on obtient alors sensiblement la même largeur totale de tablier qu'avec une suspension centrale. Le gain de largeur est par contre appréciable lorsque les haubans sont accrochés sur des consoles en rive.

Un pylône en I, comprenant un simple mât situé dans le terre-plein central est beaucoup moins cher qu'un pylône en V ou Y renversé, mais il conduit à un nouvel élargissement du terre-plein central. Il faut alors comparer le supplément de coût du pylône en V ou Y renversé au supplément de coût dû à l'élargissement du tablier.



Exemple de largeur des pylônes centraux :

- pont de Brotonne : 2,60 m pour une hauteur de 70 m, largeur du TPC de 3,20 m ;
- pont sur l'Elorn : 2,90 m pour une hauteur de 83 m, largeur du TPC de 3,20 m.

Le choix entre un pylône en V ou en Y renversé et un pylône central en I dépend :

- de la hauteur du tablier au-dessus du sol, un tablier très haut au-dessus du sol, favorise le pylône en I, car au-dessous du tablier le fût de pile doit être unique ;
- des conditions de fondations, de même une grande hauteur d'eau conduit à un fût de pile unique réalisé dans un batardeau réduit et favorise donc le pylône central en I ;
- de la portée de l'ouvrage, pour des grandes portées, l'épaisseur du pylône en I peut conduire à une trop grande augmentation de la surface du tablier, et un pylône en V ou Y renversé favorise la stabilité au vent ;
- de la longueur relative de la partie haubanée, car l'élargissement de la structure règne sur toute la longueur de l'ouvrage et peut conduire à une augmentation de coût importante. Pour une partie centrale assez modeste, un tablier relativement large (2 x 3 voies) et de très grands viaducs d'accès non haubanés, on peut envisager deux viaducs séparés, entretoisés uniquement dans la zone haubanée, comme au pont sur la Delaware (Figure 2). La diffusion des efforts longitudinaux apportés par les haubans n'est pas très satisfaisante. Le cas étant assez rare, le lecteur pourra se reporter aux références [4]. Un changement de section transversale est aussi possible. Dans ce cas, les viaducs d'accès sont alors constitués de deux viaducs séparés tandis que l'ouvrage principal haubané est à tablier unique, mais il faut gérer le changement de section au niveau architectural, et conserver si possible une même épaisseur de tablier.

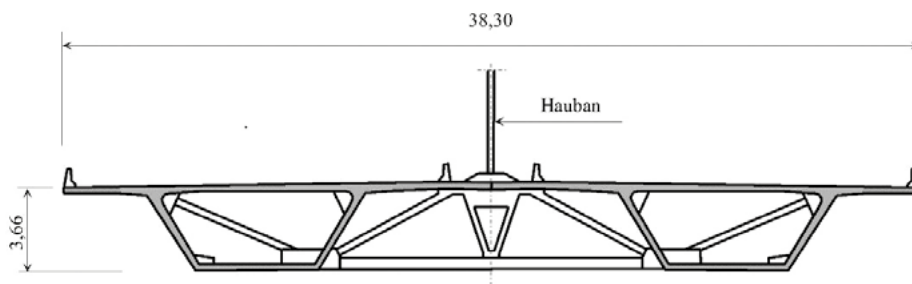


Figure 2 : pont sur la Delaware et projet de James river (U.S.A)

1.2 - Ponts à suspension centrale

Dans un ouvrage à suspension centrale, les efforts de torsion des surcharges et des actions aérodynamiques du vent doivent être entièrement repris par le tablier. Une section en caisson est nécessaire pour assurer une rigidité de torsion suffisante. Pour transmettre la composante verticale du hauban à la base des âmes et donc supporter le poids de la structure, on peut envisager :

- une structure triangulée avec des bracons et parfois des butons pour supporter les très grands encorbellements, c'est en général la solution retenue pour les caissons en béton ;
- un diaphragme plus ou moins évidé, c'est en général la solution retenue pour les caissons métalliques.

1.2.1 - Caissons béton à bracons

L'exemple de base est le pont de Brotonne (Figure 3), de portée centrale 320 m et de largeur totale 19,20 m, mis en service en 1977 [5]. Pour des largeurs plus importantes, deux adaptations ont été envisagées :

- l'élargissement se fait des deux côtés en agrandissant les goussets de part et d'autre de l'âme : cas des ponts de Wandre 22,30 m (Figure 4), de Ben-Ahin 21,80 m [6], de Sunshine Skyway 29,10 m (Figure 5) [7] ;
- l'élargissement se fait uniquement du côté console, et des butons supportent alors cet encorbellement qui est trop large, l'âme devient verticale : cas du projet du pont d'Elbeuf 23.00 m (Figure 6), et du pont sur l'Elorn 23,10 m (Figure 7) [8-9].

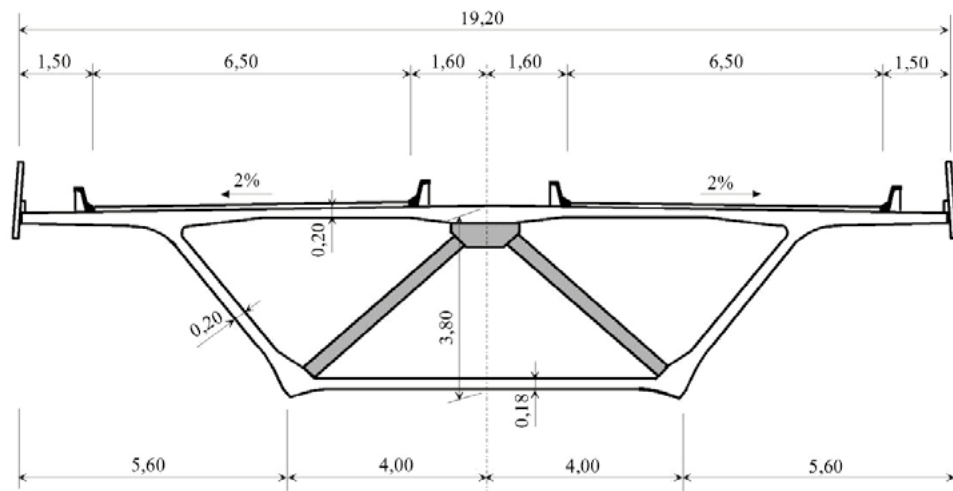


Figure 3 : pont de Brotonne (France)

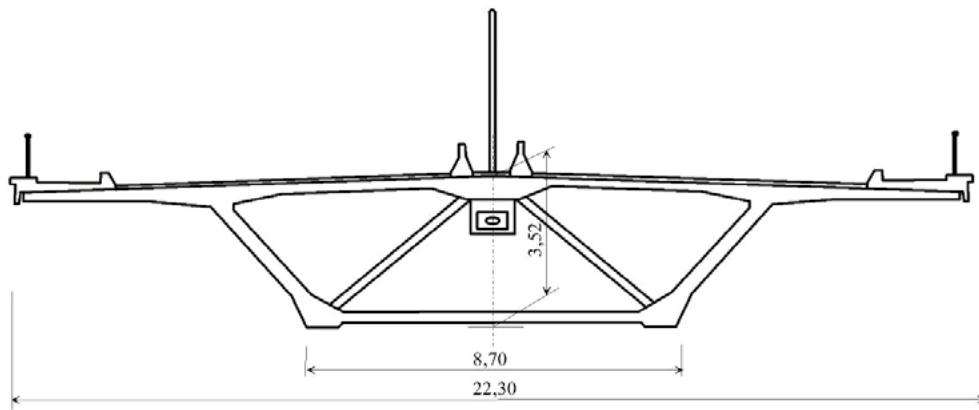


Figure 4 : pont de Wandre (Belgique)

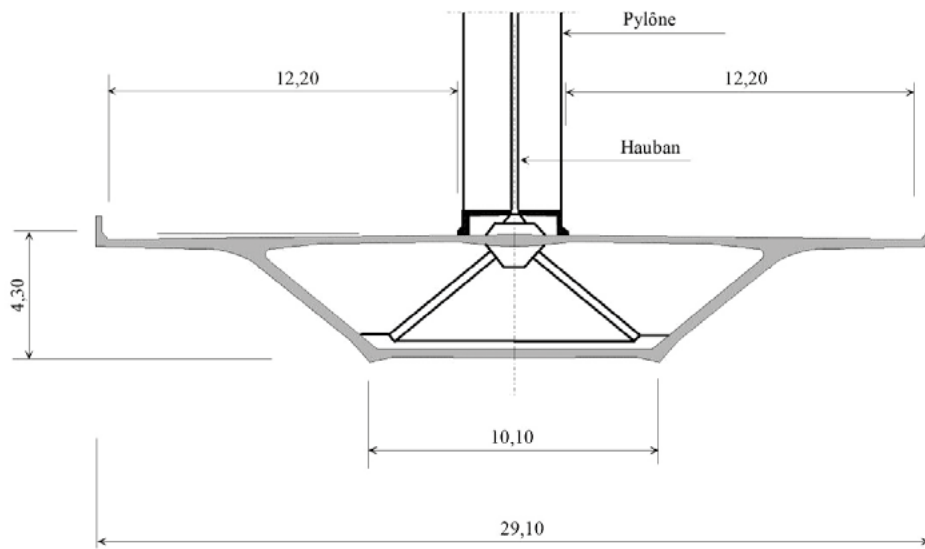


Figure 5 : pont de Sunshine Skyway (U.S.A)

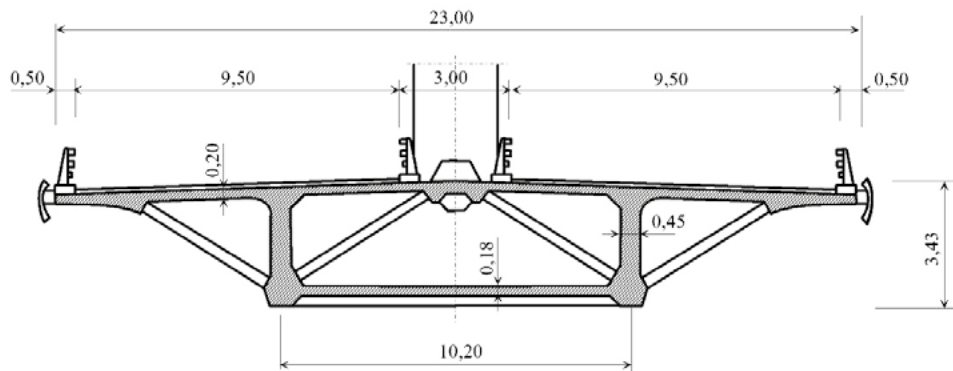


Figure 6 : projet du pont d'Elbeuf (France)

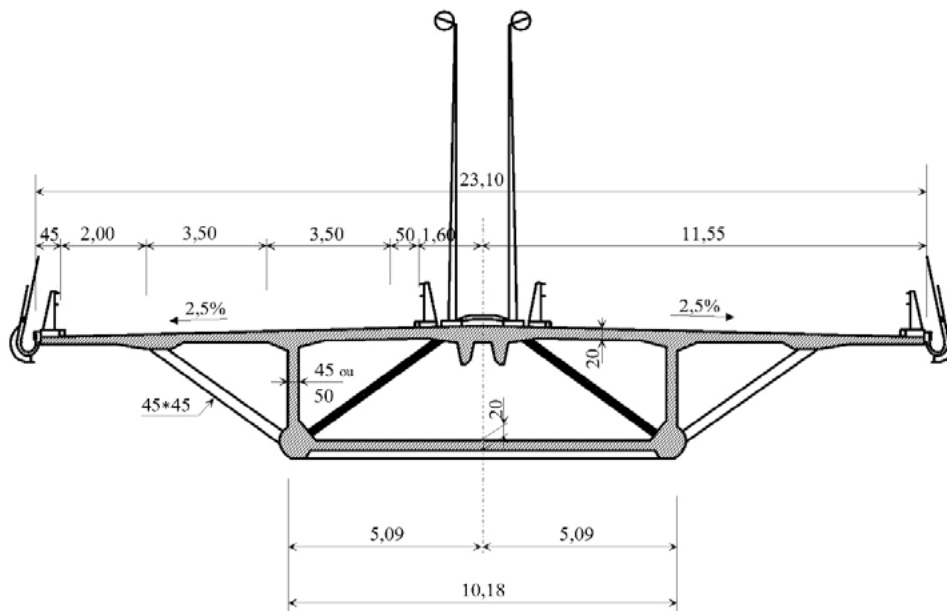


Figure 7 : pont sur l'Elorn (France)

Le hourdis supérieur est dimensionné pour reprendre les flexions locales, principalement la flexion transversale. Pour les grandes portées, la précontrainte transversale permet une réduction d'épaisseur et donc une légère réduction du poids du tablier. Elle doit compenser l'effort de traction dû à l'excentrement des charges et assurer une compression moyenne résiduelle à vide d'environ 2 MPa, voire un peu plus pour les portées importantes. Elle améliore en outre la durabilité de la structure. Elle est donc conseillée dans tous les cas.

Cette précontrainte transversale est indispensable lorsque le hourdis supérieur est tendu, du fait d'un effort normal permanent important, c'est-à-dire lorsque les encorbellements sont supportés par des butons discontinus ou par des diaphragmes. En effet, les bracons reportent l'appui dû au hauban à la base des âmes, et la Figure 8 montre que l'effort de traction dans le hourdis supérieur augmente lorsque la largeur du hourdis inférieur diminue et que la partie située à l'extérieur de cet appui s'accroît.

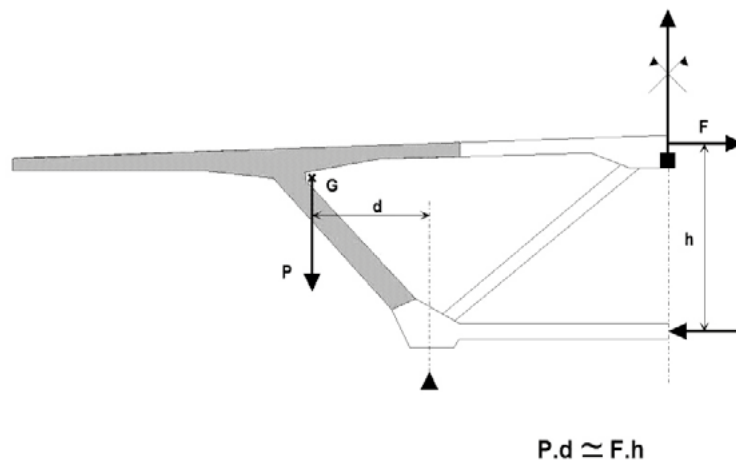


Figure 8 : effort de traction dans le hourdis supérieur

Le hourdis inférieur doit avoir une épaisseur minimale d'environ 0,20 m. Ceci semble souhaitable pour reprendre la flexion transversale, la torsion et éviter le voilement : cas des ponts de Brotonne 0,18 m, de Wandre et de Ben-Ahin 0,24 m. Lorsque la portée devient plus importante, et surtout lorsque l'encorbellement est supporté par des butons, il peut être intéressant de prévoir des nervures transversales au droit des butons : cas du projet du pont d'Elbeuf (Figure 6), et du pont sur l'Elorn (Figure 7).

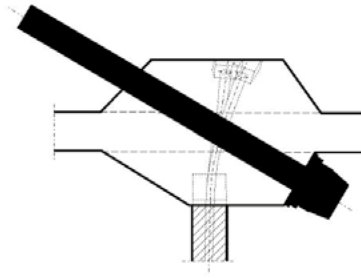
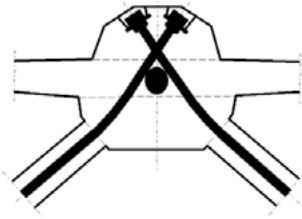
Dans les parties haubanées, l'effort tranchant est faible, car la portée à prendre en compte pour le poids propre est la distance entre les haubans. Une partie des surcharges est aussi reprise par les haubans. **Pour les âmes**, une épaisseur minimale de 0,30 m est en général souhaitable pour reprendre des flexions transversales et permettre une bonne mise en place du béton. Cette épaisseur doit aussi être proportionnée à celle du hourdis supérieur à son encastrement, environ les 2/3 de cette valeur. Les âmes du pont de Brotonne ont été préfabriquées avec les amorces des goussets. Elles comprennent des torons adhérents verticaux et leur épaisseur n'est que de 0,20 m dans la partie haubanée. Aucune fissure d'effort tranchant n'a été constatée. Il est cependant préférable d'éviter cette solution car elle n'est pas économique. Près de l'appui sur pylône, on sera conduit à épaissir les âmes et le hourdis inférieur pour reprendre les suppléments d'effort tranchant et de moment fléchissant en partie dus à la construction par encorbellements successifs jusqu'au premier hauban.

L'accrochage des haubans doit vérifier une distance entre haubans de l'ordre de 4 à 7 m :

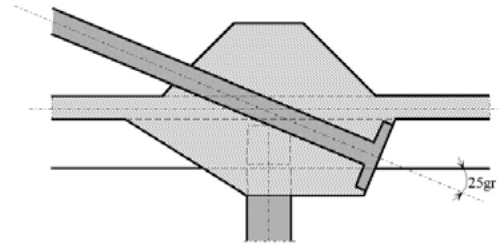
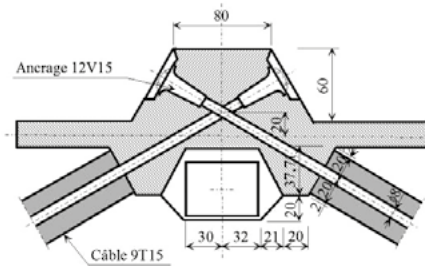
- pont de Brotonne : 6,00 m, tous les 2 voussoirs ;
- pont sur l'Elorn : 6,78 m, tous les 2 voussoirs ;
- projet du pont d'Elbeuf 4,00 m, tous les voussoirs.

Lors des trente dernières années, les améliorations suivantes ont permis de réduire fortement le volume du bossage sans nuire au fonctionnement mécanique de la structure :

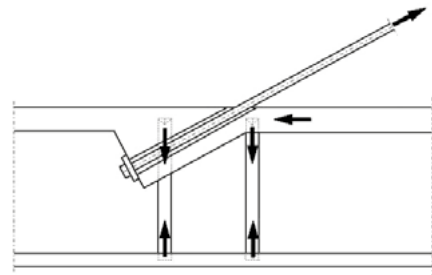
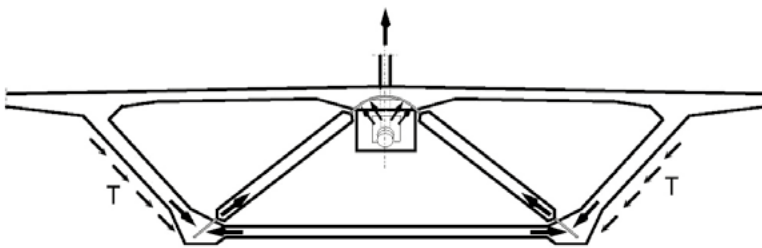
- pour le pont de Brotonne, les haubans (39 à 60 T15), et les deux câbles 12T15 situés dans les bracons de 0,40 x 0,40 m sont ancrés dans un gros bossage situé au-dessus et au-dessous de la dalle. Les axes se croisent au milieu de l'épaisseur de la dalle. Il est préférable de prévoir des gaines rigides pour éviter le festonnage des gaines dans les bracons, ce qui peut créer des fissures lors de la mise en tension des câbles (Figure 9a) ;
- pour le projet du Pont d'Elbeuf, l'ancrage du hauban est situé entre deux nervures longitudinales, le hauban coupe le plan des câbles de précontrainte au niveau du centre de gravité du hourdis supérieur (zone centrale). Les axes des bracons convergent bien au-dessus de ce point (Figure 9b) ;
- pour les ponts de Wandre et de Ben Ahin, les bracons tendus sont remplacés par deux tirants (deux cornières) boulonnés sur des pièces ancrées dans le béton :
 - de part et d'autre du hauban, un plat qui passe en selle dans le nœud haut,
 - un plat cranté ancré par adhérence dans le nœud bas (Figure 9c) ;
- le pont sur l'Elorn rassemble ces deux améliorations, ancrage entre deux nervures et tirant métallique ϕ 150 mm. La souplesse du tirant métallique a conduit à supprimer le bracon intermédiaire entre les deux haubans qui s'opposerait à la déformation d'ensemble de la nervure centrale et augmenterait les flexions locales, ce qui est possible du fait de l'inertie des nervures (distance entre haubans 6,78 m) (Figure 9d). Cette dernière solution crée un bon fonctionnement mécanique pour un poids de bossage très faible.



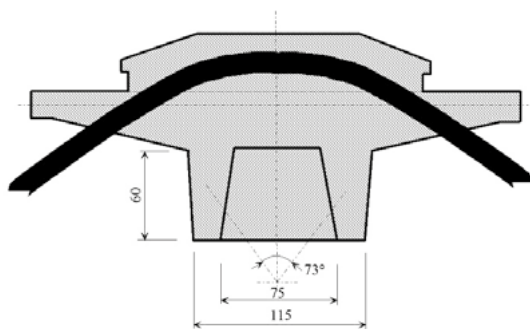
a : pont de Brotonne



b : projet du pont d'Elbeuf



c : pont de Wandre



d : pont sur l'Elorn

Figure 9 : exemple d'accrochage de haubans

L'**ajout de boutons** permet de réduire les portées de la dalle supérieure, en créant 5 lignes d'appui au lieu de 3, de réduire la longueur des âmes car elles deviennent verticales, et donc globalement de réduire le poids propre. En contrepartie, l'inertie de torsion est plus faible, ce qui augmente les rotations sous surcharges et surtout réduit la stabilité au vent avec des coefficients aérodynamiques moins favorables, et une section résistante plus faible. De plus, la largeur efficace (participante) est moindre du fait de la réduction des goussets et de la dissymétrie des largeurs de dalle de part et d'autre de l'âme, mais cela a peu d'importance car l'effort tranchant est faible dans la partie haubanée. La précontrainte transversale devient indispensable. Les boutons doivent être suffisamment rapprochés, environ 3,50 m,



et une nervure longitudinale entre ces butons est indispensable pour reprendre les flexions locales dans le hourdis supérieur. Il est donc préférable de conserver une section sans butons, plus facile à réaliser lorsque la largeur n'est pas très importante, par exemple pour une route à 2 x 2 voies. Pour faciliter l'exécution, lors du dessin des nœuds et des bossages, on essaie de respecter les 2 conditions suivantes lorsqu'elles ne sont pas trop pénalisantes :

- à l'ancrage d'un câble de précontrainte, la paroi est perpendiculaire au câble ;
- les butons et les bracons sont perpendiculaires aux parois franchies.

La **hauteur des caissons** est principalement déterminée par l'étude de la flexion transversale et l'inclinaison des bracons et des butons. Mais elle peut aussi être déterminée par les portées des travées d'accès et la méthode de construction (poussage, encorbellements successifs). Cette hauteur est en général comprise entre 3,00 et 4,50 m (Brottonne 3,80 m ; Elbeuf 3,50 m ; Elorn 3,50 m ; Sunshine Skyway 4,30 m).

1.2.2 - Caissons béton avec diaphragmes

Les formes de caisson décrites précédemment sont les plus courantes, car les bracons et éventuellement les butons assurent une triangulation efficace avec un minimum de poids. Pour supprimer les bracons on peut prévoir une âme centrale ou rapprocher suffisamment les âmes en tête, avec une cellule centrale presque triangulaire (Figure 10). Cette dernière solution réduit les contraintes d'entraînement dues aux haubans, elle est donc plus intéressante dans le cas de la précontrainte extradossée où la composante longitudinale du hauban est relativement plus importante. Mais, en général du fait de son poids plus important, cette solution n'est envisageable que pour des portées moyennes car les âmes sont épaissies pour transmettre la composante verticale du hauban à leur base.

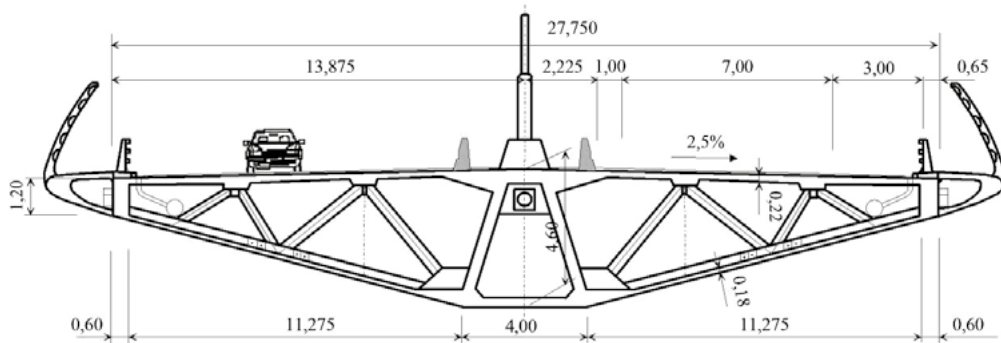


Figure 10 : projet béton du pont de Millau (France)

Projet béton du pont de Millau (Figure 10)

Dans le projet béton du pont de Millau [65] le diaphragme est remplacé par une structure triangulée en acier, et un caisson central presque triangulaire supporte la section. Avec ce type de section, le caisson central est souvent bétonné en première phase, le reste de la section est complété avec un retard d'un voussoir. Ce phasage transversal permet de réduire les flexions en extrémité de fléau où la compression longitudinale est très faible en cours de construction et où la diffusion des efforts doit être étudiée avec soin.

Pont sur l'Isère (Figure 11) [10]

Il s'agit d'un caisson triangulaire où les haubans sont ancrés de part et d'autre d'une âme centrale sous le nœud inférieur. Des voiles transversaux supportent le hourdis supérieur, et remplacent les bracons.

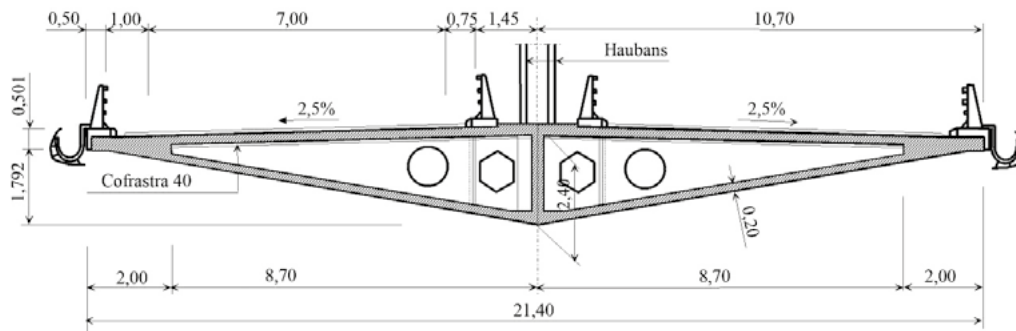


Figure 11 : pont sur l'Isère (France)

Passerelle de Meylan (Figure 12) [11]

Le voile transversal est incliné suivant la direction du hauban. Pour les passerelles piétonnes, l'absence de charges locales concentrées permet plus de liberté au niveau des formes.

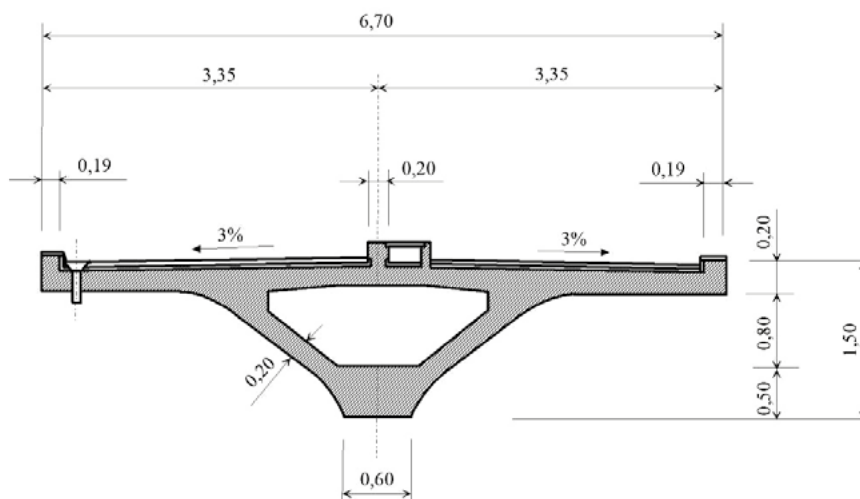


Figure 12 : passerelle de Meylan (France)

1.2.3 - Autres sections en béton

Pont de l'aire de Farges (Figure 1)

Il s'agit d'un pont de type dalle mince raidie par une nervure centrale servant de séparateur. Cette nervure contient les câbles de précontrainte intérieure et elle est supportée par les huit haubans. L'inertie de torsion est faible et il convient de prendre en compte les flexions en rive créées par la torsion gênée surtout en extrémité.

Pont sur la Delaware ou projet de James River (Figure 2) [4]

Dans la partie haubanée, les deux caissons sont entretoisés au droit des haubans. Cet entretoisement supporte le poids du tablier. Dans les viaducs d'accès les deux caissons sont séparés.

1.2.4 - Caissons métalliques

Les caissons métalliques à suspension centrale sont peu nombreux et souvent assez anciens, car leur gamme d'emploi est assez réduite, vers les petites portées ils sont concurrencés par les caissons béton. Pour les grandes portées la suspension latérale améliore la tenue au vent.



Parmi les ponts récents, on trouve le pont du Faro au Danemark (Figure 13), et parmi les ponts plus anciens, le pont de Düsseldorf Flehe avec une portée de rive 368 m et une largeur de 41,7 m (Figure 14) et le pont Masséna sur le boulevard périphérique à Paris (Figure 15) [12]. Pour ce dernier ouvrage, le tablier est très rigide, et chaque nappe de haubans ne comprend que deux haubans de forte puissance, cet ouvrage s'écarte donc des solutions à haubans multiples envisagées dans le présent document.

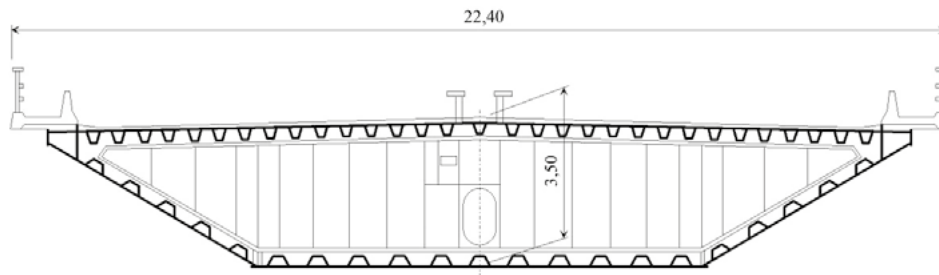


Figure 13 : pont du Faro (Danemark)

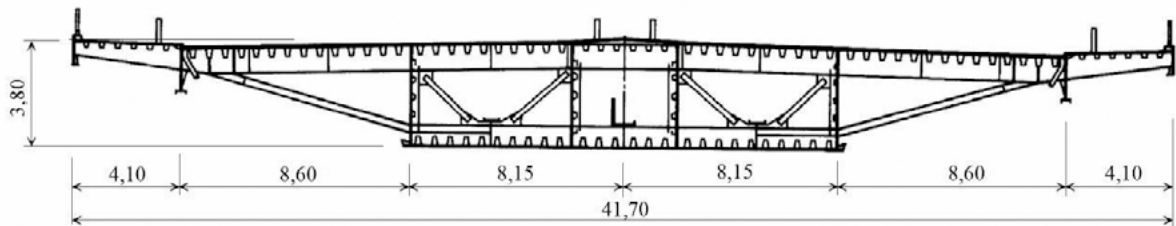


Figure 14 : pont de Dusseldorf-Flehe (Allemagne)

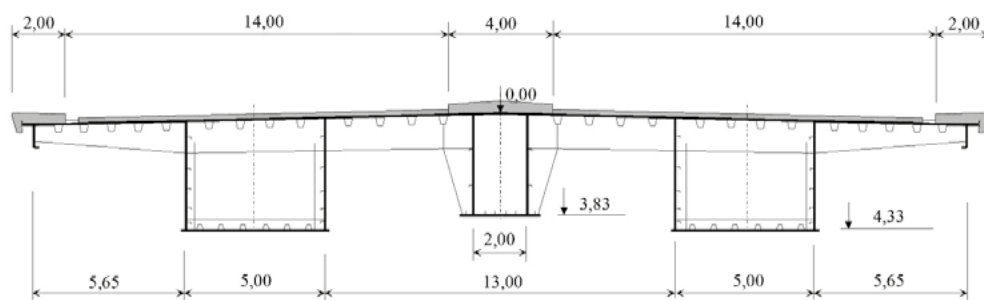


Figure 15 : pont Masséna (France)

Le viaduc de Millau (Figure 16) constitue une exception à la constatation précédente. Ceci est certes dû à la compétitivité accrue des structures métalliques, mais aussi au caractère exceptionnel de cet ouvrage qui a nécessité des moyens de construction très importants. La très grande hauteur des piles favorise le pylône axial, et donc la suspension centrale. Le pylône métallique permet une réduction des délais. En outre, le levage des tronçons de tablier n'est pas réalisable dans ce site et la grande raideur du tablier nécessaire pour le service (multi-travées haubanées) rend ce dernier lançable avec l'aide d'une palée intermédiaire provisoire au milieu de chaque travée. Pour ce type de structure la méthode de construction est très importante. On notera en particulier que le principal rôle des deux âmes verticales est de permettre le lançage de la structure.

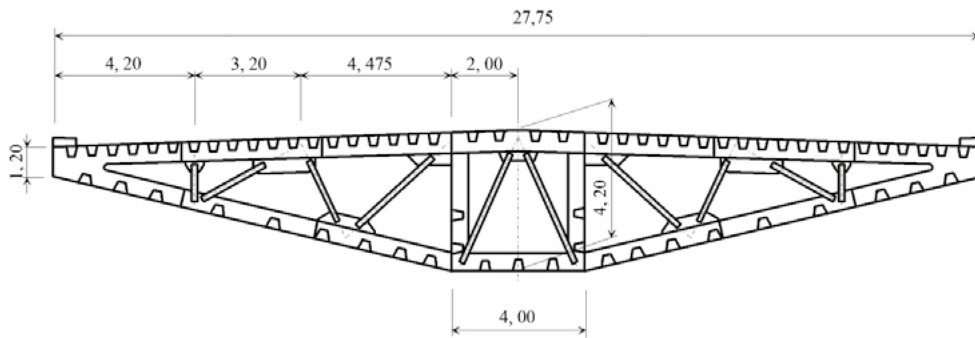


Figure 16 : pont de Millau (France)

Avec une suspension centrale, la partie du tablier participant à la flexion générale sera entièrement métallique ou entièrement en béton. Le caisson mixte présente peu d'intérêt avec une suspension centrale.

1.3 - Ponts à suspension latérale

1.3.1 - Généralités

Dans un pont à suspension latérale, les charges sont appliquées entre les deux nappes de haubans (Figure 17a). Pour réduire le moment de flexion transversale, on aura donc intérêt à rapprocher les deux nappes de haubans, et par conséquent de placer si possible les pistes cyclables et les trottoirs à l'extérieur des nappes de haubans (Figure 17b). Par contre, pour les grandes portées, on améliore la stabilité aérodynamique en torsion en écartant les nappes de haubans.

Dans le présent document, on n'envisage pas le cas des ponts ferroviaires. On signale seulement que lorsqu'on a des voies ferrées et des chaussées de part et d'autre, il peut être intéressant de placer les voies ferrées, au centre entre les deux nappes de haubans et les chaussées à l'extérieur (Figure 17c), ou dans la hauteur de caisson sous les chaussées. Dans ce dernier cas la grande hauteur du tablier est supérieure à 7 m, elle peut conduire à une structure triangulée si l'action du vent est compatible avec la circulation des trains.

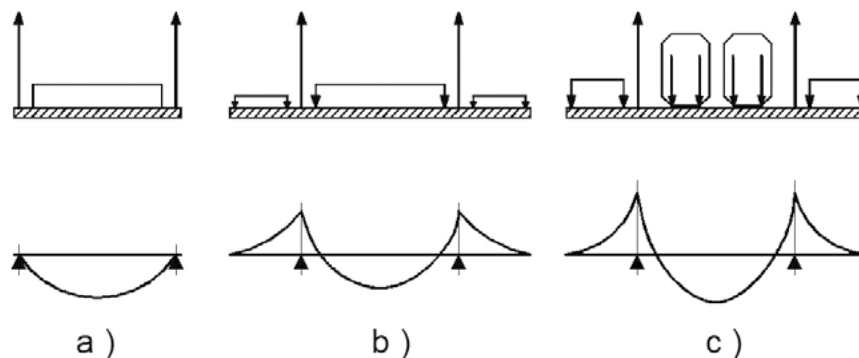


Figure 17 : flexion transversale et écartement des haubans

En plus des dalles minces et des caissons, tous les types de structures à pièces de pont (bi-nervures ou bipoutres mixtes) ou triangulées sont possibles. Les dispositions sont nombreuses et les innovations sont toujours possibles. Nous ne présentons ici que les structures les plus courantes.

Pour les tabliers très larges, on peut aussi envisager des pièces de pont de hauteur variable, afin de rendre la hauteur médiane des pièces de pont indépendante de celle des nervures [13], ou éventuellement ajouter un longeron central pour répartir les charges et aussi réduire les flexions locales dans la dalle.

Les sollicitations de fatigue dans les haubans sont beaucoup plus importantes qu'avec la suspension centrale à cause de la section des haubans d'une nappe divisée par deux, et de la proximité des camions sur la voie lente.



1.3.2 - Sections en béton

Dalle mince

Cette solution a été développée initialement par les ingénieurs suisses et allemands, pour des largeurs atteignant environ 15 m. La dalle a alors une épaisseur moyenne d'environ 0,45 m à 0,50 m. La simplicité des formes facilite la réalisation, mais elle est plus lourde et plus précontrainte et ferrillée transversalement que la dalle nervurée décrite ci-après. De plus, les haubans de section plus importante restent fortement sollicités en fatigue du fait de la très faible inertie du tablier.

Plusieurs ouvrages ont été construits avec cette coupe transversale et notamment :

- le pont sur la Dala en Suisse : portée 192 m ;
- le pont de Diepoldsau en Suisse : portée 97 m (Figure 18) ;
- le pont d'Evripos en Grèce : portée 215 m, (Figure 19) ;
- le pont sur la Bidouze en France : portée 67 m, (Figure 20).

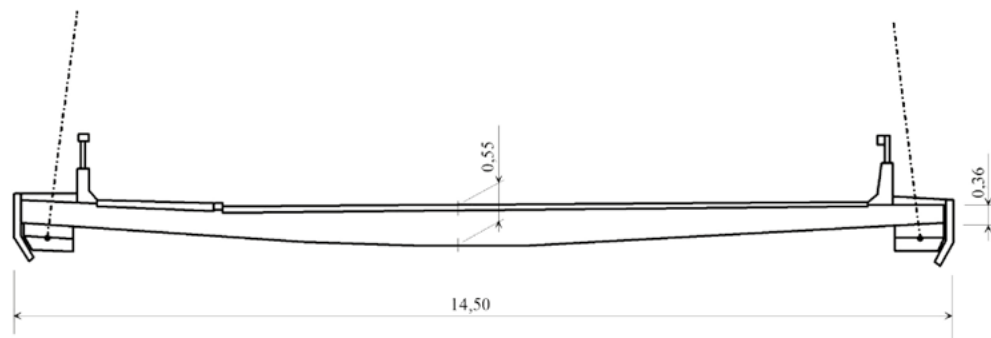


Figure 18 : pont de Diepoldsau (Suisse)

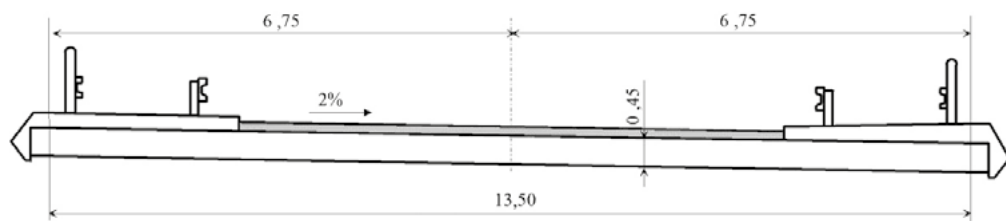


Figure 19 : pont d'Evripos (Grèce)

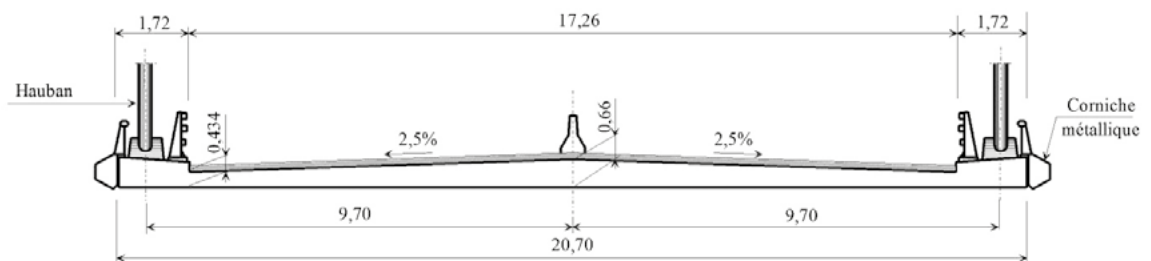


Figure 20 : pont sur la Bidouze (France)

Les haubans sont ancrés :

- sur les bossages situés sur et sous la dalle (exemple : pont sur la Dala (Figure 83)) ;
- sur un ou deux plats métalliques traversant la dalle et soudés sur une platine située sous la dalle (exemple : pont d'Evripos (Figure 87), ancrage passif).



Dalle nervurée

Les nervures sont reliées par des pièces de pont situées sous la dalle. Ces pièces de pont espacées de 3,50 à 4,50 m sont souvent préfabriquées et précontraintes par torons adhérents : cas des ponts de Chalon-sur-Saône et de Tarascon ou en béton armé : cas du pont de Puget-Théniers [76-77] ; parfois métalliques, cas des ponts Vasco de Gama au Portugal et de Térénez.

Pour les moyennes portées, la coupe du pont de Chalon-sur-Saône (Figure 21) [14, 71] conduit à un fonctionnement mécanique intéressant. En effet, le fait de placer les trottoirs à l'extérieur des haubans sur une dalle située en partie inférieure, permet à la fois, de réduire la distance entre les deux nappes de haubans, et d'obtenir une section bien équilibrée avec un centre de gravité sensiblement à mi-hauteur ($s = 5,103 \text{ m}^2$; $v = 0,45147 \text{ m}$; $v' = 0,57853 \text{ m}$; $h = 1,03 \text{ m}$; $I = 0,50132 \text{ m}^4$; $r = 0,3761$). Cette section est facile à réaliser, elle consomme peu de matière, une seule épaisseur de hourdis sur toute la largeur, et elle permet de limiter les contraintes en fibre inférieure car le rapport v'/I reste modéré. Chaque pièce de pont de largeur de 0,32 m comprend quatre nappes de trois torons T155.

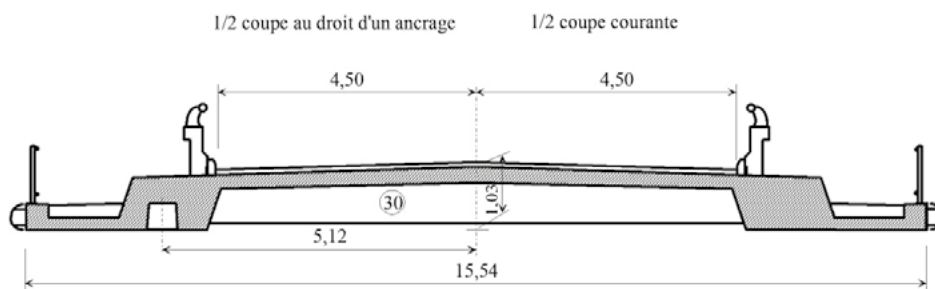


Figure 21 : pont de Chalon/Saône ou pont de Bourgogne (France)

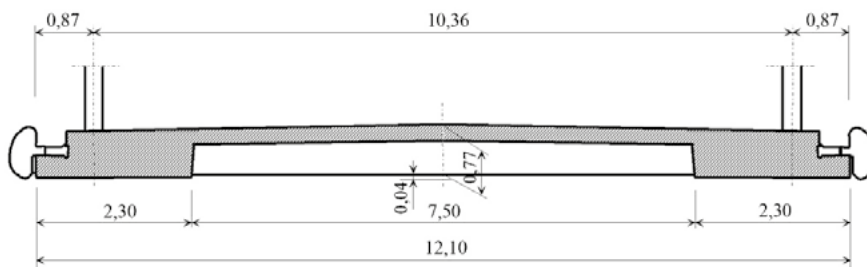


Figure 22 : pont de Tarascon (France)

Pour le pont de Tarascon (Figure 22) [16-17], il n'y a plus de trottoir, mais l'amorce du hourdis inférieur a été conservée pour servir de support à la corniche caniveau en béton et pour faciliter l'ancrage des barres transversales ($s = 4,502 \text{ m}^2$; $v = 0,363 \text{ m}$; $v' = 0,447 \text{ m}$; $I = 0,2332 \text{ m}^4$; $h = 0,81 \text{ m}$; $r = 0,3192$). L'épaisseur du tablier est réduite à 0,81 m, ce qui constitue un minimum du point de vue de la flexion transversale car cela correspond à un élancement de $(0,81-0,04)/10,36 = 1/13,5$. La largeur des pièces de pont a été augmentée à 0,40 m du fait de leur faible hauteur, elles comprennent trois nappes de quatre torons T155.

On notera que le décalage de 4 cm entre la base des nervures et la base des pièces de pont, est juste suffisante pour permettre le croisement des aciers passifs, avec longitudinalement 12 HA 25, et transversalement 2 HA 25 et 2 HA 32.

Les câbles longitudinaux sont rectilignes et placés au-dessus des longueurs d'ancrage des torons adhérents situés dans les pièces de pont. Ils sont ancrés en bossage sur la face intérieure de la nervure.

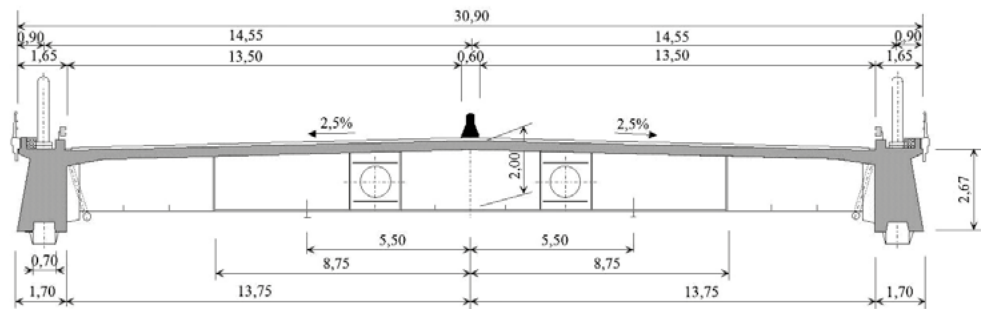


Figure 23 : pont Vasco de Gama (Portugal)

Pour de plus grandes portées transversales, il peut être intéressant de remplacer les pièces de pont préfabriquées par des poutres métalliques plus légères : cas du pont Vasco de Gama (Figure 23) [18-20]. En extrémité, la connexion de la semelle inférieure constitue la principale difficulté, elle peut être réalisée assez facilement si l'on accepte de prolonger la semelle sous (ou dans) la nervure, mais elle présente alors le défaut d'être très souple. La hauteur des nervures longitudinales augmente avec celle des pièces de pont, et, pour gagner du poids, on pourrait envisager de les éléger ou de remplacer ces nervures par des caissons, comme sur le pont de Pasco-Kennewick (Figure 24). Il s'agit d'un ouvrage préfabriqué relativement ancien, et nous considérons qu'il est préférable de conserver des sections pleines, certes plus lourdes, mais plus robustes, et probablement plus économiques.

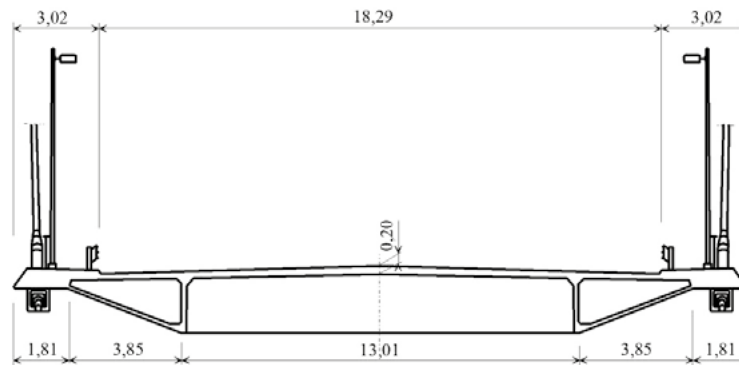


Figure 24 : pont de Pasco Kennewick (U.S.A)

Dès la phase avant-projet, il est conseillé d'effectuer un calcul de flexion transversale suffisamment précis prenant en compte la rigidité de torsion des nervures et l'effet dalle (voir chapitre 4).

Pour le pont de Tarascon, l'épaisseur de la dalle est de 0,22 m. Une épaisseur plus faible aurait été possible du fait de la forte compression moyenne sur une grande partie de la longueur ($e = 0,11 \sqrt{d}$, où d est la distance entre les pièces de pont).

Dans les sections de clé, à l'ELS caractéristique, l'Eurocode 2 [21] permet des tractions plus importantes que la classe II du BPEL précédemment (mais les charges sont souvent plus défavorables). Il convient toujours de maîtriser la fissuration à l'ELS sous les combinaisons fréquentes et même d'éviter la fissuration pour éliminer les risques de fatigue.

Précédemment, pour les tabliers précontraints, il était préférable d'éviter les nervures longitudinales hautes et peu larges, comme c'est le cas au pont du Pertuiset, et sur les projets de ponts à haubans à Aisy-sur-Armançon ou Cergy-Pontoise (Figure 25) [22]). En effet les contraintes de traction dues à la flexion générale sont approximativement proportionnelles à v' qui est grand sur ces ouvrages. Bien que l'Eurocode 2 ne limite pas les tractions, il reste donc préférable d'éviter les nervures hautes et peu larges, une certaine largeur des nervures longitudinales est d'ailleurs utile pour disposer les aciers passifs (pour Tarascon : 10 HA 20 en haut et 11 HA 25 en bas par nervure).

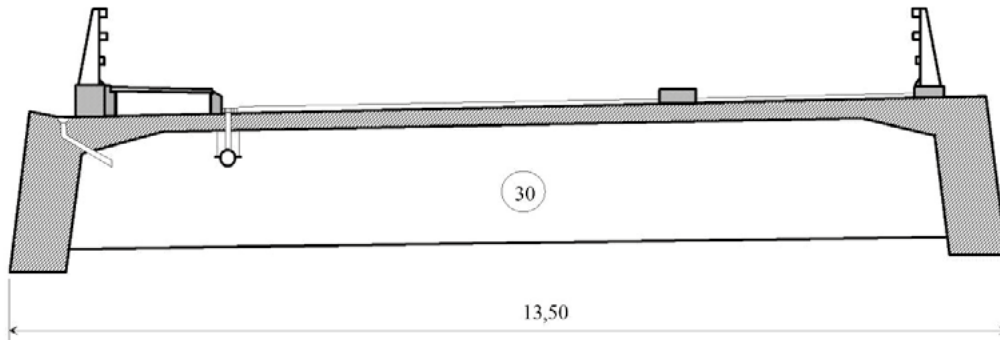


Figure 25 : projet du pont de Cergy-Pontoise (France)

Caisson

Les caissons comportent en général trois cellules, avec des cellules de rive de forme trapézoïdale presque triangulaire (Figure 26). Des diaphragmes sont disposés au droit des haubans, pour transmettre la composante verticale du hauban jusqu'à l'âme intérieure et supporter le hourdis supérieur. Dans la partie supportée par les haubans (grande travée) le nombre des âmes peut être réduit à deux si on prévoit une triangulation intérieure pour supporter le hourdis supérieur : cas du pont sur le Rio Guadiana entre l'Espagne et le Portugal (Figure 27) [23]. La cellule centrale peut aussi être supprimée, on obtient alors une section voisine de celle du pont sur l'Isère (Figure 11).

Pour le pont de Barrios de Luna (Figure 28) [24], dans la partie centrale de la grande travée, le hourdis inférieur de la cellule centrale est supprimé, et le caisson à quatre âmes est remplacé par deux caissons entretoisés. Dans le cas du pont de Normandie (Figure 26), dans les travées de rive et de part et d'autre du pylône, les âmes centrales sont nécessaires pour permettre le passage ou reprendre les efforts tranchants. Dans la travée centrale (Figure 37), la section est métallique et les âmes intérieures verticales sont supprimées, du fait de la présence des diaphragmes.

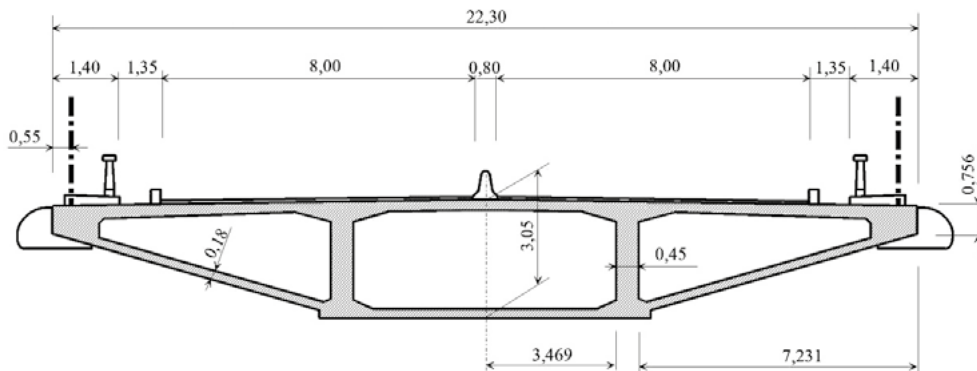


Figure 26 : pont de Normandie partie béton (France)

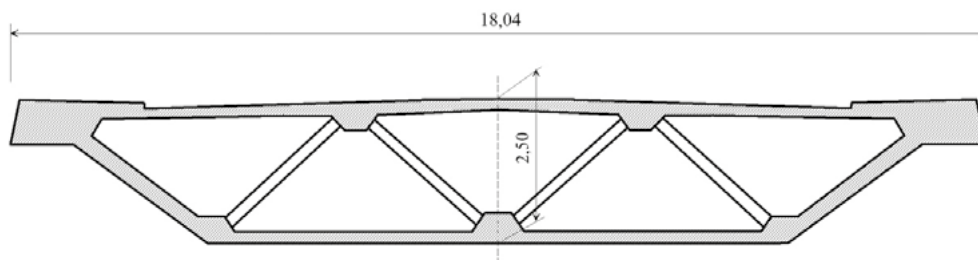


Figure 27 : pont du Rio Guadiana (Espagne/Portugal)

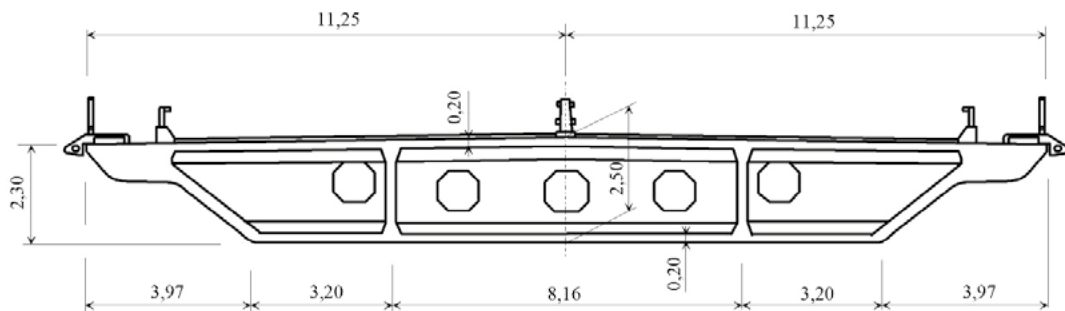


Figure 28 : pont de Barrios de Luna (Espagne)

1.3.3 - Bipoutres mixtes

Ce type de section à pièces de pont semble à priori très favorable, car le hourdis est comprimé transversalement du fait de la flexion transversale induite par la suspension latérale. Cependant, malgré leur faible poids, ces sections ont des difficultés à être concurrentielles face aux sections entièrement en béton (caisson à suspension centrale ou dalle nervurée), car le retrait et le fluage font migrer l'effort de compression du béton dans l'acier des poutres.

Pour rendre un projet de pont à haubans mixte économique, il faut :

- concevoir un système d'attache des haubans relativement simple ;
- avoir une section qui reste économique dans les parties non haubanées, surtout si leur longueur est importante. Une longueur non haubanée importante peut créer un avantage pour les structures mixtes ;
- trouver une méthode de montage simple.

Les haubans peuvent être situés à la verticale des poutres ou fixés sur des consoles relativement courtes qui traversent les poutres.

Accrochage à la verticale de l'âme

L'exemple type est le pont d'Annacis au Canada (Figure 29). Sur cet ouvrage, les haubans sont simplement accrochés sur une oreille soudée sur la semelle supérieure dans le prolongement de l'âme (Figure 30a). En France, une telle conception n'était pas permise, à cause du risque de feuilletage de la semelle supérieure (arrachement lamellaire). Avec les Eurocodes cette disposition devient envisageable, mais pour éviter le feuilletage, il faut contrôler localement la semelle supérieure (ultrasons) ou (et) prévoir une tôle de bonne qualité Z, et fortement limiter les contraintes de traction verticale. Pour supprimer les risques, il suffit que la tôle de l'oreille traverse la semelle supérieure, et éventuellement se prolonge sur la hauteur de l'âme (Figure 30b). Malgré un supplément de coût de fabrication important, cette solution semble préférable.

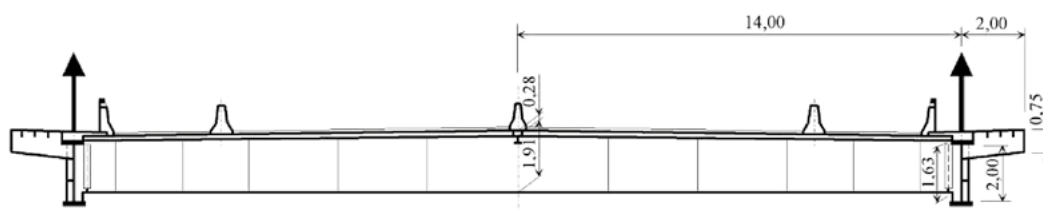
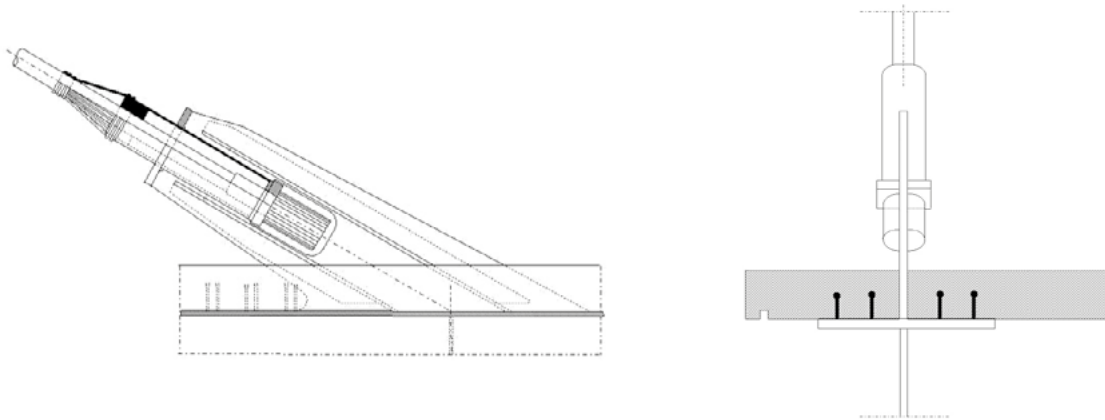


Figure 29 : pont d'Annacis (Canada)



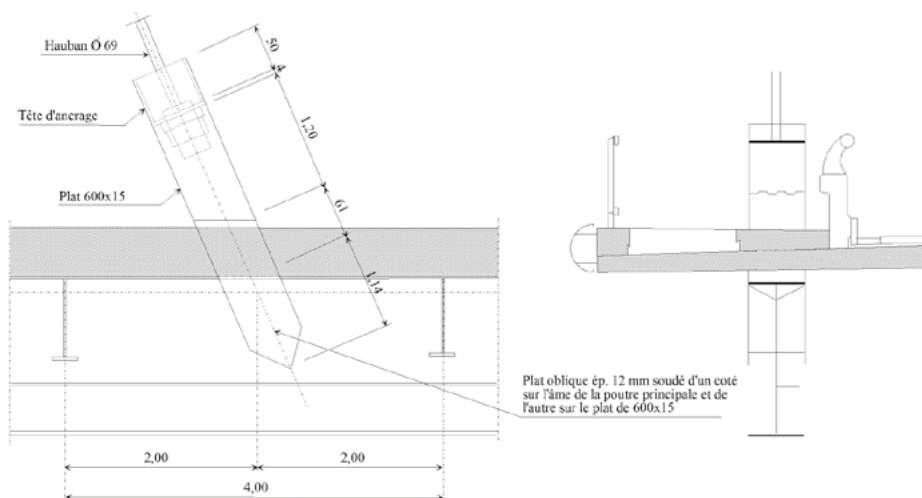
Pour éviter la découpe de la semelle supérieure, les solutions métalliques des ponts de Chalon-sur-Saône et de Tarascon (Figure 30c) proposaient des pinces. Il s'agit de deux plats qui ensèrent la semelle supérieure, et l'effort de traction est transmis symétriquement à l'âme par deux autres plats, situés dans un plan perpendiculaire, et qui travaillent en cisaillement pur. On peut aussi éviter cette découpe en remplaçant la poutre en I par un petit caisson, et en fixant l'oreille directement sur l'âme extérieure (voir pont de Normandie Figure 37).



a : ancrage sur poutre en I (type Annacis)



b : Pont de Saint Gilles / suspente (France)



c : projet du pont de Chalon sur Saône (France)

Figure 30 : exemple d'accrochage sur âme



Accrochage sur des consoles

En plaçant la nappe des haubans à l'extérieur, on peut réduire la largeur de la dalle. D'autre part, comme les poutres ne sont plus situées en rive :

- on améliore l'esthétique de l'ouvrage car on accroît la finesse apparente du tablier ;
- on améliore le comportement de la section au vent (coefficients aérodynamiques) et on réduit l'échappement tourbillonnaire du fait du plus faible écartement des poutres ;
- on réduit la portée des pièces de pont, ce qui conduit à un gain appréciable dans les parties non haubanées.

En contrepartie, il faut ajouter le prix des poutres transversales qui reprennent les efforts des haubans. Ces poutres sont orientées suivant la direction du hauban, (effet vertical multiplié par $1/\sin\alpha$) et le moment qu'elles supportent est proportionnel à la longueur de la console. La portée de cette console doit donc rester modeste. Par ailleurs, la descente d'eau, si elle existe, ne doit pas être située au-dessus de la poutre métallique.

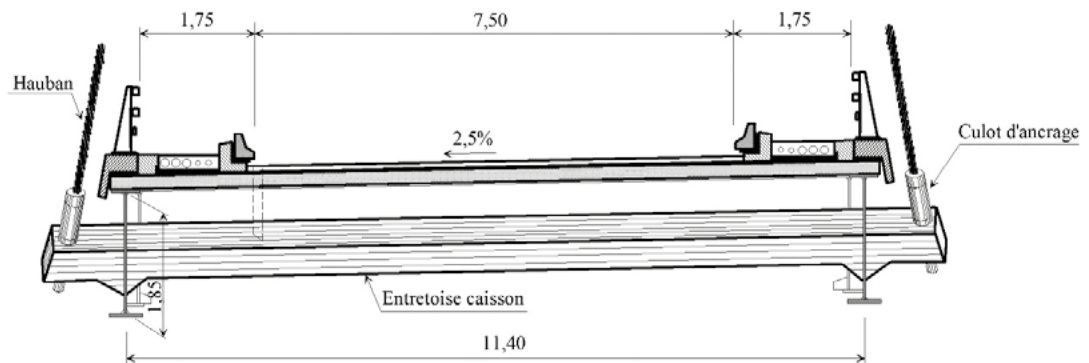


Figure 31 : pont de Seyssel (France)

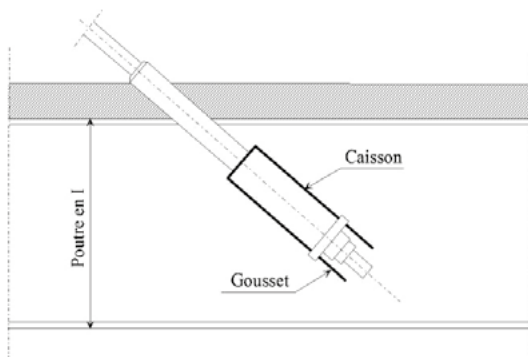


Figure 32 : accrochage des haubans sur le pont de Seyssel

Quatre solutions peuvent être envisagées :

- exemple du pont de Seyssel. (Figure 31) [25, 69-70] : une poutre en caisson traverse les âmes des poutres. Nous déconseillons une telle poutre en caisson qui conduit à un affaiblissement de l'âme, par la découpe rectangulaire, et à de fortes concentrations de contraintes dans l'âme des poutres, sous les coins du caisson. Des mouchoirs ont été ajoutés dans le prolongement des bords du caisson pour réduire ces pics de contrainte (Figure 32) ;
- pont de Karkistensalmi (Figure 33) [26-27] : une poutre en I traverse les âmes des poutres. Cette solution présente plusieurs avantages :
 - comme les cisaillements sont transmis par l'âme, les pics de contrainte sont réduits, et ne sont plus situés aux extrémités de la semelle,
 - toutes les soudures sont accessibles pour l'inspection et la réparation, ce qui élimine la trappe de visite,
 - l'accrochage du hauban est simplifié : il suffit de souder, à l'extrémité de l'âme, un tube de forte épaisseur qui supportera à son extrémité la platine d'appui.

Cette poutre est cependant relativement souple, et pour ne pas trop fléchir localement l'âme de la poutre principale en partie haute, il a été nécessaire d'ajouter un buton entre l'extrémité de la console et la semelle supérieure de la poutre principale. Cet ajout a beaucoup compliqué l'ancrage (Figure 34).

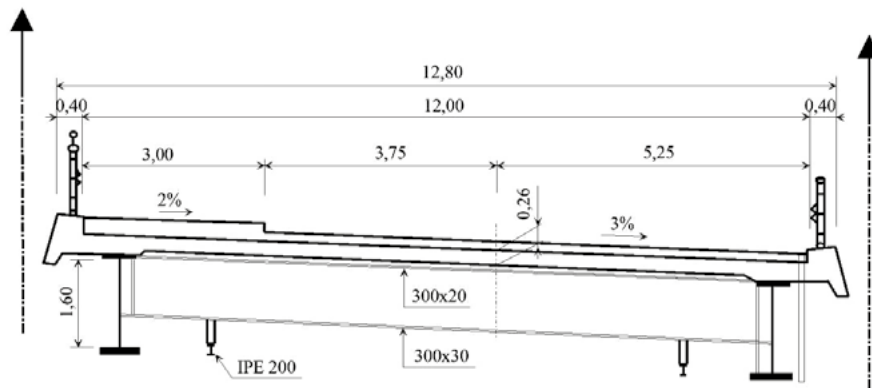


Figure 33 : pont de Karkistensalmi (Finlande)

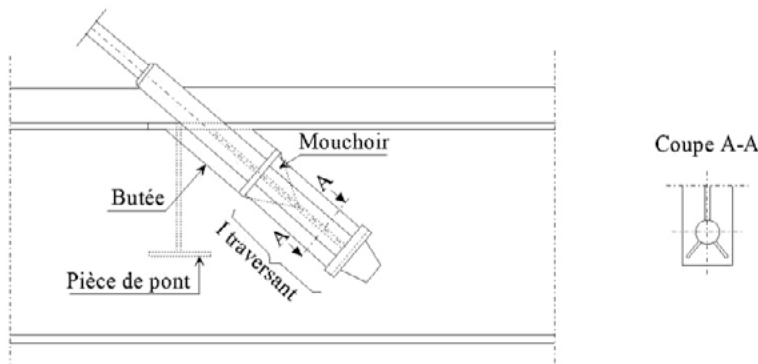


Figure 34 : accrochage des haubans sur le pont de Karkistensalmi

- solution variante (Figure 35) : en partie centrale l'effort tranchant dans la poutre transversale est très faible, nul sous les charges symétriques. Ceci a conduit à envisager d'utiliser la pièce de pont courante pour reprendre la compression et réduire ainsi la poutre ajoutée à un simple tirant (la membrure inférieure raidie) entre les poutres. La semelle supérieure de la console est alors située dans le plan de la semelle supérieure de la poutre principale, elle n'est plus perpendiculaire au hauban. Avec cette disposition, les consoles deviennent très simples, le bras de levier est augmenté, et la quantité d'acier est fortement réduite.

En cas de rupture de l'un des haubans, la sécurité ne semble plus assurée, cette variante n'a donc pas été retenue. Cette dissymétrie accidentelle crée un effort tranchant relativement faible entre les deux poutres, qu'il faut équilibrer. La soudure de deux âmes sur une même semelle crée une difficulté, pour éviter ce conflit on peut interrompre alternativement les âmes ou remplacer l'une des âmes par une triangulation.

- pont sur la Severn (Figure 36) [28, 75] : pour reprendre le couple d'axe vertical apporté par le hauban, la console s'appuie sur deux pièces de pont, une pour équilibrer les compressions, et l'autre pour équilibrer les tractions. Cette attache, assez complexe, est bien adaptée au cas d'un grand ouvrage préfabriqué par voussoirs, on retrouve le mode de fonctionnement de la variante précédente.

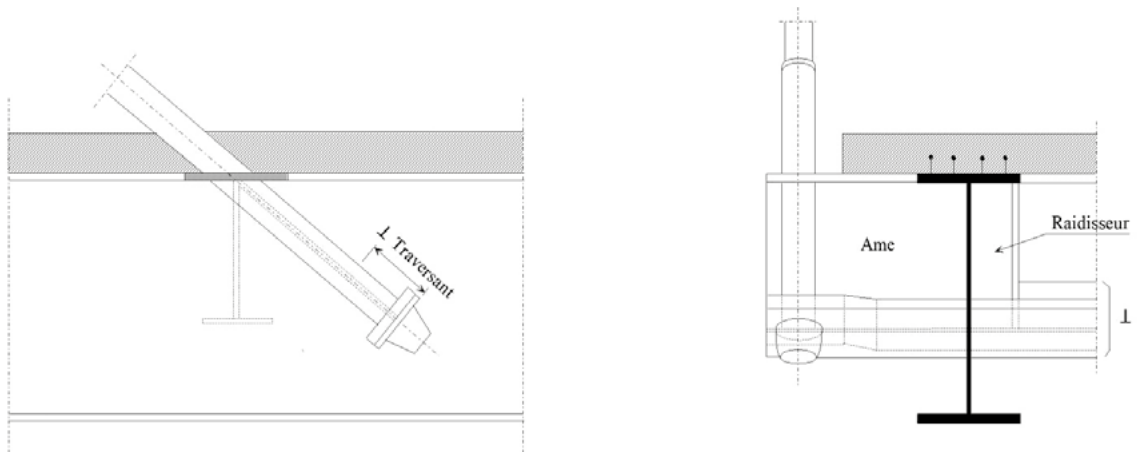


Figure 35 : exemple de variante d'accrochage de haubans

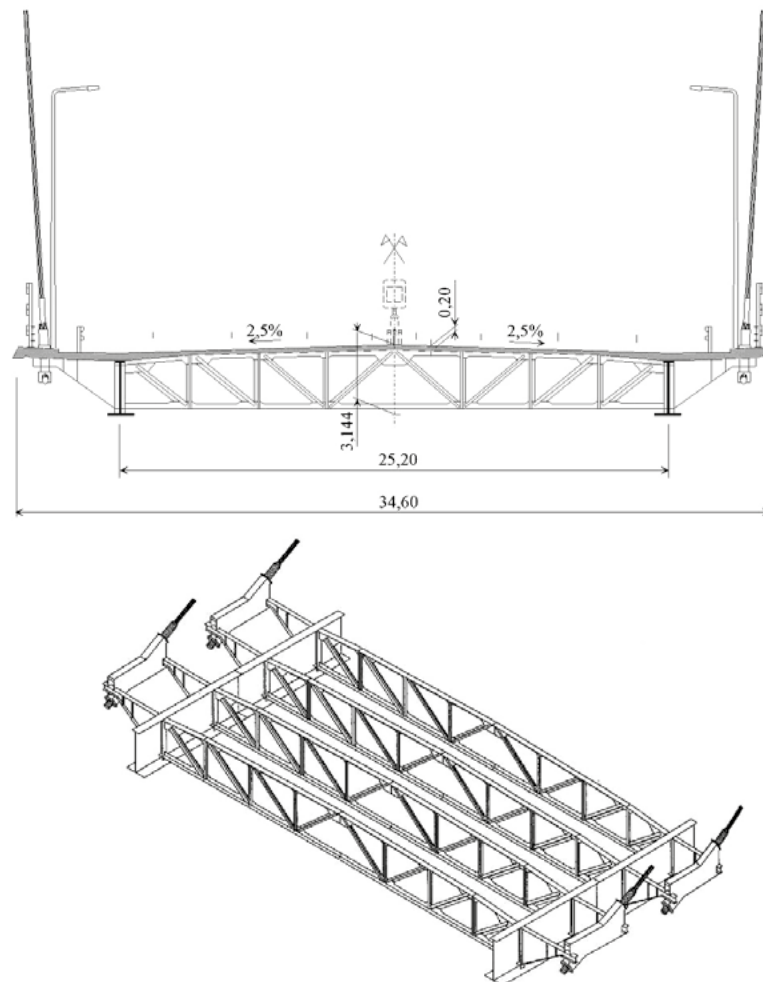


Figure 36 : pont sur la Severn (Grande Bretagne)

L'espacement d des pièces de pont est compris entre 3,50 et 4,50 m. L'épaisseur de la dalle est de 0,22 à 0,24 m pour un espacement de 4 m ($e = 0,11 \sqrt{d}$). Un plus grand espacement peut rester économique. Pour le pont de Karkistensalmi, la dalle a une épaisseur de 0,26 m pour une distance entre pièces de pont de 4,80 m dans la travée centrale et 4,66 m dans le reste de la structure.



Ces structures sont sensibles à l'échappement tourbillonnaire. Il ne faut pas prévoir des poutres trop hautes. Une trop grande hauteur n'est d'ailleurs pas utile, car les contraintes dans les semelles sont souvent indépendantes de la hauteur des poutres, l'augmentation de l'effet de la flexion locale est compensée par une réduction de l'effet de la flexion générale. Pour le pont de Karkistensalmi, avec les mêmes sections de semelles, les mêmes contraintes ont été obtenues pour des hauteurs de poutre de 1,60 et 1,80 m.

Il faut en général prévoir un essai en soufflerie dès la phase projet. En effet dès que la structure devient un peu haute par rapport à sa largeur, les vibrations dues à l'échappement tourbillonnaire augmentent (chapitre 2). Il faut alors modifier la forme de la corniche, et éventuellement ajouter un ou deux voiles entre les poutres pour réduire leur amplitude (Tab.1).

	B	ht	ht/B	Echappement tourbillonnaire
Pont d'Annacis	28	2+0,28	1/12,3	?
Pont de Karkistensalmi	13	1,6+0,3	1/6,8	OK
Pont de Tarascon - 1	12	2,0+0,3	1/5,2	Oscillations de 0,23 m
Pont de Tarascon - 2	12	1,6+0,3	1/6,3	Ajout de déflecteurs

Tableau 1 : sensibilité au phénomène d'échappement tourbillonnaire

Pour la reprise des flexions transversales et surtout des cisaillements près des poutres, un léger gousset de renformis est souhaitable (voir § 1.5). Toutefois, cette disposition est en général jugée trop contraignante pour les faibles largeurs (2 ou 3 voies).

La dalle en béton armé pourrait aussi être remplacée par une dalle orthotrope plus légère. Mais la réduction du poids du tablier conduit à une amplification des effets dynamiques dus au vent. Pour éviter cet inconvénient, les ingénieurs anglais ont réalisé une dalle de type Robinson de 0,12 m sur une dalle orthotrope à Dartford sur la Tamise (pont à deux poutres de 450 m de portée). L'ajout d'un revêtement de type BFUP pourrait aussi être envisagé pour éliminer le risque de fissures de fatigue dans le platelage (voir la remarque du chapitre 4 § 5.1).

Il convient de noter que, pour les très grandes portées, les sections de type bipoutre à dalle orthotrope ne peuvent être envisagées du fait de leur mauvais comportement aérodynamique :

- elles génèrent des échappements tourbillonnaires importants lorsque la section est haute par rapport à sa largeur ;
- les vitesses critiques d'instabilité aéroélastique sont souvent faibles ;
- l'inertie de torsion du tablier est insuffisante pour permettre une fréquence de torsion franchement supérieure à celle de flexion, surtout avec un pylône en H. Il est souhaitable que le rapport de ces fréquences soit supérieur à 1,4 pour éviter le couplage de ces deux modes.

Les sections de type bipoutre à dalle orthotrope présentent donc en général peu d'intérêt.

1.3.4 - Caissons métalliques ou mixtes

Une certaine hauteur est nécessaire en rive de tablier, de 0,60 à 1,00 m pour reprendre les actions concentrées apportées par les haubans (Figure 37, Figure 38, Figure 39).

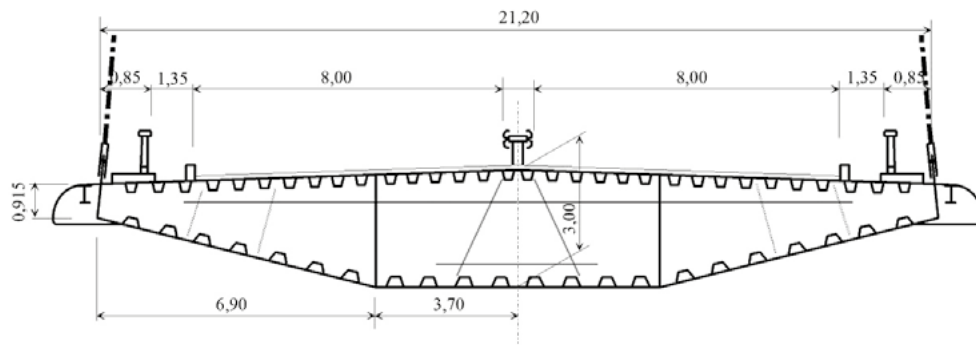


Figure 37 : pont de Normandie travée centrale (France)

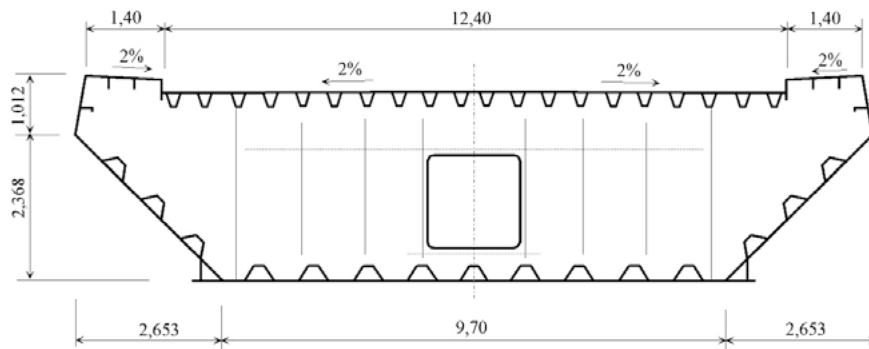


Figure 38 : pont de St Nazaire (France)

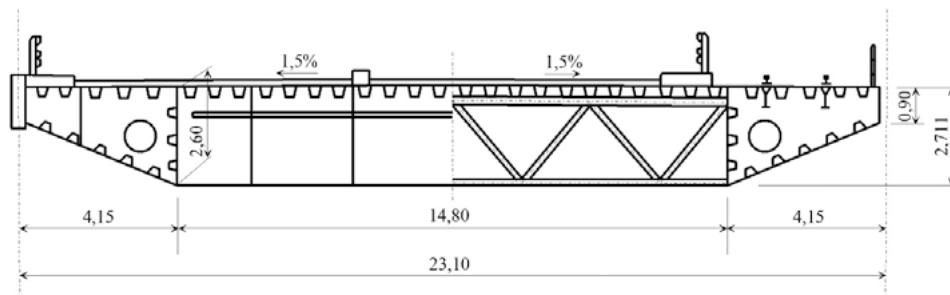


Figure 39 : pont sur le Rio Paraná (Argentine)

Des diaphragmes ou des voiles triangulés sont nécessaires pour assurer la rigidité transversale du caisson et porter régulièrement le hourdis supérieur en transmettant directement une partie de ces charges aux haubans.

Pour les grandes portées, le passage à une section entièrement métallique pour réduire le poids et donc le haubannage conduira à un caisson de forme plus aérodynamique et à une plus grande rigidité de torsion. Une section tubulaire en treillis, présentant à la fois une forte rigidité torsion et une trainée limitée du fait de sa porosité pourrait aussi être envisagée, mais ce type de section, souvent utilisé dans les ponts suspendus, l'est très rarement dans le cas des ponts à haubans.

Pour les très grandes portées (≥ 1000 m), il peut être intéressant de prévoir, dans la partie centrale de la grande travée, deux caissons fortement entretoisés et séparés par un vide central pour conserver une grande distance entre les deux nappes de haubans et améliorer le comportement aérodynamique.



1.4 - Structures triangulées

Lorsque les portées sont importantes, pour les ouvrages en béton, il est intéressant de réduire le poids des âmes qui sont peu sollicitées dans les parties haubanées. Une solution intéressante consiste à cet égard à prévoir des âmes en treillis, cette solution présentant plusieurs avantages :

- un poids plus faible ;
- une moindre résistance à l'écoulement de l'air (effort de traînée) ;
- la multiplication du nombre des âmes permet d'intéresser une plus grande largeur efficace, pour la flexion générale ;
- un treillis spatial permet de reprendre facilement la flexion transversale.

On peut citer, par exemple, le treillis spatial proposé par la société Bouygues TP pour le projet du pont d'Abidjan (Figure 40).

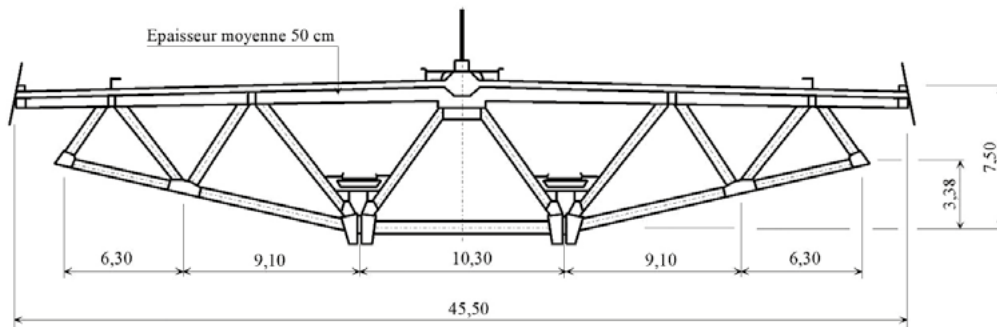


Figure 40 : projet du pont d'Abidjan (Côte d'Ivoire)

Deux ouvrages expérimentaux ont été réalisés pour tester ce type de structures :

- le pont d'Arbois qui est composé de deux hourdis reliés par une triangulation en profilés du commerce (Figure 41). On peut considérer que l'on obtient cette coupe en partant de la section du pont de Brotonne et en remplaçant les âmes par un treillis et les bracons en béton par des profilés ;
- le pont sur la Roize qui a une section triangulaire où le hourdis inférieur est remplacé par un tube métallique, et où les âmes latérales sont remplacées par un treillis Warren (Figure 42). Cette solution est adaptée à une suspension centrale accrochée sur le tube central. Elle ressemble à celle du pont sur l'Isère conçu par le même bureau d'études. Elle peut aussi être utilisée avec une suspension latérale (Figure 43).

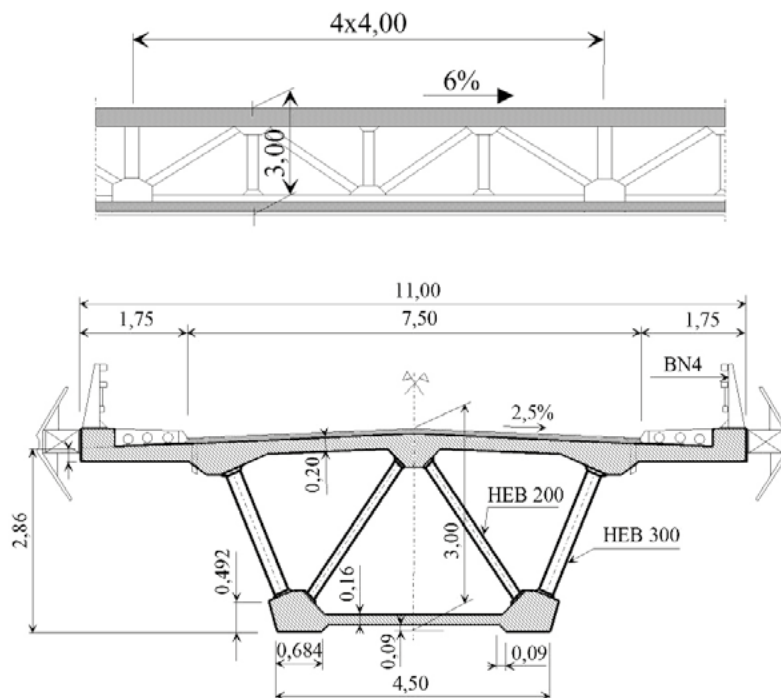


Figure 41 : pont d'Arbois (France)

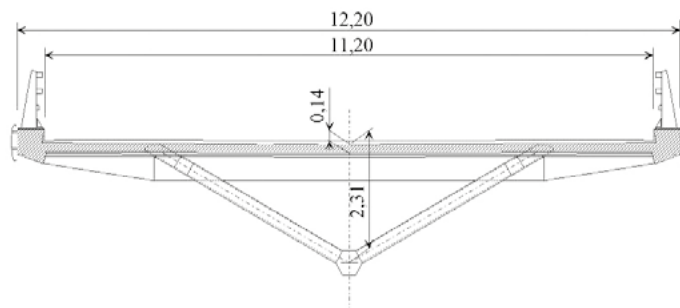
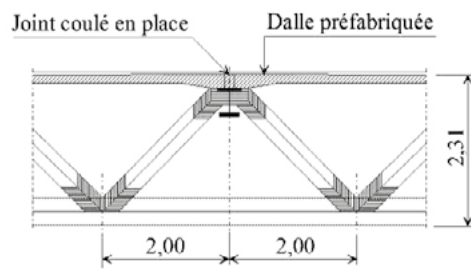


Figure 42 : pont de la Roize (France)

Ces deux structures ont été conçues pour être facilement réalisables par encorbellements successifs avec un minimum de soudures à effectuer sur le chantier.

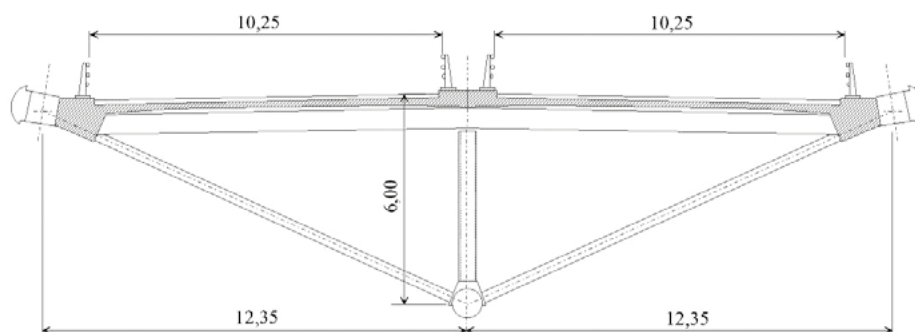


Figure 43 : schéma de treillis mixte haubané

1.5 - Largeurs efficaces

Pour le calcul des cisaillements à la jonction du hourdis avec les nervures ou les poutres, la prise en compte du traînage de cisaillement (« shear lag ») est nécessaire. Un calcul avec la section complète est souvent beaucoup trop défavorable. Ce calcul peut être abordé assez grossièrement par le concept des largeurs efficaces (participantes). Pour obtenir des résultats plus précis, un calcul aux éléments finis est nécessaire.



Nous ferons deux remarques :

- pour les charges permanentes, la portée à prendre en compte est voisine de la distance entre les haubans, en ce qui concerne la flexion locale des tabliers à poutres ou nervures, les largeurs de dalle participantes sont donc très faibles. Pour les surcharges, il est très difficile de connaître les points de moment nul pour chaque chargement, et dans le sens de la sécurité il convient d'utiliser les portées de l'ouvrage ce qui conduit à utiliser la pleine section en général ;
- pour les ponts à pièces de pont, les charges appliquées sur la dalle sont transmises aux poutres latérales de façon concentrée par ces pièces de pont. Pour ces actions, l'effort tranchant varie de façon discontinue au droit de chaque pièce de pont. Il est donc possible de ne pas utiliser la valeur maximale de l'effort tranchant, mais une valeur obtenue par interpolation entre la valeur extrême et la valeur au droit de la pièce de pont suivante (vers le milieu).

2 - Coupe longitudinale

Les méthodes de construction sont toujours très importantes. Il convient d'abord de préciser qu'il est inutile d'optimiser le fonctionnement mécanique d'un ouvrage que l'on ne pourra pas construire à un prix acceptable.

2.1 - Généralités

2.1.1 - But

Il s'agit de supporter le tablier au moyen de haubans dans une grande travée où l'on ne peut pas disposer d'appuis. L'implantation des appuis peut être impossible à cause d'un gabarit de navigation ou d'un coût beaucoup trop élevé du fait :

- de la hauteur des piles (vallée encaissée très profonde) ;
- de la difficulté pour réaliser les fondations (grande profondeur d'eau, versant instable, absence de substratum) ;
- des chocs de bateaux.

2.1.2 - Développement historique

Au XIX^e siècle à la fois en France et aux États Unis de nombreux ouvrages à câbles ont été construits avec des dispositions variées de suspensions (câbles porteurs et suspentes, haubans...). Les haubans étaient alors principalement utilisés en plus de la suspension à câbles porteurs et suspentes afin de rigidifier des ouvrages ne possédant pas de poutres de rigidité.

Au XX^e siècle les ingénieurs ont d'abord utilisé des haubans pour remplacer les appuis que l'on ne pouvait pas disposer :

- pont sur le canal de Donzère Mondragon (Figure 44) ;
- pont sur le Danube (Figure 45).

Cette approche est encore aujourd'hui utilisée pour élargir une autoroute, en supprimant les piles de rive d'un PS à quatre travées [29, 74] (Figure 46). Ce fonctionnement conduit à un nombre limité de haubans puissants et à l'utilisation de tabliers rigides.

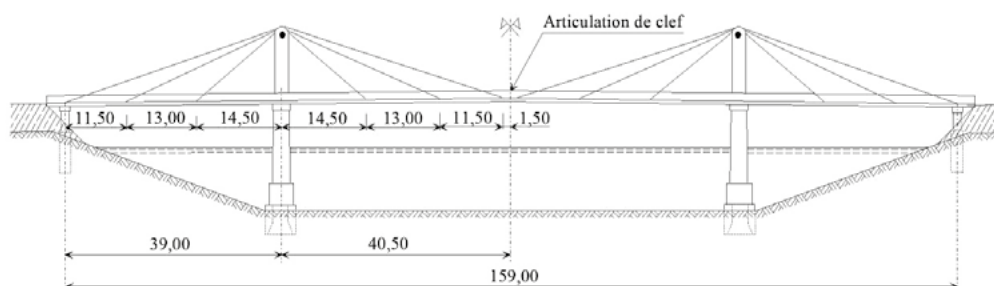


Figure 44 : pont de Donzère-Mondragon (France)

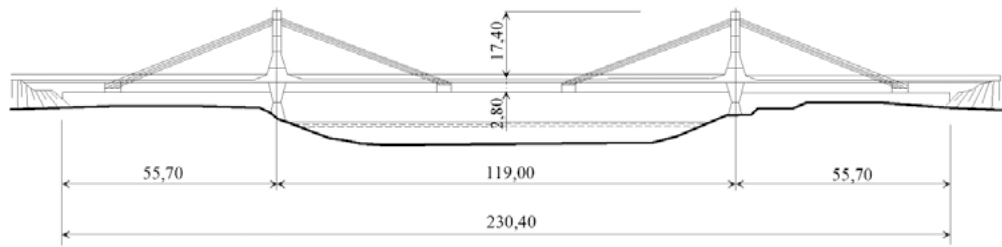


Figure 45 : pont sur le Danube (Autriche)



Figure 46 : pont de Beaune (France)

2.1.3 - Ouvrages de conception moderne

Il s'agit de supporter uniformément le tablier sur une grande travée. Cette conception plus moderne voit le jour dans les années 70 avec le brevet de Homberg (plus de 10 haubans), non reconnu en France, et la construction des ponts de Brotonne et de St-Nazaire. On peut aussi citer le pont de Lézardrieux (Figure 47) construit en 1925.

Cette nouvelle conception conduit à des tabliers beaucoup plus fins. Le principal rôle du tablier est alors de reprendre les flexions locales, puisque les flexions générales sont en grande partie reprises par les haubans du fait de la faible inertie du tablier :

- pont de Normandie portée 856 m épaisseur 3,00 m L/h=285 ;
- pont de Chalon-sur-Saône portée 152 m épaisseur 1,00 m L/h=152 ;
- pont de Tarascon portée 193 m épaisseur 0,81 m L/h=238 ;
- pont d'Evripas en Grèce portée 215 m épaisseur 0,45 m L/h=478.

L'épaisseur du tablier n'est plus déterminée par la portée, mais par d'autres conditions, essentiellement par :

- la flexion transversale (Ponts de Tarascon, la Bidouze, Evripas) (voir le paragraphe 1) ;
- la distance entre les haubans (au moins 1/10, principalement pour la flexion locale) ;
- l'espacement des appuis dans le viaduc d'accès (Ponts de Brotonne, de Normandie, de Karkistensalmi, etc.). Pour obtenir une bonne esthétique, il est en effet intéressant de conserver une même épaisseur sur toute la longueur du viaduc.

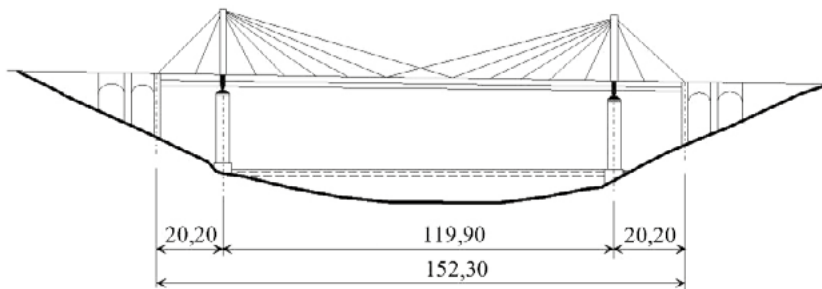


Figure 47 : pont de Lézardrieux (France)

Pour les très grandes portées, au-delà de 600 m, la résistance et la stabilité au vent deviennent souvent les critères de dimensionnement les plus importants. Il faut prévoir une largeur minimale de l'ordre de $L/50$. L'épaisseur du tablier dépend aussi de la distance entre les haubans, mais une épaisseur minimale de l'ordre de $L/300$ semble souhaitable pour éviter le flambement du tablier (surtout local) [61] et lui donner une inertie de torsion suffisante pour résister aux actions du vent. Des élancements plus faibles sont possibles, mais des études aéroélastiques et aérodynamiques très pointues sont alors nécessaires. La phase de construction avant le clavage central est souvent la plus contraignante, elle nécessitera des dispositions adaptées.

2.1.4 - Coût du haubanage

Le coût du haubanage est toujours un poste important. Il croît :

- linéairement avec la portée en ce qui concerne les ancrages ;
- avec le carré de la portée en ce qui concerne les torons, les fils et les gaines.

De même, pour le pylône, la hauteur et la section croissent avec la portée. On peut donc supposer que le coût de la partie au-dessus du tablier croît sensiblement comme le carré de la portée.

Il en résulte que pour porter une grande travée, il est en général plus économique de prévoir deux pylônes de part et d'autre, plutôt qu'un plus grand pylône d'un seul côté.

2.1.5 - Retenue arrière

Dans la conception classique du pont à haubans, les haubans de retenue assurent l'équilibre du pylône. De ce fait, ils limitent les flèches et les sollicitations de flexion dans le pylône, mais aussi dans la travée centrale. Leur efficacité est maximale lorsque leur ancrage bas ne se déplace pas verticalement, mais cette disposition accroît les sollicitations de fatigue dans les haubans.



Le paragraphe 2.3 décrit les solutions les plus couramment utilisées pour éviter le soulèvement du tablier dans les travées d'accès et donc assurer efficacement la retenue du pylône, nous les citons par ordre d'efficacité décroissante :

- des pilettes dans la zone haubanée du côté accès à la grande travée (au moins deux appuis intermédiaires dans la zone haubanée) ;
- une boîte contrepoids, l'inclinaison des haubans de retenue est souvent voisine de 45 degrés pour assurer la plus grande rigidité possible ;
- placer une pilette dans la partie haubanée, au moins deux ou trois haubans s'ancrant derrière cette pilette ;
- concentrer plusieurs haubans à l'about sur la culée, cette disposition est souvent associée à une travée de rive courte, entre 0,30 et 0,40 L.

Les deux premières solutions sont les plus efficaces.

Pour les ouvrages comportant plusieurs travées haubanées, le phénomène de bascule devient très important. La travée chargée s'enfoncé tandis que les travées voisines se soulèvent, et le déplacement de la charge provoque des déformations de sens opposé. Les sollicitations de flexion dans les pylônes et à la clé des travées deviennent très importantes. Il faut avoir recours à des pylônes rigides (en A longitudinalement), encastrés sur des piles elles aussi très rigides, (pont de Rion-Antirion (Figure 48) ou (et) à un tablier très rigide [66-67]. Le pont de Maracaïbo (Figure 49) plus ancien contient une travée indépendante de 46 m au milieu de chaque travée.

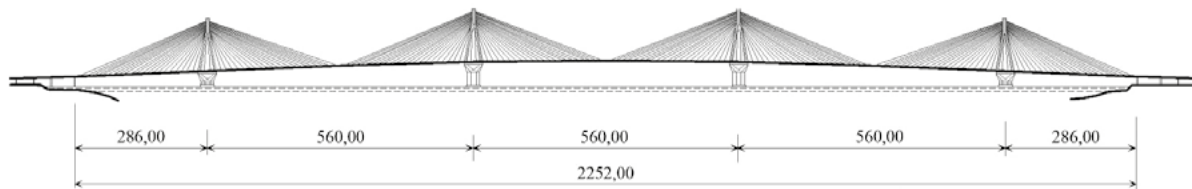


Figure 48 : pont de Rion-Antirion (Grèce)

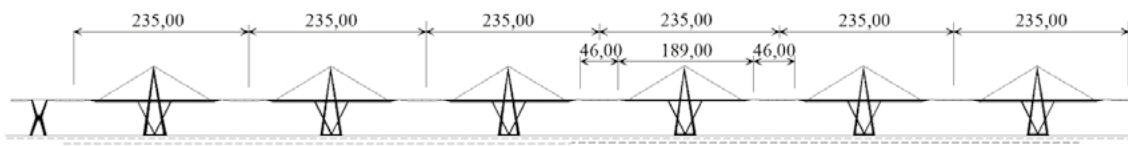


Figure 49 : pont de Maracaïbo (Vénézuëla)

Lorsque les piles sont très hautes, il est très difficile de les rendre suffisamment rigides. Les piles de rive sont en général les plus courtes. Pour permettre la libre dilatation du tablier elles doivent donc être, d'une part souples vis-à-vis d'un déplacement longitudinal, et d'autre part très rigides en flexion pour reprendre les actions du vent et des charges mobiles, en évitant des flexions trop importantes dans le tablier. Ces deux conditions contradictoires imposent des fûts dédoublés pour ces piles. Les grandes piles centrales ne peuvent pas être dédoublées sur une trop grande hauteur, à cause du risque de flambement. Il serait même souhaitable de ne pas les dédoubler pour assurer le blocage longitudinal, tandis que les plus petites doivent être dédoublées sur une hauteur suffisante pour rester suffisamment souples vis-à-vis d'une translation longitudinale. Une articulation en tête de chaque fût permet d'accroître cette souplesse : cas des piles 1 et 7 du pont de Millau. Retenir des piles identiques conduit à un supplément de coût, et, éventuellement, à une absence de solution. Le compromis devient vite très difficile surtout avec un tablier en béton du fait du fluage et du retrait.

On pourrait penser à l'ancienne technique des câbles de retenue en tête utilisée autrefois pour les ponts suspendus ou tout simplement rendre définitifs les câbles de stabilité au vent, comme dans le cas du pont de Ting Kau (Figure 50). Une autre solution consiste à rendre le tablier plus rigide, mais alors on sort presque du domaine du pont à hauban, pour se rapprocher de celui de la précontrainte extradossée où les surtensions dans les haubans deviennent plus faibles.

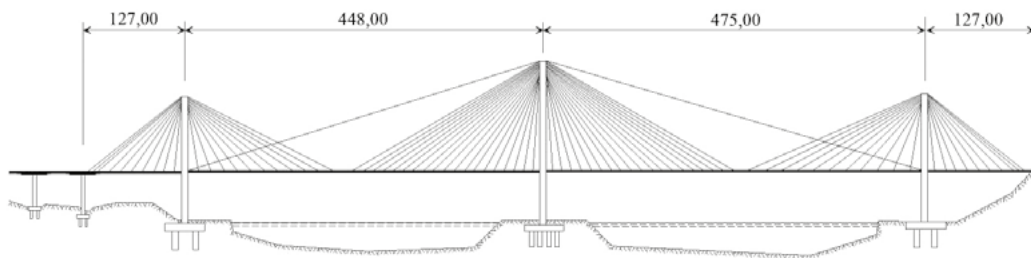


Figure 50 : pont de Ting Kau (Chine)

On rencontre aussi ce phénomène de bascule, lorsqu'un pylône central supporte deux grandes travées. Les importantes variations de moment dans le tablier n'étant pas très éloignées des culées, il suffit en général d'augmenter l'inertie du tablier.

2.1.6 - Précontrainte extradossée

Dans ce cas, la hauteur du pylône est environ le dixième de la portée de la grande travée et l'inclinaison des haubans est plus faible ($\tan(\alpha) < 0,25$ au lieu de 0,40 à 0,45 pour le hauban le moins incliné).

Le tablier garde une inertie assez importante. Son épaisseur, de l'ordre de 1/50 de la plus grande portée devient constante avec éventuellement un léger épaississement local sur appuis pour la reprise des valeurs extrêmes du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

La conception de l'ouvrage se rapproche de celle d'un pont construit par encorbellements successifs, où une partie de la précontrainte de fléau est remplacée par des haubans plus excentrés. Le tablier conserve d'ailleurs sensiblement la même épaisseur à la clé. Du fait de la forte rigidité du tablier le premier hauban est relativement éloigné du pylône et à la clé les haubans des deux nappes sont souvent séparés par 3 voussoirs (le voussoir de clavage et le dernier voussoir de chaque fléau). La faible inclinaison des haubans accentue l'impression d'écartement des 2 nappes (Figure 51).



Figure 51 : Précontrainte extradossée

La plus faible inclinaison des haubans et la plus grande rigidité du tablier réduisent les variations de contraintes dans les haubans. Les problèmes de fatigue sont réduits et on peut utiliser des haubans de catégorie A [1]. Du fait des moindres risques de fatigue, la contrainte admise à l'ELS est plus importante que pour un hauban classique. On peut retenir une valeur intermédiaire entre celle des haubans $0,45$ ou $0,50 F_{GUTS}$ et celle dans des câbles de précontrainte extérieure [49] qui est voisine de $0,65 F_{GUTS}$ après déduction des pertes. Pour la précontrainte extradossée on retient souvent la valeur maximale de $0,60 F_{GUTS}$ qui paraît plutôt élevée lorsque les câbles sont fortement inclinés ou relativement longs.

À l'exception de ce bref aperçu, ce document ne traite pas des ouvrages à précontrainte extradossée, dont la conception est plus proche de celle des ouvrages construits par encorbellements successifs. Ces ouvrages sont bien adaptés pour franchir des travées de 200 à 300 m ou réduire le poids du tablier dans les zones sismiques.

2.2 - Grande travée haubanée

2.2.1 - Méthode de construction

La grande travée haubanée est en général construite par encorbellements successifs, soit symétriquement quand il y a deux pylônes, soit à partir d'une seule extrémité dans le cas d'un seul pylône. Lorsque le tablier n'est pas très haut au-dessus du sol et que l'on peut disposer d'appuis provisoires, la construction par poussage ou par lancement peut s'avérer plus économique, comme pour le pont de Wandre (Figure 52) [6]. Lorsque l'obstacle à franchir n'existe pas encore, la construction sur cintre est possible, pont sur le canal de Donzère (Figure 44).

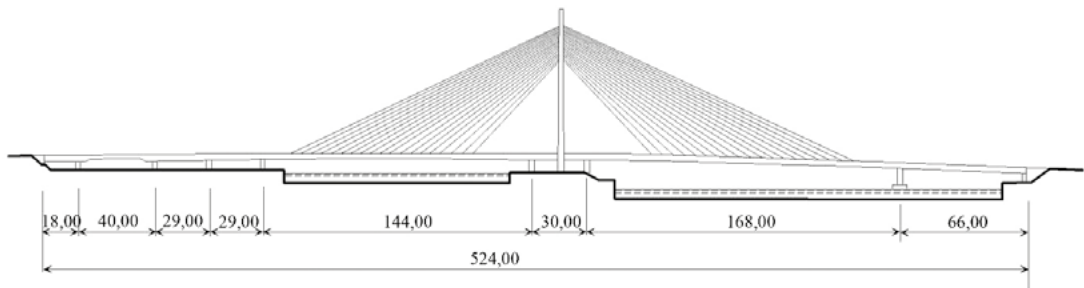


Figure 52 : pont de Wandre (Belgique)

Dans certains cas, la mise en place par rotation est économique. Cette rotation peut s'effectuer autour d'un axe situé :

- dans l'axe du pylône, pour les pylônes ayant un fût unique, pont de Ben-Ahin (Figure 53) [6] passerelle de Meylan (Figure 54) [11, 78] ;
- sous l'une des jambes du pylône, pont de Gilly [15], passerelle de l'Illhof [30].

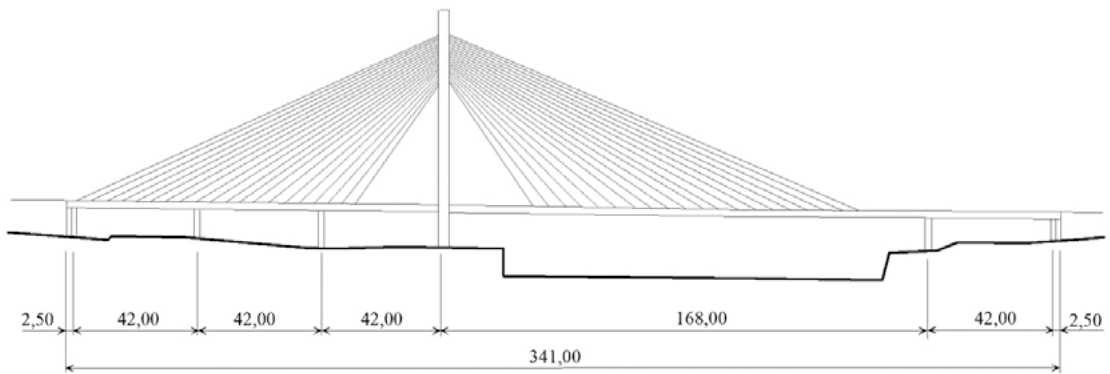


Figure 53 : pont de Ben-Ahin (Belgique)

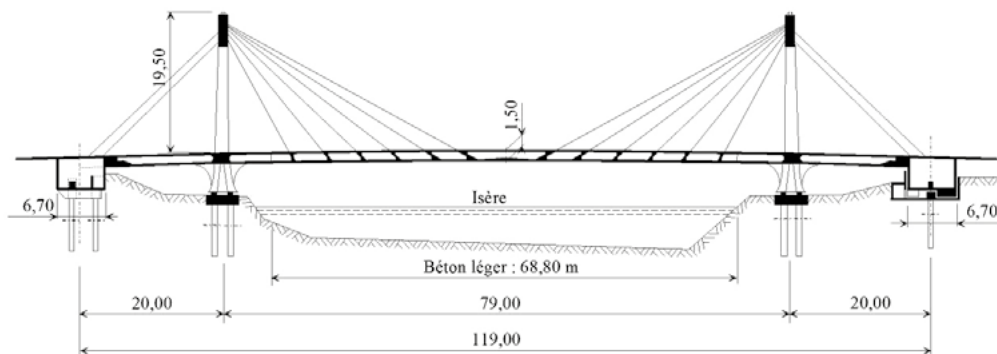


Figure 54 : passerelle de Meylan (France)

2.2.2 - Géométrie des haubans

On peut classer les dispositions en trois familles : en harpe, en éventail et en semi-éventail (Figure 55).

En harpe

Les haubans sont parallèles. Ils ont donc tous la même inclinaison et la même puissance. Cette disposition est reconnue plus esthétique lorsque les haubans sont situés dans deux nappes verticales. Ainsi, pour les différents points de vue, on évite les croisements anarchiques des câbles.

Cette disposition crée des flexions plus importantes dans les pylônes, qui sont aussi un peu plus hauts.

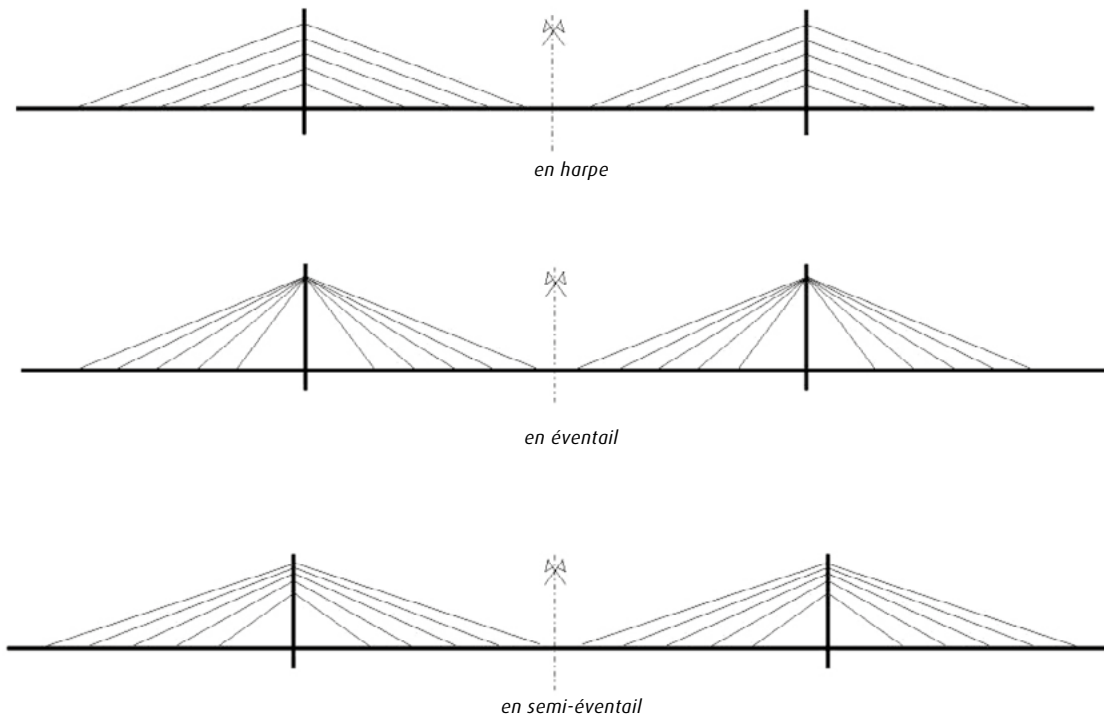


Figure 55 : disposition des haubans

En éventail

Les différents haubans convergent au sommet du pylône. En pratique, il est matériellement difficile de rendre tous les haubans concourants au sommet du pylône. Cependant, cette convergence peut être presque parfaite avec une tête métallique de type « casserole », par exemple les ponts de Pasco-Kennewick et de l'aire de Farges (Figure 56), ou lorsque les ancrages avec chape sont regroupés sur un ou plusieurs plats, par exemple le pont de Saint-Nazaire (Figure 57, Figure 101) [31-32] et le projet de 1979 du pont de Normandie (Figure 102). Au pont sur l'Isère, la disposition des haubans côte à côte sur une scelle unique sans gaine générale ne s'est pas avérée satisfaisante.

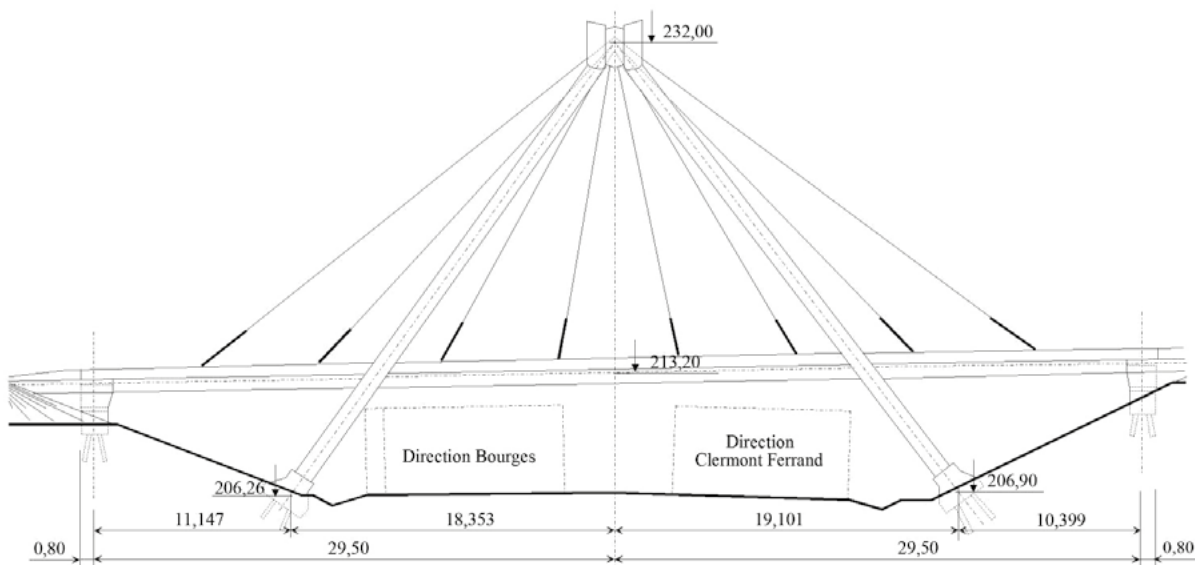


Figure 56 : pont de l'aire de Farges (France)

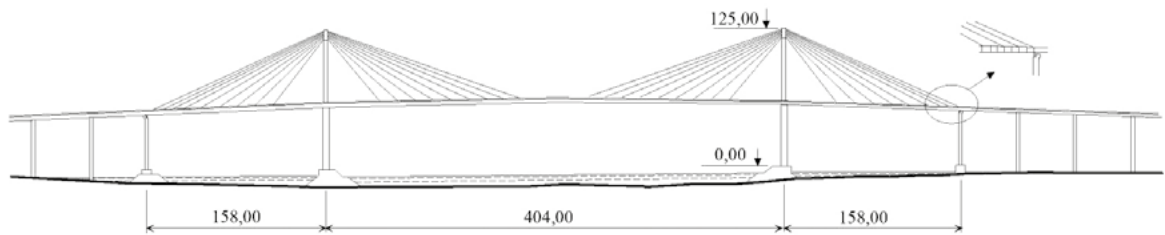


Figure 57 : pont de St Nazaire St Brévin (France)

Cette disposition réduit les flexions dans les pylônes, mais augmente leur longueur de flambement, elle accroît inutilement les longueurs des haubans les plus courts.

En semi-éventail

Il s'agit des dispositions intermédiaires entre les deux types précédents. L'étalement des ancrages hauts dépend du dispositif choisi, pour faire transiter les efforts au travers du pylône, d'un hauban à son homologue en retenue. Les ancrages seront plus répartis dans le cas de pièces individuelles assurant la liaison entre deux haubans, ils sont plus concentrés lorsqu'une ou deux plaques métalliques assurent cette transmission pour l'ensemble des haubans.

Pour les ouvrages de portée moyenne, les ancrages sont souvent rassemblés, environ tous les 0,60 m dans une boîte métallique. Cette boîte est fabriquée en usine et sa hauteur est réduite au minimum pour diminuer son poids, et permettre une mise en place à la grue en un seul colis (pont de Tarascon un colis de 12 t (Figure 59 et Figure 97), pont de Karkistensalmi trois colis pour le grand pylône et deux colis pour le petit pylône (Figure 58 et Figure 99) [26, 27].

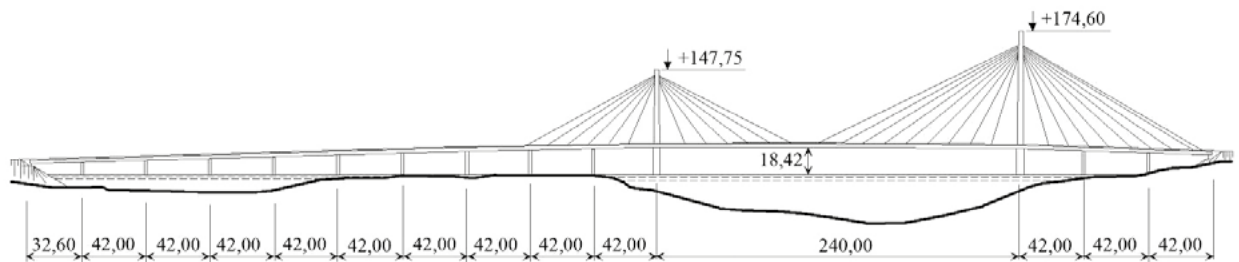


Figure 58 : pont de Karkistensalmi (Finlande)

2.2.3 - Distance entre haubans

La distance entre les haubans dépend essentiellement de la nature du tablier. Elle est de l'ordre de 5 à 10 m pour les tabliers en béton et de 10 à 20 m pour les tabliers métalliques. Elle dépend aussi de la méthode de construction, de la rigidité du tablier, de la distance entre entretoises ou pièces de pont, et de l'aspect architectural recherché. Parmi ces nombreux critères, on peut citer :

- la portée principale de l'ouvrage : Pour les grandes portées, l'effort de traînée sur les haubans peut devenir du même ordre de grandeur ou supérieur à l'effort de traînée sur le tablier (pont de Normandie). Pour réduire cet effort il est alors intéressant de réduire le nombre des haubans, car cet effort est proportionnel au diamètre de la gaine et non à la section du hauban ;
- la longueur des voussoirs :
 - pont de Brotonne : 2 voussoirs de 3,00 m \Rightarrow espacement des haubans : 6,00 m
 - pont sur l'Elorn : 2 voussoirs de 3,39 m \Rightarrow espacement des haubans : 6,78 m
 - projet du pont d'Elbeuf : 1 voussoir \Rightarrow espacement des haubans : 4,00 m
- la puissance maximale des haubans :
 - 1x60T15 pont de Brotonne (6,00 m)
 - 2x19T15 pont de pont de Chalon-sur-Saône (6,90 m) et de Tarascon (7,28 m)
 - 2x31T15 pont de Karkistensalmi (14,00 et 14,40 m)
- la distance entre pièces de pont ou entretoises :
 - pont de Tarascon : $2 \times 3,64 = 7,28$ m
 - pont de Karkistensalmi : $3 \times 4,80 = 14,40$ m dans la travée centrale
 $3 \times 4,67 = 14,00$ m dans les autres travées.



Ces deux derniers critères sont liés, car souvent on recherche une solution qui associe une puissance maximale de hauban dans la gamme 1, 7, 12, 19, 27, (31), 37, (44), 55, 61, 73, (85), 91, (109), 127 T15, avec une distance entre pièces de pont comprise entre 3,50 m et 4,50 m.

Dans la travée centrale, la section des haubans, donc le nombre des torons, découle de la règle du pendule ; c'est à dire que chaque hauban doit supporter une longueur de tablier égale à la distance entre haubans (voir le chapitre 4). La puissance maximale du hauban est donc obtenue pour les plus grands haubans, dont l'inclinaison $\tan(\alpha)$ est en général comprise entre 0,40 et 0,50 et plus importante pour les tabliers métalliques ou mixtes afin de réduire l'effort normal dans le tablier.

2.2.4 - Position des haubans de début et de fin de nappe

Ce paragraphe ne donne que les grands principes. Pour plus de détails, il convient de se reporter au chapitre 4 du présent document.

Pour des raisons esthétiques, il est souvent souhaitable d'écarter suffisamment le premier hauban du pylône. Mais la distance entre le pylône et le premier hauban est limitée par :

- l'épaisseur du tablier et la reprise des flexions locales (pont de Tarascon 12,45 m pour $h=0,81$ m) ;
- les méthodes de construction (construction par encorbellements successifs). En général, on essaie d'éviter les haubans provisoires (projet du pont d'Elbeuf 24 m, pont de Brotonne 32 m, mais avec deux haubans provisoires).

À la clé, pour éviter des flexions locales plus importantes, la distance entre les haubans extrêmes des deux nappes ne doit pas être supérieure à la distance courante entre haubans.

Lorsque l'ouvrage n'a qu'un seul pylône, le plus grand hauban sera plus proche de la culée (jusqu'à 1,5 fois la distance entre haubans pour les tabliers très souples), que d'une pile intermédiaire. Il est en général détendu par une charge uniforme sur la grande travée. Ces plus grands haubans servent surtout à reprendre les charges permanentes, ils sont peu sollicités en fatigue, leur tension à vide est donc plus élevée.

Lorsqu'il y a continuité du tablier sur la pile voisine, la section du tablier doit y être renforcée pour reprendre les grands moments de flexion dus aux surcharges. Le fonctionnement n'est pas toujours satisfaisant et on peut songer à ajouter un petit pylône sur cette pile, voire de la précontrainte extradossée. Une telle disposition peut être justifiée, par exemple, par la dissymétrie de la brèche, (pont de Karkistensalmi – Figure 58 [26]). Les haubans de ce fléau plus courts, donc plus raides, seront d'avantage sollicités en fatigue. Pour éliminer ces moments, une autre solution peut consister à placer un joint sur cette pile pour la transformer en pile culée. Pour éviter ces difficultés supplémentaires nous conseillons donc une disposition symétrique à deux pylônes chaque fois que cela est possible.

2.3 - Haubanage de retenue

2.3.1 - Principe

Les haubans de retenue doivent assurer l'équilibre du pylône et, de façon plus précise, annuler les moments à vide et limiter au maximum son déplacement sous l'effet des charges, pour réduire les efforts de flexion dans le pylône, mais aussi dans la grande travée du tablier. On peut difficilement agir sur le raccourcissement du tablier et du pylône et on essaie de réduire le coût des haubans donc leur section. Donc, pour diminuer le déplacement horizontal de l'ancrage haut, il convient de bloquer le plus possible le déplacement vertical de l'ancrage bas. Lorsque le déplacement longitudinal du tablier est bloqué par les appuis, les autres déplacements sont faibles car ils sont dus aux déformations d'effort normal du tablier et du pylône.

En rive le tablier reprend les composantes horizontales des haubans. Pour équilibrer les composantes verticales (effort de soulèvement) on utilise le plus possible le poids du tablier. Mais pour supporter ce supplément de poids et bloquer le déplacement vertical du tablier souvent très souple il faut ajouter des appuis. La solution la plus intéressante consiste donc à prévoir en rive des appuis équidistants appelés pilettes.



En outre, ces pilettes facilitent la construction et supportent le tablier lorsque la grande travée haubanée n'est pas encore construite :

- construction sur cintre (pont de Chalon-sur-Saône) ;
- poussage du tablier jusqu'au pylône, plus une console d'au maximum un tiers de travée (pont sur l'Elorn) ;
- lançage de la charpente métallique (pont de Karkistensalmi) ;
- construction par encorbellements successifs du viaduc d'accès (pont de Brotonne) ;
- assurer la stabilité du grand fléau construit par encorbellements successifs de part et d'autre du pylône (pont Vasco de Gama).

2.3.2 - Appuis multiples dans la zone haubanée

Le poids du tablier est souvent insuffisant pour équilibrer la grande travée chargée. Ce déséquilibre est aggravé par la plus grande pente des haubans de retenue due à la courbure du tablier et parfois à une plus faible distance entre les haubans en rive qui sont moins sollicités par les surcharges (pont de Karkistensalmi 14 m en rive et 14,40 m au centre, pont de Normandie 14,50 m en rive et 20 m au centre). Il faut alors avoir recours à une ou plusieurs des dispositions suivantes :

- **appuis anti-soulèvements.** Cette disposition ne peut normalement être utilisée qu'à l'ELU. On dimensionnera assez largement l'élément en traction pour reprendre une éventuelle différence de poids de la grande travée par rapport aux travées de rive. Pour éviter un vieillissement accéléré des appareils d'appui ces derniers doivent toujours rester comprimés, on conseille donc d'éviter les efforts de soulèvements sous les combinaisons de charges de l'ELS caractéristique. Des appareils d'appui anti-soulèvement ont été disposés sur les pilettes du pont de Tarascon (Figure 59, Figure 97) bien que la sécurité soit assurée à l'ELU en supprimant l'appui ;
- **précontrainte verticale dans les piles ou contre les pilettes** (pont de Normandie dans la première pilette (Figure 60), pont de Karkistensalmi contre les pilettes (Figure 58)). On utilise seulement une partie du poids des pilettes, car les fondations doivent en général rester comprimées à l'ELS caractéristique ;

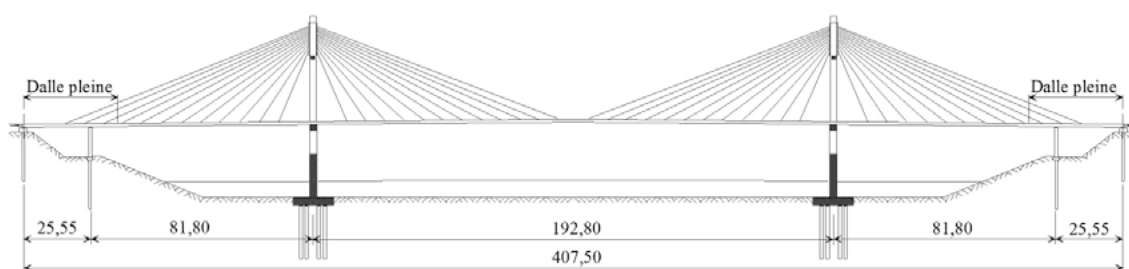


Figure 59 : pont de Tarascon (France)

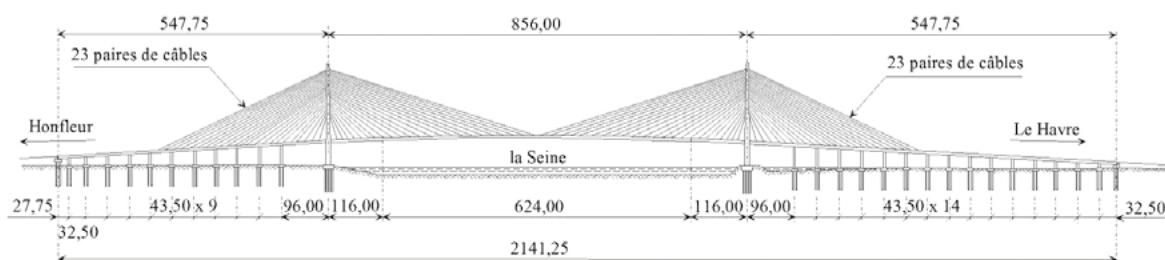


Figure 60 : pont de Normandie (France)

- **bielle sur culée.** Cette disposition est intéressante lorsque la longueur du tablier est insuffisante et que plusieurs haubans sont concentrés à l'about (pont de Karkistensalmi deux câbles). La bielle doit rester en permanence en traction à l'ELS pour éviter les phénomènes de battement qui conduiraient rapidement à sa détérioration ;
- **travées d'accès plus lourdes.** C'est la solution la plus courante, à favoriser lorsqu'elle ne conduit pas à un supplément de coût. Cette augmentation du poids est obtenue soit par un changement de matériau, soit par un épaississement des parois de la section (âmes et hourdis), et le remplissage de la section au droit des pilettes. Le Tableau 2 indique quelques changements de section possibles.



Travée centrale	Travée de rive	Exemples
dalle orthotrope	dalle béton	
tablier mixte	tablier béton	
caisson orthotrope	caisson en béton	pont de Normandie
caisson triangulé à 2 âmes	caisson à 4 âmes	pont sur le Rio Guadiana
dalle nervurée	dalle pleine	pont de Chalon-sur-Saône
dalle élégie	dalle pleine	
tablier en béton léger	tablier en béton ordinaire	pont sur l'Elorn

Tableau 2 : exemples de changement de section entre travées de rive et centrales

Ces efforts de soulèvement peuvent devenir tellement importants qu'on renonce parfois aux pilettes intermédiaires à proximité du pylône, comme au pont de Normandie où la distance de la première pilette est doublée. On signale que les efforts de soulèvement les plus importants sont situés au droit des haubans de retenue ayant une inclinaison voisine de 45 degrés. D'autre part, en éloignant les pilettes du pylône, on augmente les bras de levier et on réduit donc la somme des efforts de soulèvement, mais on réduit aussi le nombre des appuis pour reprendre ces efforts.

Dans le cas du pont sur l'Elorn (Figure 61), les pilettes P2 et P5 les plus proches des pylônes - après suppression de la palée provisoire pour le poussage - ne comportent pas d'appareils d'appui en service, mais seulement des amortisseurs pour améliorer le confort [33]. Ces amortisseurs ne sont pas pris en compte pour la stabilité sous les vents extrêmes, ils permettent simplement de diviser par deux les oscillations dues à l'échappement tourbillonnaire pour des vents moyens (5 % du temps). Pour cet ouvrage, situé dans le sillage du pont en arc, l'effet du vent turbulent est plus gênant que l'effet des surcharges. Cette disposition, très intéressante pour ce cas particulier, n'est peut-être pas à reprendre dans les cas courants. Une comparaison économique complète est souhaitable, avant de généraliser cette disposition.

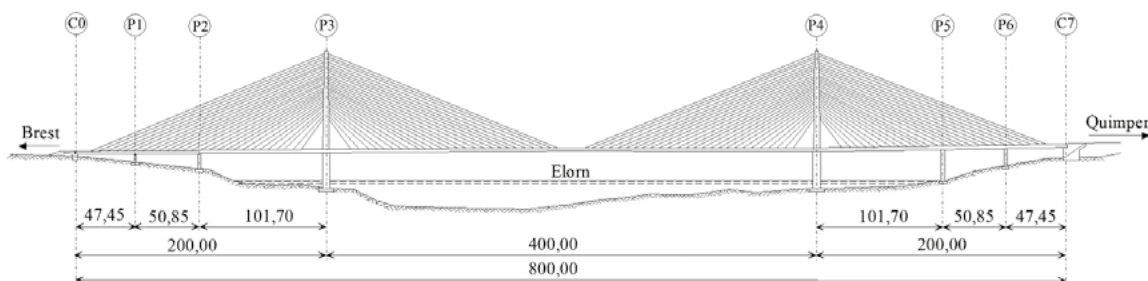


Figure 61 : pont sur l'Elorn (France)

Les piles P2 et P5 sont des fausses piles, pas d'appuis, seulement des amortisseurs.

2.3.3 - Appui unique dans la zone haubanée

Lorsque l'on ne peut pas disposer plusieurs appuis définitifs (pilettes) dans la zone haubanée, il est très utile de placer une pile avant la fin de cette zone. Cette pile doit être placée au centre d'un groupe de haubans dont la somme des sections est suffisante (environ la moitié des haubans) pour retenir le pylône avec des surtensions modérées. Un tablier rigide permet de mobiliser un plus grand nombre de haubans.

Les efforts de flexion alternés au droit de cette pile sont très importants et souvent il faut renforcer cette section du tablier. Cette pile permet de réduire les moments alternés au milieu de la travée haubanée en rive, mais aussi dans la travée centrale du fait de la meilleure retenue du pylône. Elle est située au droit d'un hauban ou de préférence à mi-distance entre deux haubans.

Pendant la construction, cette pile permet de limiter la longueur du fléau construit symétriquement par encorbellements successifs de part et d'autre du pylône et d'assurer la stabilité de ce fléau (stabilité au vent, ou en cas de chute de l'équipage mobile).



Deux exemples les plus courants peuvent être mentionnés :

- Pont de Tarascon (Figure 59) [16-17] : la travée de rive et une partie de la travée suivante sont construites sur cintre. Dans la travée de rive de 25,55 m et les premiers 7,30 mètres de la travée voisine, la section du tablier est une dalle pleine. Cinq paires de câble de précontrainte 19T15 ondulés ont été ajoutées dans cette zone pour reprendre les flexions sur cette pile et supporter cette dalle en cours de construction. Malgré ce supplément de poids de la structure, des soulèvements sont apparus à l'ELU sur cette pile.
- Pont de Brotonne (Figure 62) [5] : le viaduc d'accès en caisson unique, donc de forte inertie, est construit par encorbellements successifs. La grande travée est aussi construite par encorbellements successifs jusqu'à la jonction avec le viaduc d'accès. Après le clavage avec ce dernier, la construction de la travée centrale se poursuit par sur-encorbellement, les haubans de retenue étant accrochés sur le fléau précédent. Les haubans de retenue dépassent la pile voisine, et deux haubans sont ancrés dans la travée suivante.

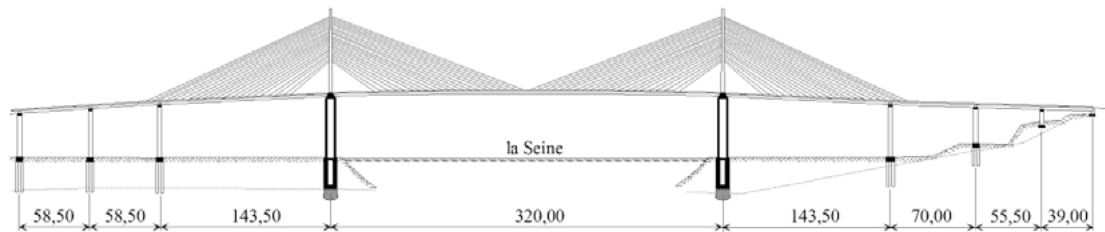


Figure 62 : pont de Brotonne (France)

Avec un viaduc d'accès de hauteur variable construit par encorbellements successifs, on obtient à la fois les augmentations de rigidité et de poids recherchées, du fait de la plus grande hauteur sur pile. La zone haubanée doit s'étendre jusqu'au quart de la travée suivante, pour profiter pleinement de l'augmentation de rigidité. Cette solution est mécaniquement très intéressante en service et en cours de construction (stabilité au vent). Mais elle est jugée peu esthétique, car l'épaisseur dans la grande travée haubanée est celle des sections de clé voisines, et elle est inférieure ou égale aux épaisseurs des viaducs d'accès.

Dans le cas du trois travées, il peut être intéressant de prévoir des travées de rive courtes (0,30 à 0,40 L). Plusieurs haubans de retenue particulièrement puissants sont alors concentrés à l'about sur la culée et l'effort de soulèvement est repris par une bielle (ponts de Saint-Nazaire, Figure 57 et d'Evrivos, Figure 63). La bielle doit constamment rester en traction pour éviter les chocs et une usure prématurée. Les haubans étant accrochés d'un même côté de la culée, cette dissymétrie conduit à une forte rotation sur appui et donc à une retenue moins efficace. Lorsque la travée de rive est relativement longue on peut ajouter des pilettes intermédiaires (pont de Karkistensalmi (Figure 58)).

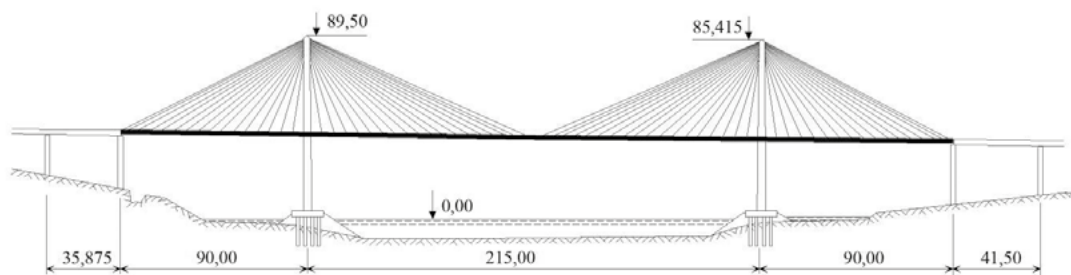


Figure 63 : pont d'Evrivos (Grèce)

2.3.4 - Boîte contrepoids

Lorsque la longueur du tablier côté accès est insuffisante pour assurer l'équilibre du pylône, même avec une section pleine en extrémité, on a recours à une boîte contrepoids. Une pilette peut être ajoutée entre la boîte et le pylône si la distance le permet. La boîte sera suffisamment reculée pour limiter son poids et pour que les haubans correspondants ne soient pas inclinés à plus de 45 degrés.

Cette boîte est remplie d'un matériau de remblais (béton maigre, sable, terre...) et recouverte d'une dalle. Le remplissage de la boîte est réalisé lorsque le poids de celle-ci devient insuffisant pour reprendre les efforts de traction apportés par les haubans ou plus tôt, si les conditions d'appui le permettent.



Lorsque l'ouvrage ne comporte qu'un seul pylône, la boîte est encastrée sur le rocher ou sur deux files de pieux. Elle joue alors le rôle de culée et supporte la dalle de transition. C'est la solution la plus simple, mais il faut bien évidemment éviter les tassements d'appuis. Par contre, lorsque le pont à haubans a deux pylônes ou plus, il faut permettre la libre dilatation du tablier. La boîte repose souvent sur deux files d'appuis glissants (ou caoutchouc fretté) pour permettre le déplacement longitudinal, tout en bloquant la rotation. On signale cependant le cas du viaduc de Barrios de Lunas (Figure 64) [24], où les boîtes contrepoids sont encastrées dans le rocher, la libre dilatation du tablier étant assurée par une articulation à la clé (liaison bilatérale). On note que dans ce cas, le dispositif en poutres métalliques sur quatre appuis permettrait la transmission de l'effort tranchant, mais aussi d'une partie du moment fléchissant, sans bloquer la dilatation.

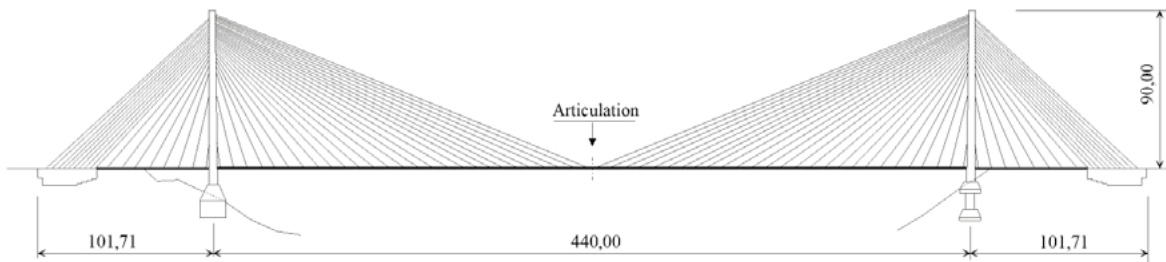


Figure 64 : pont de Barrios de Luna (Espagne)

La boîte contrepoids peut aussi être remplacée par une culée contrepoids lestée ou ancrée au rocher. Ce système qui permet la libre dilatation du tablier a un fonctionnement mécanique analogue à celui de la bielle sur culée évoqué dans les paragraphes précédents, du fait que la rotation n'est pas bloquée. Les appuis sont alors inversés et placés sous un puissant portique. Les problèmes d'encombrement deviennent vite importants lorsque les efforts de soulèvement augmentent.

On évitera si possible les micro-pieux tendus et les tirants dans le sol qui ne présentent pas une durée de vie suffisante, surtout lorsque l'effort de traction persiste à vide. On recherchera donc une solution plus pérenne, en privilégiant les éléments passifs dans cet environnement agressif.

2.4 - Appuis et liaisons

Mis à part le cas des pylônes et le cas des boîtes contrepoids évoqué précédemment au paragraphe 2.3.4, les autres appuis sont glissants longitudinalement ou avec des appareils d'appui en caoutchouc fretté lorsque cela est possible, par exemple sur les pilettes.

Dans ce paragraphe, nous nous intéressons surtout à la liaison du tablier avec la pile, et le pylône au-dessus (appelé aussi mât), pour un ouvrage comportant deux pylônes. Le tablier qui supporte l'effort normal apporté par les haubans est toujours continu.

Cette liaison dépend principalement :

- de la position choisie pour le point fixe, lors des variations de température ;
- du type de tablier (suspension centrale ou suspension latérale) ;
- du type de pylône (en I, en H, en Y ou V inversé).

Mais elle dépend aussi :

- de la symétrie (1 ou 2 pylônes) ;
- de la portée de la grande travée ;
- de la hauteur du tablier au-dessus du sol ;
- des actions climatiques (vent) et sismiques.

Le lecteur trouvera d'autres informations dans le chapitre 1 dans le paragraphe 3 relatif, en particulier aux pylônes. Pour simplifier nous distinguons ici quatre dispositions principales.



2.4.1 - Tablier encastré dans le pylône et la pile

Cette liaison peut être réalisée directement pour un pylône en I ou au moyen d'une entretoise très puissante qui relie les deux jambes du pylône, comme au pont de Normandie. Lorsqu'il y a deux pylônes ou plus, les effets thermiques créent des efforts très importants dans la structure, en particulier dans la partie du pylône située en dessous du tablier. Cet encastrement, qui limite le souffle des joints de chaussée, est intéressant dans deux cas :

- pour les très grandes portées, car les sollicitations dues au vent peuvent devenir plus importantes que celles dues aux variations de température (pont de Normandie) ;
- pour les grandes hauteurs de pile, car ces dernières absorbent facilement les dilatations du tablier.

On choisira donc un encastrement chaque fois que les piles sont hautes par rapport à la portée principale. La courbure du tablier apporte une souplesse supplémentaire à ce dernier et facilite donc l'encastrement : courbure verticale pour le pont de Normandie, courbure horizontale pour le pont de Térénez. Pour augmenter la souplesse des piles, on peut les doubler en deux voiles, au moins sur une certaine hauteur (pont de Millau, Figure 65). Il faudra alors soigneusement contrôler la stabilité d'ensemble de ces deux voiles.

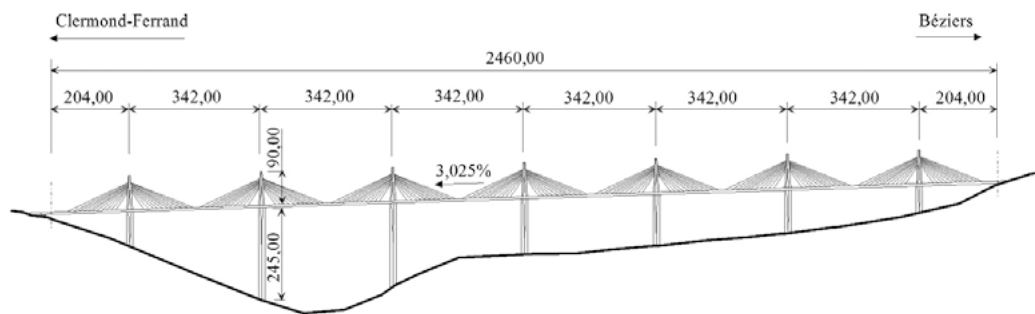


Figure 65 : pont de Millau (France)

Pour le pont de Normandie, la grande console en béton (de 106 m) est environ trois fois plus lourde que la partie centrale métallique, y compris superstructures. La règle du pendule conduit à tripler la section des haubans correspondants, et par voie de conséquence la rigidité de cette console est sensiblement triplée. L'augmentation de la rigidité de cette console améliore donc considérablement la stabilité au vent, en flexion et torsion, en créant un fort encastrement sur pylône.

Nous ajouterons que les derniers haubans de cette zone ont une inclinaison voisine de 45 degrés. Ils sont donc particulièrement efficaces, mais en contrepartie, ils créent des soulèvements très importants sur l'appui voisin où une précontrainte verticale a dû être mise en place.

Il convient aussi de noter que la section en béton dont les parois peuvent être épaissies sur pylône reprend facilement les fortes compressions apportées par les haubans. Cette solution est donc favorable pour les grandes portées. Pour les très grandes portées, lorsque l'effort normal devient trop important, on peut envisager de supporter la partie centrale de la grande travée au moyen d'un câble porteur ancré sur un massif en rive et indépendant du tablier. Ce type de structure n'est pas envisagé dans le présent document.

2.4.2 - Tablier encastré dans le pylône et reposant sur la pile

On rencontre surtout cette disposition dans le cas d'une suspension centrale portée par un pylône en I. Le pylône est alors encastré dans le tablier et l'ensemble repose sur la pile par l'intermédiaire d'une ou deux files d'appareils d'appui. On notera que deux files d'appareils d'appuis en élastomère fretté assurent un encastrement presque parfait sur la pile tout en permettant la dilatation du tablier. Les appareils d'appui du pont de Brotonne sont disposés sur une couronne à la périphérie du fût de pile qui est creux.

2.4.3 - Tablier entièrement suspendu

L'appui du tablier sur le pylône crée un point dur au droit de cet appui. Pour réduire le pic de flexion dû aux moments locaux, surtout à vide, il suffit de rapprocher le premier hauban du pylône, comme au pont de Normandie (Figure 60). En suspendant le tablier au droit du pylône au moyen des haubans on élimine totalement le pic de flexion correspondant. Mais les moments généraux dus aux chargements statiques sont plutôt faibles dans la zone du pylône, il est donc en général préférable de conserver un appui au droit du pylône pour réduire le coût haubanage.



L'encastrement du pylône à sa base, au niveau de la fondation, est théoriquement suffisant pour assurer la stabilité longitudinale de la structure. Les efforts de freinage sont alors transmis en tête des pylônes, les efforts de flexion dans les pylônes augmentent ainsi que le déplacement longitudinal du tablier.

La suspension totale du tablier permet de grands déplacements du tablier. Elle est donc très intéressante dans les zones fortement sismiques. Il faut cependant prévoir, au niveau du tablier, des dispositifs capables de freiner le mouvement du tablier et de dissiper l'énergie comme au pont Vasco de Gama.

2.4.4 - Tablier reposant sur un pylône continu

On rencontre surtout cette disposition avec des pylônes en H, en Y ou en V inversé, les jambes du pylône peuvent soit se rejoindre pour former un fût unique, soit se prolonger en deux fûts séparés. Cette disposition est donc la plus courante. Le tablier est porté par une entretoise joignant les deux fûts ou des consoles accrochées sur les fûts. Les conditions d'appui du tablier sont libres :

- articulation (appui à pot fixe) : dans ce cas, en général, le tablier ne peut être bloqué longitudinalement que sur un seul pylône ;
- appui glissant ;
- appareil d'appui en caoutchouc fretté.

Pour éviter de transmettre les efforts de freinage en tête des pylônes, il est souhaitable de reprendre une grande partie de ces efforts au niveau du tablier, par des appareils d'appui en caoutchouc fretté ou par un appui fixe.

La solution avec des appareils d'appui en caoutchouc fretté sur les deux pylônes permet de conserver le fonctionnement symétrique, que l'on perd avec un appui fixe. Avec des haubans en semi-éventail, lorsque l'on charge la moitié de la travée centrale (un peu plus), le tablier a tendance à vouloir pivoter autour de la boîte d'ancrage en tête du pylône. La rigidité du pylône provoque un recul important du tablier et la raideur des appareils d'appui en caoutchouc fretté est souvent insuffisante pour éviter le recul du tablier. Ce déplacement augmente le souffle des joints de chaussée et l'épaisseur de caoutchouc. Il en résulte qu'il faut augmenter la section des appareils d'appui. L'appareil d'appui étant alors peu chargé pour sa taille, il risque de décoller sous l'effet des rotations. Pour des tabliers légers et souples, on peut ne pas trouver de dimensions acceptables pour ces appareils d'appui. Lorsque les piles sont suffisamment hautes, il est alors préférable d'encastrent le tablier sur les deux pylônes pour conserver la symétrie. Dans les autres cas, on peut prévoir une articulation et un appui glissant.

Nous signalons aussi deux cas particuliers :

- pour le pont de Saint-Nazaire, le pylône métallique en V inversé repose sur la pile au moyen d'articulations ;
- pour le pont sur la Delaware, le pylône central se prolonge entre les deux tabliers qui ne sont reliés entre eux que dans la partie haubanée. Les deux caissons s'appuient sur deux piles situées de part et d'autre (Figure 2).

2.4.5 - Blocage transversal et reprise des effets de vent

Dans une ligne d'appui contenant des appareils d'appuis glissants, l'un des appareils d'appui est unidirectionnel et il est dimensionné pour reprendre la composante transversale de la réaction d'appui.

Pour les appareils d'appui en caoutchouc fretté, il faut souvent prévoir des dispositifs anti-cheminement longitudinalement et souvent des butées pour reprendre la composante transversale.

L'encastrement d'axe vertical du tablier au droit du pylône mérite une attention particulière. La grande travée étant beaucoup plus longue que les travées voisines, le vent transversal crée au droit du pylône un fort moment d'encastrement et une rotation d'axe vertical, car l'encastrement ne peut être qu'élastique.

Ce moment d'encastrement est principalement équilibré par deux forces transversales opposées appliquées au droit du pylône et en tête de la pile voisine, ainsi que par la torsion de la base du pylône quand le tablier est encastrent dans le pylône. Lorsque l'on éloigne cette pile du pylône, on augmente le bras de levier, et on réduit donc ces efforts transversaux, comme on réduit les efforts de soulèvements sur cette pile. En contrepartie, on assouplit l'encastrement et on augmente les efforts de flexion à la clé ainsi que le couple de torsion dans la base du pylône. Pour les grands ponts, une optimisation est nécessaire. Il peut être intéressant de rendre provisoire le premier appui près du pylône nécessaire pour la construction (pont sur l'Elorn) ou de choisir une méthode de construction permettant d'éviter cet appui (construction par encorbellements successifs du fléau sur pylône au pont de Normandie).



Il convient aussi de signaler le dispositif mis en œuvre sur le pont du Faro pour bloquer les rotations de torsion, sans appui vertical sur le pylône (Figure 66). Le tablier est entièrement suspendu et les efforts dans la direction du vent sont repris par des câbles transversaux courts au droit du pylône. Le dispositif mis en place comprend deux paires de vérins placés de part et d'autre du tablier au-dessus de l'entretoise sur pylône et couplés en croix. Il s'agit de 2 vérins à double effet, chaque chambre inférieure étant reliée à la chambre supérieure du second vérin. Les mouvements verticaux sont permis alors que les rotations du tablier autour de son axe longitudinal sont empêchées. Il ajoute bien évidemment un amortissement favorable pour la résistance au vent turbulent, car, pour les grands ponts, la partie dynamique est souvent plus importante que la partie quasi-statique. Un dispositif analogue pourrait aussi être placé de part et d'autre de l'entretoise sur pylône pour bloquer la rotation d'axe vertical tout en permettant la libre dilatation du tablier. Il devrait alors être très puissant, et il est difficile de garantir son bon fonctionnement en toute circonstance dans le temps.

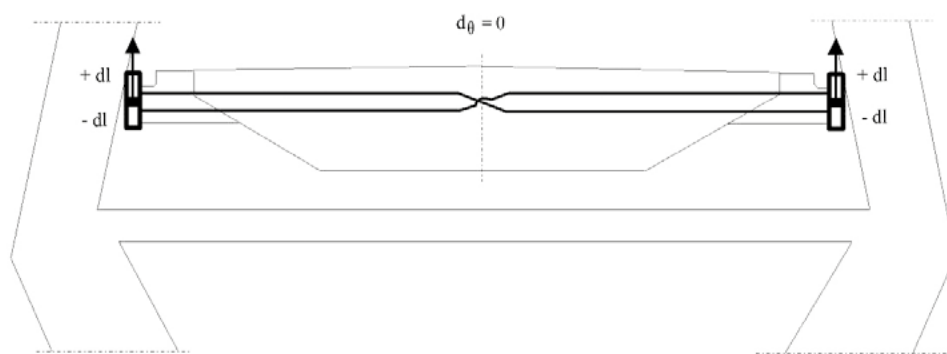


Figure 66 : principe du blocage de la rotation au droit du pylône (Pont du Faro)

3 - Pylônes

La forme du pylône dépend étroitement de la forme de la section transversale du tablier et du choix entre suspension centrale et suspension latérale. Les facteurs de ce choix ont été abordés dans le paragraphe 1, en particulier dans le paragraphe 1.1.2 (forme du pylône et largeur du terre-plein central).

Les pylônes sont en général construits en béton, car ce matériau est le plus économique pour transmettre les efforts de compression. Cependant, quelques pylônes ont été réalisés en acier, principalement en Allemagne et au Japon, mais aussi pour les ponts de Saint-Nazaire et de Millau.

Pour la mise au point des formes des pylônes, le fonctionnement mécanique reste toujours prioritaire. Cependant le tablier étant simplement un ruban d'épaisseur constante, l'aspect de l'ouvrage dépendra principalement de la silhouette du pylône.

Le choix entre pylônes en I, en H, en V ou en Y inversé est principalement dicté par les critères suivants :

- section transversale du tablier ;
- méthodes de construction ;
- résistance aux effets du vent ;
- coût.

Au niveau de leur capacité à résister aux efforts dus au vent, on peut classer les pylônes dans l'ordre croissant suivant : I, H, V inversé, et Y inversé. Dans cette classification des formes, on ne considère que la partie du pylône située au-dessus du tablier.



3.1 - Pylône central en I

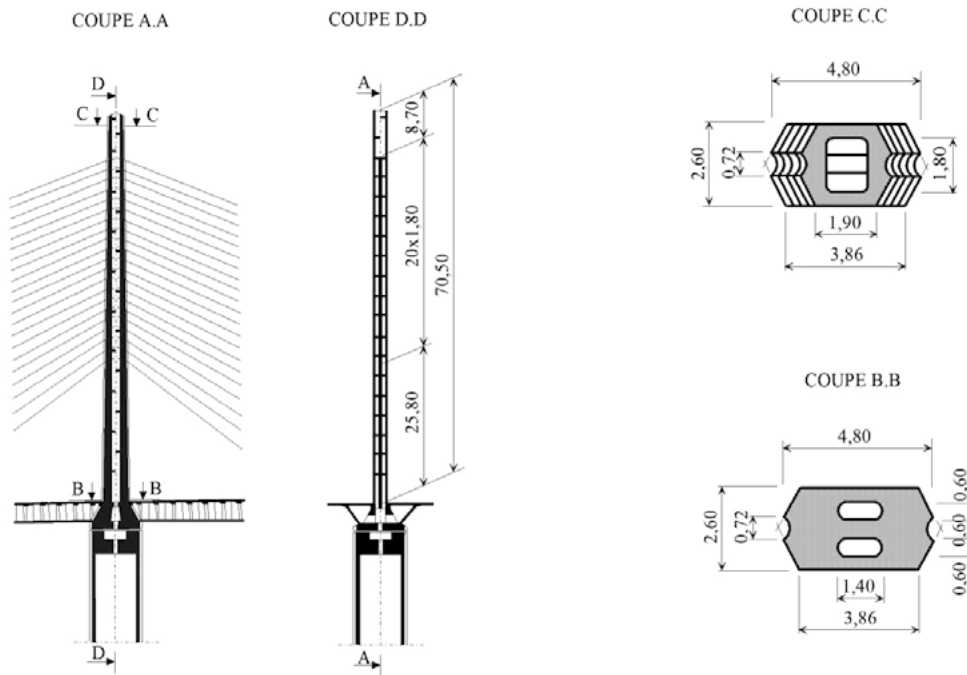


Figure 67 : Pont de Brotonne (France)

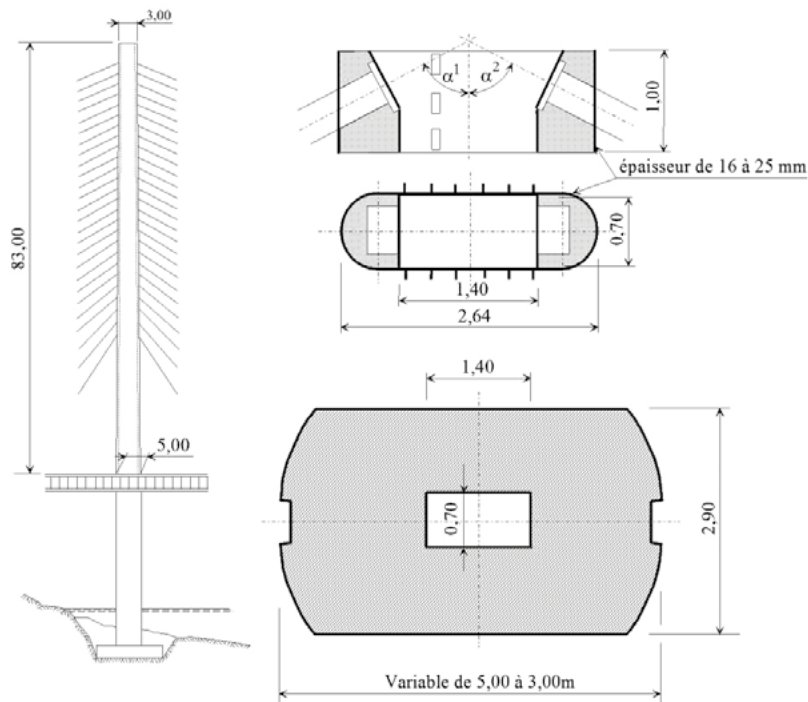


Figure 68 : pont sur l'Elorn (France)

Ce type de pylône, inscrit dans un rectangle légèrement allongé (b/h voisin de 2), est implanté dans le terre-plein central, en général il est associé à une suspension centrale. C'est le moins cher des pylônes, mais son encombrement accroît la largeur et donc le coût du tablier (voir § 1.1.2).

Pour les plus grands, de forme tubulaire, la contrainte moyenne à vide atteint environ $f_{ck}/5$. Son épaisseur sera la plus faible possible, mais elle doit être suffisante pour reprendre les actions du vent sur le pylône et sur les haubans :

- pont de Brotonne 2,60 m pour $h=70$ m (1/27) (Figure 67) [5] ;
- pont sur l'Elorn 2,90 m pour $h=83$ m (1/28) (Figure 68) [8-9].



Pour augmenter la rigidité du pylône, on peut ajouter des nervures au-dessus du gabarit de circulation. Toutefois, le gain reste faible, car les majorations dues aux effets du second ordre restent modérées et les moments les plus importants sont situés à la base (premier ordre). Sur les premiers ouvrages avec passage en selle des haubans, le pylône comprend en général trois voiles : un voile central qui supporte les haubans, deux accès de part et d'autre, et deux voiles périphériques, cas du pont de Brotonne 0,40 - 0,60 - 0,60 - 0,60 et 0,40 m (Figure 67). Les passages en selles sont peu utilisés actuellement car ils sont peu favorables vis-à-vis de la tenue en fatigue. Un accès central dans les pylônes les plus hauts permet alors d'augmenter le rendement de la section dans la base. Les plus petits pylônes conservent une section pleine.

Il est toujours intéressant de réduire les actions du vent, en choisissant une section ayant un bon coefficient de traînée, c'est-à-dire d'arrondir les extrémités, cas du pont sur l'Elorn (Figure 68). Cette section symétrique plus large que haute crée en général des échappements tourbillonnaires importants.

3.1.1 - Stabilité transversale

Longitudinalement le pylône est retenu par les haubans. Par contre dans le sens transversal il faut prendre en compte les effets du second ordre. Le vent est perpendiculaire à la structure et, on s'intéresse donc aux actions dans la direction du vent. L'Eurocode 1-1-4 [34] ou les Recommandations de la CECM [35] fournissent les actions en fonction de la vitesse et de la turbulence du vent et du coefficient de majoration dynamique. Pour les formes les plus simples, ils permettent donc une bonne estimation des efforts de traînée. Le présent paragraphe rassemble les informations nécessaires pour effectuer un calcul simplifié au second ordre.

On peut considérer que la structure est une console isostatique, car la tension suivant la corde n'est pas modifiée par l'action du vent, par contre la direction du hauban change du fait de la déformée du pylône et du tablier [36]. Les actions extérieures dues au vent sont l'action du vent sur le pylône, l'action du vent sur les haubans répartie de façon isostatique entre l'ancrage haut et l'ancrage bas et l'action du tablier. Dans ce calcul itératif au second ordre, on ne considère que l'action apportée par l'ancrage haut, mais il faut prendre en compte le changement de direction du hauban et ajouter les défauts initiaux de géométrie aux déformées de la console.

Pour les pylônes en béton l'Eurocode 2 partie 2 [21] fournit le défaut initial à prendre en compte en fonction de la hauteur h du pylône, l'inclinaison proposée est $\frac{l}{200} \frac{2}{\sqrt{h}}$. À ce défaut de géométrie du pylône il convient d'ajouter :

- le défaut d'implantation de l'ancrage haut, environ 2 à 5 cm ;
- le défaut d'implantation de l'ancrage bas, environ 2 à 5 cm, ajouté à la flèche du tablier.

On constate que le défaut croît peu avec la hauteur du pylône, car tout défaut constaté (hors gradient thermique et rotation de la fondation) lors d'une levée, est corrigé lors des levées suivantes. Pour un même déplacement en tête, un défaut variant paraboliquement sera plus défavorable qu'un défaut variant linéairement, car le hauban est lié au pylône aux points haut et bas uniquement. Dans le sens de la sécurité il est donc conseillé de considérer un défaut initial qui croît paraboliquement avec la hauteur. Le gradient thermique transversal peut être intégré dans le défaut initial de géométrie.

Il convient évidemment de distinguer les charges instantanées, des charges quasi-permanentes qui sont plus défavorables du fait des déformations différées qu'elles engendrent. Pour avoir plus de détails sur l'effet du fluage, il convient de se porter à [37]). On notera que pour les ouvrages comportant un grand nombre de haubans l'action du vent sur les haubans est du même ordre de grandeur que l'action du vent sur le pylône. La souplesse de la pile et de sa fondation accroît les effets de second ordre.

3.2 - Pylônes en H, en V ou Y inversés

Les pylônes en H sont toujours associés à une suspension latérale. Les autres formes peuvent supporter une suspension centrale ou des suspensions latérales.

La position de l'entretoise haute ou la position de la jonction des deux branches du Y inversé sera placée au mieux pour équilibrer les moments dus aux actions du vent : moment de console au-dessus, moment de portique au-dessous. Pour les pylônes en H, il est souvent intéressant de placer l'entretoise haute immédiatement au-dessous de la boîte d'ancrage des haubans pour faciliter les dispositions constructives. Cette entretoise haute assure aussi le recentrage des efforts :

- en déviant les efforts suivant les directions inclinées des jambes, ponts de Chalon-sur-Saône (Figure 69) [14, 38] et de Tarascon [16-17] ;



- en reprenant les couples dus à l'excentrement de la boîte d'ancrage par rapport à la ligne moyenne. Ainsi, pour le pont de Karkistensalmi (Figure 70) [26], chaque branche du H a une section triangulaire qui s'élargit linéairement, la boîte s'appuie sur la paroi intérieure verticale qui est plus épaisse. Au-dessus de l'entretoise haute les deux autres parois ne supportent pas directement la boîte, elles assurent principalement son contreventement.

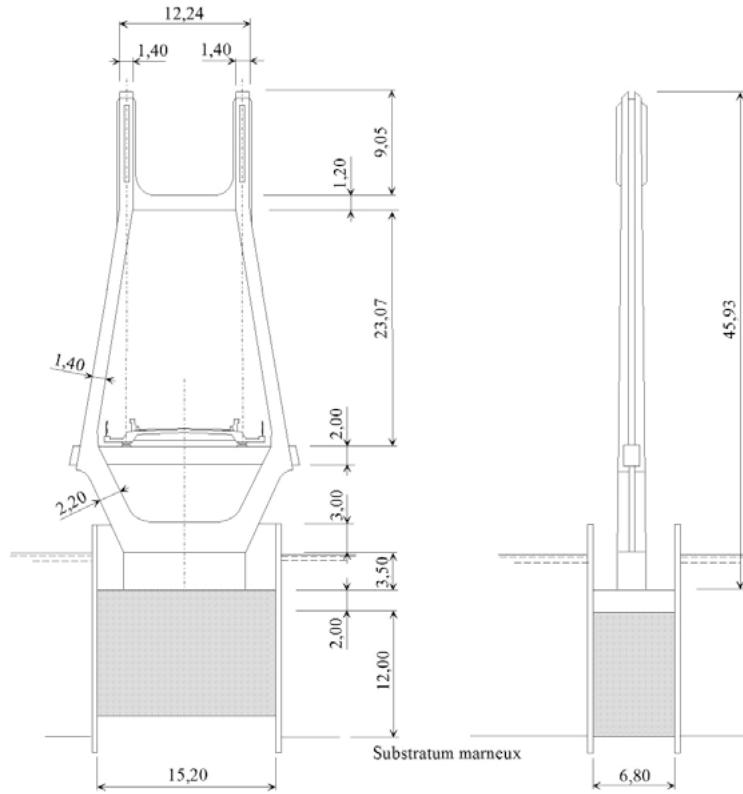


Figure 69 : pont de Chalon sur Saône (France)

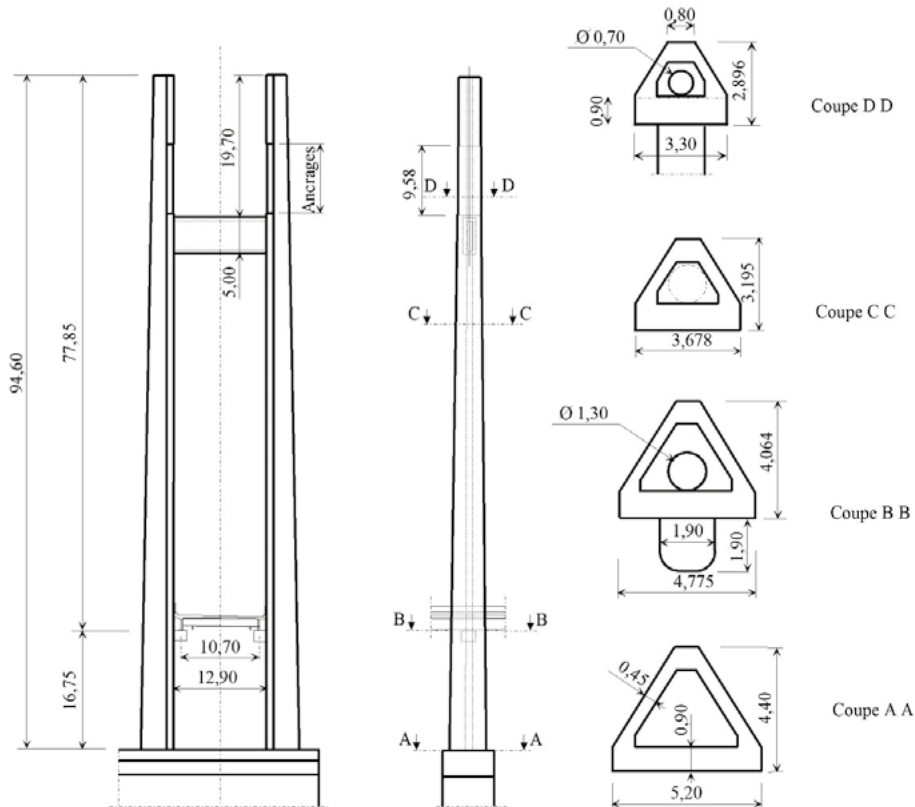


Figure 70 : pont de Karkistensalmi (Finlande)



Le pylône en V inversé est choisi lorsque les haubans sont relativement concentrés en tête, pont du Faro (Figure 71).

Le pylône en Y inversé sera préféré lorsque les haubans sont répartis ou pour les très grands ouvrages, comme le pont de Normandie (Figure 72) ou de Seyssel (Figure 73), car les longueurs de flambement sont réduites par rapport au pylône en V inversé et la console supérieure reprend une part importante des efforts dus au vent. Ce regroupement axial des haubans sur une grande hauteur assure une plus grande stabilité au vent.

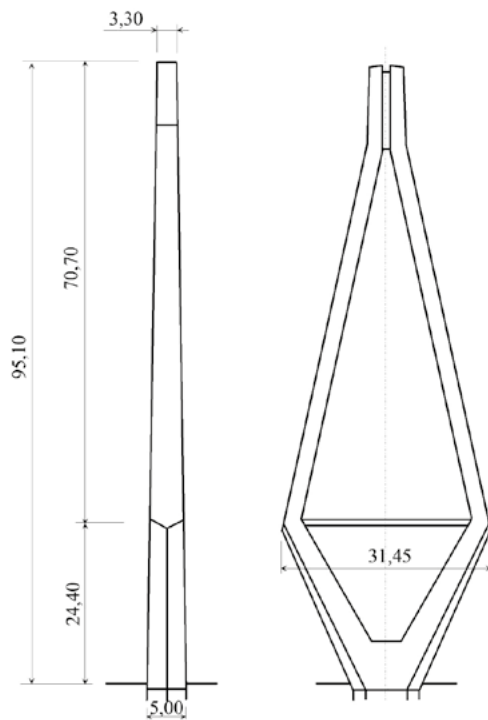


Figure 71 : pont du Faro (Danemark)

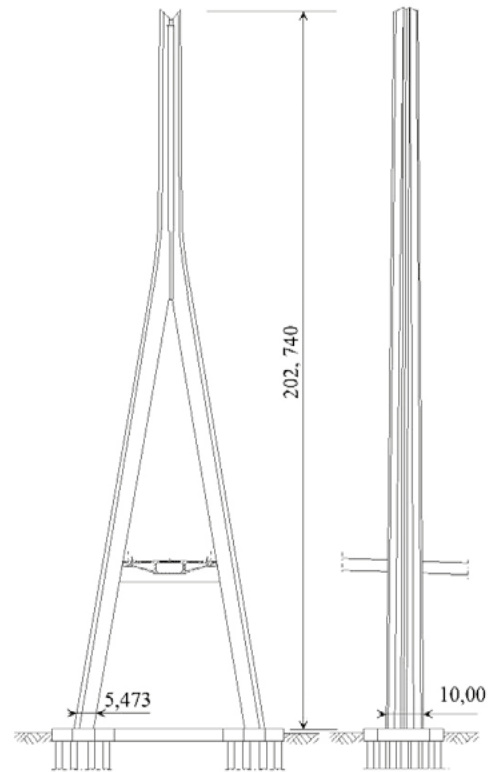


Figure 72 : pont de Normandie (France)

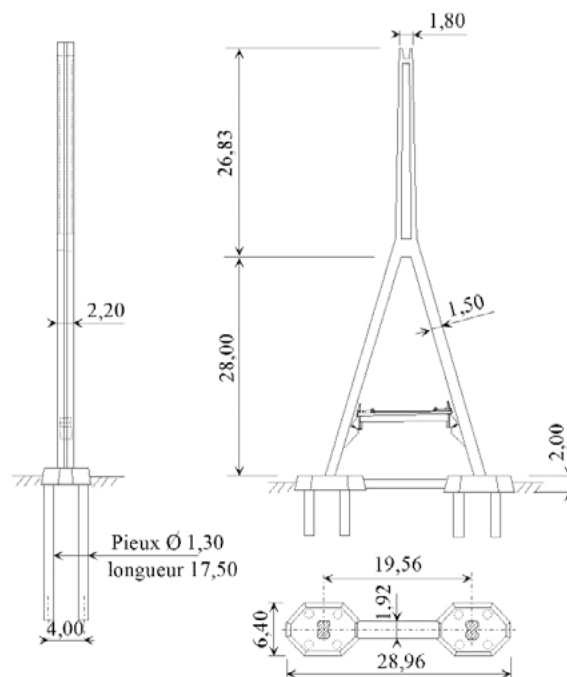


Figure 73 : pont de Seyssel (France)



Au-dessous du tablier, les deux jambes du pylône peuvent :

- soit se prolonger séparément jusqu'au sol, le tablier est alors supporté par une entretoise basse ou par deux consoles. Une entretoise basse améliore la stabilité transversale du pylône. Les consoles, jugées souvent plus esthétiques, apportent des couples parasites qu'il est possible de reprendre de deux façons : par de la précontrainte verticale sur la face opposée du pylône cas du pont de Karkistensalmi (Figure 74), ou en inclinant la réaction d'appui de façon à équilibrer les aires de moment positif et les aires de moment négatif dans la hauteur au-dessous du tablier : cas du pont de Seyssel (Figure 75) [25] ;
- soit se rejoindre pour former un fût de pile unique à la base, on obtient alors la forme dite en lyre qui est très répandue : pont de Chalon-sur-Saône, de Tarascon, etc. Le tablier est alors supporté par une entretoise précontrainte. Cette précontrainte en général rectiligne devra équilibrer la composante horizontale due au changement de direction de l'effort normal dans le pylône, et assurer la compression à vide de cette entretoise. Le dessin du nœud doit être étudié avec soin pour assurer un bon équilibre des efforts. Dans la Figure 76, la précontrainte F4 de l'entretoise équilibre les composantes horizontales des efforts F1 et F3, par exemple pas de tractions dans l'entretoise sous combinaisons fréquentes. Pour éviter de fléchir l'entretoise dans la zone centrale, la jambe sous le tablier devra être positionnée sous le barycentre des actions F1 et F2. Il convient donc de retoucher la forme du pylône jusqu'à avoir un bon équilibre des efforts à vide. C'est l'équilibre statique des efforts qui impose la forme du pylône et non l'inverse.

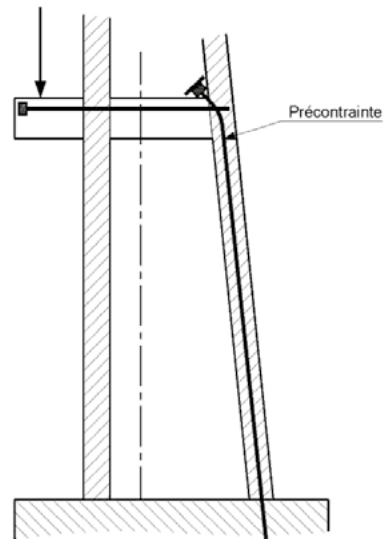


Figure 74 : pont de Karkistensalmi

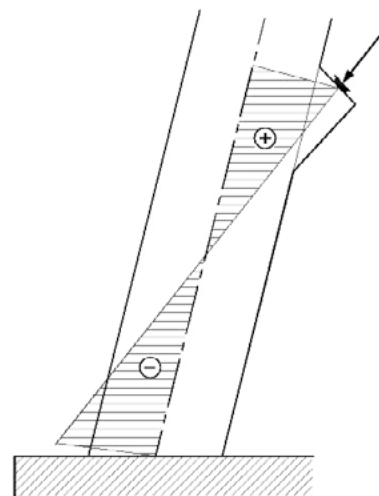
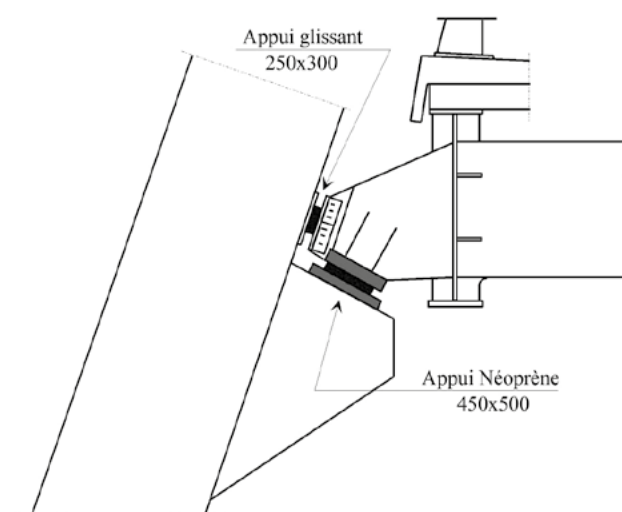


Figure 75 : pont de Seyssel

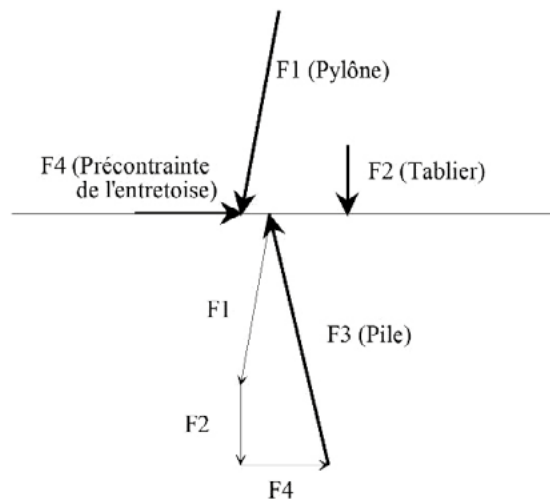


Figure 76 : équilibre des efforts au nœud d'un pylône en forme de lyre

Pour les petits ouvrages ou les ouvrages moyens relativement larges, le H peut être transformé en deux I par suppression de l'entretoise haute (pont sur la Bidouze, projet du pont d'Aisy-sur-Armançon).

Une suspension latérale du tablier associée à des pylônes en V ou en Y renversés est souhaitable pour les très grandes portées. D'une part cette disposition permet de reprendre les efforts de traînée avec un faible déplacement de la tête du pylône et aussi de limiter les déplacements du tablier (balancement). D'autre part le fait d'incliner les haubans pour les regrouper dans l'axe de l'ouvrage est très favorable vis-à-vis de la torsion. En effet dans le mode de torsion, les déplacements des ancrages hauts deviennent nuls et la souplesse des haubans de retenue n'intervient plus ou très peu, ce qui permet d'obtenir une fréquence de torsion plus importante que celle du mode de flexion et donc de réduire les risques de couplage de ces deux modes. En contrepartie l'inclinaison transversale des haubans crée un certain couplage des déformations de torsion et de balancement mais le couplage de ces deux modes n'est en général pas à craindre car les fréquences sont très différentes, il est d'ailleurs rarement mesuré dans les essais en soufflerie.

3.3 - Prise en compte des méthodes de construction

La forme du pylône peut aussi être influencée par les méthodes de construction.

3.3.1 - Tablier mis en place par poussage

Lorsque le tablier est poussé ou lancé sur des palées provisoires d'un seul côté, cela conduit logiquement à faire passer le tablier entre les deux jambes du pylône, cas du pont de Wandre (Figure 77) [6].

Pour un caisson en béton, une solution classique consiste, sur chaque rive, à pousser les travées d'accès et une amorce de la travée centrale. Cette solution reste applicable avec un tablier en béton à suspension centrale associé à un pylône en I. Elle conduit logiquement à un encastrement du pylône sur le tablier et en général l'ensemble repose sur la pile au moyen d'appuis en caoutchouc fretté, cas du pont sur l'Elorn. Elle est toutefois très pénalisante au niveau des délais, car la construction en place du pylône, après poussage, est sur le chemin critique et interrompt la construction du tablier.

Dans le cas d'un caisson métallique orthotrope lancé des deux côtés le pylône métallique peut être utilisé comme mât de haubanage pendant le lançage du tablier. Les piles très hautes conduisent à privilégier le pylône en I ou en A longitudinalement si une grande rigidité en pied est nécessaire. Pour le pont de Millau, le fait de prévoir un pylône métallique conduit à une forte réduction du délai de construction et l'unité de matériau facilite grandement la jonction tablier pylône.

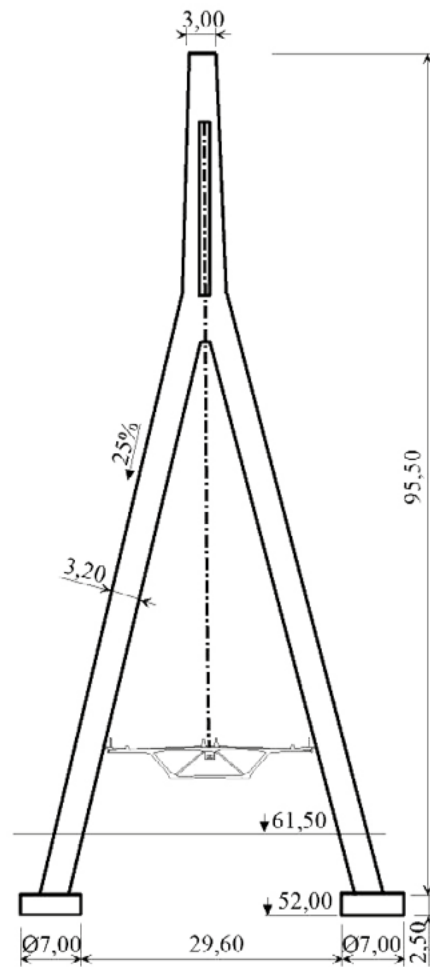


Figure 77 : pont de Wandre (Belgique)

3.3.2 - Tablier mis en place par rotation

Avec un pont à haubans, il est toujours facile de constituer un fléau en équilibre. L'axe de rotation peut être situé :

- dans l'axe du fût de pile, les appuis glissants étant placés en tête de la pile dans le cas d'un pylône en I ou à la base de la pile avec les autres type de pylône, pont de Ben-Ahin (Figure 78) [6], passerelle de Meylan [11] ;
- sous l'une des jambes, pont de Gilly (Figure 79) [15, 72], passerelle de l'illhof [30].

Lorsque l'ouvrage comporte une boîte contrepoids, celle-ci est juste remplie pour avoir une réaction positive sur l'appui arrière sous l'effet du poids propre et du vent en cours de rotation. Cette réaction est contrôlée par pesage avant de débiter la rotation qui est effectuée sous couverture météo.

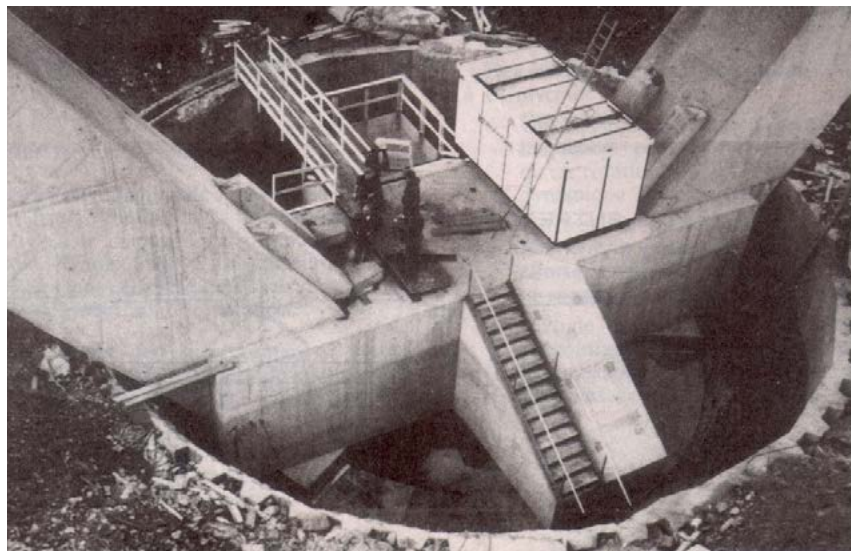
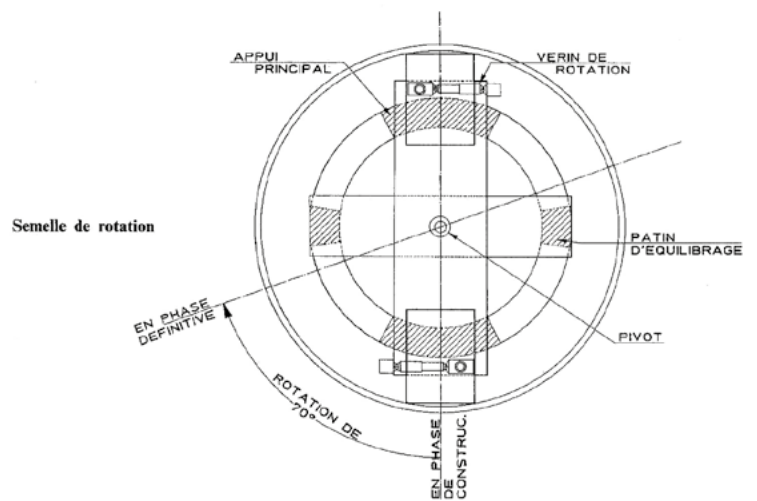
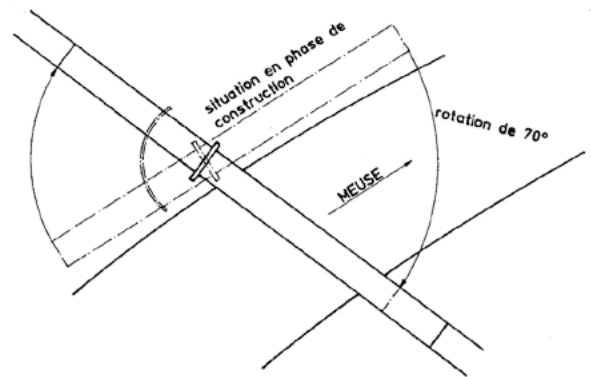
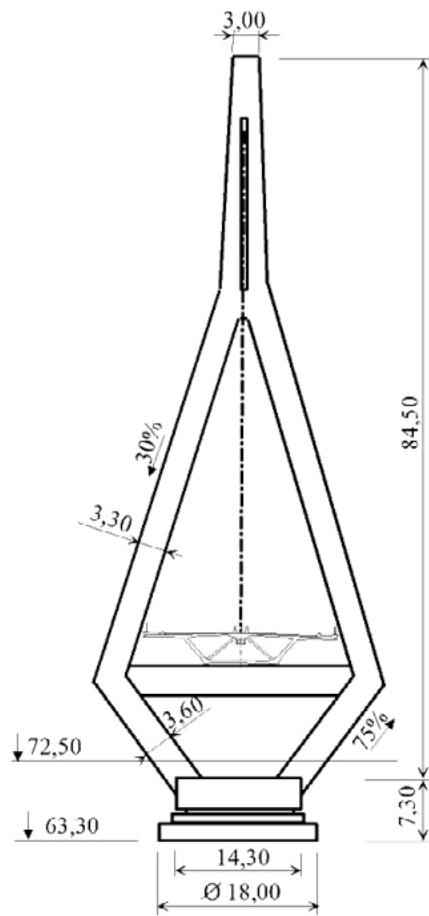


Figure 78 : pont de Ben-Ahin (Belgique) (Reproduit avec l'autorisation de l'ITBTP)

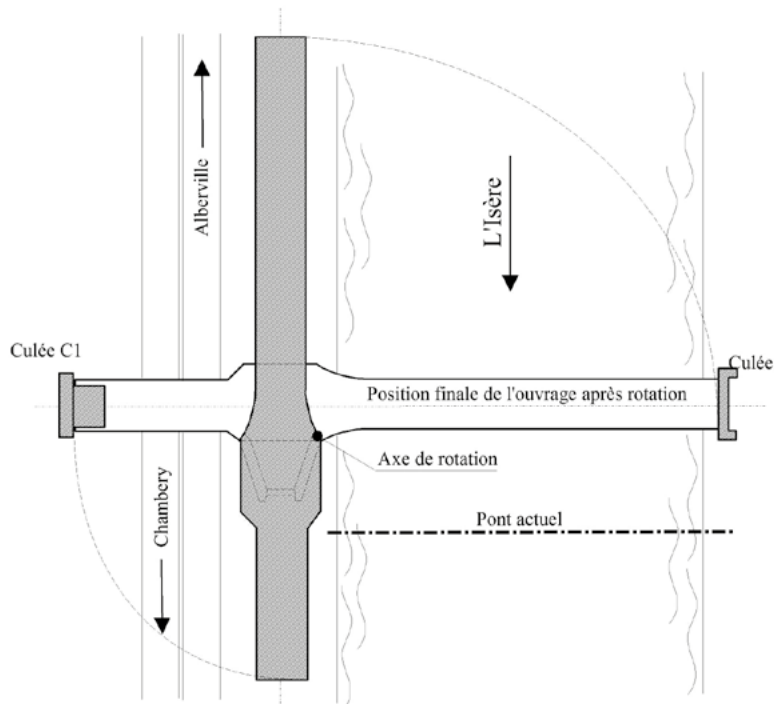


Figure 79 : pont de Gilly (France)

3.3.3 - Levage de la travée de rive

Par exemple, pour le pont de Saint-Nazaire, la travée de rive et une amorce de la travée centrale ont été levées entre les cellules latérales de la pile. Lors du levage le mât métallique en V inversé reposait sur le colis (Figure 80) [31, 39]. La cellule centrale de la pile a été complétée après le levage.

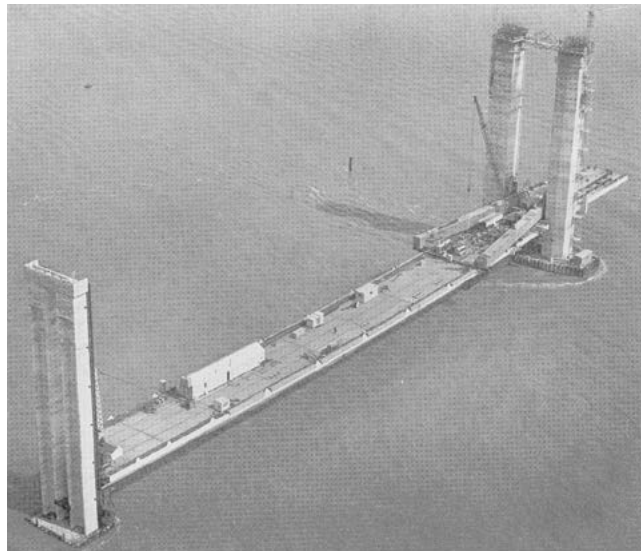


Figure 80 : pont de St Nazaire (France)

3.3.4 - Construction par encorbellements successifs

Souvent, les travées d'accès sont construites sur cintre ou mises en place par poussage ou par lançage, dans un premier temps. La construction de la travée centrale s'effectue ensuite par encorbellements successifs d'un seul côté et la stabilité du pylône est assurée par les haubans de retenue que l'on tend au fur et à mesure. Le pylône peut être souple, il sera dimensionné par les efforts dans l'ouvrage en service.



Par contre, lorsque la construction s'effectue par encorbellements successifs de part et d'autre du pylône, la stabilité du fléau est assurée par le pylône lui-même. Il sera alors dimensionné par les charges en cours d'exécution : chute d'équipage mobile, vent turbulent. Il est alors souvent intéressant de réduire les bras de levier, soit en prévoyant un clavage assez tôt en rive, en allongeant la partie construite sur cintre, cas du pont de Tarascon (Figure 59), soit en prévoyant des pilettes ou une palée provisoire dans les travées d'accès pour assurer le plus tôt possible un brélage du fléau, cas du pont Vasco de Gama (Figure 82) [18-20].

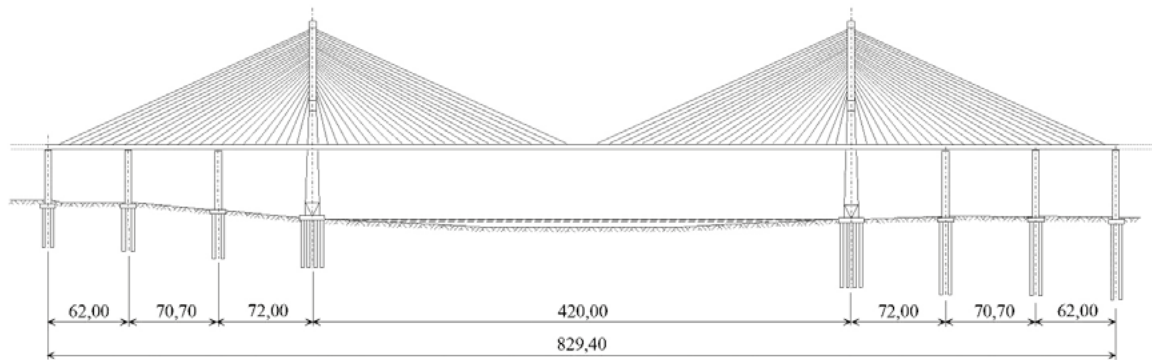


Figure 81 : Pont Vasco de Gama (Portugal)

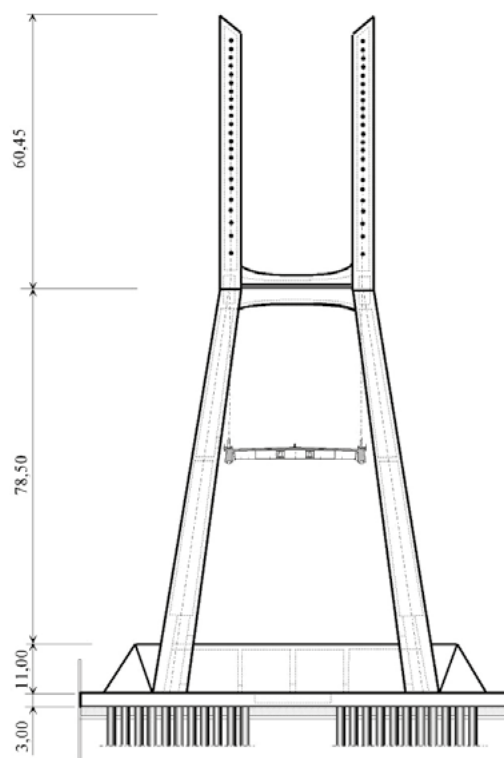


Figure 82 : pont Vasco de Gama (Portugal)

Du fait de sa forme et surtout de sa hauteur, la structure doit être protégée contre la foudre par des dispositifs paratonnerres disposés en général en tête de pylône.



4 - Attache des haubans sur la structure

Dans ce paragraphe, nous ne nous intéressons qu'à la fixation du hauban sur la structure. Pour les autres problèmes concernant le hauban lui-même, il y a lieu de se reporter aux recommandations de la CIP [1] et aux notices des fabricants. En ce qui concerne l'ancrage bas, certains points sont déjà indiqués dans le paragraphe 1 relatif à la coupe transversale.

La longueur des haubans doit être réglable et, ils doivent être remplaçables. Il convient donc d'abord de choisir la position de l'ancrage actif, ancrage bas ou ancrage haut, pour prendre en compte l'encombrement du vérin.

4.1 - Généralités

4.1.1 - Câbles à torons ou à fils parallèles

Les ancrages de ces haubans découlant des procédés de précontrainte, il est très facile de les ancrer dans une structure en béton lorsque les épaisseurs sont suffisantes. La trompette et la plaque d'appui sont encastrées dans le béton (Figure 9, Figure 83). Ces haubans sont donc conçus pour être encastrés. Un déviateur placé à une distance de 1,5 à 3 m de l'ancrage, voire plus lorsqu'il est relativement souple (amortisseur), assure un blocage transversal pour que les flexions dues aux variations angulaires n'atteignent pas l'ancrage, et ainsi améliorer la résistance à la fatigue du câble [60]. Ce déviateur, qui s'ajoute à celui qui est déjà prévu dans le procédé de haubanage pour assurer le regroupement des torons, est donc indispensable, surtout en partie basse, pour augmenter la durée de vie du hauban.

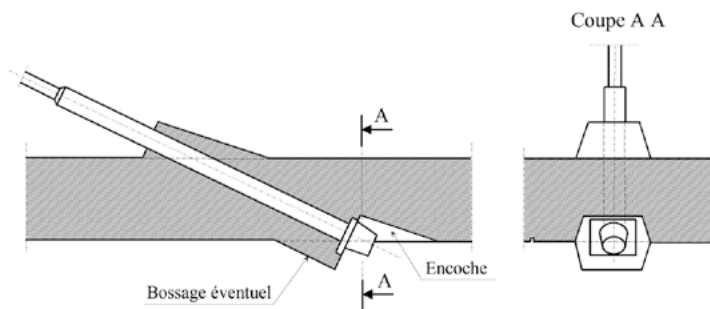


Figure 83 : ancrage sur dalle ou sur nervure

Des hélices sur les gaines ou d'autres dispositifs, peuvent atténuer ou éviter les vibrations des haubans sous l'action combinée du vent et de la pluie. Pour les haubans relativement longs, de l'ordre de 100 m et plus, il faut pouvoir ajouter un amortisseur à la base, lorsque celui-ci n'est pas mis en place lors de la construction. Cet amortisseur assure aussi le rôle de déviateur. Pour accroître son efficacité et aussi du fait de sa souplesse, il est placé plus loin de l'ancrage, entre 3 et 5 m [53]. Pour le rendre plus discret l'amortisseur est souvent situé dans le tube prolongeant le tube coffrant (Figure 84). Il faut alors augmenter le diamètre du tube pour le loger et éventuellement l'épaissir pour reprendre les efforts transversaux. On peut aussi disposer deux amortisseurs extérieurs perpendiculaires à la gaine, comme au pont de Brotonne et au pont sur l'Elorn (Figure 85).

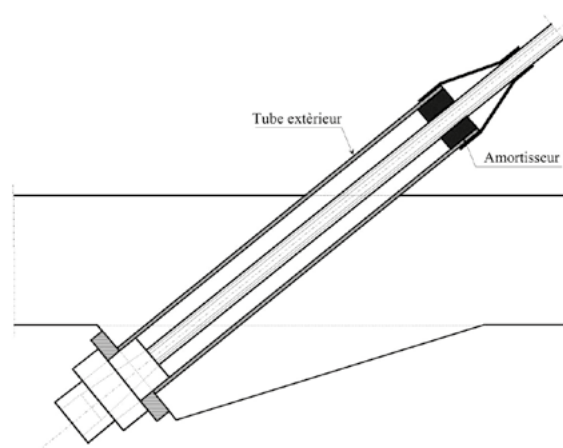
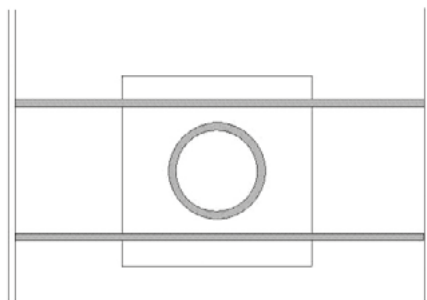


Figure 84 : dispositif d'amortissement par amortisseur en néoprène à l'intérieur du tube

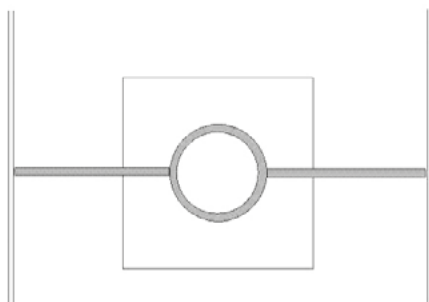


Figure 85 : dispositif antivibratoire utilisé au pont sur l'Elorn

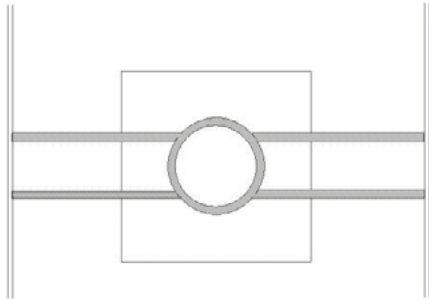
L'effort transversal à reprendre au niveau de ces déviateurs est au moins de 1 à 2 % de l'effort longitudinal à vide. Il convient d'éviter les soudures dans les sections les plus sollicitées. Lorsque des soudures sont indispensables, elles doivent avoir une bonne classe de fatigue, car elles sont soumises à des effets dynamiques. Ce tube non remplaçable doit être considéré comme faisant partie de la structure, ce qui conduit à une épaisseur minimale de 6 mm lorsqu'il est fermé et étanche ou 8 mm dans le cas contraire. De plus, pour l'ancrage bas, il faut au moins prévoir un léger bossage avec une forte pente pour que l'eau ne stagne pas à la base du tube (Figure 83). Dans tous les cas, il faut prendre des précautions pour éviter la corrosion due à la présence du point triple.



a) Pont de Chalon/Saône (France)



b) Pont de Normandie (France) (dessin fait avec un seul tube au lieu de deux)



c) Pont Jean Paul II (Pologne) (revue travaux [40])

Figure 86 : attaches des haubans entre deux plaques

Pour accrocher les haubans sur une charpente métallique, trois dispositions sont couramment employées :

- une plaque d'appui de très forte épaisseur s'appuie symétriquement de part et d'autre sur deux lames de persienne (Figure 86a), ancrage haut des ponts de Wandre, de Ben-Ahin [6], de Chalon-sur-Saône (Figure 96a) et de Tarascon (Figure 97). Ces lames de persienne sont souvent raidies sur les bords par des semelles. Le déviateur peut être logé dans un tube lié à l'ancrage ou aux lames de persienne. Il semble préférable de souder ce tube sur la plaque d'ancrage plutôt que sur les persiennes. Cette disposition permet : un contrôle plus facile de la perpendicularité du tube par rapport à la plaque d'appui ; une continuité de la gaine qui assure l'étanchéité ; un accès plus simple pour la remise en peinture des lames de persiennes ;
- une plaque d'appui très épaisse s'appuie sur l'extrémité d'un tube de forte épaisseur (Figure 86b), raidi en extrémité si l'ancrage est actif, comme pour les ancrages hauts du pont de Normandie [68] (Figure 98) et les ancrages bas du pont de Karkistensalmi (Figure 34). Ce tube est relié de façon unilatérale ou bilatérale à la charpente au moyen d'une plaque travaillant principalement au cisaillement. De part et d'autre de cette âme, on ajoute des semelles, pour éviter l'ovalisation du tube et pour reprendre les contraintes de flexion qui apparaissent du fait du léger bras de levier. Le déviateur peut être placé dans ce tube épais ou dans un autre tube le prolongeant. Un ancrage passif peut s'appuyer directement sur l'extrémité du tube, pont d'Evripos (Figure 87) ;
- enfin, il faut signaler le cas un peu plus rare où l'ancrage est logé dans une pièce moulée ou mécano-soudée accrochée sur une oreille au moyen d'un axe en acier inoxydable avec une rotule, comme dans la travée centrale du pont de Normandie (Figure 88) dispositif qui est surtout utilisé pour des fils parallèles ou des câbles toronnés.

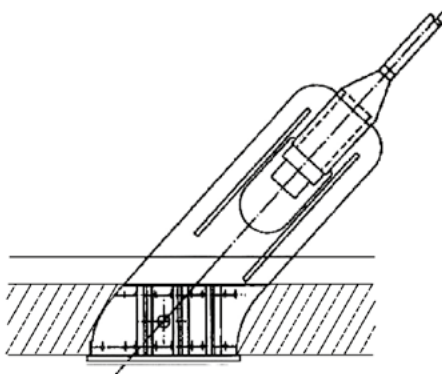


Figure 87 : ancrage bas du pont d'Evripos

Récemment, une variante de la seconde disposition est apparue sur le pont Jean Paul II à Gdansk (Figure 86c) [40]. La plaque diamétrale qui reprend les efforts de cisaillement est remplacée par deux plaques excentrées. Les appuis du tube sont mieux répartis, puisqu'il y a quatre appuis au lieu de deux. Le fait de dédoubler la plaque permet de reprendre des couples, mais pas une composante transversale importante. Cette disposition peut permettre certaines simplifications, en particulier de supprimer les plats transversaux aux extrémités. Il convient de contrôler par le calcul que l'ovalisation du tube reste acceptable. Pour permettre une transmission directe des efforts de flexion dans l'épaisseur du tube, les deux plats peuvent être légèrement écartés, cette disposition évitant l'ovalisation du tube.

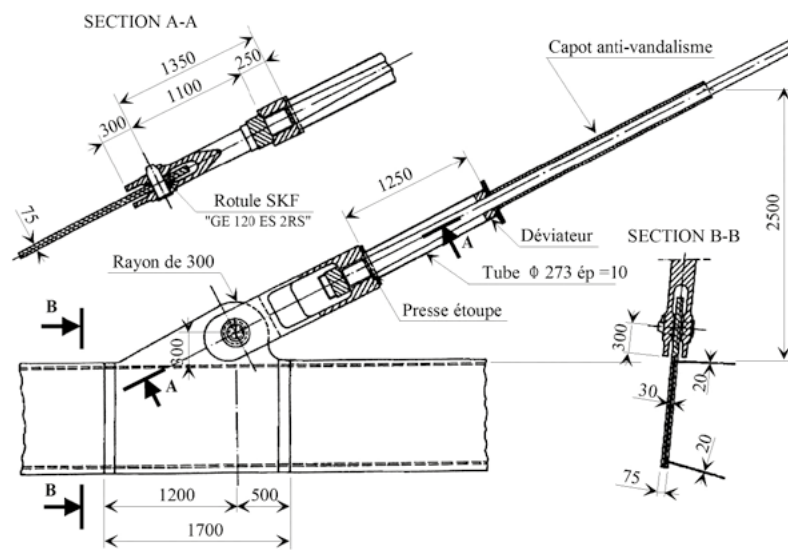


Figure 88 : pont de Normandie (France)

4.1.2 - Torons multicouches et câbles clos

En extrémité, les fils sont repliés et enveloppés de zinc fondu ou d'une résine avec des billes métalliques ou des grains de silice, pour former un culot logé dans une douille de forme conique ou en tulipe. Cette douille est intégrée ou placée dans une pièce moulée ou mécano-soudée. Cette pièce comporte souvent une chape et elle est alors accrochée sur une oreille ou une plaque continue. Elle est alors accrochée au moyen d'un axe en acier inoxydable formant rotule. Ces haubans sont théoriquement articulés autour d'un axe horizontal à leur extrémité (Figure 88, Figure 89), au moins lors de la mise en tension.

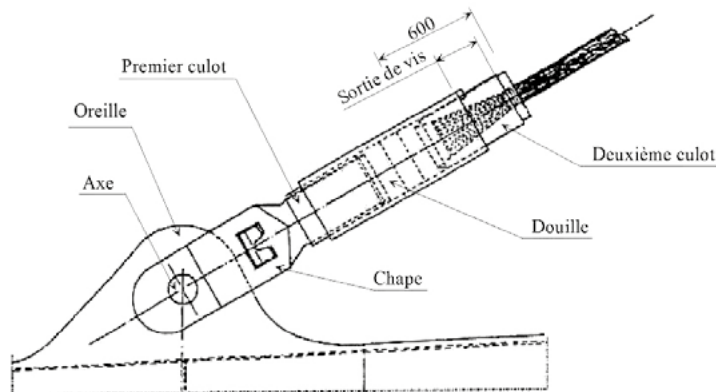


Figure 89 : Pont de Saint-Nazaire (France)



La douille peut aussi s'appuyer sur une plaque à l'extrémité d'un tube ou sur un écrou, on obtient alors un encastrement. Cette disposition est moins satisfaisante du fait des flexions en extrémité qui induiront de la fatigue dans le câble (Figure 90).

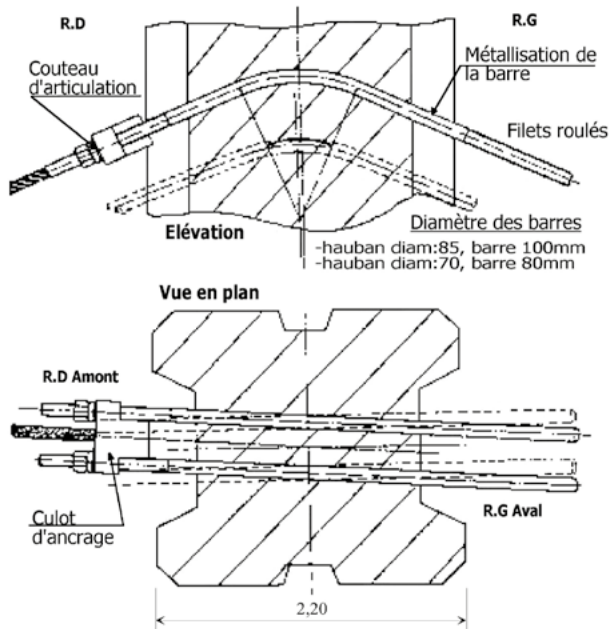


Figure 90 : barres filetées du pont de Seyssel (France)

4.1.3 - Passage en selle

Pour les haubans, le passage en selle est déconseillé, car les contacts ponctuels entre les torons créent un phénomène de fatigue bien particulier : les petits déplacements relatifs arrachent des petits morceaux de métal. Ce phénomène engendre des fissures qui progressent. La galvanisation et l'interposition de produits souples ont un effet favorable vis-à-vis de ce phénomène. D'autre part, le passage en selle rend difficile à la fois le blocage longitudinal et le remplacement du hauban.

Une disposition simple consiste à dénuder les torons et à les injecter au coulis de ciment dans la partie courbe. Pour assurer le blocage longitudinal, il suffit de prévoir un double tubage, le tube intérieur fileté en extrémité s'appuie au moyen d'un écrou sur l'extrémité du tube coffrant sur-cintré. Mais des doutes persistent sur sa tenue dans le temps car la galvanisation placée dans un milieu fortement basique peut provoquer un dégagement d'hydrogène qui provoque la fissuration des torons. En outre la réalisation de l'injection est délicate et exige une bonne étanchéité en extrémité.

4.2 - Ancrage bas

On se reportera au paragraphe 1 – coupe transversale - en particulier aux paragraphes 1.2.1 et 1.3.3.

Pour les tabliers en béton, le hauban est directement encastré dans la structure, comme un câble de précontrainte. Nous présentons trois autres exemples correspondant à des dalles minces ou des structures métalliques :

- ancrage bas du pont d'Evripos (Figure 87) : le tube contenant l'ancrage est soudé sur un plat évidé et raidi. Cet ancrage, conçu pour peut être placé dans le prolongement d'une âme dans le cas d'une structure métallique (Figure 30a), supporte une dalle mince au moyen d'une plaque métallique située sous la dalle. Sur la vue de droite de la Figure 87, prise avant le bétonnage des superstructures, on note les tôles sacrificielles pour repousser le point triple hors de la section résistante ;
- ancrage bas du pont de Saint-Nazaire (Figure 89) : il s'agit de la disposition la plus courante pour des câbles clos supportant une structure métallique ;
- ancrage bas dans la grande travée haubanée du pont de Normandie (Figure 88) : une disposition analogue à la précédente est retenue pour des câbles à torons parallèles. Ces pièces sont en acier moulé.



4.3 - Ancrage haut

Nous considérons d'abord le cas du pylône en béton, qui est le plus complexe et le plus courant. Le passage en selle étant actuellement plutôt déconseillé, malgré le bon comportement des haubans du pont de Brotonne, la principale difficulté consiste à faire transiter les efforts d'un hauban à son vis-à-vis, car le béton n'est pas apte à reprendre les efforts de traction.

Trois dispositions principales peuvent être envisagées :

- ancrages encastrés dans le béton (avec double tubage pour les rendre démontables) ;
- efforts repris par deux tôles situées de part et d'autre des haubans ;
- efforts repris par une tôle située dans le plan des haubans.

4.3.1 - Ancrages encastrés dans le béton

Croisement des haubans

Les haubans étant rectilignes, il convient de décaler, pour des raisons de géométrie, les deux nappes en plan et de distinguer deux cas :

- lorsqu'il y a deux plans de haubans, regroupés au sommet d'un pylône en Y inversé il suffit par exemple de placer les câbles de la travée centrale à l'intérieur et les câbles des travées d'accès de part et d'autre, solution proposée pour le projet du pont de Normandie (Figure 91). Les couples de torsion sont ainsi bien équilibrés ;
- lorsqu'il n'y a qu'un seul plan de haubans, il est assez rare qu'une entretoise haute puisse reprendre les efforts de torsion créés par un décalage. Cela conduit à placer les haubans de retenue de part et d'autre des haubans de la travée principale, les haubans impairs d'un côté et les haubans pairs de l'autre (Figure 92). Du fait des angles de croisement en général quelconques, le décalage minimum comprend au moins un demi-diamètre du tube déviateur et un demi-ancrage (+ 3 cm). Cette solution est la plus économique, mais son esthétique n'est pas très pure. Elle est toutefois intéressante pour un pylône plein, supportant un petit nombre de haubans.

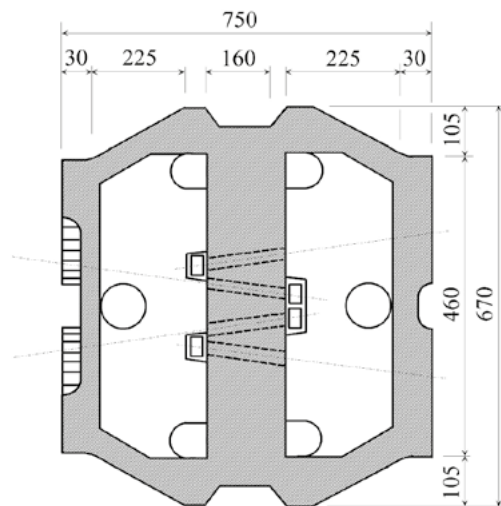


Figure 91 : pylône en Y inversé (projet de 1988 du pont de Normandie)

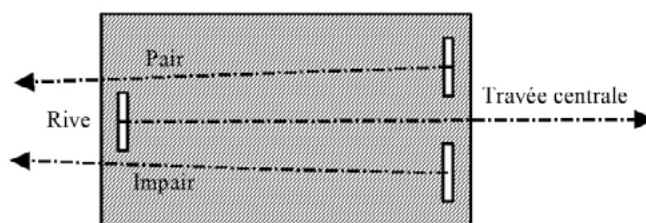


Figure 92 : pylône en H ou en I

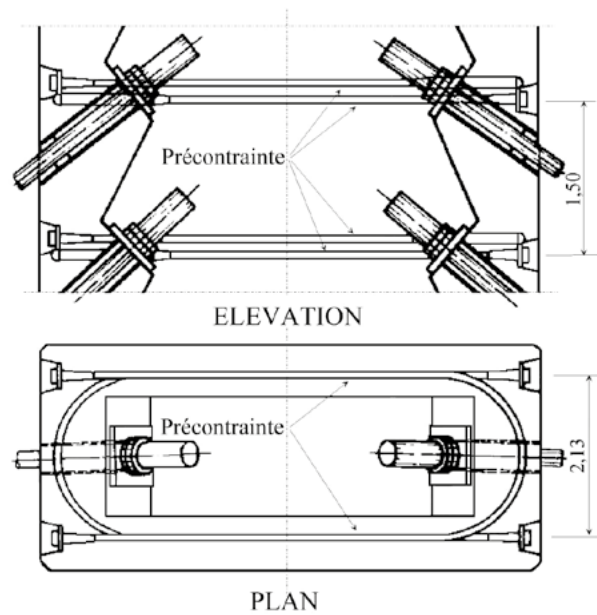


Figure 93 : pont de Bayton (USA) avec câbles en U

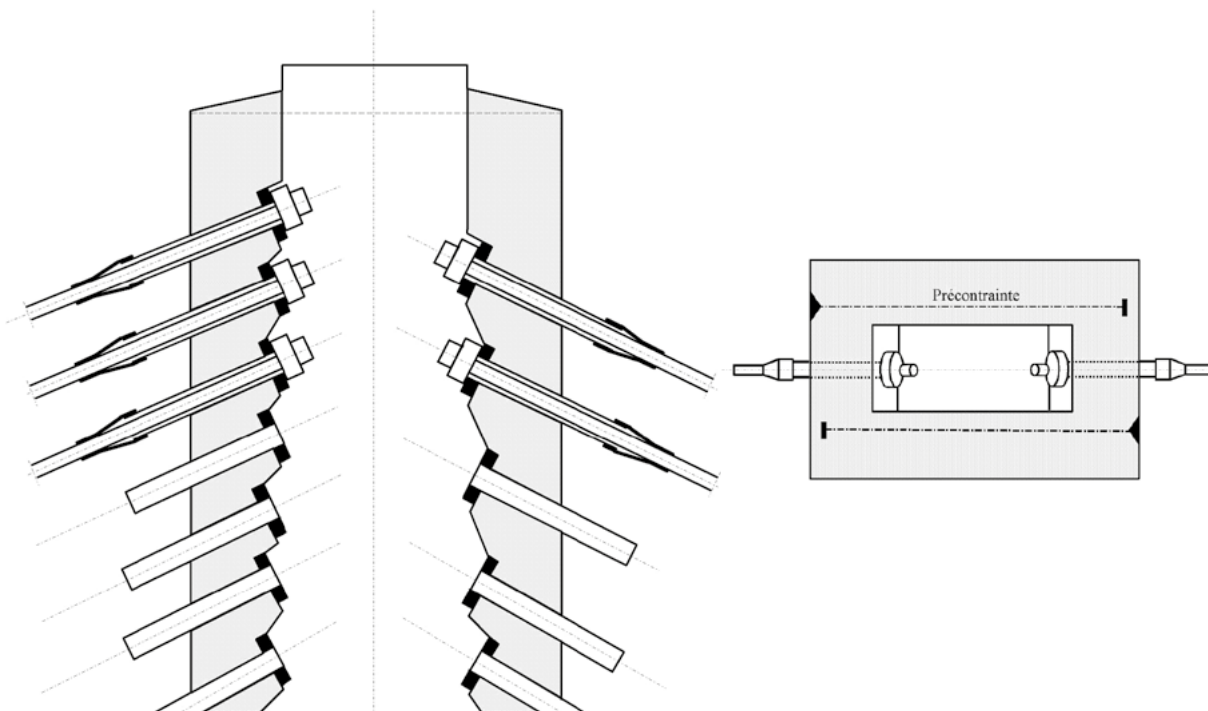


Figure 94 : barres de précontrainte (principe)

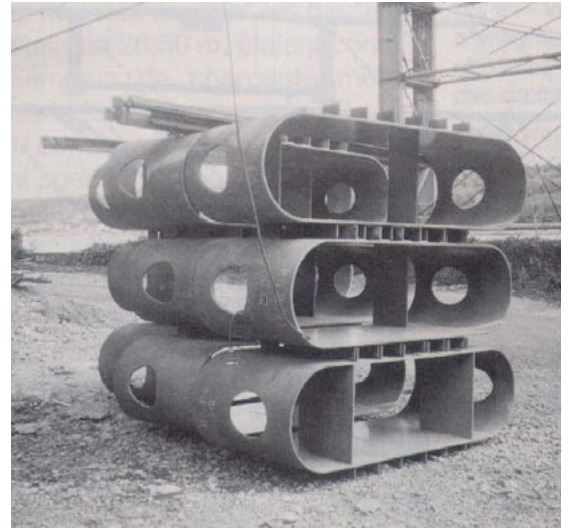
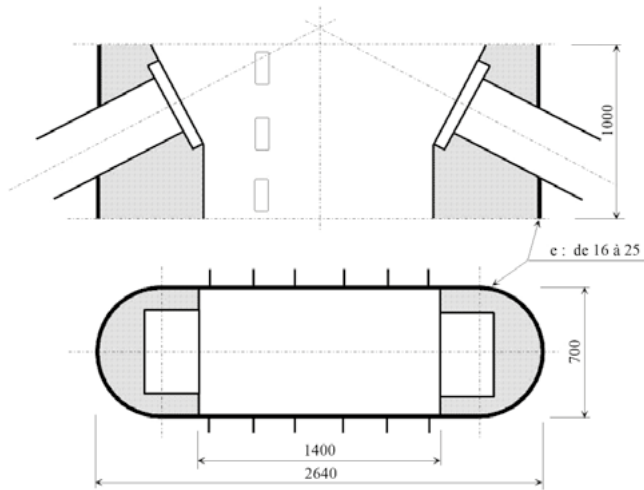
Reprise des efforts par des barres ou des câbles de précontrainte

Il faut alors ménager un espace intérieur, d'une largeur d'au moins 0,60 m pour permettre l'accès aux ancrages des haubans. Des barres de précontrainte ou des câbles en U, sont disposés principalement dans les voiles latéraux pour équilibrer les composantes horizontales. Un ferrailage important est nécessaire pour reprendre les efforts de diffusion et les suppléments de traction à l'ELU (Figure 93, Figure 94).



Reprise des efforts par des plats métalliques (baignoire)

Les ancrages sont logés dans deux demi-cylindres de béton, enveloppés par une tôle fermée qui reprend les composantes horizontales. Les composantes verticales sont reprises par les deux demi-cylindres et transmises au voile à l'extérieur de la tôle soit directement, soit par la connexion béton métal, comme réalisé au pont sur l'Elorn (Figure 95) [8-9]. On peut prévoir une tôle continue sur toute la hauteur de fixation des haubans ou une tôle individuelle pour chaque paire de haubans.



Noyau intérieur

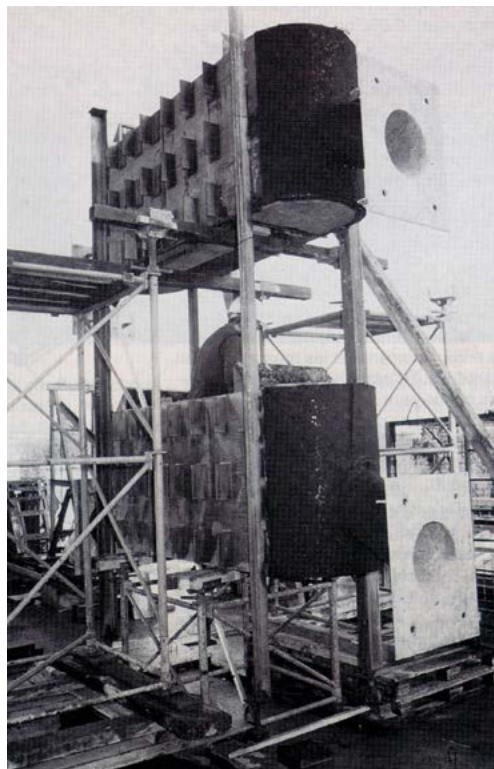


Figure 95 : pont sur l'Elorn (France) (Reproduits avec la permission de l'ITBTP)



4.3.2 - Efforts repris par deux tôles situées de part et d'autre des haubans

La plaque d'appui du hauban s'appuie (voir § 4.1.1) :

- soit sur deux plats, appelés lames de persiennes, joignant les deux plaques latérales (Figure 86a) (ponts de Wandre, Ben-Ahin [6], Chalon-sur-Saône, de Tarascon (Figure 96, Figure 97)) ;

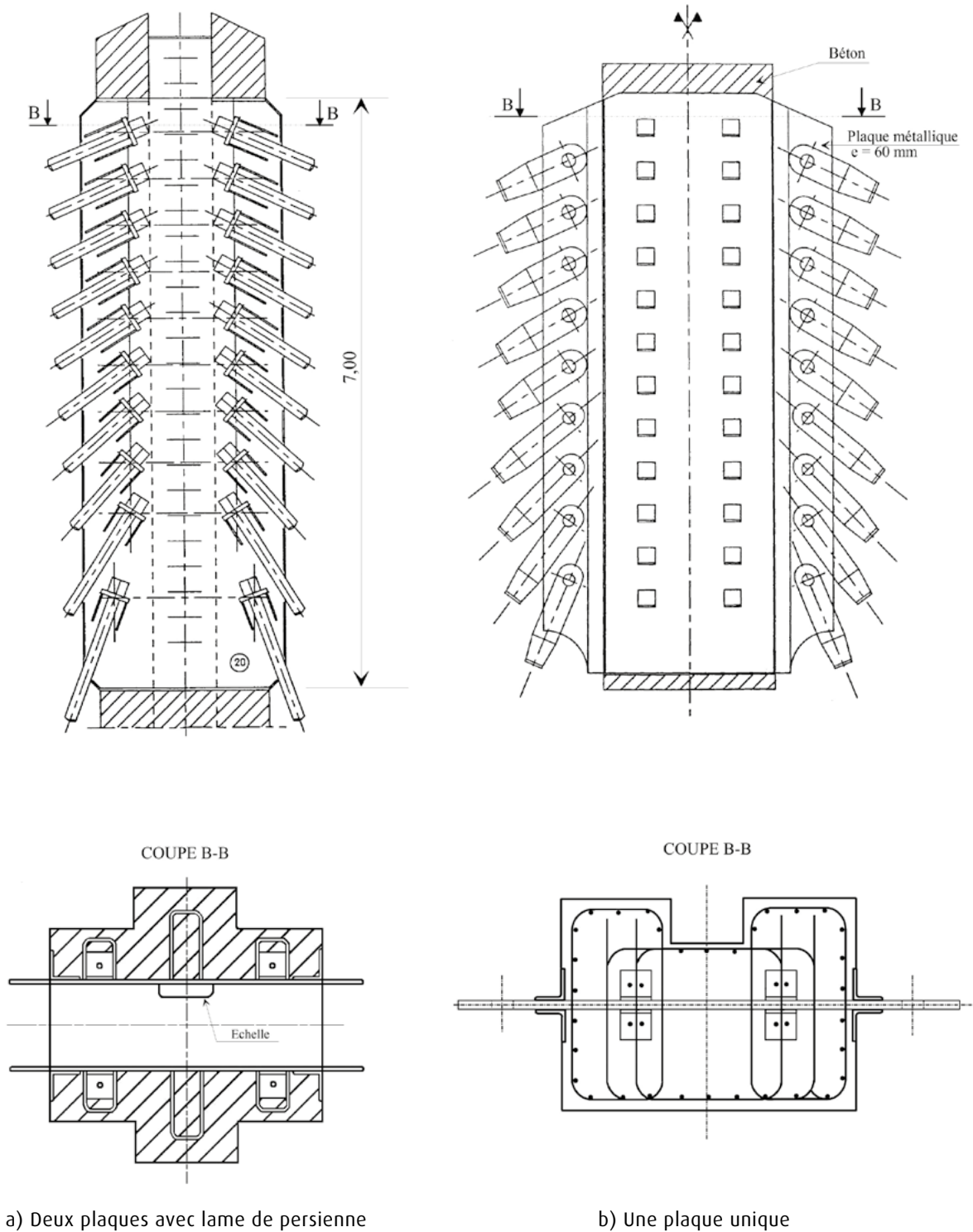


Figure 96 : projet du pont de Chalon sur Saône (France)

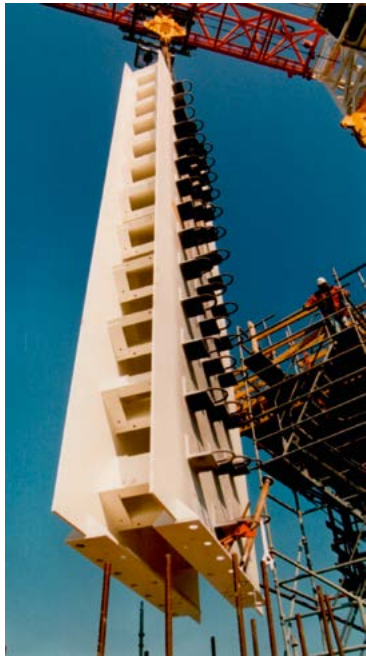


Figure 97 : tête de pylône du pont de Tarascon

- soit sur un tube épais relié diamétralement aux deux tôles par des plats coplanaires (Figure 86b), ancrages hauts des ponts de Karkistensalmi (Figure 99) [26] et de Normandie (Figure 98).

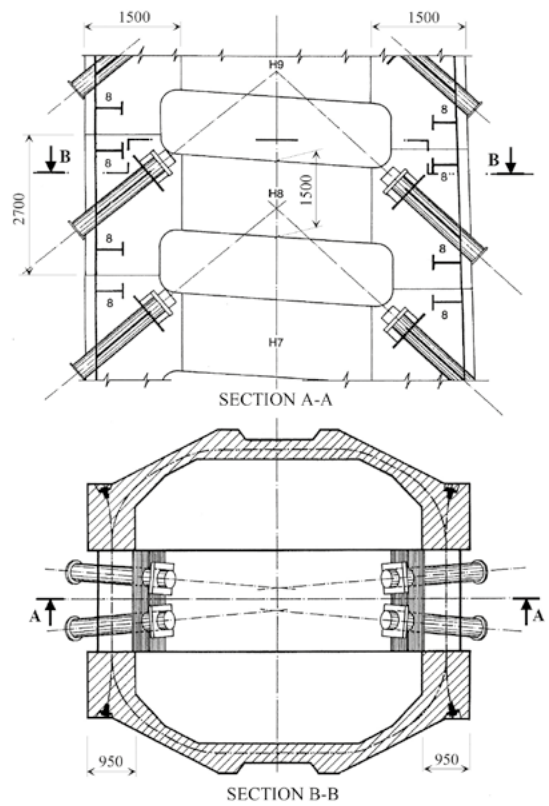


Figure 98 : partie métallique de la tête du pylône du pont de Normandie (France)

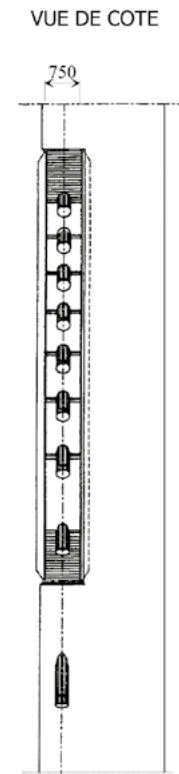
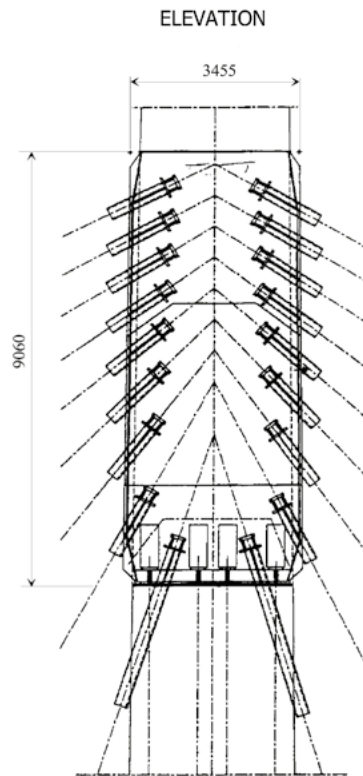
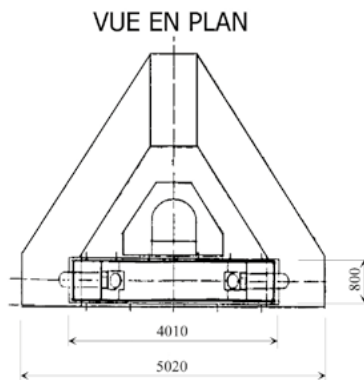


Figure 99 : partie métallique de la tête du pylône du pont de Karkistensalmi (Finlande)

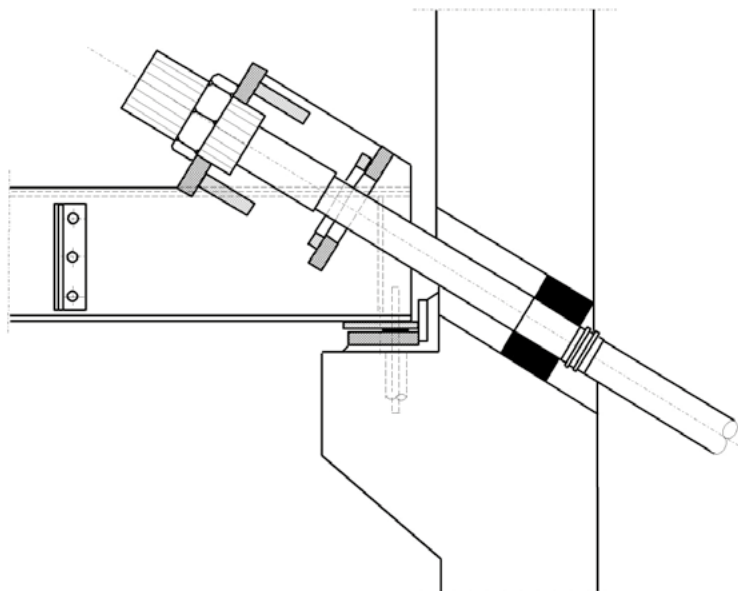


Figure 100 : 1/2 tête du pylône (pont d'Annacis)

Souvent pour permettre la réalisation, en usine, d'une pièce métallique unique, les haubans sont regroupés, environ tous les 0,60 m, et les tôles latérales sont continues sur toute la hauteur des ancrages.

Pour le pont d'Annacis (Figure 100), l'effort de traction entre deux haubans est transmis par une poutre, comprenant principalement deux plats latéraux, et simplement appuyée à ses extrémités sur deux corbeaux. Du fait de ce mode d'équilibre par paire, lors de la rupture d'un hauban, la tension de l'autre hauban n'est plus transmise de façon satisfaisante à la nappe opposée.



4.3.3 - Efforts repris par une tôle située dans l'axe des haubans

Il est très facile de transmettre les efforts d'un côté à l'autre du pylône au moyen d'un plat de forte épaisseur, la principale difficulté consiste à accrocher les haubans sur cette tôle (voir § 4.1.2).

La solution la plus simple consiste à s'accrocher sur des axes traversant cette tôle, comme dans le cas du projet du pont de Chalon-sur-Saône (Figure 96b). Pour mieux résister aux actions concentrées exercées par ces axes, la tôle peut être plus épaisse sur les bords. On retrouve une disposition utilisée dans les structures métalliques, comme le pylône de Saint-Nazaire (Figure 101). C'est une solution très classique avec les torons multicouches comportant des ancrages avec chape. Pour les autres types de câbles multi-fils ou multi-torons, il faut prévoir une pièce relais moulée ou mécano-soudée, voir l'ancrage bas du pont de Normandie (Figure 88).



Figure 101 : tête du pylône de Saint-Nazaire

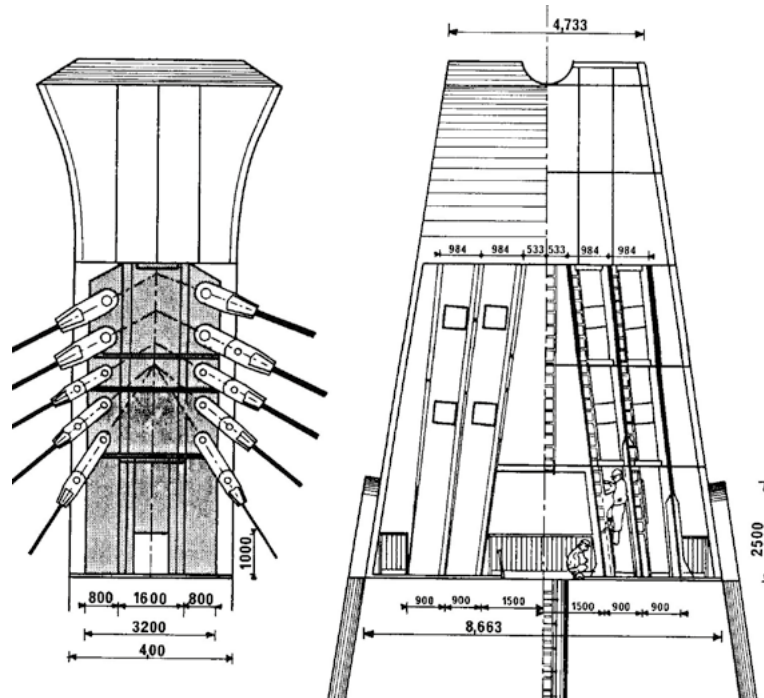


Figure 102 : projet de 1979 du pont de Normandie

Une autre solution consiste à prévoir des réservations dans cette tôle pour venir y loger les haubans à l'intérieur d'un tube soudé diamétralement sur cette tôle. La disposition est analogue à celle de l'ancrage bas du pont d'Evripos (Figure 87). Dans les deux cas, il s'agit surtout d'ancrages passifs, relativement concentrés au sommet du pylône. Les surfaces à peindre sont relativement réduites. Par contre, ces dispositions comportent des excroissances qu'il est difficile de cacher. Il ne faut pas oublier qu'il faut pouvoir retirer les axes pour changer les haubans.



Les ancrages avec une plaque unique sont toujours relativement concentrés au sommet du pylône. Pour concentrer encore d'avantage les haubans, avec une disposition en éventail, on peut prévoir plusieurs plaques métalliques parallèles trois plaques dans le projet de 1979 du pont de Normandie (Figure 102), mais cette très forte concentration ne semble pas souhaitable.

4.3.4 - Autres solutions

Il convient aussi de citer le cas du pont de Seyssel où le passage au travers du pylône s'effectue au moyen de deux barres $\varnothing 150$ cintrées (Figure 90) [25]. Il s'agit d'une disposition de type parapluie, avec croisement des barres des deux nappes de haubans dans le pylône. L'ancrage du câble clos est retenu par des boulons vissés sur les extrémités de ces barres qui sont filetées (filets roulés pour améliorer la résistance à la fatigue). C'est la méthode traditionnelle pour ancrer les câbles des ponts suspendus dans la chambre d'ancrage.

Les barres filetées peuvent aussi être remplacées par un plat découpé en arc de cercle (Figure 103). Lorsque les haubans sont groupés, il convient de remplacer ces plats individuels par un plat unique (Figure 96b) qui reprend beaucoup mieux les variations de tension des haubans et en particulier les efforts créés par la rupture d'un hauban.

Dans un pylône métallique, les efforts doivent être transmis aux tôles latérales ou à un diaphragme. On peut donc se ramener à l'un de ces deux cas ci-dessus : transmettre cet effort à une tôle située dans l'axe du hauban ou à deux tôles situées de part et d'autre du hauban au moyen d'un diaphragme ou de deux plats situés de part et d'autre.

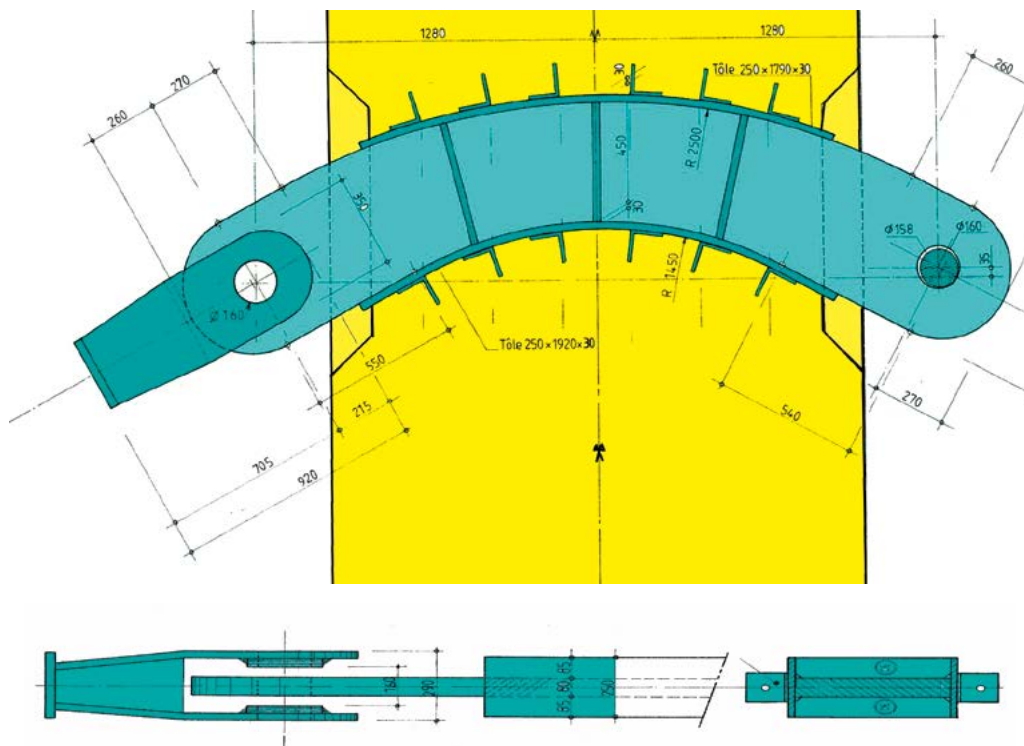


Figure 103 : plat individuel pour une paire de haubans



Vent et vibration des haubans

1 - Tenue au vent

1.1 - Introduction – importance des effets du vent

Pour un pont à haubans de grande ou très grande portée, l'étude des effets du vent est très importante, car elle peut remettre en cause à la fois la structure (vent en service), et les méthodes de construction choisies, ce qui peut aussi conduire à une remise en cause de la structure. Cette étude est relativement longue, et il faut en fixer le planning au cours de l'**Etude Préliminaire d'Ouvrage d'Art (EPOA)**. Pour les très grandes portées, dont le rapport longueur de la travée principale sur largeur du tablier dans le sens du vent peut atteindre 40, cette étude détermine la faisabilité de l'ouvrage, elle doit alors être effectuée dès l'avant-projet.

Les forces exercées par le vent sur un pont sont variables dans le temps. La partie fluctuante des forces aérodynamiques peut avoir trois origines distinctes :

- la **turbulence intrinsèque du vent**, ou excitation induite par l'extérieur (EIE) F_t . Ces forces varient de manière aléatoire et induisent des effets dynamiques sur les structures souples ;
- les **effets de sillage** ou excitation induite par instabilité (EII) F_s . L'échappement (ou détachement) tourbillonnaire alterné qui peut apparaître dans le sillage du tablier ou d'une autre partie de l'ouvrage donne naissance à des forces sensiblement périodiques. Leur fréquence est proportionnelle à la vitesse du vent et peut donc coïncider avec certaines fréquences propres de la structure. Les oscillations qui en résultent sont d'amplitude limitée mais peuvent être nuisibles au confort des usagers ou à la tenue en fatigue de la structure ;
- les **effets aéroélastiques** ou excitation induite par le mouvement (EIM) F_a qui résultent de l'interaction entre les mouvements du fluide et ceux de la structure. Si les mouvements de la structure sont périodiques, les forces aéroélastiques le sont aussi et leur amplitude est proportionnelle à celle des déplacements. Dans la plupart des cas, elles s'opposent au mouvement et amortissent les mouvements de la structure. Mais parfois, cet amortissement est négatif, c'est à dire que les forces aéroélastiques accompagnent le mouvement (apparition d'un travail moteur) et peuvent amplifier les oscillations jusqu'à la ruine, au-delà d'une certaine vitesse – dite critique – du vent. On parle alors d'**instabilité aéroélastique** [56].

Sur une structure réelle, ces trois types de forces existent simultanément et peuvent s'influencer mutuellement, de sorte que les frontières ne sont pas toujours nettement tracées. Mais cette distinction est très utile pour l'analyse. On ne peut valablement calculer les effets du vent turbulent que si l'ouvrage est à l'abri des effets indésirables des échappements tourbillonnaires et des risques d'instabilités aéroélastiques. L'objet d'une étude au vent est donc d'analyser ces différentes questions en s'appuyant sur le calcul, les essais en soufflerie et les mesures sur site.

Le présent paragraphe présente successivement :

- la caractérisation du vent ;
- les forces aérodynamiques ;
- les échappements tourbillonnaires ;
- les phénomènes aéroélastiques ;
- les méthodes de calcul de la réponse au vent turbulent ;
- les mesures sur site et les essais en soufflerie.



Il s'adresse à l'ingénieur chargé de l'étude de la structure et au Maître d'œuvre chargé de piloter l'ensemble des études et de faire commander les essais en soufflerie en temps utile par le Maître d'ouvrage. Il ne s'adresse donc pas aux spécialistes de la mécanique des fluides, et ne fournit aucune indication pour la réalisation des modèles expérimentaux.

Pour de plus amples informations, le lecteur pourra se reporter aux références [2] et [51].

1.2 - Caractérisation du vent

Le vent est variable dans le temps et dans l'espace [51]. Les variations rapides – à l'échelle de la seconde ou de la minute – sont liées à la turbulence et peuvent induire des effets dynamiques sur certaines constructions. La vitesse instantanée du vent en un point est une grandeur vectorielle $(V(t))$ qui peut se décomposer en deux termes :

$$(V(t)) = (\bar{U}) + (V'(t)) = \begin{pmatrix} \bar{U} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} u(t) \\ v(t) \\ w(t) \end{pmatrix} \quad (1)$$

où

- (\bar{U}) est la vitesse moyenne (en général, moyenne sur 10 minutes) ; elle rend compte des variations lentes du vent, liées aux phénomènes climatiques. Elle est croissante avec l'altitude ; de même que la turbulence, elle est influencée par la topographie et la rugosité du terrain ;
- $u(t), v(t), w(t)$ sont les trois composantes fluctuantes (correspondant à la turbulence), définies dans un repère xyz lié à la vitesse moyenne : $u(t)$ (axe x) est dans la direction de la vitesse moyenne (généralement horizontale), $v(t)$ (axe y) est horizontal et perpendiculaire à la vitesse moyenne, $w(t)$ (axe z) est perpendiculaire au deux autres (donc généralement vertical). $u(t)$ représente les variations du module de la vitesse, $v(t), w(t)$ ses variations de direction.

Les composantes fluctuantes sont des fonctions aléatoires du temps, considérées comme indépendantes entre elles, que l'on peut décrire par leurs propriétés statistiques :

- Écarts-types des composantes turbulentes : $\sigma_u, \sigma_v, \sigma_w$ – ou intensités de turbulence : $I_u = \frac{\sigma_u}{\bar{U}}, I_v = \frac{\sigma_v}{\bar{U}}, I_w = \frac{\sigma_w}{\bar{U}}$ – qui caractérisent l'amplitude des fluctuations. σ_u, σ_v et σ_w varient proportionnellement à la vitesse du vent mais dépendent peu de la hauteur. Pour les calculs, on considère généralement qu'elles n'en dépendent pas du tout ;
- Corrélations entre les valeurs prises par $u(t), v(t), w(t)$ en deux points au même instant ; ces corrélations sont modélisées au moyen de longueurs caractéristiques appelées échelles de turbulence – une échelle par composante et par direction : L_u^x, L_u^y etc. – que l'on peut interpréter comme représentant statistiquement les dimensions des tourbillons constitutifs de la turbulence ;
- Densités spectrales – $S_u(f), S_v(f), S_w(f)$ – qui décrivent la distribution de la turbulence dans le domaine des fréquences (f désigne la fréquence) ;
- Fonctions de cohérence, qui permettent de décrire les corrélations spatiales de la turbulence dans le domaine des fréquences ; elles traduisent le fait que les tourbillons correspondant aux fréquences les plus élevées sont ceux qui ont les plus petites dimensions et qui sont les moins corrélés dans l'espace. Ils n'agissent donc pas en phase (de manière cohérente) sur l'ensemble de la structure, surtout si celle-ci est de grandes dimensions.

Pour des constructions raides, dans lesquelles les forces d'inertie restent négligeables devant les forces aérodynamiques, la connaissance de la vitesse moyenne, des intensités de turbulence et des échelles de turbulence est suffisante pour déterminer les effets du vent.

Pour les structures souples – les ponts à haubans entrent généralement dans cette catégorie – il est nécessaire d'évaluer la réponse des modes propres excités par la turbulence, autrement dit les effets dynamiques résonants. La totalité des propriétés statistiques de la turbulence mentionnées ci-dessus est alors nécessaire.

Nota : La vitesse de pointe du vent (vitesse maximale instantanée) dépend de la vitesse moyenne et de l'intensité de turbulence dans la direction du vent I_u . Le rapport entre vitesse de pointe et vitesse moyenne dépend de la rugosité du site et de l'altitude. À 10 m d'altitude, il varie entre 1,4 et 2 selon le site. La vitesse de pointe n'est plus utilisée pour évaluer les effets du vent sur un pont.



1.3 - Forces aérodynamiques

1.3.1 - Forces stationnaires - coefficients aérodynamiques

Les forces aérodynamiques qui s'exercent sur un tronçon de longueur L de tablier, immobile dans un vent transversal, peuvent être représentées par trois composantes [2, 41, 52] :

$$\begin{aligned}
 F_x &= \frac{1}{2} \rho V^2 B L C_D(i) && \text{Force de traînée} \\
 F_z &= \frac{1}{2} \rho V^2 B L C_L(i) && \text{Force de portance} \\
 M &= \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 L C_M(i) && \text{Moment par rapport à l'axe longitudinal du tablier}
 \end{aligned} \tag{2}$$

Dans ces expressions, ρ représente la masse volumique de l'air, V est le module de la vitesse du vent à l'amont du tablier, supposée uniforme, $q = \frac{1}{2} \rho V^2$ est la pression dynamique de l'écoulement et B est une dimension caractéristique de la section transversale du tablier, par exemple sa largeur totale.

Le repère xyz est lié au vent, et non au tablier. L'axe x est orienté dans le sens de la vitesse du vent et l'axe y est l'axe longitudinal du tablier. Ce repère est distinct d'un repère XYZ lié au tablier, dans lequel les axes X et Z peuvent être les axes principaux d'inertie de la section, X étant sensiblement horizontal et Z sensiblement vertical. L'angle (i) formé par les axes X et x est l'angle d'incidence du vent. Cet angle est positif lorsque le vent est ascendant (Figure 104).

C_D, C_L, C_M , coefficients sans dimension, sont les coefficients aérodynamiques de la section, coefficient de traînée (drag), de portance (lift) et de moment par unité de longueur. Ils dépendent de la forme du tablier, définie à une homothétie près, et de l'angle d'incidence.

On peut aussi exprimer les forces dans le repère XYZ lié au tablier :

$$\begin{aligned}
 F_x &= \frac{1}{2} \rho V^2 B L C_X(i) \\
 F_z &= \frac{1}{2} \rho V^2 B L C_Z(i) \\
 M &= \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 L C_M(i)
 \end{aligned} \tag{3}$$

Les coefficients C_X, C_Z sont parfois notés C_A (A pour axial) et C_N (N pour normal).

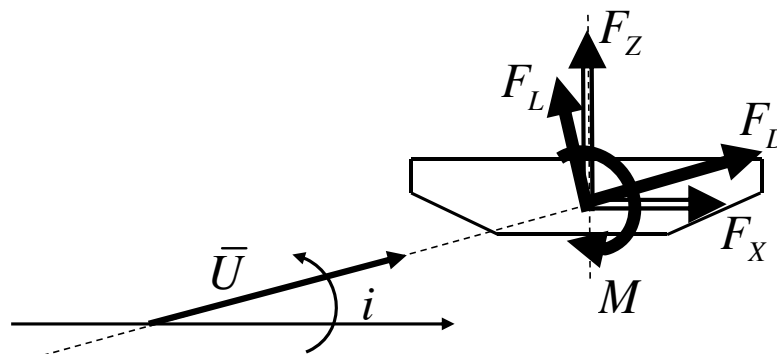


Figure 104 : coefficients aérodynamiques



Pour l'étude d'un ouvrage de génie civil, les efforts sont généralement exprimés dans un système d'axes lié à la structure plutôt qu'au vent. Le passage d'un système à l'autre se fait facilement au moyen des relations suivantes :

$$\begin{aligned} C_x &= C_D \cos(i) - C_L \sin(i) \\ C_z &= C_D \sin(i) + C_L \cos(i) \end{aligned} \quad (4)$$

d'où pour $i = 0$:

$$\begin{aligned} C_x(0) &= C_D(0) & \frac{dC_x}{di}(0) &= \frac{dC_D}{di}(0) - C_L(0) \\ C_z(0) &= C_L(0) & \frac{dC_z}{di}(0) &= \frac{dC_L}{di}(0) + C_D(0) \end{aligned} \quad (5)$$

On note que, pour l'incidence nulle, les coefficients sont identiques dans les deux référentiels. Par contre, leurs dérivées sont différentes. Il convient donc de fournir la bonne courbe ou les bonnes dérivées dans les calculs. Pour une section circulaire, on a $C_L = 0$ du fait de la symétrie, et $dC_z/di = C_D$. Pour éviter toute erreur, il convient d'être très attentif au repère dans lequel sont exprimés les coefficients. Les coefficients dépendent de l'orientation des axes et de la position de l'origine du repère. De même, il faut noter que le choix de la dimension de référence utilisée pour définir les coefficients (la largeur B dans les expressions qui précèdent) est purement conventionnel. On trouve souvent, notamment dans les Eurocodes, le coefficient de traînée défini par référence à la hauteur du tablier. Les conventions utilisées doivent donc toujours être précisées.

En toute rigueur, les coefficients aérodynamiques dépendent aussi du nombre de Reynolds Re (cf. § 1.7.2), nombre sans dimension qui caractérise l'importance relative des forces d'inertie et des forces de viscosité dans l'écoulement. Dans le cas de corps non profilés, surtout lorsqu'ils présentent des arêtes vives – ce qui est généralement le cas des tabliers de pont – on peut considérer que les coefficients sont indépendants du nombre de Reynolds dans les gammes de vitesses de vent utiles.

Les coefficients peuvent présenter des fluctuations en fonction du temps, en raison de la turbulence induite par le tablier. On utilise alors les moyennes temporelles des coefficients et non leur valeur instantanée. Il en va de même si l'écoulement incident est turbulent.

Les composantes turbulentes $u(t), v(t), w(t)$, peu dépendantes de l'altitude, peuvent le plus souvent être considérées comme petites par rapport à la vitesse moyenne. On peut donc approcher la norme de la vitesse du vent en un point quelconque par $|V(t)|^2 = \bar{U}^2 + 2\bar{U}u(t)$ et pour une barre horizontale la variation de l'angle d'incidence est $di(t) = \frac{w(t)}{\bar{U}}$. Pour un vent d'incidence moyenne i_0 perpendiculaire au tablier supposé horizontal, les forces dues à la turbulence sur une longueur unité peuvent alors s'exprimer linéairement en fonction des composantes de la turbulence :

$$\begin{aligned} F_x(t) &= \frac{1}{2} \rho B \bar{U}^2 \left[C_x(i_0) \frac{2u(t)}{\bar{U}} + \frac{dC_x}{di}(i_0) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \\ F_z(t) &= \frac{1}{2} \rho B \bar{U}^2 \left[C_z(i_0) \frac{2u(t)}{\bar{U}} + \frac{dC_z}{di}(i_0) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \\ M(t) &= \frac{1}{2} \rho B^2 \bar{U}^2 \left[C_M(i_0) \frac{2u(t)}{\bar{U}} + \frac{dC_M}{di}(i_0) \frac{w(t)}{\bar{U}} \right] \end{aligned} \quad (6)$$

Nota : Cette linéarisation n'est valide que si les courbes représentant les coefficients aérodynamiques en fonction de l'incidence sont suffisamment régulières dans la plage des incidences utiles.



1.3.2 - Forces aéroélastiques

Lorsque les mouvements du tablier deviennent importants par rapport à la vitesse du vent, les déplacements modifient les effets aérodynamiques précédents. Les forces supplémentaires causées par le déplacement sont les forces aéroélastiques.

Considérons un tronçon de tablier placé dans un écoulement uniforme de module de vitesse \bar{U} et susceptible de se déplacer verticalement (flexion) et en rotation autour de son axe longitudinal (torsion). Dans le cas de petites oscillations sinusoïdales de pulsation ω , on peut exprimer les forces aéroélastiques qui s'exercent sur ce tronçon comme combinaisons linéaires des déplacements et de leurs dérivées premières. En utilisant les notations de Scanlan [41], la portance $F_{A,Z}$ et le moment M_A s'écrivent :

$$F_{A,Z} = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B L \left[K H_1^* \frac{\dot{h}}{\bar{U}} + K H_2^* \frac{B \dot{\alpha}}{\bar{U}} + K^2 H_3^* \alpha + K^2 H_4^* \frac{h}{B} \right] \quad (7)$$

$$M_A = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 L \left[K A_1^* \frac{\dot{h}}{\bar{U}} + K A_2^* \frac{B \dot{\alpha}}{\bar{U}} + K^2 A_3^* \alpha + K^2 A_4^* \frac{h}{B} \right] \quad (8)$$

Dans ces expressions :

- $h(t)$ est le déplacement vertical ;
- $\alpha(t)$ la rotation.
- $K = B\omega/\bar{U}$ la pulsation réduite,
- B, L, \bar{U} ont la même signification qu'au paragraphe précédent.

Les coefficients $H_i^*(K), A_i^*(K) (i=1, \dots, 4)$ sont des coefficients adimensionnels, dits coefficients aéroélastiques, ou coefficients aérodynamiques instationnaires, ou encore coefficients de Scanlan. Pour une forme de tablier donnée, ils ne dépendent que de l'incidence et de la pulsation réduite (on considère, comme pour les coefficients stationnaires que la dépendance au nombre de Reynolds est négligeable).

Nota : La pulsation réduite (ou fréquence circulaire réduite) $K = B\omega/\bar{U}$ est le produit par 2π de la fréquence réduite (cf. nombre de Strouhal). Au facteur 2π près, elle représente le nombre d'oscillations qui ont lieu pendant qu'une particule d'air parcourt la largeur du tablier. On utilise aussi la vitesse réduite du vent qui est l'inverse de la fréquence réduite $V_{red} = \bar{U}/f = B = 2\pi/K$.

Les coefficients A_4^* et H_4^* sont souvent négligés en considérant que les forces aéroélastiques dépendent de $\dot{h}(t), \alpha(t), \dot{\alpha}(t)$ mais pas de $h(t)$. À l'inverse, on fait parfois intervenir des coefficients supplémentaires P_i^* pour tenir compte du déplacement horizontal et des forces aéroélastiques correspondantes, notamment lorsqu'il y a interaction entre balancement et torsion.

De même que pour les coefficients stationnaires, il faut toujours préciser le repère et les conventions utilisées pour la définition des coefficients aéroélastiques.

1.4 - Échappement tourbillonnaire

Un élément linéaire non profilé placé dans un vent transversal provoque la formation de tourbillons, par le décollement des filets fluides, alternativement sur chaque face. Ces tourbillons, qui se créent essentiellement à l'aval du profil, sont plus importants lorsque la structure est symétrique et surtout lorsque la hauteur n'est pas faible par rapport à la largeur. Cet échappement crée des actions dynamiques de fréquence $f = S_t \frac{\bar{U}}{D}$ sur la structure. \bar{U} est la vitesse du vent, D l'épaisseur du profil (hauteur du tablier) et S_t le nombre de Strouhal. Le nombre de Strouhal dépend de la section [34-35]. La valeur de ce nombre sans dimension est comprise entre 0,08 et 0,16 pour un tablier de pont. Le phénomène est plus important lorsque le vent est peu turbulent.

L'échappement tourbillonnaire peut être provoqué par le tablier mais aussi par les haubans et les pylônes. Pour certaines vitesses de vent, la fréquence f coïncide avec une fréquence propre d'oscillation de la structure, qui entre alors en résonance. Lorsque la résonance est amorcée, les mouvements du tablier (ou d'une autre partie de la structure)



imposent la fréquence des tourbillons et il y a un phénomène d'accrochage sur une certaine plage de vitesses de vent. Les déplacements qui résultent de ce phénomène sont d'amplitude limitée et ne présentent pas de danger pour la structure, mais ils peuvent créer inconfort et fatigue pour des vitesses de vent relativement faibles, de 10 à 20 m/s.

Les haubans peuvent entrer en vibration directement sous l'action des échappements tourbillonnaires, mais aussi par les déplacements qu'imposent à leurs extrémités les vibrations du tablier ou des pylônes, eux-mêmes excités par les échappements tourbillonnaires [1, 54].

Certains types de sections sont particulièrement sensibles à ce phénomène. C'est le cas des sections mal profilées, tels les caissons à âmes verticales, les sections rectangulaires de faible allongement (rapport largeur/hauteur) et, surtout, les bipoutres ou bi-nervures. Par exemple, la première solution mixte étudiée pour le pont de Tarascon, avec des poutres de 2 m de hauteur, aurait subi des oscillations de 23 cm d'amplitude sous un vent de 10 m/s.

Pour lutter contre ce phénomène, on peut agir sur les dimensions et le profilage des sections. Une réduction de hauteur est généralement favorable. On peut aussi ajouter des déflecteurs ou des corniches profilées. Sur les sections ouvertes de type bipoutre ou bi-nervure, une solution efficace consiste à placer une ou plusieurs parois verticales intermédiaires entre les poutres dans la partie centrale de la grande travée, sur une longueur d'environ la moitié de la portée (pont sur le Tage à Lisbonne).

1.5 - Instabilités aéroélastiques

1.5.1 - Divergence en torsion

Il s'agit d'un phénomène statique qui s'apparente au déversement d'une poutre. Il peut se manifester si le moment des forces aérodynamiques croît en fonction de l'incidence du vent. Au-delà d'une certaine vitesse de vent, le moment aérodynamique croît plus vite que le couple de rappel élastique lorsque l'angle de rotation augmente. Cette vitesse est la vitesse critique de divergence en torsion. En l'absence d'instabilité, l'équilibre d'un tronçon de tablier de longueur unité est obtenu pour un angle de rotation i et s'écrit :

$$K_a i = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_M(i) \quad (9)$$

où K_a est la raideur en torsion du tronçon. Au voisinage de l'incidence nulle, C_M peut s'écrire $C_M(i) = C_M(0) + \frac{dC_M}{di}(0) i$ et l'équation d'équilibre devient :

$$\left(K_a - \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 \frac{dC_M}{di} \right) i = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_M(0) \quad (10)$$

Il y a instabilité lorsque le coefficient de i est nul, ce qui ne peut se produire que si la dérivée du coefficient de moment est positive ; on a alors $V = \sqrt{\frac{2K_a}{\rho B^2 \frac{dC_M}{di}}}$.

En pratique, pour les tabliers de ponts, la rigidité de torsion est élevée et la vitesse critique de divergence est bien supérieure aux vitesses de vent que l'on peut observer.

1.5.2 - Instabilités à un degré de liberté

On considère un tronçon de tablier de longueur unité, placé dans un écoulement de vitesse \bar{U} et susceptible de se déplacer selon deux degrés de liberté : la translation verticale et la rotation autour de son axe. La translation verticale est représentative de la flexion sur l'ouvrage complet et la rotation de la torsion. On note h et α les coordonnées correspondantes. Les équations du mouvement sous l'effet des forces aéroélastiques s'écrivent :

$$\begin{cases} m(\ddot{h} + 2\zeta_h \omega_h \dot{h} + \omega_h^2 h) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \left[K H_1^* \frac{\dot{h}}{\bar{U}} + K H_2^* \frac{B \dot{\alpha}}{\bar{U}} + K^2 H_3^* \alpha \right] \\ I(\ddot{\alpha} + 2\zeta_\alpha \omega_\alpha \dot{\alpha} + \omega_\alpha^2 \alpha) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B^2 \left[K A_1^* \frac{\dot{h}}{\bar{U}} + K A_2^* \frac{B \dot{\alpha}}{\bar{U}} + K^2 A_3^* \alpha \right] \end{cases} \quad (11)$$

où m et I sont respectivement la masse et l'inertie massique de rotation du tablier par unité de longueur.



Les coefficients H_1^* et A_2^* représentent des forces en phase avec la vitesse de translation et avec la vitesse angulaire. Les termes correspondants sont donc analogues à des amortissements. On parle d'amortissement aérodynamique. Lorsqu'ils sont positifs, l'amortissement aérodynamique est négatif et, pour une certaine vitesse de vent, l'amortissement total, somme de l'amortissement structural ζ_s et de l'amortissement aérodynamique ζ_a , devient nul. La structure devient instable : à partir d'une petite perturbation initiale, l'amplitude des oscillations croît de manière exponentielle jusqu'à la rupture. Cette vitesse critique est atteinte pour :

- pour un mode de flexion h : $\zeta_s - \frac{\rho B^2 H_1^*(K_h)}{4m} = 0$
- pour un mode de balancement p : $\zeta_s - \frac{\rho B^2 P_1^*(K_p)}{4m} = 0$
(l'approche quasi-stationnaire montre que cette instabilité n'est pas à craindre)
- pour un mode de torsion α : $\zeta_s - \frac{\rho B^4 A_2^*(K_\alpha)}{4I} = 0$

Ces expressions, valables pour un tronçon de tablier, le sont pour les modes propres de vibration de la structure complète, si le tablier est de section constante et si on peut négliger les forces aéroélastiques sur les autres parties de l'ouvrage, ce qui est souvent le cas. Dans le cas contraire, les expressions sont plus complexes, mais si l'un des coefficients H_1^* et A_2^* est positif, le risque d'instabilité existe.

Approche quasi-stationnaire

Lorsque la vitesse de déplacement de la structure est faible par rapport à celle de l'air, l'approche quasi-stationnaire peut être utilisée, car les mouvements de la structure modifient peu l'écoulement de l'air. On peut alors considérer que les forces instantanées produites par le vent sur le tronçon du tablier sont égales à celles que produirait sur celui-ci un écoulement permanent ayant la même vitesse instantanée relative et le même angle d'incidence [42].

La vitesse relative de l'air par rapport au tablier est alors :

$$(V_r(t)) = \begin{pmatrix} \bar{U} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} u(t) \\ v(t) \\ w(t) \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} \dot{X}(t) \\ \dot{Y}(t) \\ \dot{Z}(t) \end{pmatrix} \quad (12)$$

Dans les équations du mouvement, il suffit donc de soustraire les vitesses de déplacement du tablier des fluctuations u, v, w exprimées dans le même référentiel. Le vecteur (X', Y', Z') est exprimé dans le référentiel de la structure, avec les notations précédentes il devient $(0, \dot{p}(t), \dot{h}(t))$. La vitesse de rotation $\dot{\alpha}(t)$ est négligée, c'est la principale insuffisance de cette méthode. Les termes contenant les vitesses de déplacement du tablier passent au premier membre et correspondent à un amortissement aérodynamique.

Pour chaque mode, le calcul du coefficient d'amortissement aérodynamique fait intervenir une intégrale sur toute la structure. Lorsque la participation du reste de la structure est négligeable par rapport à celle du tablier, ce coefficient est donné par les formules ci-après :

- pour un mode de balancement : $\zeta_a = \frac{\rho \bar{U} B C_x(0)}{2m\omega}$
- pour un mode de flexion : $\zeta_a = \frac{\rho \bar{U} B \frac{dC_z}{di}(0)}{4m\omega}$
- pour un mode de torsion : $\zeta_a = 0$



Le coefficient de traînée C_x est toujours positif. Les modes de balancement ont donc un amortissement aérodynamique positif qui s'ajoute à l'amortissement structural. Les efforts correspondant à la traînée peuvent être très importants, mais ne créent pas d'instabilité. Pour ces déplacements, l'approche quasi-stationnaire est largement suffisante. La mesure des coefficients aéroélastiques P_i^* n'est en général pas utile.

Pour les modes de flexion, un risque d'instabilité peut exister si la dérivée du coefficient de portance par rapport à l'angle d'incidence est négative. La vitesse critique est donnée par :

$$\bar{U} = \frac{4m\omega\zeta_s}{\rho B \frac{dC_z}{di}(0)}$$

Dans le domaine de validité de l'approche quasi-stationnaire, on peut identifier H_1^* et $\frac{-1}{K} \frac{dC_z}{di}(0)$.

Pour les modes de torsion, l'approche quasi-stationnaire ne permet pas de mettre en évidence un amortissement aérodynamique, faute de positionner correctement le foyer aérodynamique (lieu d'action des forces aérodynamiques) et ne permet donc pas de détecter les risques d'instabilité et encore moins de déterminer une vitesse critique d'instabilité. L'utilisation des coefficients aéroélastiques permet alors une meilleure estimation de l'amortissement aérodynamique et permet l'analyse des instabilités en torsion ou par couplage flexion-torsion (voire flexion torsion balancement), qui ne sont pas accessibles à l'approche quasi-stationnaire.

1.5.3 - Instabilité à deux degrés de liberté

Lorsque les coefficients H_1^* et A_2^* sont tous deux négatifs, il ne peut pas y avoir d'instabilité à un degré de liberté. Les instabilités éventuelles résultent alors d'un couplage, par l'intermédiaire des forces aérodynamiques, entre un mode de flexion et un mode de torsion. À la limite d'instabilité, la structure oscille selon ces deux modes, à la même fréquence et avec un certain déphasage. L'analyse doit alors considérer les termes de couplage $H_2^*, H_3^*, A_1^*, A_3^*$.

Pour la détermination de la vitesse critique, on distinguera deux cas suivant que le tablier est de section constante et représente pratiquement la totalité de l'effet ou non (cf. § 1.6.1) :

- dans le premier cas, on pourra raisonner sur le modèle du tronçon de tablier à deux degrés de liberté (flexion, torsion ou flottement [2], section 5.3.1.2 Maquette en vibration) ;
- dans le cas général, il est nécessaire d'utiliser des calculs en pas de temps ou de rechercher la première valeur propre du système linéaire (cf. § 1.6.2).

1.5.4 - Prévention des instabilités

Les expressions précédentes montrent que, pour un coefficient d'amortissement structural donné, la vitesse critique d'instabilité en flexion ou en torsion est proportionnelle à la fréquence propre du mode. Elle croît avec l'amortissement structural.

Avant de calculer les efforts dus au vent, il convient de s'assurer que la vitesse du vent qui amène une instabilité est largement supérieure à la vitesse moyenne – sur 10 minutes – au niveau du tablier. La vitesse critique la plus faible est en général obtenue soit en torsion, soit pour un couplage des premiers modes de flexion et de torsion. C'est une instabilité de torsion (second mode de torsion) qui a conduit à la destruction du premier pont de Tacoma en 1940. Il faudra se placer suffisamment en dessous de cette vitesse pour que les effets aéroélastiques soient faibles et que le calcul des efforts à partir des coefficients aérodynamiques reste correct.

L'Eurocode 1-1-4 recommande d'adopter un coefficient de sécurité d'au moins 1,25 pour la première vitesse critique (le rapport entre la vitesse critique d'instabilité et la vitesse moyenne caractéristique doit être supérieur à 1,25). Cette valeur, à peine supérieure à $\sqrt{1,5}$, est cohérente avec la pondération par 1,5 des effets du vent à l'ELU. Elle peut sembler faible, cependant un vent de vitesse supérieure à 1,25 fois la vitesse cinquantennale a une probabilité d'occurrence très faible. La sécurité dépend aussi de la turbulence et du coefficient d'amortissement structural retenu. Il convient par ailleurs de vérifier que l'échappement tourbillonnaire ne génère pas des oscillations bornées mais inacceptables pour une vitesse plus faible.



Pour l'étude aéroélastique, on utilise la vitesse moyenne, car il faut un nombre de cycles important – de l'ordre de $\frac{1}{\zeta}$ – pour générer l'énergie de déformation maximale de la structure. On note aussi que pour une durée inférieure à 10 minutes, la vitesse moyenne peut être légèrement plus élevée, ce qui incite aussi à la prudence. Une vitesse critique plus importante est donc souvent préférable.

La vitesse critique est obtenue :

- en flexion lorsque H_1^* positif compense le coefficient d'amortissement structural ;
- en torsion lorsque A_2^* positif compense le coefficient d'amortissement structural ;
- en flottement lorsque le système devient singulier.

Pour accroître les vitesses critiques d'instabilité, on peut agir sur la rigidité de la structure – et donc sur les fréquences propres – sur les caractéristiques aérodynamiques et sur l'amortissement structural.

D'une façon générale toute modification de la structure qui conduit à une réduction des déplacements au milieu de la grande travée haubanée sous des charges statiques réduit les effets dynamiques du vent. Des solutions pour accroître la rigidité sont proposées dans le chapitre 1 du présent guide.

En ce qui concerne la flexion on peut rappeler :

- ajout de pilettes dans les travées latérales ;
- ancrage des haubans de retenue dans une boîte contrepoids ;
- rigidification de la zone sur pylône (console en béton, encastrement sur pylône).

Mais on a le plus souvent besoin d'augmenter la rigidité de torsion :

- plus grande inertie de torsion du tablier ;
- suspension latérale ;
- pylônes en A ou Y inversé.

Le couplage des déformées de flexion et de torsion ne peut être important que pour des modes de flexion et de torsion ayant des fréquences voisines et présentant un même nombre d'ondes dans la grande travée. Il est donc utile d'avoir une rigidité de torsion suffisante pour obtenir des fréquences plus élevées qu'en flexion (si possible $\geq 1,4$). Cela peut être difficile à obtenir pour des tabliers de type bipoutre.

On peut agir sur les caractéristiques aérodynamiques en modifiant la forme extérieure de la section pour réduire les effets du vent, principalement au milieu de la grande travée :

- déplacer les points d'attaque et de fuite (corniches, carénage, etc.) ;
- accroître la porosité du tablier lorsque cela est envisageable.

Ces modifications sont surtout utiles pour réduire les échappements tourbillonnaires et éventuellement la traînée. En ce qui concerne la flexion leur efficacité est plus faible car elles provoquent souvent un décalage de la portance sans réduire sa dérivée de façon importante.

L'augmentation de l'amortissement structural peut être obtenue par l'ajout de dispositifs amortisseurs, de type amortisseur dynamique accordé ou autre [53]. Il est cependant préférable d'assurer la stabilité aérodynamique de l'ouvrage en service par la conception structurelle et aérodynamique plutôt que de faire reposer la sécurité sur des dispositifs additionnels qui pourraient être défaillants en cas de tempête. On évitera donc d'y avoir recours lors du projet. Pour pouvoir admettre de tels systèmes, il faut faire en sorte qu'ils restent en parfait état de marche pendant toute la vie de l'ouvrage, même dans le cas d'un entretien périodique défaillant [50].

Par contre, pendant les phases de construction, il est possible d'ajouter de tels amortisseurs, donc en parfait état de maintenance : pont de Normandie. On peut aussi ajouter des amortisseurs dynamiques accordés sur un ouvrage ancien dont la vitesse critique paraît un peu faible, comme au pont de Tancarville après 50 ans d'utilisation. On peut aussi envisager des amortisseurs pour améliorer le confort et réduire la fatigue (pont sur l'Elorn [57]).

De même, il est souhaitable d'éviter les systèmes de contrôle actif, qui ont besoin d'une alimentation en énergie. Ils peuvent être rendus inopérants lors d'une coupure d'électricité provoquée par une tempête alors que c'est précisément pendant la tempête qu'ils doivent agir.



1.6 - Calcul de la réponse au vent turbulent

Le vent étant aléatoire, la réponse de la structure l'est également. Différentes méthodes peuvent être envisagées pour déterminer les effets extrêmes de l'action du vent [2, 55].

1.6.1 - Méthode spectrale - approche modale stochastique

C'est actuellement la méthode la plus utilisée en France pour le calcul des ponts, car c'est la plus économique en temps de calcul [41, 42]. Les programmes de calcul sont nombreux. Cette approche est basée sur plusieurs hypothèses dont les principales sont les suivantes :

- comportement linéaire de la structure – qui seul peut permettre une analyse modale ;
- relation linéaire entre les composantes turbulentes du vent et les forces exercées sur les éléments de l'ouvrage ;
- hypothèse quasi-stationnaire, selon laquelle les forces aérodynamiques instantanées sont identiques à celles développées par un écoulement permanent de même vitesse relative et même incidence.

Connaissant les propriétés statistiques de la turbulence, on peut déterminer celles des forces aérodynamiques qui s'exercent sur chaque élément du modèle. On en déduit la densité spectrale des forces généralisées pour chaque mode étudié, puis la densité spectrale de la coordonnée généralisée. L'écart type de la réponse du mode est alors obtenu par intégration dans le domaine des fréquences. Un effet donné (solicitation en une section, déplacement, contrainte) peut s'exprimer comme combinaison linéaire de la réponse des modes propres. Son écart type est alors combinaison quadratique des écarts types des réponses modales (combinaison quadratique simple ou combinaison quadratique complète – CQC – tenant compte des corrélations entre modes propres). La valeur maximale de l'effet considéré est alors égale à la somme de sa valeur moyenne (égale à l'effet statique du vent moyen) et de l'écart type multiplié par un facteur de pointe, généralement compris entre 3 et 4.

Le fonctionnement de la structure doit être linéaire. Cette méthode ne permet donc pas de prendre en compte les effets du second ordre et les plastifications. La fissuration des sections ne peut être prise en compte que de façon très imparfaite par le module d'élasticité et le coefficient d'amortissement structural. Il faut également que les forces aérodynamiques puissent s'exprimer linéairement en fonction des composantes de la turbulence. Cela suppose que la variation des coefficients aérodynamiques en fonction de l'incidence du vent soit sensiblement linéaire dans la gamme des incidences utiles.

L'approche quasi-stationnaire permet de conserver la forme diagonale du système linéaire avec une équation pour chaque mode. Les couplages entre les modes peuvent être pris en compte par des coefficients de corrélation dans la combinaison quadratique complète, par contre les couplages relatifs aux amortissements aérodynamiques sont négligés.

Les données nécessaires pour effectuer le calcul sont :

- les propriétés des modes propres – déformées et fréquences propres – issues d'une analyse dynamique modale ;
- les coefficients aérodynamiques des différentes sections, mesurés en soufflerie (tablier, pylônes) ou issus de la littérature technique (piles, haubans, etc.) et leurs variations en fonction de l'angle d'incidence ;
- l'admittance aérodynamique, qui traduit le fait que, pour les fréquences élevées, l'excitation par la turbulence est plus faible que celle déterminée par l'approche quasi stationnaire. Ignorer cet aspect va dans le sens de la sécurité et on l'utilise très rarement ;
- les données statistiques définissant le vent dans le site (cf. § 1.2).

Il convient aussi de fournir l'amortissement structural. Ce dernier est souvent fourni pour chaque mode, mais il serait préférable de fournir un coefficient par matériau. Pour un mode donné, le coefficient d'amortissement structural serait alors calculé au prorata de l'énergie de déformation emmagasinée dans chaque matériau. Ainsi, en service, l'amortissement structural du premier mode de flexion d'un pont à hauban dépend principalement de l'amortissement des haubans, et il peut être beaucoup plus faible que celui du matériau du tablier.

On note aussi que lorsqu'on utilise les coefficients aérodynamiques, on n'obtient pas d'amortissement aérodynamique en torsion. Pour se placer dans le sens de la sécurité, lorsque A_2^* est positif, il convient de réduire l'amortissement structural du mode de torsion (issu d'un calcul précédent lorsque l'amortissement dépend du matériau) de l'amortissement aérodynamique calculé à partir de A_2^* .



Nota : Pour le cumul des modes, la combinaison quadratique simple, qui néglige les corrélations entre modes, donne des résultats acceptables pour des structures souples normales à la direction du vent et présentant des symétries qui évitent les couplages (balancement, flexion, torsion) et lorsque les fréquences des premiers modes sont franchement distinctes (au moins 10 % d'écart).

La CQC est surtout utile pour le cumul des effets quasi-statiques. Ceux-ci représentent en effet la réponse d'une construction raide à l'excitation par la turbulence et sont de ce fait étroitement corrélés. Pour les effets dynamiques résonants, les corrélations sont plus faibles, et même négligeables dès que les fréquences sont suffisamment séparées. La combinaison quadratique simple est généralement suffisante.

Pour une barre horizontale, un vent oblique est décomposé en deux composantes, une vitesse perpendiculaire à la barre considérée qui crée les effets habituels décrits précédemment et une vitesse parallèle à la barre qui crée un effort de frottement longitudinal. Cet effort de frottement dépend de la rugosité de la structure. Ramené à la largeur B , le coefficient aérodynamique correspondant est de l'ordre de 0,02 à 0,04. Lorsque l'on étudie la stabilité d'un fléau sous vent oblique, l'effet de bout n'est plus négligeable. À défaut d'une étude plus précise, on peut sommer cet effet – surface d'about multipliée par un coefficient de l'ordre de 2 et divisée par la surface du tablier BL – avec l'effort de frottement précédent. Cette décomposition en deux vitesses, l'une transversale et l'autre longitudinale, n'est évidemment pas dans le sens de la sécurité. Nous avons constaté qu'elle reste néanmoins acceptable en flexion lorsque l'on ne s'écarte pas trop de la perpendiculaire à la structure, moins de 30 degrés, et que, fort heureusement, un vent oblique est en général moins défavorable qu'un vent perpendiculaire à la structure.

Les effets du second ordre et la fissuration de la structure augmentent les efforts dans le sens du vent, mais peuvent les réduire dans le sens perpendiculaire. L'utilisation de calculs en fourchette permet seulement d'estimer la sensibilité des résultats aux effets de second ordre et éventuellement de calculer des valeurs enveloppes. Pour ce calcul on utilisera successivement la matrice de rigidité au premier ordre puis la matrice de rigidité tangente sous vent moyen. Ce dernier calcul ne place pas totalement en sécurité mais permet si nécessaire de définir un chargement statique équivalent produisant le même déplacement maximal qui permet alors un vrai calcul au second ordre. Le cas particulier du pylône en I associé à une suspension centrale, beaucoup plus simple, est détaillé au paragraphe : 3.1.1 stabilité transversale.

1.6.2 - Autres méthodes

Calcul temporel

Du fait de l'augmentation de la puissance des ordinateurs et des progrès des logiciels de calcul, on voit apparaître des méthodes utilisant des chargements en pas de temps. Le programme génère un vent turbulent sur des périodes de 10 minutes qui respecte tous les paramètres statistiques du vent dans le site. Ce vent aléatoire est appliqué plusieurs fois sur la structure par pas de temps (les pas de temps doivent être suffisamment petits, environ le dixième de la période du mode propre qui crée encore des efforts significatifs). Un traitement statistique des résultats extrêmes, correspondant chacun à 10 minutes sur l'ouvrage réel, fournit les valeurs moyennes et les écarts-types. Cette méthode est très consommatrice en temps de calcul. C'est la seule méthode qui permet de traiter correctement toutes les non linéarités : effets du vent (coefficients aérodynamiques), amortisseurs concentrés de loi quelconque, non-linéarités des matériaux ou géométriques, et les grands déplacements de la structure. Toutefois, du fait du nombre des itérations qu'implique la prise en compte des non-linéarités et du nombre de calculs nécessaires pour permettre un traitement statistique des résultats (de l'ordre d'une centaine), les temps de calcul restent encore trop importants pour une utilisation courante.

Le calcul temporel peut aussi être utilisé pour déterminer les vitesses critiques d'instabilité ou pour vérifier la stabilité aérodynamique de l'ouvrage à une vitesse donnée. On impose une petite perturbation initiale à la structure et le calcul permet de déterminer si les oscillations s'amortissent ou s'amplifient.

Mesure des déplacements en soufflerie – chargements équivalents

Une méthode beaucoup plus rudimentaire consiste à déterminer un vent équivalent – traînée, portance et couple – qui produirait les mêmes déplacements extrêmes à la clé – suivant la direction du vent, la verticale, et la rotation – que sur la maquette générale dynamiquement semblable placée dans la soufflerie. La soufflerie fournit en outre les différentes combinaisons à effectuer. Dans le sens de la sécurité on peut les sommer. Cette méthode fournit des valeurs approchées pour les sections les plus sollicitées : efforts à la clé et, éventuellement, dans le tablier au droit des pylônes, mais des valeurs sous-estimées ailleurs, en particulier dans les zones où les efforts sont faibles, et dans les pylônes, car il s'agit alors des efforts concomitants des déplacements extrêmes considérés.

Cette méthode fournit donc les données pour un calcul statique avec second ordre. Pour cette analyse non linéaire, on peut aussi, à la place des résultats de mesures en soufflerie, utiliser les résultats d'un calcul par la méthode spectrale.



1.6.3 - Modélisation de la structure

Avec les méthodes courantes de calcul et de mesure en soufflerie, l'action du vent sur une section est représentée de manière globale (d'ailleurs, la connaissance du torseur dû au vent est en général largement suffisante). On ne peut donc pas décomposer les efforts produits par le vent sur les différentes parties de la section transversale lorsque le tablier (ou un autre élément de l'ouvrage) est modélisé par plusieurs barres parallèles. Il faut donc disposer une ligne moyenne pour appliquer les actions du vent turbulent. Cela conduit à prévoir sur une coupe transversale un nombre impair de barres longitudinales pour modéliser l'élément considéré (tablier, pylône). La barre centrale peut éventuellement être une barre fictive sans masse et sans rigidité, ajoutée uniquement pour appliquer l'action du vent aux nœuds axiaux du modèle. Pour une pile dédoublée ou un pylône en H ou en A, on peut aussi être conduit à ajouter une barre fictive, car l'action du vent sur les deux branches peut être fortement différente de la somme des actions du vent sur chaque branche isolée. Les masses à vide doivent être correctement décrites avec leurs valeurs probables (structure, superstructures, bossages, déviateurs...), en veillant surtout à avoir une bonne inertie massique en torsion.

Lorsque le tablier est un caisson, la section sera modélisée par une seule barre, les haubans étant excentrés latéralement lorsqu'ils sont disposés sur deux nappes (pont de Normandie). On obtient une modélisation en arête de poisson (Figure 105).

Lorsque le tablier est un bipoutre mixte ou un bi-nervure, on peut éventuellement conserver la même modélisation du tablier par une seule poutre, mais la modélisation de la torsion gênée sera très imparfaite. Il faut alors ajuster l'inertie de torsion de la grande travée pour avoir, sous l'effet d'un couple de torsion réparti sur cette travée, la bonne rotation à la clé en l'absence des haubans. Ainsi, le premier mode de torsion sera presque correct, mais uniquement dans la travée centrale où se situe la plus grande aire.

Il est plus satisfaisant de prévoir trois barres (ponts de Karkistensalmi et de Tarascon) : les deux poutres latérales et une bande centrale sur laquelle on appliquera les actions du vent. Il convient de choisir les masses de ces trois barres pour obtenir l'inertie massique totale en torsion par le théorème de Huyghens. L'inertie massique de chaque barre peut être choisie nulle, ou de préférence infiniment petite, car certains programmes n'acceptent pas une valeur nulle et génèrent alors automatiquement une inertie de torsion à partir des inerties de flexion). On a par exemple :

$$\begin{aligned} m_1 + m_2 + m_3 &= m && \text{masse par mètre} \\ m_1 d_1^2 + m_3 d_3^2 + (I_1 + I_2 + I_3) &= I && \text{inertie massique en torsion} \quad (13) \end{aligned}$$

avec $d_2 = 0$, et en général $m_1 = m_3$.

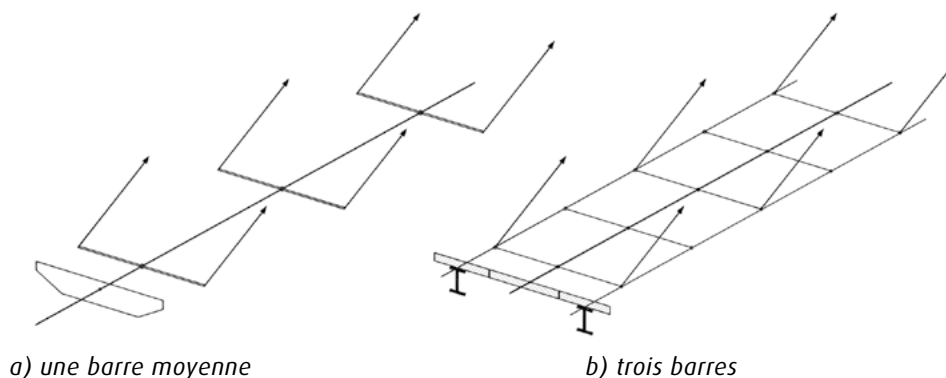


Figure 105 : modélisations du tablier

Avec une modélisation de type poutre échelle il convient de contrôler que la déformation dans son plan (balancement) est correcte et donc comparable avec celle que l'on obtient avec une poutre unique. Une solution souvent utilisée consiste à donner aux entretoises une très grande inertie d'axe vertical et une section réduite à l'effort tranchant égale à la section de hourdis considérée. Si le programme le permet il est préférable d'ajouter des éléments bidimensionnels entre les poutres et donc de réduire les inerties des poutres pour conserver l'inertie totale.

L'utilisation d'une barre unique avec bi-moment (7 degrés de liberté) évite ces difficultés pour la modélisation des tabliers de type bipoutre.



1.6.4 - Règles de calcul – combinaisons d'actions

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 1-1-4, pour le calcul des efforts en service, on utilise la vitesse cinquantennale, vitesse moyenne sur 10 minutes qui a une probabilité annuelle de dépassement de 0,02. Pendant les phases de construction qui ne sont pas exécutées sous couverture météo, on utilise la vitesse décennale. Dans tous les cas les effets du vent sont pondérés par 1,5 à l'ELU, ce qui correspond à une multiplication de la vitesse (ELS) par $\sqrt{1,5}$. Pendant la construction on pourrait prendre en compte une période plus courte, été ou hiver, mais il est déconseillé de prendre en compte cette réduction des efforts, car le planning peut se décaler pour une raison inconnue lors du projet. Il convient de vérifier la stabilité de la structure pour les phases les plus critiques : avant clavage, avant l'amarrage sur une pilette ou sur un appui provisoire, avant la pose de haubans de stabilisation, etc.

Pour l'ouvrage en service, il faut effectuer les vérifications à la fois à l'ELS et à l'ELU. Par contre, pendant les phases de construction, les vérifications à l'ELU peuvent être considérées comme suffisantes (pont de Tarascon). Cela revient à accepter la fissuration du pylône pour une action fort improbable, mais à éviter l'effondrement de la structure. Une action extrême reste possible sur une période très courte mais sa probabilité d'occurrence diminue ce que ne traduit pas le facteur constant entre ELS et ELU calibré pour une période de 50 ans en Europe.

En application des Eurocodes, on peut avoir à considérer la simultanéité du vent et du trafic. Il peut alors être nécessaire de tenir compte de la modification des coefficients aérodynamiques due à la présence des poids-lourds (ou des trains s'il s'agit d'un ouvrage ferroviaire). Cela est particulièrement sensible pour les tabliers minces.

1.7 - Essais et mesures – recueil des données

Les études du comportement aérodynamique d'un pont combinent à des degrés divers le calcul et les mesures sur site ou en soufflerie. Les essais et mesures ont le plus souvent pour objectif de déterminer les données d'entrée des calculs : caractérisation du vent et détermination des coefficients aérodynamiques. Ils peuvent aussi servir à simuler le comportement de l'ouvrage réel. L'utilisation de tel ou tel type d'essai dépend du projet technique, de son degré d'avancement et du planning de l'opération, mais aussi des possibilités techniques des souffleries et des outils de mesure. Les paragraphes qui suivent donnent des indications sur les différents types d'essais qui peuvent être mis en œuvre. Leur définition précise et leur enchaînement nécessitent l'intervention de spécialistes.

1.7.1 - Modèle de vent

Les grandeurs qui caractérisent le vent (cf. § 1.2) peuvent être déterminées par des mesures sur site, des mesures en soufflerie, des calculs sur modèles informatique ou, plus généralement, par une combinaison de ces différents outils. À un stade préliminaire des études, on peut également utiliser des informations disponibles dans la littérature technique et utiliser tout ou partie du modèle de vent d'un site comparable.

Les mesures sur site sont utiles pour évaluer la vitesse caractéristique du vent. Pour mesurer les caractéristiques des vents forts dans le site, il faut prévoir une période d'environ six mois, avec, si possible, des mois d'hiver pour augmenter la probabilité d'avoir des vents forts pendant cette période. Ces mesures dans le site sont comparées avec celles effectuées au même moment aux stations météorologiques voisines. À partir de cette comparaison, on peut établir des corrélations qui permettent de déterminer les propriétés statistiques des vents forts dans le site comme si l'on y disposait de mesures sur la même durée que pour les stations météorologiques. On en déduit la vitesse moyenne cinquantennale sur 10 minutes. Une telle étude est indépendante du choix de la structure. Elle peut donc être programmée dès la phase d'avant-projet ou pendant la période qui sépare l'avant-projet du projet, car elle reste utilisable quelle que soit la solution retenue. Il n'est pas nécessaire que les mesures soient effectuées exactement au droit du futur ouvrage. On place généralement les anémomètres au sommet d'un mât implanté en un endroit assez proche du site pour être représentatif, mais suffisamment haut pour être dégagé des influences du relief local. Outre leur principal objet, qui est de déterminer une vitesse de référence, ces mesures permettent d'obtenir certaines propriétés de la turbulence : intensité de turbulence et densités spectrales au droit du point de mesure. Par contre, elles ne donnent pas accès à la distribution spatiale de la turbulence, qui nécessiterait des mesures simultanées en plusieurs points. Il convient de noter que les tornades ne sont pas prises en compte dans l'estimation de la vitesse moyenne car il s'agit de phénomènes très localisés.

On peut compléter ces mesures par des mesures effectuées au moyen du système SODAR, qui exploite la réflexion des ondes sonores dans l'atmosphère. Ce dispositif permet de mesurer la distribution des vitesses sur une verticale et les propriétés de la composante verticale de la turbulence sur cette même verticale.



Mais les paramètres les plus intéressants sont les échelles horizontales de turbulence le long du tablier. Elles pourraient être obtenues à partir de mesures simultanées en différents points du futur ouvrage. Cela n'est généralement pas possible avant la construction de l'ouvrage. Pour les études du pont de Normandie, afin de disposer de données de vent réelles, on a mesuré les caractéristiques de la turbulence sur le tablier du pont de Saint-Nazaire, qui a fourni pour l'occasion un support commode à une série de mâts anémométriques. Les deux sites sont très semblables, les caractéristiques de la turbulence peuvent être transposées de l'un à l'autre avec une grande fiabilité.

Mais ce type d'étude est exceptionnel. Les propriétés de la turbulence sont généralement déterminées par mesures sur maquette topographique en soufflerie. La maquette, à une échelle de l'ordre de 1/1000, représente le relief sur quelques kilomètres autour du site, elle est orientable pour étudier toutes les directions de vent pertinentes.

On peut aussi utiliser une modélisation numérique du site, mais il est bon alors de disposer de mesures sur site ou en soufflerie pour caler les paramètres du modèle. Un modèle numérique est parfois utilisé pour déterminer la vitesse de référence du vent. Le modèle représente les grandes variations du relief sur une étendue importante (une centaine de kilomètres de rayon) et, en réglant le modèle à l'aide des enregistrements des stations météorologiques, on peut déterminer les propriétés statistiques du vent moyen, en altitude, au-dessus du site.

Lorsque l'ouvrage à construire est situé dans le sillage d'un ouvrage existant, à une distance inférieure à 50 fois son épaisseur, le vent peut être notablement perturbé. Le tablier existant peut servir de support à des anémomètres mais les effets de sillage ne peuvent être obtenus que par mesure en soufflerie. Dans cette situation, il faut également étudier l'influence du futur ouvrage sur l'existant.

1.7.2 - Essais en soufflerie sur maquettes

Ces essais sont généralement entrepris au stade du projet mais, pour des ouvrages exceptionnels, où leurs résultats conditionnent la faisabilité, des essais en soufflerie peuvent être nécessaires dès l'avant-projet. Les maquettes vont du tronçon de tablier jusqu'au modèle général de l'ouvrage.

L'échelle de la maquette est choisie en fonction des possibilités de la soufflerie. Cette dernière doit avoir une taille suffisante pour éviter que les résultats ne dépendent du nombre de Reynolds. D'autre part, il est utile de pouvoir simuler la turbulence du site dans la veine.

Pour l'étude aérodynamique d'un pont, il faut généralement commencer par des essais sur un tronçon de tablier pour qualifier la qualité aérodynamique du profil. Si nécessaire, c'est sur cette maquette que l'on testera les modifications permettant d'éliminer les échappements tourbillonnaires, et d'accroître la vitesse critique. Ces améliorations vont généralement de pair, toute amélioration pour l'un des phénomènes est souvent favorable pour l'autre.

Conditions de similitude

La transposition à l'ouvrage réel des mesures et des observations effectuées en soufflerie impose le respect de conditions de similitude. Ces conditions se traduisent par l'invariance de nombres sans dimension lorsque l'on passe de l'échelle de la soufflerie à la vraie grandeur. Ces nombres sans dimension sont construits à partir des grandeurs qui caractérisent les phénomènes étudiés. Le respect de toutes les conditions de similitude imposerait l'échelle 1, aussi bien pour les dimensions de la maquette que pour la vitesse du vent. Mais certains paramètres ont une influence nulle ou négligeable sur les phénomènes étudiés. Il n'est donc généralement pas nécessaire de respecter toutes les conditions de similitude.

On doit évidemment respecter la similitude géométrique, c'est à dire le rapport entre toutes les dimensions de la section et sa largeur, par exemple.

La bonne représentation des phénomènes aérodynamiques impose en toute rigueur le respect du nombre de Reynolds $Re = \bar{U} B / \nu$ qui traduit le rapport des forces d'inertie aux forces de frottement et du nombre de Froude $Fr = \bar{U} / \sqrt{B g}$ dans lequel g est l'accélération de la pesanteur, qui représente le rapport entre forces aérodynamiques et forces de gravité. Pour les corps non profilés que sont le plus souvent les tabliers de ponts, surtout lorsqu'ils présentent des arêtes vives, les coefficients aérodynamiques dépendent très peu du nombre de Reynolds, au-delà d'un certain seuil. Il suffit de se situer au-dessus de ce seuil pour s'affranchir de la condition de similitude. Le respect du nombre de Froude n'est important que lorsque les forces de gravité jouent un rôle significatif. C'est le cas lorsque l'on étudie le comportement dynamique de ponts suspendus sur maquette générale, dans laquelle la tension des câbles porteurs, et donc leur rigidité, dépend du poids du tablier. En dehors de ce cas, il est inutile de respecter cette condition, très pénalisante car elle impose de travailler en soufflerie à de faibles vitesses d'écoulement.



Les conditions de similitude à imposer dépendent du type de maquette et des phénomènes simulés. Pour mesurer des coefficients aérodynamiques stationnaires sur une maquette fixe, la similitude géométrique suffit pour peu que le nombre de Reynolds soit au-dessus du seuil mentionné plus haut. On peut d'ailleurs mettre à profit ces essais pour vérifier l'indépendance des coefficients vis-à-vis du nombre de Reynolds. Lorsque l'on mesure des coefficients instationnaires, la vitesse réduite $\bar{U}/(Bf)$ (ou $\bar{U}/(B\omega)$) doit être la même sur la maquette et en grandeur réelle. On peut faire varier la fréquence des vibrations et la vitesse de l'écoulement pour balayer toute la plage des vitesses utiles en vraie grandeur.

Si l'on veut représenter le comportement dynamique de l'ouvrage, il faut respecter les masses réduites et inerties polaires réduites, $m/(\rho B^2)$ et $I/(\rho B^4)$, ce qui implique que la masse et l'inertie polaire par unité de longueur soient respectivement dans le rapport du carré et de la puissance quatrième des dimensions géométriques. Autrement dit, la densité de la maquette est la même que celle de l'ouvrage réel. Les coefficients d'amortissement doivent également être les mêmes que sur la structure réelle. Comme on ne les connaît pas avec certitude, il faut se laisser la possibilité de les faire varier sur la maquette. Enfin, si plusieurs modes de vibration interviennent, le rapport entre les fréquences propres doit être respecté. Sur une maquette dynamique complète, on devra de plus respecter la répartition de la masse et des raideurs de l'ouvrage réel, de manière à respecter les formes propres. En résumé, une fois fixée l'échelle géométrique de la maquette, le seul paramètre sur lequel on peut agir est le rapport des fréquences entre la maquette et l'ouvrage. Ce rapport est choisi de manière que la plage de vitesses réduites ainsi autorisée par la soufflerie soit représentative de la réalité.

Nota : Il convient évidemment de respecter la turbulence du site, et de contrôler la densité spectrale de l'écoulement lorsque cela est nécessaire.

Essais sur tronçons

La taille de maquette est limitée par celle de la soufflerie. La longueur du tronçon L doit être voisine de 5 fois sa largeur B pour obtenir un écoulement bidimensionnel et le maître couple de la maquette ne doit pas dépasser 5 % de la section de la veine pour ne pas perturber les écoulements au voisinage immédiat de la maquette.

On distingue généralement trois types d'essais

• Maquette fixe

Sur cette maquette, on mesure les coefficients aérodynamiques stationnaires pour des incidences variant en général de -10 à $+10$ degrés pour le tablier. Pour cela, il suffit de peser à chaque extrémité les trois composantes du torseur : traînée, portance et moment de torsion.

Les coefficients aérodynamiques peuvent être mesurés dans un écoulement de vitesse constante, mais il est préférable de reproduire la turbulence du site. Lorsque l'écoulement est turbulent, on mesurera les valeurs moyennes du torseur, la maquette et sa fixation devant être suffisamment rigides. Une certaine turbulence du vent dans la soufflerie contribue à lisser les courbes et réduit donc les variations des dérivées.

Lorsque la maquette est suffisamment rigide et légère, moyennant un équipement supplémentaire, on peut mesurer simultanément la vitesse du vent et les valeurs instantanées du torseur. Le rapport des densités spectrales fournit, pour chaque composante, l'admittance aérodynamique en fonction de la vitesse réduite. Cette dernière mesure est à prévoir sur les ouvrages importants.

Pour les pylônes, on fera varier l'incidence entre 0 et 90 degrés ou entre 0 et 180 degrés en fonction des symétries. Pour les formes les plus simples, une étude bibliographique peut fournir ces valeurs.

• Vibrations libres

La maquette de type tronçon est suspendue par des ressorts qui permettent de faire varier ses fréquences propres d'oscillation en flexion et en torsion (et le cas échéant en balancement). En bloquant successivement les différents degrés de liberté et en observant les oscillations libres de la maquette sans écoulement puis dans l'écoulement, on parvient à déterminer les amortissements aérodynamiques des différents modes, dont on peut tirer les coefficients instationnaires. On peut faire varier la vitesse de l'écoulement en soufflerie et les fréquences propres de la maquette de manière à balayer toute la plage des vitesses réduites utile pour le calcul. Ce type de mesure ne requiert pas la similitude dynamique.



On peut aussi utiliser les oscillations libres pour représenter le comportement de l'ouvrage réel. En ce cas on doit remplir les conditions de similitude dynamique : la masse et l'inertie de la maquette respectent les conditions de similitude (même densité), la raideur et l'espacement des ressorts sont choisis pour respecter le rapport des fréquences des premiers modes de flexion et de torsion, et couvrir les vitesses réduites possibles avec une marge de sécurité suffisante. La maquette doit aussi avoir le même amortissement structurel, qu'il convient de ne pas surestimer.

Les mesures sont en général faites dans un écoulement uniforme et constant ce qui est dans le sens de la sécurité et parfois complétées par des mesures dans un écoulement turbulent. Dans ce dernier cas, il faut respecter la turbulence du site.

Cette maquette permet de déterminer, pour différentes incidences du vent :

- la vitesse critique ;
- les vitesses créant l'échappement tourbillonnaire ;

et de mesurer les amplitudes de vibration de la maquette. L'échelle fournit l'amplitude des déplacements de l'ouvrage. Une correction est nécessaire lorsque les amortissements structurels sont différents. Il convient de rappeler que la turbulence réduit fortement l'échappement tourbillonnaire mesuré d'abord dans un écoulement uniforme.

• Vibrations forcées : détermination des coefficients instationnaires

Pour la mesure de ces coefficients, on peut imposer un mouvement élémentaire sinusoïdal à la maquette, d'abord vertical - $h(t)$, puis de rotation - $\alpha(t)$, et éventuellement suivant la direction du vent $p(t)$. Pour obtenir les efforts exercés par le vent sur la maquette, on mesure les efforts globaux. On en déduit les effets moyens et les efforts d'inertie dus à la masse de la maquette en mouvement. Pour obtenir une précision acceptable, la maquette doit être légère et la vitesse du vent doit être importante car le résultat final est obtenu par différence.

Une autre méthode de mesure consiste à équiper le tronçon de tablier de capteurs de pression sur tout le pourtour de la section médiane. Les efforts instantanés sont obtenus par intégration des pressions. Cette méthode présente l'avantage de mesurer seulement les forces dues au vent plutôt que de les obtenir par différence de grands nombres. Elle est donc plus précise que la méthode précédente. Elle n'est par contre pas adaptée aux tabliers en treillis.

Maquettes générales

Lorsque le dimensionnement est terminé, il peut être intéressant de valider les études faites à partir des essais sur tronçon par un essai fait sur un modèle général ou sur un modèle taut-strip. Cet essai étant beaucoup plus cher, il ne peut donc être effectué que sur la structure finale, pour la phase exécution. Cet essai ne sera réalisé que pour des franchissements importants, et lorsque la structure est sensible aux effets aéroélastiques, d'où l'intérêt de mesurer l'admittance aérodynamique.

Ces essais seront évidemment faits sur des maquettes dynamiquement semblables ayant le même amortissement structurel, en flexion et en torsion, que l'ouvrage. Pour se placer du côté de la sécurité, cet amortissement ne doit pas être surestimé. La turbulence du site devant être reproduite, il convient de contrôler la densité spectrale dans la veine. Les fréquences et la forme des premiers modes doivent être respectées. Ces ajustements sont obtenus par la tension des fils ou des tubes et leur écartement dans le modèle taut-strip. Des ressorts complémentaires peuvent éventuellement être ajoutés pour parfaire ce réglage.

• Avantages des modèles complets

Un modèle complet représente mieux le comportement général de l'ouvrage dans son site. C'est en particulier le cas lorsque les vents les plus forts ne sont pas perpendiculaires à la structure ou lorsque la topographie du site modifie la vitesse du vent ou son inclinaison moyenne sur la longueur du tablier. Le modèle taut-strip perd certains de ces avantages, en particulier les travées de rive et les pylônes ne sont plus représentés, mais il permet de conserver une bonne représentation des modes sur la grande travée.

La modélisation du comportement dynamique au moyen d'un modèle de type tronçon n'est correcte que lorsque le carré du mode propre apparaissant au numérateur s'élimine avec le carré du mode figurant dans la masse généralisée, pour faire apparaître le poids par mètre à la place de la masse généralisée. Cette simplification s'opère lorsque le tablier est de section constante et que les actions du vent sur le reste de la structure sont négligeables.



On note que le modèle complet doit représenter correctement toutes les échelles de turbulence. Il en résulte que les modèles de type tronçon sont en général plus défavorables pour la recherche de la vitesse critique et pour les échappements tourbillonnaires, du fait de l'effet favorable dû à la turbulence. Les modèles complets permettent une mesure plus fiable de l'admittance aérodynamique. Ils sont indispensables lorsque la correction de section se limite à la partie centrale de la grande travée.

• **Inconvénients des modèles complets**

Outre leur prix plus important, surtout pour le modèle général, les modèles complets sont exécutés à des échelles plus importantes, et le non-respect de la similitude de Reynolds peut fausser les résultats. À de telles échelles, la modélisation des détails peut conduire à des difficultés. La taille de la soufflerie étant limitée, pour mieux respecter la similitude de Reynolds, on préfère parfois un modèle taut-strip à un modèle complet, car les détails de la section sont deux fois plus grands.

Pour les modèles de type tronçon, la condition de Reynolds pose moins de difficultés.

2 - Vibrations des haubans

La fréquence de vibration d'un hauban dépend de la longueur l du hauban et du rapport entre sa tension F et sa masse par mètre linéaire μ c'est-à-dire de sa contrainte. Pour les déplacements transversaux, la fréquence est donnée par la formule des cordes vibrantes, la fréquence du mode de rang n est : $f_n = \frac{n}{2l} \sqrt{\frac{F}{\mu}}$. Pour les vibrations verticales, la pesanteur intervient mais faiblement, en service elle modifie peu les fréquences. Pour plus de précisions, le lecteur se reportera aux Recommandations de la CIP sur les haubans [1]. La longueur l est la distance entre les points de rotation extrêmes, intersection de la chaînette avec l'axe du hauban, valeur qui est très voisine de la distance entre les déviateurs (Figure 106). Ce point d'intersection peut être situé avant ou après le déviateur en fonction de l'inertie du câble par rapport à la souplesse du déviateur. On note que lorsque l'on connaît l la mesure de f permet la détermination de la tension F dans le hauban. Il est donc utile que la longueur l , issue des mesures avant la mise en service, figure au dossier d'ouvrage.

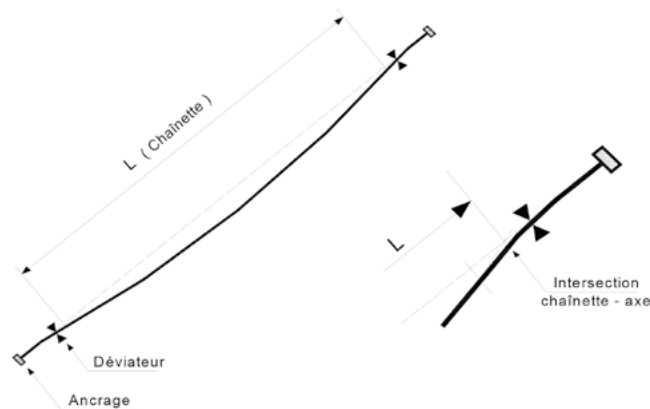


Figure 106 : déviateur et longueur libre du hauban

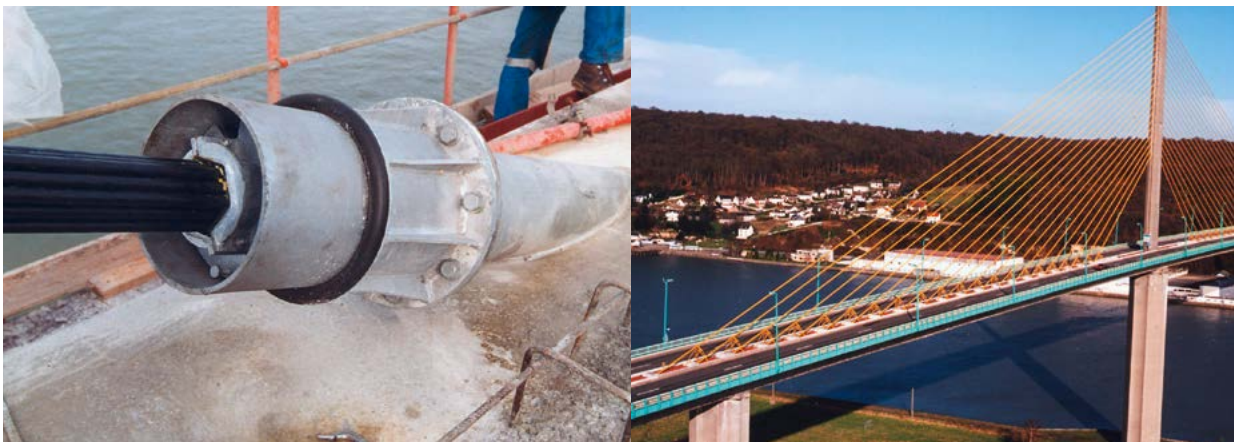
Nous rappelons que, pour éviter les flexions au niveau de l'ancrage, il faut placer un guide déviateur à une certaine distance de l'ancrage, entre 2 à 5 m. On améliore ainsi fortement la résistance en fatigue du hauban. Le dispositif pour permettre l'étalement des torons prévu dans le procédé est insuffisant pour remplir ce rôle. Ce guide doit être capable de reprendre un effort transversal d'au moins 1 à 2 % de la tension dans le hauban. Il est indispensable à la fois pour les chargements statiques, à cause des défauts d'alignement de l'ancrage, mais surtout en cas de vibration du hauban.

Les vibrations peuvent provenir de l'action du vent sur les haubans ou des déplacements des ancrages. Ces déplacements des ancrages résultent surtout de l'action du vent sur la structure (échappement tourbillonnaire) ou de l'action des piétons dans le cas d'une passerelle. Les vibrations dues aux déplacements des ancrages sont appelées excitation paramétrique.



Pour éviter les vibrations des haubans, on prend d'autres précautions. Ainsi, lorsque la longueur des haubans augmente, on utilise :

- des gaines avec des nervures hélicoïdales pour combattre l'action combinée du vent et de la pluie sur le hauban. Les Japonais utilisent aussi des empreintes en creux ;
- des amortisseurs à la base des haubans, lorsque les longueurs des haubans atteignent ou dépassent 100 m. Ces derniers peuvent être logés dans le tube déviateur bas lorsque son diamètre est suffisant (Figure 107a) ou ajoutés perpendiculairement au hauban (Figure 85 et Figure 107b). Pour améliorer son efficacité et à cause de sa souplesse, cet amortisseur sera placé plus loin de l'ancrage que le simple guide déviateur [53] ;
- pour les ouvrages de grande portée, pour lesquels on peut craindre une excitation paramétrique, l'action des amortisseurs n'est plus suffisante. Il faut éventuellement ajouter des aiguilles reliant entre eux les différents haubans (Figure 108) ou des amortisseurs dynamiques accordés sur le tablier ou en tête du pylône. Les aiguilles seront très efficaces pour réduire les vibrations dans le plan de la nappe de haubans. Les amortisseurs dynamiques accordés seront plutôt utilisés pour des déplacements perpendiculaires à la nappe des haubans. On peut aussi modifier la masse des haubans concernés ou placer des amortisseurs accordés sur les haubans concernés.



a) à l'intérieur du tube déviateur

b) perpendiculaire au hauban (Brotonne)

Figure 107 : Amortisseurs à la base des haubans



Figure 108 : Aiguilles



2.1 - Action du vent sur le hauban

La section du hauban étant en général circulaire, le coefficient de traînée est donc faible. Il dépend de la rugosité, dans le sens de la sécurité et on retient en général une valeur de 0,7 pour une gaine générale en PEHD, et jusqu'à 1,2 pour un câble toronné. Les actions de portance restent faibles car pour le cylindre $\frac{dC_z}{di} = C_x$. On note aussi que le vent crée un amortissement aérodynamique favorable. Cet amortissement aérodynamique est deux fois plus important suivant la direction du vent. Les haubans ont donc une tendance plus forte à vibrer dans le plan vertical. La déformée en sinusöide crée des efforts transversaux au droit des déviateurs (ou amortisseurs) dans les deux directions, car suivant la direction du vent il faut ajouter l'effet du vent moyen. Un déplacement au centre de $l/200$ donne un effort transversal de $0,02F$, en retenant une déformée en parabole.

Par contre, par temps de pluie, l'eau coule sur le hauban et le vent crée alors des bourrelets mobiles qui génèrent des actions dynamiques, analogues de l'échappement tourbillonnaire. Pour canaliser les écoulements et éviter ces bourrelets, on utilise des gaines avec des hélices ou avec des empreintes en creux.

Il est actuellement difficile de prévoir à partir de quelle longueur il est nécessaire d'ajouter des amortisseurs. Il est donc conseillé de prendre des dispositions pour pouvoir ajouter des amortisseurs lorsque la longueur du hauban atteint ou dépasse 100 m.

2.2 - Déplacements des ancrages

Les modes de flexion créent un déplacement suivant l'axe du hauban lequel crée une vibration du hauban dans le plan vertical. La fréquence de vibration du hauban est égale à la moitié de celle de la structure. La composante perpendiculaire au hauban crée une vibration dans le même plan de même fréquence que la vibration de la structure.

Un mode de balancement ou un mode de torsion créent une oscillation transversale du hauban de même fréquence.

Il faut donc éviter que la fréquence d'un hauban soit voisine de celle des modes de balancement et de torsion et moitié de celle d'un mode de flexion. Un écart de 15 à 20 % semble souhaitable, car il est difficile de prévoir exactement

les fréquences de l'ouvrage réel. Le facteur d'amplification $H = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2}}$, fonction du rapport β des fréquences, est très pointu, il est donc indispensable de s'écarter de la fréquence de résonance. Par exemple, pour un amortissement de 0,25 %, on obtient :

β	H
0,90	5,26
0,95	10,24
1,00	200,0
1,05	9,74
1,10	4,76

Lorsque l'on ne respecte pas cet écart ($0,8 \leq \beta \leq 1,2$), une étude particulière est nécessaire. Il faudra prendre des dispositions pour réduire ces oscillations, et il convient de contrôler les fréquences lorsque l'ouvrage est terminé.



Tension des haubans et réglage de la géométrie du tablier

Les chapitres précédents concernaient la conception de la structure. Dans ce troisième chapitre, on aborde la mise en œuvre des haubans sur le chantier, le réglage final et le suivi de la géométrie au cours de la construction, en particulier la construction du tablier en géométrie relative. On l'utilisera donc lors de la phase exécution, mais sa lecture est conseillée avant d'aborder l'optimisation de la structure dans la quatrième partie, car elle définit le concept de prédéformation du hauban.

La première partie traite de la tension des haubans, tandis que la seconde aborde la question du réglage de la géométrie du tablier. La dernière partie de ce chapitre développe principalement le cas des ouvrages construits par encorbellements successifs, et plus particulièrement celui des tabliers en béton coulés en place.

Lors de la construction d'un fléau par encorbellements successifs la tension des haubans et le réglage de la géométrie sont des opérations liées, c'est ce qui explique leur regroupement dans cette partie. En effet un défaut de tension des haubans conduit à une flèche qui se transformera en défaut de géométrie si elle n'est pas corrigée par une retension des haubans avant le clavage. Par contre un défaut de géométrie n'est pas rattrapable et vouloir l'atténuer conduira toujours à enfermer des efforts parasites dans la structure.

Par ailleurs, le clavage entre deux fléaux n'est pas abordé dans ce chapitre mais dans le chapitre 4, car il s'agit principalement d'un problème de modélisation de la cinématique choisie. En général, l'intervalle séparant les deux fléaux est rempli de façon passive soit en bétonnant un voussoir soit en découpant un voussoir métallique à la géométrie mesurée sur le chantier. Des aides utiles pour la modélisation sont aussi fournies dans l'annexe.

1 - Tension des haubans

On suppose que la note de calcul nous fournit un réglage à vide, c'est-à-dire un jeu de tensions à appliquer aux haubans pour obtenir, à la température de réglage et sans charges d'exploitation, une structure à la géométrie voulue et dans l'état de sollicitation escompté. Dans ce paragraphe, on va montrer comment mettre en œuvre ce jeu de tensions dans les haubans.

1.1 - Caractérisation d'un hauban

Le hauban est un câble métallique tendu et pesant. De ce fait, il présente une déformée en chaînette et plusieurs tensions peuvent être définies : tension selon la tangente à chaque extrémité, tension selon la corde à chaque extrémité, moyenne des tensions aux extrémités. Dans la pratique la chaînette s'écarte peu de la corde lorsque la tension dans le hauban est suffisante et on caractérise cette tension par la tension moyenne F suivant la corde. Pour obtenir directement cette tension dans un calcul au premier ordre, il suffit de rendre non pesante la barre représentant le hauban et d'introduire le poids des haubans sous la forme de deux actions appliquées aux nœuds extrémités. Les tensions le long de la chaînette et en particulier aux ancrages se déduisent de cette tension moyenne au moyen des formules fournies dans les recommandations de la CIP sur les haubans [1] (§ 5.3.3).

Le hauban est également défini par sa longueur à vide, notée l_{ref} qui est la longueur du câble non tendu et supposé non pesant à la température de référence θ_{ref} . Dans les calculs élastiques, lors de la recherche du réglage optimum des haubans, on utilise la différence entre cette longueur à vide l_{ref} et la distance l_0 entre les points d'ancrage dans



la géométrie théorique figurant sur les plans (structure supposée non déformée). Cette quantité $\Delta l = l_{ref} - l_0$ est matérialisée par la course du vérin lors de la mise en tension du hauban.

On appellera prédéformation du hauban la quantité $\varepsilon_{ref} = -\Delta l / l_0$ qui ne dépend pas de la longueur du hauban. La valeur des prédéformations est voisine de 0,003 avec, en général, une valeur supérieure à 0,003 pour les ouvrages en béton et une valeur inférieure à 0,003 pour les ouvrages mixtes ou métalliques pour lesquels la part des charges permanentes est plus faible.

Enfin, pour caractériser la tension du hauban, on peut aussi utiliser le terme tension de référence F_{ref} qui est le produit de ε_{ref} par la rigidité ES .

On rappelle l'équation d'équilibre d'un hauban joignant les nœuds A et B (Figure 109) :

$$\frac{F}{ES} = \varepsilon_{ref} + ((u_B - u_A) \cos \alpha + (w_B - w_A) \sin \alpha) / l_0 - \alpha_T \Delta \theta \quad (14)$$

α_T est le coefficient de dilatation thermique des haubans et $\Delta \theta$ est la différence entre la température du câble θ et la température de référence θ_{ref} .

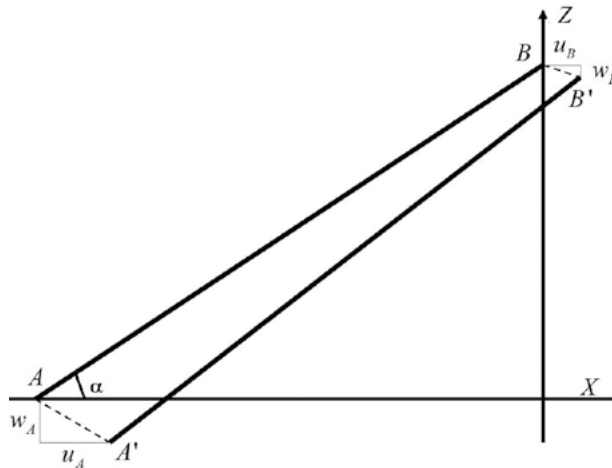


Figure 109 : Notations

F_{ref} ou ε_{ref} peuvent être estimés avec une bonne précision lorsque le dimensionnement des haubans - c'est à dire la force F - est obtenu par l'utilisation de la règle du pendule. En effet, le préchargement des haubans doit minimiser les flexions dans le tablier et dans les pylônes. Pour atteindre ce but, une solution simple consiste à annuler les flèches du tablier et à assurer la verticalité des pylônes, sous l'effet des charges permanentes à la température de référence. Un tel réglage annule la flèche w_A du tablier et le déplacement horizontal u_B du pylône, ce qui donne :

$$\frac{F}{ES} = \varepsilon_{ref} + (-u_A \cos \alpha + w_B \sin \alpha) / l_0 - \alpha_T \Delta \theta \quad (15)$$

Lorsque toute la structure est à la température de référence $\Delta \theta = 0$:

$$\varepsilon_{ref} = \frac{F}{EA} + (u_A \cos \alpha - w_B \sin \alpha) / l_0 \quad (16)$$

On peut aussi utiliser la tension de référence soit :

$$F_{ref} = F + (u_A \cos \alpha - w_B \sin \alpha)EA / l_0 \quad (17)$$

u_A et w_B sont faibles car il s'agit des raccourcissements du pylône et du tablier. Pour ce cas, F_{ref} est donc supérieur à F , mais la majoration qui correspond au rapport raccourcissement du tablier et du pylône sur l'allongement des haubans peut être estimée (par exemple pour une compression moyenne de 6 MPa dans le tablier et le pylône, un coefficient d'équivalence de 18 et un taux de travail de 0,35 à vide : $6 \times 18 / (1770 \times 0,35) = 0,17$). Le chapitre 4 propose une méthode plus précise pour calculer ε_{ref} .



1.2 - Invariants

Les grandeurs F_{ref} et ε_{ref} ne varient pas tant que l'on ne retend pas le hauban, car elles caractérisent la longueur à vide du hauban. Pour faire varier F_{ref} et ε_{ref} , il faut déplacer l'extrémité du hauban par rapport à son point d'appui sur la structure. Pour cela, il faut soit déplacer les clavettes sur le câble soit interposer des cales entre l'ancrage et la structure ou visser l'écrou de l'ancrage. Ces deux façons de procéder sont équivalentes car au premier ordre $\Delta l/l = \Delta l/(l + \Delta l)$.

Les déformations de la structure génèrent des déplacements des points d'ancrage du hauban et modifient donc la tension F du hauban. Cette tension varie au cours des différentes phases de construction (bétonnage d'un voussoir, tension d'un autre hauban, déplacement de l'équipage mobile, charges de chantier), au cours du temps du fait des déformations différées de retrait et de fluage, et aussi sous l'action des chargements extérieurs, superstructures, effets thermiques, etc.

Dans les calculs au premier ordre, il est donc préférable d'utiliser F_{ref} et ε_{ref} qui sont des invariants plutôt que F qui varie en permanence. Le paragraphe précédent a montré que l'on peut obtenir facilement des ordres de grandeur fiables pour F_{ref} ou ε_{ref} .

Dans les calculs avec grands déplacements, lorsque le logiciel prend en compte les déplacements de la structure, les haubans sont modélisés par des chaînettes et l'utilisation des prédéformations n'est plus possible. On utilisera alors nécessairement la longueur à vide du hauban. Il convient de noter que les formules données dans les recommandations de la CIP sur les haubans [1] permettent d'obtenir la longueur du hauban à partir de sa prédéformation, de sa géométrie et de son poids par mètre et donc si nécessaire d'effectuer un calcul au second ordre sans difficulté lorsque les prédéformations sont connues. Le fait que les flèches soient nulles ou faibles dans l'état à vide évite en général le besoin de calculs en grands déplacements, dans la suite, on envisagera donc seulement le cas du calcul linéaire.

1.3 - Réglage et phasage de construction

Comme indiqué précédemment et dans le chapitre 4, en phase d'optimisation il est beaucoup plus simple de travailler sur les prédéformations des haubans. En phase de construction, on doit donc mettre en œuvre les haubans selon un jeu de prédéformations donné.

Dans l'état à vide final, la structure subit différentes actions : son poids propre, le poids des superstructures et la précontrainte. Il est pratique de partager les prédéformations finales en au moins deux jeux de prédéformations : celles qui doivent compenser le poids de la structure et qui sont appliquées dès la mise en tension du hauban et celles qui compenseront les actions exercées après le clavage et qui seront appliquées lors de la retension du hauban pendant ou après la pose des superstructures. Au cours de la vie de l'ouvrage, on peut aussi prévoir un recalage des haubans pour compenser les effets dus aux déformations de fluage, si lors de la deuxième phase de réglage on ne souhaite pas dimensionner le tablier pour prendre en compte la totalité du vieillissement (fluage). Ce choix est une donnée du projet.

Pratiquement, on effectue donc deux ou trois réglages des haubans :

- à la mise en tension du hauban lors de la construction du tablier (reprise du poids propre) ;
- après la pose des superstructures ;
- et éventuellement après quelques années de service pour compenser les effets du fluage.

Pour obtenir un état final proche du réglage recherché, il faut que la somme des prédéformations appliquées au hauban en cours de construction soit égale à la prédéformation donnée dans le réglage final recherché.

Les deux paragraphes qui suivent traitent des moyens d'obtenir, dans la pratique, la bonne tension dans les haubans, en considérant d'abord le cas simple de la retension d'un hauban puis celui de la première mise en tension. Enfin, le paragraphe 1.6 indiquera comment on peut profiter de la retension des haubans, après la pose des superstructures, pour lisser les tensions en éliminant les variations dues à la construction et obtenir le profil en long recherché.

1.4 - Retension des haubans

Commençons par le cas simple où le hauban est déjà tendu. Il s'agit d'appliquer le complément de prédéformation qui est justifié par la note de calcul (après pose des superstructures ou après une grande partie des déformations différées).



La retension est alors contrôlée en déplacement en mesurant le déplacement de l'ancrage par rapport à la plaque d'appui sur la structure de différentes façons, classées suivant une précision croissante :

- course du vérin ;
- repère sur le hauban ;
- nombre de tours de l'écrou sur la vis.

Il est souhaitable que ces mesures soient redondantes, mais, dans tous les cas, il faut contrôler la force au vérin pour détecter d'éventuelles anomalies, mais aussi pour connaître l'état hyperstatique de l'ouvrage.

Le résultat final ne dépend pas de l'ordre des retensions des différents haubans et les effets des prédéformations se somment. Par contre, au cours de chaque opération, les efforts dans la structure dépendent de l'ordre des mises en tension choisi. La note de calcul doit donc définir et justifier cet ordre. Du fait de l'interaction des haubans les uns avec les autres, la tension des haubans varie au cours des diverses retensions. Par exemple, lors du recalage des haubans du pont de Brotonne sept ans après la mise en service [43], dans la travée centrale, la tension du hauban le plus long a d'abord augmenté d'environ 120 t lors de sa retension, puis la remontée progressive du tablier lors de la tension des autres haubans a réduit cette augmentation à environ 12 t dans la phase finale.

Nota : Sur le chantier, un contrôle des tensions dans les haubans peut aussi être effectué par la méthode dite de la corde vibrante qui consiste à mesurer la fréquence f_1 du premier mode de vibration du hauban. Pour un hauban de masse linéique μ et de longueur l la tension F est : $F = 4l^2 \mu f_1^2$. Pour que cette méthode soit suffisamment précise, un étalonnage est nécessaire. En effet, il convient en particulier de définir la longueur entre les nœuds de vibration qui peut être légèrement plus faible que la distance entre les ancrages du fait de l'encastrement aux extrémités. Il est utile de faire figurer cette donnée dans le dossier de l'ouvrage pour une utilisation ultérieure.

1.5 - Tension initiale d'un hauban

L'opération de première mise en tension est plus délicate. Le hauban n'étant pas précédemment tendu, on ne peut pas utiliser simplement la prédéformation du hauban. On va d'abord passer en revue les diverses grandeurs permettant le contrôle de la tension du hauban.

1.5.1 - Tension initiale

Pour un tablier très raide (par exemple un ouvrage à précontrainte extradossée), on peut envisager d'utiliser la force initiale dans le hauban fournie par la note de calcul. Le fléau est alors préfabriqué ou coulé en place et réglé en géométrie absolue en respectant les contre-flèches fournies par la note de calcul comme pour un pont construit par encorbellements successifs (pont de Tunis).

Par contre, lorsque le tablier est souple, plusieurs sources d'imprécisions rendent peu fiables les valeurs de tension ainsi que les flèches fournies par le modèle. Parmi ces imprécisions, on peut citer :

- l'imprécision sur l'estimation du poids de la structure (environ 3 %). Pour réduire cette imprécision, il faut mesurer la densité du béton, estimer le poids du tablier en tenant compte du ferrailage passif et de la précontrainte intérieure, la précontrainte extérieure étant prise en compte séparément. Mais il reste l'imprécision sur l'épaisseur des parois, qui conduit en général à une augmentation du poids ;
- les incertitudes (très importantes) sur les poids des matériels de chantier, équipage mobile, chèvre de levage, petits matériels portés par le tablier. Il est très fortement recommandé de peser l'équipage mobile et de prévoir ce pesage au marché ;
- les différences de température entre les haubans et le reste de la structure ;
- le gradient thermique dû aux variations journalières de température et à l'exothermie de la réaction de prise du béton qui peut charger ou décharger le dernier hauban. Pour éliminer la part due à l'ensoleillement, on effectue les mesures tôt le matin ;
- les modules d'Young des matériaux.

De plus, la grande souplesse du tablier des ponts à haubans est accentuée, à l'extrémité du fléau en cours de construction, par la faible participation des dalles à l'about à cause du traînage de cisaillement.

Par ailleurs, la mesure d'une force au vérin a une imprécision intrinsèque d'environ 3 %.

Pour ces différentes raisons, le pilotage en force, c'est-à-dire la mise en tension en utilisant uniquement la tension initiale fournie par la note de calcul, n'est pas souhaitable.



Le risque est le suivant :

- pour une construction en géométrie relative (Figure 110), les défauts de tension, souvent systématiquement dans le même sens, se cumulent au cours de la construction des voussoirs successifs et les flèches en extrémité de fléau peuvent être importantes. Ceci oblige à une retension des haubans avant clavage ;
- pour une construction en géométrie absolue (Figure 111), une courbure de construction est alors enfermée dans le tablier. Elle n'est pas récupérable. En outre dans ce dernier cas, la géométrie peut être irrégulière du fait des flèches des extrémités du fléau créées par des charges aléatoires d'un voussoir à l'autre.

Ces risques ne sont en général pas acceptables, ils conduiront au moins à estimer le défaut de tension lors de la tension des premiers haubans et à majorer les tensions des haubans suivants. Il convient alors d'agir avec rigueur et d'affiner progressivement l'estimation de la majoration de la tension.

1.5.2 - Flèche du tablier

Lorsque le tablier est très souple, on pourrait envisager de tendre les haubans jusqu'à obtenir la bonne flèche du tablier au droit du hauban.

Cette méthode, qui semble intéressante d'un point de vue théorique, n'est pas utilisable lorsque la structure est rigide, elle est donc difficilement utilisable pour la tension des premiers haubans de part et d'autre du pylône. Ensuite, on ne peut pas tendre les haubans suivants en imposant la flèche du tablier si on a tendu les premiers haubans en imposant leur tension initiale. Il faut d'abord corriger la géométrie globale du fléau pour éviter une discontinuité due au changement de mode opératoire. Enfin, lorsque les travées de rive sont supportées par des pilettes, on ne peut plus annuler le déplacement du tablier en rive, on peut seulement assurer la verticalité du pylône, mais cette méthode devient très imprécise car le déplacement horizontal du pylône est beaucoup plus faible.

D'autre part, du fait des charges variables et des effets thermiques, en particulier de la différence de température entre les haubans et le reste de la structure, cette façon de procéder conduirait à des variations importantes des tensions dans les haubans, un excès de tension dans un câble et à un défaut de tension dans le suivant. Si on emploie malgré tout cette méthode, il faut prévoir, en fin de construction, une mesure des tensions et il faut ajouter une correction de lissage lors de la retension avant ou après la pose des superstructures, pour éliminer les variations en dent de scie en plus et en moins par rapport aux tensions théoriques.

1.5.3 - Longueur à vide du hauban

On pourrait envisager de mesurer de façon très précise la longueur du hauban lors de sa fabrication et de le tendre ensuite à longueur. Cette méthode est théoriquement très intéressante pour les haubans préfabriqués en usine. Toutefois, ce procédé suppose de connaître très précisément à la fois la longueur du hauban à vide et surtout la distance entre les nœuds et on va montrer que la précision n'est en général pas suffisante.

Pour obtenir une très bonne précision, dans un pont à haubans, il faudrait pouvoir mesurer la longueur du hauban avec une précision relative d'environ $5 \cdot 10^{-5}$. En contrôlant de façon précise la température du hauban, on ne sait réaliser qu'une précision voisine de 10^{-4} , ce qui peut être considéré comme acceptable.

Cela suppose surtout que la géométrie de la structure soit presque parfaite, or il suffit d'une erreur de 1 cm suivant la direction d'un hauban de 100 m pour créer une erreur supplémentaire de 10^{-4} . En général, la tension à longueur des haubans ne conduit pas à une précision suffisante. Les erreurs étant aléatoires, cela peut conduire à un excès de tension dans un câble et à un défaut de tension dans le voisin, et donc à prévoir ultérieurement un lissage des tensions dans les haubans.

1.5.4 - Tension en deux fois pour imposer la prédéformation

Comme on vient de le voir, du fait des défauts de géométrie de la structure et de la précision sur la mesure de la longueur du hauban, on peut rarement utiliser la longueur à vide du hauban. Pour contourner cette difficulté, on peut tendre le hauban en deux fois.

Dans une première phase, on tend le hauban à une force inférieure mais voisine de sa tension initiale, environ 70 à 90 % de la tension initiale. Il est conseillé de se rapprocher de la tension initiale pour réduire les effets de chaînette mais en conservant environ une longueur de clavette pour la seconde tension. Ensuite, au petit matin avant le lever du soleil pour réduire les effets thermiques, on mesure simultanément la tension du hauban et les déplacements des repères (vertical pour le tablier, horizontal pour le pylône) situés près de ses ancrages. À partir de ces données,



on calcule la prédéformation introduite dans le hauban. Par différence, on en déduit le complément de prédéformation qu'il faut appliquer au hauban. Il suffit alors d'utiliser la méthode indiquée pour la retension des haubans. Le calcul de la course de vérin à appliquer au hauban est détaillé ci-après.

Il est à noter que l'isotension [73] est très bien adaptée à la tension des haubans avec une prédéformation donnée. Ce procédé mis au point et breveté par Freyssinet, décrit dans les recommandations de la CIP sur les haubans, prévoit de tendre les haubans en deux interventions. La première tension par isotension égalise les tensions dans les différents torons et permet de s'approcher de la force souhaitée. Le fait que tous les torons supportent une même tension, quelle que soit la force obtenue, permet l'estimation de leur prédéformation. La seconde tension, où l'on impose une même course de vérin pour chaque toron, permet d'appliquer la prédéformation souhaitée comme indiqué précédemment. Les torons doivent être parallèles avec conservation des mêmes positions relatives dans les ancrages, en outre, il convient de supporter correctement la gaine générale pour qu'elle ne perturbe pas les tensions dans les torons par effet de chaînette.

Calcul de la course de vérin à appliquer au hauban :

Pour le hauban AB, on dispose d'un ensemble de mesures (indice m) effectuées au même moment :

- la mesure de la tension dans le hauban. En général, on mesure la tension à l'ancrage bas et on en déduit la tension moyenne suivant la corde F_m ;
- la mesure des déplacements (par rapport à la position théorique de référence) des nœuds extrêmes, w_{Am} la flèche du tablier, u_{Bm} le déplacement horizontal du pylône (Figure 109) ;
- les raccourcissements u_{Am} et w_{Bm} . On notera que la mesure de ces déplacements peut poser des problèmes de précision. Du fait de leur moindre importance, on peut envisager d'utiliser les valeurs figurant dans la note de calcul, mais il convient alors d'ajouter les effets dus aux variations de température ;
- les températures des haubans et du reste de la structure.

À partir de ces mesures, on va calculer la prédéformation ε_m , positive qui est introduite dans le hauban. La variation de distance entre les points A et B est :

$$dl_m = (u_{Bm} - u_{Am}) \cos \alpha + (w_{Bm} - w_{Am}) \sin \alpha \quad (18)$$

$$\text{or } \frac{F_m}{ES} = \varepsilon + \frac{dl_m}{l_0} - \alpha_T \Delta\theta, \text{ d'où}$$

$$\varepsilon_m = \frac{F_m}{ES} - \frac{dl_m}{l_0} + \alpha_T \Delta\theta \quad (19)$$

$\Delta\theta$ est la différence entre la température du câble θ et la température de référence θ_{ref} . La prédéformation à introduire, qui figure dans la note de calcul, est ε_c , positive. On en déduit la course du vérin d à effectuer lors de la retension à longueur :

$$d = (\varepsilon_c - \varepsilon_m) l_0 \quad (20)$$

Dans la note de calcul (indice c), à la température de référence θ_{ref} , la prédéformation ε_c vérifie la relation

$$\varepsilon_c = \frac{F_c}{ES} - \frac{dl_c}{l_0} \text{ où } dl_c \text{ s'exprime de façon analogue en fonction des déplacements des nœuds A et B.}$$

Lorsque les matériaux ont les mêmes coefficients de dilatation, une variation uniforme de température pendant la construction provoque une variation homothétique de la partie de la structure située au-dessus de la pile, sans générer d'efforts dans celle-ci du fait qu'elle est isostatique (ou quasi isostatique pour ce type de déformation). Il en résulte que l'on peut éliminer la variation uniforme de température dans le reste de la structure. Il convient alors :

- de remplacer la variation de température du hauban $\Delta\theta$ par la différence de température $\Delta\theta_r$ entre les câbles et le reste de la structure ;
- mesurer le déplacement vertical de l'extrémité du tablier par rapport au point P de même cote situé sur le pylône. Lorsque le tablier est horizontal ou de faible pente, le repère P est situé sur le dessus du tablier à la base du pylône. Du fait de cette mesure relative, il convient en toute rigueur de retrancher le déplacement vertical w_{pc} dans la note de calcul, mais ce déplacement peut souvent être négligé car il est faible et il varie de façon continue lors de la construction.



D'autre part, lorsque la structure est à la température de référence, on peut admettre que les raccourcissements du tablier et du pylône sont égaux aux raccourcissements théoriques, les différences $u_{Ac} - u_{Am}$ et $w_{Bc} - w_{Bm}$ disparaissent alors dans le calcul de $dl_c - dl_m$. On obtient :

$$\varepsilon_c - \varepsilon_m = \frac{F_c - F_m}{ES} + \frac{(u_{Bm} - u_{Bc}) \cos \alpha - (w_{Am} - (w_{Ac} - w_{Pc})) \sin \alpha}{l_0} - \alpha_T \Delta \theta_r \quad (21)$$

Il convient d'effectuer les mesures tôt le matin pour éliminer les gradients thermiques dans la structure : le tablier, le pylône mais surtout la pile sous le pylône lorsque cette dernière est très haute. En procédant tôt le matin, on réduit fortement la différence de température entre les haubans et le reste de la structure, mais le matin, les haubans sont souvent plus froids que le reste de la structure et le fait de négliger cette différence de température conduit alors à un léger déficit de tension des haubans.

Nota : L'équation montre que la course de vérin fait intervenir à la fois le complément de tension du hauban et les défauts de géométrie. Les incertitudes sur les rigidités des matériaux interviennent principalement sur le manque de tension du câble. Pour minimiser cet effet il convient de réduire l'importance de la seconde tension, si possible de la réduire à une simple correction.

On note que la modification de la longueur du hauban due à des erreurs de position des ancrages est éliminée. Le paragraphe 2 décrit l'implantation du repère A lors de la construction en géométrie relative, on note que son abscisse n'intervient pas dans l'expression.

Le fait de donner la bonne longueur aux câbles n'annule pas totalement les défauts de géométrie dus par exemple à un supplément de poids du tablier non prévu, mais il limite fortement leur progression. Lorsqu'une dérive systématique est constatée sur plusieurs cycles on peut envisager de corriger légèrement les prédéformations (correction estimée en projetant le déplacement vertical du tablier sur le hauban) sans attendre la phase précédant le clavage. Cette correction qui doit être uniforme ne devrait pas dépasser 5 % du fait des précautions prises pour le contrôle du poids de la structure et des équipages.

1.6 - Réglage final des haubans

En fin de construction, il est nécessaire de contrôler la géométrie de l'ouvrage et les tensions dans les haubans. Le contrôle des tensions est indispensable si la méthode utilisée pour la mise en tension ne garantit pas la régularité des tensions dans les haubans successifs.

D'abord en ce qui concerne la géométrie, la dernière mise en tension des haubans doit fournir le profil recherché. À partir de la géométrie mesurée, on calcule les corrections à appliquer aux prédéformations introduites pour obtenir la géométrie souhaitée en augmentant ou en diminuant souvent uniformément les tensions. En général il suffit d'appliquer un coefficient multiplicateur aux prédéformations globales pour obtenir la bonne flèche à la clé et une géométrie acceptable. Ces corrections sont ajoutées aux prédéformations introduites lors du réglage final avant ou après pose des superstructures, sans nécessiter une mise en tension supplémentaire.

En outre, un lissage des tensions peut être nécessaire si les tensions dans les haubans successifs fluctuent en plus et en moins par rapport aux valeurs théoriques. Pour déceler ces variations, il faut effectuer une mesure des tensions dans les haubans avant la retension finale. Le lissage des tensions qui élimine ces variations est obtenu, sans réglage supplémentaire, par une simple modification des valeurs des prédéformations.

À défaut d'une méthode plus rigoureuse pour déterminer cette correction, il suffit de définir un coefficient correcteur général pour prendre en compte les écarts de poids de la structure, par exemple la moyenne des rapports force mesurée sur force calculée :

$$\alpha = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{F_m(i)}{F_c(i)} \quad (22)$$

La différence entre $F_m(i)$ et $\alpha F_c(i)$ est alors transformée en prédéformation et cette correction est ajoutée à la correction précédente nécessaire pour obtenir la bonne géométrie d'ensemble. Cette seconde correction conserve la somme des tensions dans les haubans, elle modifie donc peu la géométrie.



Si la mesure des tensions introduites dans les haubans n'a pas été effectuée précédemment, le contrôle de la tension sera réalisé lors de la tension finale, mais si on constate des variations importantes une retension supplémentaire des haubans présentant les plus grands défauts sera nécessaire. Si on procède par déplacement des clavettes sur les torons, on disposera de moins de libertés car les détensions sont impossibles et une valeur minimale d'environ 10 mm est nécessaire pour décaler les morsures des clavettes. Les pièces techniques du marché doivent fournir un seuil au-delà duquel cette correction est imposée, à défaut il peut être fixé à 2 % pour les structures les plus lourdes et 3 % pour les structures légères.

2 - Réglage de la géométrie du tablier

Ce paragraphe évoque le problème de l'exécution du tablier pour obtenir à l'état final la structure dans la géométrie visée. On va distinguer deux cas, suivant que les tronçons sont fabriqués en usine (voussoirs préfabriqués en béton ou tronçons en métal) ou bétonnés en place dans un équipage mobile ; on va démontrer que dans ce second cas un réglage « en géométrie relative » reste préférable.

Bien entendu, on ne traite ici que le cas des ponts construits par encorbellements successifs. Pour obtenir les détails de la mise en œuvre, le lecteur pourra se reporter au paragraphe 7.2.2 du guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs » [44].

Les tabliers coulés sur cintre et éventuellement mis en place par poussage ou par rotation ne posent pas de problème de géométrie lorsque la déformation du cintre est négligeable ou compensée, car ils sont réalisés suivant leur géométrie théorique avant l'application de leur poids.

2.1 - Éléments préfabriqués et réglage en géométrie relative

Cette catégorie couvre le cas des voussoirs préfabriqués conjugués en béton et le cas des tronçons de poutres des tabliers mixtes ou des caissons métalliques.

Leur géométrie est figée lors de leur réalisation en usine et correspond à la géométrie finale théorique en l'absence de toute déformation. Les charges de pesanteur sont donc compensées le plus parfaitement possible par une disposition judicieuse des supports. Sur le site, on assemble ces éléments bout à bout sans aucune cassure angulaire ou translation. La technique de réalisation (joints conjugués ou montage à blanc) assure une continuité parfaite. En effet pour assurer cette continuité, l'élément de jonction, qu'il s'agisse de la colle dans le cas du béton ou de la soudure dans le cas du métal, est volontairement choisi mince et surtout d'épaisseur constante. Pour les éléments métalliques, les retraits de soudure sont estimés et compensés lors de la fabrication.

En usine, la géométrie de tout élément doit donc être contrôlée par rapport à celle de l'élément précédent :

- dans tous les cas, le toit de l'usine de préfabrication évite les gradients thermiques ;
- pour les tronçons métalliques, un montage à blanc (éventuellement virtuel) est réalisé et des clames figent la géométrie de la jonction avant l'expédition du tronçon précédent ;
- pour les ouvrages en béton, les appuis multiples et la rigidité des coffrages annulent les déformations dues au poids du matériau. Chaque voussoir en béton est équipé de repères de nivellement placés en partie supérieure aux quatre coins à la verticale des âmes. Après sa réalisation, il est orienté et placé en contre-moule pour la réalisation du voussoir suivant (voussoirs à joints conjugués). Après le coulage du voussoir suivant, les repères de nivellement de ce nouveau voussoir sont repérés dans le référentiel lié au voussoir précédent (repères de nivellement). Les défauts de réalisation (c'est-à-dire les écarts locaux entre le nu du béton et la ligne du voussoir) sont compensés pour éviter les dérives soit par réglage fin des repères de nivellement, soit en affectant des erreurs aux valeurs données par ces repères et en prenant ces erreurs en compte dans le calcul du réglage. Du fait de ces corrections, la précision de l'exécution n'est plus celle de la réalisation des voussoirs mais la précision de la mesure de leur géométrie qui est nettement meilleure, de l'ordre du dixième de millimètre.

En adéquation avec la réalisation, au niveau du logiciel de calcul, la barre (ou les barres) modélisant ce voussoir est activée dans le prolongement du fléau, de façon plus précise dans le référentiel lié au nœud extrémité précédent en tenant compte de la translation et la rotation de ce nœud. Le poids du voussoir est appliqué ultérieurement (Figure 110). Dans la suite nous emploierons le qualificatif de géométrie relative.

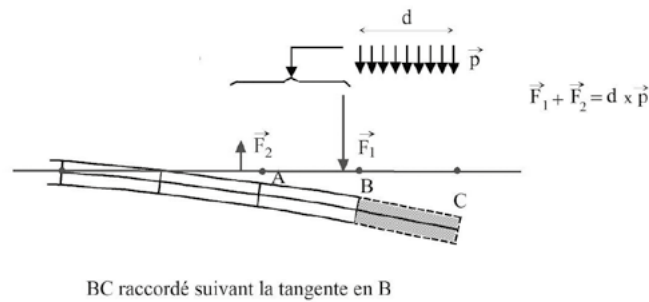


Figure 110 : construction en géométrie relative

2.2 - Éléments coulés en place et réglage en géométrie absolue

Maintenant, nous nous intéressons aux fléaux en béton construits par encorbellements successifs et coulés en place en géométrie absolue.

La géométrie du nouveau voussoir est figée sur chantier, lors du réglage de l'extrémité de l'équipage mobile avant le bétonnage du voussoir. Aucune correction n'est effectuée ensuite. Le nœud extrémité est placé à sa position théorique, quelle que soit la position du nœud origine (extrémité du voussoir précédent). Pour obtenir la bonne géométrie au temps infini, il convient de compenser la déformée propre de l'équipage mobile sous le poids du béton frais et éventuellement d'ajouter la contre-flèche (opposé du déplacement du nœud au temps infini). On note que la flèche du fléau sous l'action du poids du béton mou n'est pas compensée car elle est en général prise en compte dans le calcul après l'activation du nœud extrémité (il convient de contrôler ce point qui peut varier selon le logiciel utilisé.)

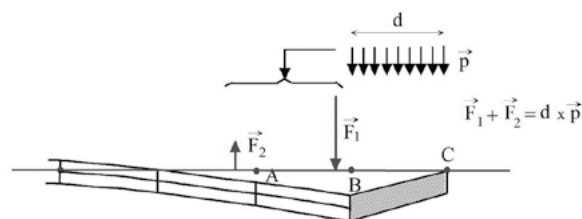


Figure 111 : construction en géométrie absolue

De façon analogue, dans le logiciel, l'équipage mobile est avancé et lors de l'activation de la barre représentant le voussoir, la position initiale du nœud extrémité est sa cote théorique corrigée éventuellement de la contre-flèche. Nous emploierons le qualificatif de géométrie absolue (Figure 111).

Ce mode de construction est bien adapté au cas des ponts non haubanés construits par encorbellements successifs car leurs tabliers sont raides. Certes il y a des imprécisions sur cette raideur, sur les poids et sur la précontrainte de fléau. Mais, dans les fléaux coulés en place donc plus sensibles aux déformations du fait de leur jeune âge, les défauts de géométrie qui en résultent sont bien corrigés par la construction en géométrie absolue à condition que les effets thermiques soient minimisés en effectuant les réglages de l'équipage mobile tôt le matin, avant l'apparition des gradients thermiques. Par contre les efforts dus à ces actions parasites ne sont pas compensés et se cumulent lors de la construction du fléau.

Au contraire, dans le cas des ponts à haubans, les conséquences des inévitables imprécisions sur la raideur sont plus importantes. Les haubans sont modélisés par des barres et, du fait de la souplesse du tablier, ils participent fortement à la reprise de la flexion générale. Les imprécisions sur le poids du tablier, mais de façon plus précise la différence entre le poids du tablier et la composante verticale des haubans peut générer des flèches importantes en extrémité de fléau du fait de l'importance des bras de levier par rapport à l'épaisseur du tablier. D'autre part, les charges de chantier et les effets thermiques - différence de température entre les haubans et le tablier et les gradients thermiques - créent aussi des flèches importantes en extrémité de fléau. La Figure 111 montre clairement que le déplacement du nœud



précédent sur un cycle conduit à enfermer une déformation imposée dans le tablier lorsque le nœud suivant est placé en géométrie absolue. De plus la différence entre le poids du tablier et la composante verticale des haubans, qui conserve un signe constant, conduirait à enfermer une courbure systématique dans le tablier. Pour estimer la correction à appliquer à la tension du hauban, il faudrait mesurer la flèche du nœud précédent sur un grand nombre de cycles, ce qui très délicat à mettre en œuvre.

Pour les ponts à haubans, nous déconseillons donc la construction en géométrie absolue pour éviter d'enfermer des cassures angulaires dans le tablier.

2.3 - Éléments coulés en place et réglage en géométrie relative

La géométrie d'ensemble finale du tablier est contrôlée par les tensions des haubans. Certaines contre-flèches sont à prévoir dans les zones non haubanées (en travée de rive par exemple), mais en général on ne prévoit pas de contre-flèches dans les parties haubanées lors de la fabrication du tablier. Pour le coulage en place des fléaux, le problème posé s'énonce alors simplement : il faut construire le tablier supposé non chargé avec sa géométrie théorique. C'est l'objet du présent paragraphe.

Pour ces fléaux coulés en place, on applique donc le même principe que pour la préfabrication des voussoirs en cellule ; il suffit de considérer que le voussoir précédent situé en extrémité de fléau remplace le voussoir placé en contre-moule. Le problème est cependant un peu plus complexe, car le voussoir précédent est supporté par les haubans, on ne peut donc plus négliger sa déformation sous l'action de son poids propre et de l'équipage mobile qui supporte le béton frais du voussoir qui vient d'être bétonné.

On notera que les flèches en extrémité de fléau peuvent varier de façon importante, du fait des effets thermiques principalement le gradient thermique et la différence de température entre d'une part les haubans et d'autre part le tablier et les pylônes. Les mesures sur le site doivent donc être faites le matin, avant le lever du soleil, pour éliminer le plus possible les effets thermiques.

Le problème posé par cette construction en géométrie relative est le suivant : le voussoir $n+1$ venant d'être bétonné, il faut implanter à l'extrémité de ce voussoir le repère $n+1$ par rapport aux repères précédents ($n, n-1, \dots$). En extrémité de fléau, les imprécisions sur les flexions sont faibles du fait du faible bras de levier des charges de construction et lorsque les actions ne s'écartent pas trop de leur valeur théorique. La géométrie locale se déduit alors avec une bonne précision de la géométrie fournie par la note de calcul par un déplacement d'ensemble. Cette propriété est moins bien vérifiée lorsqu'on s'éloigne de l'extrémité du fléau car un faible déséquilibre entre le poids du tablier et la composante verticale des haubans peut conduire à des moments donc à des courbures du fait de l'augmentation des bras de levier.

Soient :

- $(z_i)_{j \leq i \leq n}$ les cotes mesurées ;
- $(z_i^*)_{j \leq i \leq n+1}$ les cotes théoriques sur le modèle non déformé ;
- $(z_i'')_{j \leq i \leq n+1}$ les flèches calculées dans l'état considéré (modèle général ou local).

$z_i^* + z_i''$ sont les cotes théoriques dans l'état considéré.

Après coulage du voussoir $n+1$, on peut calculer l'ensemble des écarts ξ_i entre les cotes mesurées sur chantier et les cotes théoriques : $z_i = z_i^* + z_i'' + \xi_i$, soit $\xi_i = z_i - z_i^* - z_i''$.

On fait ensuite l'hypothèse que le calque des cotes mesurées z_i peut être superposé au plan des positions théoriques $z_i^* + z_i''$ au moyen d'un déplacement d'ensemble linéaire $\xi_i = a x_i + b$.

Pour déterminer les coefficients (a, b) , deux méthodes sont couramment utilisées :

- dans la première méthode, la droite passe par les repères $n-1$ et n (Figure 112b) ;
- dans la seconde méthode, on utilise un plus grand nombre de repères, au moins 2 voussoirs. La droite passant par ces points est alors ajustée au mieux par une méthode de moindres carrés (Figure 112c). Cette seconde méthode a l'avantage de permettre un contrôle plus efficace et d'atténuer l'effet d'une éventuelle erreur de mesure, mais s'écarte un peu plus du principe de la construction en géométrie relative dont le but principal est l'estimation de la rotation du nœud d'extrémité pour l'extrapolation.

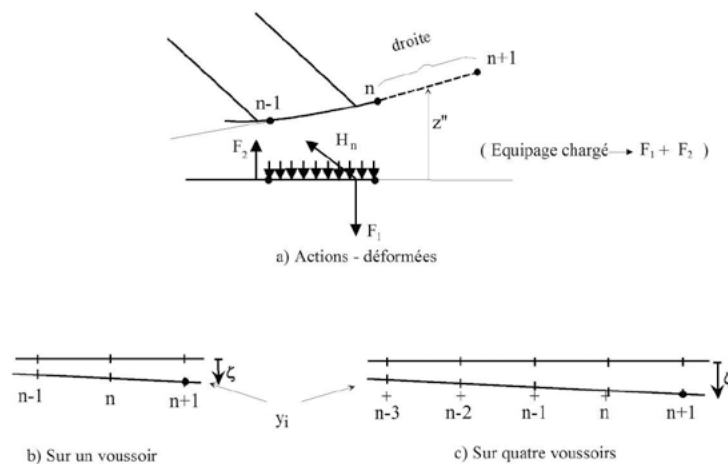


Figure 112 : réglage en géométrie relative

Lorsque l'on a calé les coefficients (a, b) , la position à viser pour le repère $n+1$ est $z_{n+1} = z_{n+1}'' + z_{n+1}' + \xi_{n+1}$ avec $\xi_{n+1} = ax_{n+1} + b$. On note que, sur la longueur du voussoir ajouté, la courbe des flèches z_i'' est rectiligne et dans le prolongement des déplacements du nœud précédent car le voussoir qui vient d'être bétonné est supporté par l'équipage mobile et n'est donc pas chargé.

Cette opération de réglage en géométrie relative est totalement indépendante de la tension des haubans qui suivra et qui ramènera le tablier à la bonne cote, en annulant si possible le déplacement d'ensemble.

Nota : Pour le calcul des flèches, le modèle général peut éventuellement être remplacé par une console ayant les mêmes chargements et la même géométrie, en respectant la pente et la courbure. Les actions peuvent alors être remplacées par les valeurs mesurées sur le chantier, par exemple la force à l'ancrage du hauban. Ce modèle local, qui peut être utilisé sur le chantier, a l'avantage de prendre facilement en compte tous les équipements réellement présents sur le tablier sur la zone de mesure. On notera que sur les fléaux il faut veiller à éliminer toutes les charges qui ne figurent pas dans la note de calcul.

Dans les charges à prendre en compte, on peut citer :

- le poids propre de l'ouvrage précédemment construit ;
- la précontrainte déjà mise en place ;
- les actions exercées par les haubans provisoires ;
- le poids de l'équipage et du béton en cours de prise qu'il supporte, représenté par ses actions sur le tablier ;
- les autres matériels déposés sur le tablier : treuils, vérins, bobines de torons, etc. ;
- les gradients thermiques dus à l'exothermie du béton pendant sa prise. On essaie de supprimer les autres gradients thermiques en effectuant la mesure tôt le matin.

Pour ce modèle local, deux cas sont à distinguer : équipage mobile avec ou sans hauban provisoire.

2.3.1 - Équipage mobile sans hauban provisoire

Lorsque l'équipage mobile est entièrement supporté par le fléau, sa rigidité n'intervient pas car son dispositif de fixation est isostatique. La déformée de l'équipage doit être compensée au mieux par une contre-flèche introduite lors de son réglage avant bétonnage. Une bonne estimation de cette contre-flèche permettra d'avoir une géométrie correcte après bétonnage et de réduire la correction lors de l'implantation des repères de nivellement sur le voussoir qui vient d'être bétonné. Cette contre-flèche est estimée par le calcul, puis corrigée en fonction des mesures effectuées au cours des bétonnages précédents pour minimiser les corrections lors de l'implantation des repères après bétonnage.



2.3.2 - Équipage mobile avec hauban provisoire

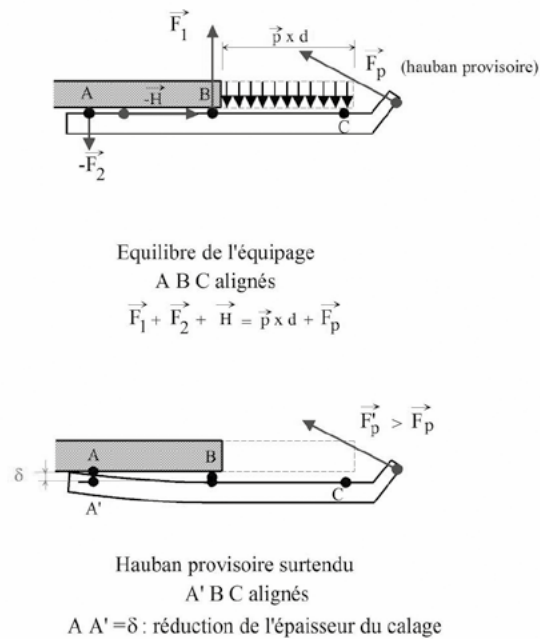


Figure 113 : chargements de l'équipage mobile

Par contre, lorsque l'extrémité de l'équipage est supportée par un hauban provisoire, le tablier est en général souple. L'équipage est principalement constitué par des poutres métalliques placées sous l'extrémité du fléau déjà construit. Au droit des points de fixation sur le tablier, c'est à dire au voisinage des extrémités des deux voussoirs précédents, des cales sont interposées entre le tablier et les poutres. Pour assurer la continuité de l'intrados, la cale avant a la même épaisseur que le coffrage qui est porté par ces poutres.

En toute rigueur, la déformée du voussoir précédent (AB sur la Figure 113) est faible mais elle n'est pas négligeable. On rappelle que l'extrémité C du nouveau voussoir est sur la tangente à l'extrémité B du voussoir précédent car le béton mou ne participe pas à la résistance. Pour le calcul de la flèche du point C, les excentrementes verticaux des actions inclinées et la courbure du tablier ne devront pas être négligés. Les tensions dans le hauban provisoire, avant et après bétonnage, sont déterminées pour obtenir la bonne déformée de l'équipage mobile au point C.

Une variation de la tension du hauban provisoire modifie les actions exercées par l'équipage sur le fléau et les tensions dans les autres haubans, en particulier celle du dernier hauban définitif tendu. La différence entre l'épaisseur de la cale arrière et la cale avant règle l'inclinaison de l'équipage rectiligne, compense la courbure du tablier et éventuellement le défaut de flèche du point C, ce qui permet une certaine liberté pour le choix de la tension dans le hauban provisoire.

Lors du réglage de la géométrie de l'équipage mobile et surtout en fin de bétonnage, la position de l'extrémité du voussoir sera contrôlée avec précision. Par contre pour les situations intermédiaires, il suffit de s'assurer que les sollicitations restent acceptables pendant le bétonnage, par exemple après chaque camion toupie ou tous les deux camions toupies les haubans provisoires sont retendus. Pendant ces phases, il suffit alors de contrôler l'alignement des 3 points avec un seuil défini.

Enfin, il ne faut pas oublier que le réglage peut être éventuellement perturbé par le gradient thermique dû à l'exothermie du béton fonction de l'épaisseur des parois et par le fait qu'en extrémité de fléau, la dalle béton ne participe pas totalement à la flexion à cause du traînage de cisaillement. Une réflexion est nécessaire sur ces deux points. Pour réduire le plus possible les incertitudes, en général, on choisit de minimiser les efforts de flexion dans l'extrémité du fléau déjà construit, en équilibrant le plus possible les actions lors de la construction. En effet lorsque l'inertie est mal connue, la meilleure façon pour maîtriser les courbures et les flèches est d'annuler les moments.



Pour des ouvrages très minces, des tractions trop importantes peuvent aussi apparaître après le bétonnage, en fibre supérieure sur les voussoirs précédents, avec un décalage de trois à quatre voussoirs. Pour éliminer ces tractions, il suffit de surtendre le hauban provisoire. À l'avant, la flèche de l'équipage par rapport au tablier due à cette surtension sera compensée par un basculement de l'équipage créé par une dénivellation de l'appui arrière pour ne pas perturber la géométrie et conserver la position du point C. Il faut alors relever le point de fixation arrière en prévoyant une cale moins épaisse (ponts Chalon-sur-Saône et de Tarascon) et modifier les actions exercées par l'équipage sur le tablier dans la note de calcul de la flèche du point C.

Le hauban provisoire sera progressivement entièrement détendu lors de la première phase de la tension du hauban définitif, il ne perturbera donc pas cette tension. La tension des haubans génère des moments positifs importants en extrémité du voussoir précédent. Pour éviter des tractions trop importantes en fibre inférieure, l'équipage peut être avancé, avant de terminer le lendemain matin la seconde phase de la tension du hauban par imposition de la prédéformation calculée (la phase de calcul utilisée pendant la tension du hauban devient alors la phase après l'avancée de l'équipage).

Lorsque le hauban provisoire est remplacé par le hauban définitif suivant, les tensions progressives de ce hauban pendant la construction du voussoir assureront la bonne flèche relative de l'extrémité du voussoir. La tension finale éventuellement après le déplacement de l'équipage mobile imposera la prédéformation du hauban, cette dernière opération nécessite les mesures de la tension du hauban et des déplacements des points d'ancrage (cf. § 1.5.4 Tension en deux fois pour imposer la prédéformation).

Nota : Les réglages précédemment décrits doivent bien évidemment respecter la géométrie théorique du tablier en particulier sa courbure mais aussi la pente qui ne sont pas représentées sur les figures. Les repères sont implantés en général au droit des points de calculs, mais lorsqu'ils sont légèrement décalés, par exemple à 0,10 m de l'extrémité des voussoirs dans la première méthode, la correction due à la pente du tablier doit être prise en compte.





Chapitre 4

Calcul et optimisation de l'ouvrage en service puis en construction

Le présent chapitre de ce guide aborde les aspects pratiques du calcul de l'ouvrage - à l'exception des effets du vent appréhendés dans le chapitre 2 - et couvre les différentes étapes du dimensionnement de la structure, du choix de la coupe transversale du tablier à la vérification finale avec prise en compte de la cinématique de construction.

Elle est organisée en suivant le déroulement réel du projet. La précision des études, en particulier le nombre des itérations, doit cependant être adaptée à l'étape considérée et à la complexité de l'étude.

Le premier paragraphe de ce quatrième chapitre, est consacré à l'étude de la flexion transversale du tablier. Cette dernière doit en effet être menée très en amont, pour que des remises en cause des dimensions de la section transversale ne fassent pas recommencer les fastidieux calculs de flexion longitudinale.

Les paragraphes 2 et 3 sont consacrés à l'étude de la flexion longitudinale et présentent une méthode de détermination des principales caractéristiques des haubans (puissance maximale, entraxe, choix du nombre des torons, optimisation des longueurs) et de la précontrainte ou de l'épaisseur des tôles. Le paragraphe 2 présente une méthode itérative permettant d'optimiser le dimensionnement final, sans tenir compte du phasage de construction. Cette méthode, simplifiée, est en général suffisante pour comparer différentes solutions entre elles. Le paragraphe 3 permet de prendre en compte ce phasage, moyennant éventuellement quelques retouches du dimensionnement issu du paragraphe 2, et rappelle l'enchaînement des études.

Le paragraphe 4 précise certains facteurs concernant la sécurité structurelle d'un pont à haubans.

Enfin, le paragraphe 5 fournit des indications pour la préparation du DCE et, en particulier, les points à bien préciser dans le CCTP.

1 - Flexion transversale

L'étude de la flexion transversale doit être engagée très tôt. En effet, dans la suite de l'étude, nous aurons besoin de connaître avec précision le poids du tablier (y compris bossages, bracons, butons, etc.) et ses caractéristiques mécaniques et aérodynamiques et il est donc primordial de figer le plus tôt possible la section transversale du tablier de la partie haubanée.

La hauteur du tablier est aussi souvent déterminée par l'étude de la flexion transversale. En effet, lorsque la hauteur du tablier est supérieure à une valeur de l'ordre du dixième de la distance entre les haubans, les efforts locaux ne sont pas prépondérants dans la flexion longitudinale. On constate alors souvent que les contraintes de flexion dans le tablier dues aux charges qui lui sont appliquées sont indépendantes de la hauteur du tablier. Pour ces cas où la hauteur du tablier n'est pas déterminée par la flexion longitudinale, on privilégiera, en général, une faible épaisseur.

Dans tous les cas l'étude de la flexion locale doit être suffisamment précise pour ne pas être remise en cause. Il ne faut donc pas hésiter à recourir à un modèle local bidimensionnel ou tridimensionnel pour apprécier correctement les flexions locales, principalement dans le hourdis supérieur (effet dalle) mais aussi la répartition des sollicitations entre les différentes pièces de pont ou nervures. Ce modèle local peut aussi être utilisé pour étudier les efforts de diffusion.

Les dispositions possibles étant très nombreuses, nous évoquons ci-après uniquement les deux cas les plus courants.



1.1 - Caissons en béton avec suspension centrale

Pour des caissons en béton à suspension centrale, il est souvent intéressant de prévoir une précontrainte transversale, éventuellement légèrement surdimensionnée, pour réduire l'épaisseur du hourdis supérieur, car une réduction du poids du tablier permet une réduction du haubanage. Pour ces ouvrages, le transfert des efforts de suspension du hauban aux nœuds inférieurs du caisson doit aussi être étudié avec soin et permettre de trancher entre un hauban par voussoir et un hauban tous les deux voussoirs, donc de figer la longueur des voussoirs et l'entraxe des haubans (voir le chapitre 1 § 1.2.1).

1.2 - Tabliers bi-nervures ou bipoutres avec suspension latérale

La distance entre deux haubans est en général égale à deux ou trois fois l'intervalle séparant les pièces de pont des ouvrages mixtes ou des ouvrages en béton à nervures latérales. L'excentricité des attaches des haubans par rapport aux poutres latérales conduit donc à solliciter de façon inégale les différentes pièces de pont.

Les sollicitations dans les pièces de pont dues aux charges locales dépendent de leurs rotations d'extrémités et donc de la rigidité de torsion des nervures latérales. Par exemple, pour un tablier à deux nervures en béton, un modèle aux éléments finis ou un grillage de poutres comportant au moins six entretoises est nécessaire dès la phase de dimensionnement pour estimer les efforts dans la dalle et dans les pièces de pont. En effet, du fait de la forte rigidité en torsion des nervures, les moments d'encastrement des pièces de pont sur les nervures sous le passage des camions ne sont pas négligeables et l'hypothèse de travée indépendante est beaucoup trop défavorable.

Les dispositions choisies doivent permettre le remplacement d'un hauban et la rupture accidentelle d'un hauban ne doit pas entraîner un endommagement de l'ouvrage. Pour les tabliers supportés par deux nappes de haubans, des vérifications locales peuvent être nécessaires car pour certaines pièces transversales, l'absence d'un hauban d'un seul côté peut être plus défavorable que l'absence d'une paire de haubans disposés symétriquement.

Lorsque la portée des pièces de pont d'un tablier mixte est trop importante (plus de 20 m), un longeron central permet de répartir les charges sur plusieurs pièces de pont et donc de réduire les sollicitations dans ces pièces mais constitue une gêne importante pour la construction. Il est aussi possible de donner une hauteur variable aux pièces de pont pour éviter d'augmenter la hauteur des poutres de rive [13].

1.3 - Remarques concernant la hauteur du tablier

Souvent, pour des raisons esthétiques, on prévoit la même hauteur de tablier dans les viaducs d'accès et dans les parties haubanées, ce qui peut souvent conduire à devoir réduire la hauteur des viaducs d'accès.

La hauteur du tablier peut aussi être déterminée par la méthode de construction du tablier : par exemple, une réduction de hauteur du tablier peut compliquer le lancement de la charpente dans les travées de rive ou le déplacement des équipages mobiles.

La hauteur du tablier peut aussi être choisie pour limiter au maximum certains effets de vent, en particulier la traînée et, dans le cas d'un tablier de type bipoutre, l'échappement tourbillonnaire. Par contre l'effet de la réduction d'épaisseur sur les autres efforts aérodynamiques est difficile à prévoir. De plus, dans le cas des profils fermés, la réduction de l'inertie de torsion correspondante peut avoir un effet très défavorable. Pour ces raisons, il est souvent utile de compléter l'étude de la flexion transversale par les essais en soufflerie.

2 - Flexion longitudinale : étude de dimensionnement

Pour le poids propre du tablier, il convient de distinguer :

q_1 : le poids de la structure, y compris entretoises, bossages, bracons, etc. ;

q_2 : la valeur probable du poids des superstructures ;

q_3 : la majoration du poids des superstructures (par exemple le rechargement de la chaussée) ou plus précisément la différence entre les valeurs maximale et probable des charges permanentes.

Cette distinction est indispensable car le réglage de la géométrie à vide est réalisé pour la valeur probable du poids du tablier ($q_1 + q_2$), alors que la puissance maximale des haubans et la flexion longitudinale sont déterminées avec la valeur caractéristique ($q_1 + q_2 + q_3$).



2.1 - Choix de la puissance maximale et de l'entraxe des haubans

Les valeurs de l'inclinaison - $\tan(\alpha)$ - du plus grand hauban sont habituellement comprises entre 0,40 et 0,50 (Tableau 2 - les valeurs les plus faibles concernent les ponts en béton).

	$\tan \alpha$
Pont de Brotonne (béton)	62,40/154,00 = 0,405
Pont de Tarascon (béton)	35,50/92,76 = 0,383
Pont de Karkinstensalmi (mixte)	66,00/134,55 = 0,490

Tableau 2 : exemples d'inclinaison du plus grand hauban

Avant la mise en application des Eurocodes, la tension maximale dans les haubans était limitée à $0,45 E_{GUTS}$ à l'ELS caractéristique. L'Eurocode 3 partie 1.11 [45] conserve cette valeur lorsque le calcul de la fatigue ne prend pas en compte les contraintes de flexion, ce qui est en général le cas, mais autorise une valeur de $0,50 E_{GUTS}$ lorsque ces contraintes sont prises en compte.

Nota : Dans tous les cas, le procédé doit filtrer totalement les flexions aux extrémités du hauban pour les éliminer au niveau de l'ancrage (voir aussi les Recommandations de la CIP sur les haubans [A.1]). Les flexions locales dues au vent étant très difficiles à estimer, les haubans de plus de 80 à 100 m sont souvent équipés d'amortisseurs à leur base.

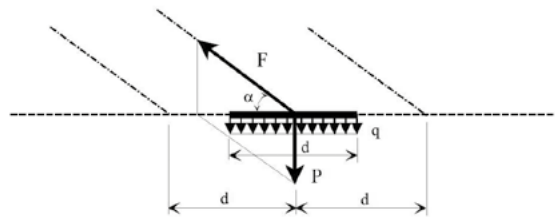


Figure 114 : règle dite du pendule

Chaque hauban devant équilibrer le poids du tronçon de tablier P qu'il supporte (Figure 114), F et P sont liés par la relation suivante :

$$F = \frac{P}{\sin \alpha} \quad (23)$$

Cette règle, dite du pendule, s'applique particulièrement bien pour les charges réparties, lorsque le tablier est souple. On a alors $P = qd$ avec :

d la distance entre deux haubans ;

q le poids au mètre linéaire du tablier.

À l'ELS caractéristique, q est la somme de quatre termes : $q = q_1 + q_2 + q_3 + q_s$,

q_1, q_2, q_3 les charges permanentes ;

q_s le poids des surcharges.

Avant la mise en application des Eurocodes, on pouvait estimer le terme q_s en prenant l'intensité de la charge uniforme $A(l)$ appliquée sur une longueur comprise entre la demi-longueur et la longueur supportée par la nappe de hauban, soit entre le quart et la moitié de la grande travée pour un ouvrage symétrique. Avec les Eurocodes, l'intensité des charges réparties UDL est facilement calculable (éventuellement en prenant en compte un coefficient d'excentrement) car ces dernières ne sont pas dégressives en fonction de la longueur chargée. Par contre, il convient de répartir les charges



concentrées TS sur une longueur comprise entre le quart et la moitié de la longueur supportée par la nappe de haubans. Les charges concentrées étant plus agressives pour le hauban, les longueurs chargées précédentes sont sensiblement divisées par deux.

Si on désigne maintenant par n le nombre de torons dans un hauban et par f la force utile d'un toron, la relation devient :

$$n f \sin \alpha = q d \quad (24)$$

Ayant choisi le type de hauban, c'est-à-dire la plus grande valeur de n , avec l'inclinaison du plus grand hauban ou, parfois, des haubans voisins, on en déduit une distance optimale entre haubans d et donc un schéma longitudinal. Le paragraphe suivant fournit quelques conseils pour établir ce schéma longitudinal.

Pour la détermination de n , les unités courantes de haubans sont composées de 1, 7, 12, 19, 27, (31), 37, (44), 55, 61, 73, (85), 91, (109), 127 torons, les valeurs entre parenthèses étant les plus rarement retenues. Pour le choix de f , les torons galvanisés pour haubans sont disponibles en classe 1770 et maintenant en 1860 MPa et leur tension est limitée à 0,45 (ou à 0,50) F_{GUTS} , ce qui conduit à des valeurs proches de 12 t par toron T15 Super.

Nota : Le raisonnement précédent suppose que le tablier est rectiligne et horizontal. Lorsque le profil en long est circulaire, il convient de projeter les forces dans le référentiel local du tablier pour créer seulement un effort normal dans le tablier. Ainsi si β la pente moyenne du tablier sur ce tronçon l'équation devient $F = P / (\sin \alpha_i + \cos \alpha \tan \beta) = P \cos \beta / \sin (\alpha_i + \beta)$, ce qui pratiquement revient à remplacer l'angle α_i entre le hauban et l'horizontale par l'angle entre le hauban et le tablier. De plus, l'effort normal dû aux haubans les plus longs crée une poussée au vide d'intensité N/R qui soulage les haubans les plus courts et doit être prise en compte lorsque son effet devient important. Dans le présent chapitre, cet effet n'a pas été envisagé pour ne pas alourdir la rédaction mais nous signalons que, dans le cas de la construction d'un arc avec un haubannage provisoire, cet effet devient si important qu'il peut conduire à détendre les premiers haubans provisoires avant le clavage de l'arc.

2.2 - Choix des puissances des haubans

Le schéma longitudinal étant établi, pour chaque hauban de pente α_i , on calcule au moyen de l'expression (24) le nombre de torons n_i que l'on reporte sur un graphique, avec en abscisse le numéro du hauban (Figure 115 à Figure 120).

Aux extrémités de cette courbe, il est possible de faire un certain nombre d'adaptations pour réduire le coût du haubannage. Les paragraphes suivants développent les adaptations les plus courantes.

2.2.1 - Zone proche du pylône

Pour les tabliers très souples appuyés au droit du pylône, le premier hauban est souvent situé à environ 1,5 à 2 fois la distance entre haubans (Tarascon 12,68 m soit 1,57 x 7,28 + demientretoise).

Pour les tabliers plus raides comme les caissons, la distance du premier hauban au pylône est souvent la distance que l'on peut atteindre facilement par encorbellements successifs, en reprenant les moments de console avec la précontrainte de fléau (projet du pont d'Elbeuf 24 m). Cette distance peut éventuellement être augmentée avec un ou deux haubans provisoires (pont de Brotonne 34 m [5]).

Lorsque les contraintes de compression maximales dans le hourdis inférieur sont très pénalisantes dans la zone d'appui, on peut réduire cette compression en ajoutant des haubans supplémentaires pour remplacer la précontrainte de fléau (pont de Normandie). Un épaissement du hourdis inférieur permet aussi de réduire les contraintes de compression dans celui-ci en ajoutant un effet d'arc en service. Lorsqu'il est effectué par l'intérieur, cet épaissement est moins efficace mais ne modifie pas l'esthétique de l'ouvrage (pont de Brotonne). Lorsqu'il est effectué par l'extérieur, il est beaucoup plus efficace et accroît, pendant la construction, l'excentrement des câbles de fléau près de l'appui.

Cette dernière solution, qui conduit à une augmentation linéaire de l'épaisseur du tablier sur appui n'est en général pas retenue pour les ponts à haubans. Elle est par contre couramment utilisée pour les ponts à précontrainte extradossée avec un tablier encastré sur les piles principales.



En général, du fait de la plus grande distance entre le pylône et le premier hauban, il faut augmenter la section du premier ou des deux ou trois premiers haubans (pont de Brotonne 3 fois 39T15). L'application stricte de la règle du pendule conduirait à majorer uniquement la section du premier hauban, mais pour éviter les irrégularités de raideur il est préférable de répartir la majoration sur deux ou trois haubans (Figure 115).

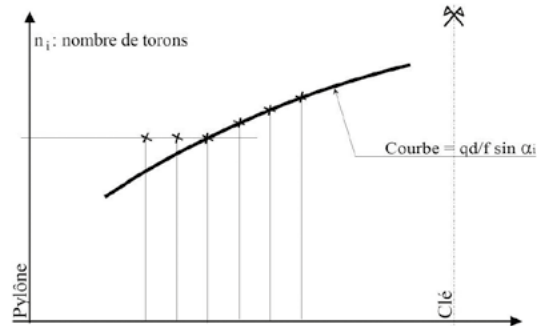


Figure 115 : section des haubans près du pylône

2.2.2 - Zone de clé

Pour réduire la tension dans le plus grand hauban et ne pas dépasser la puissance de l'unité choisie, soit n torons, on peut :

- adopter un entraxe des haubans encadrant la clé inférieur à l'entraxe courant des haubans (sur la Figure 116, $d' < d$) ;
- imposer le nombre maximum n de torons aux deux ou trois haubans les plus proches de la clef (pont de Karkistensalmi 3 fois 31T15 [26] ; pont de Tarascon 3 fois 19T15 [16, 17] par nappe – Figure 117).

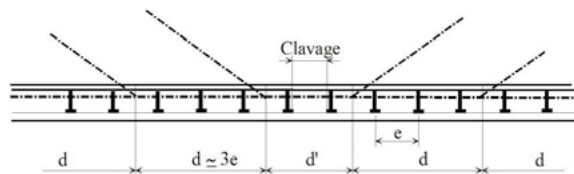


Figure 116 : zone de clé du pont de Karkistensalmi

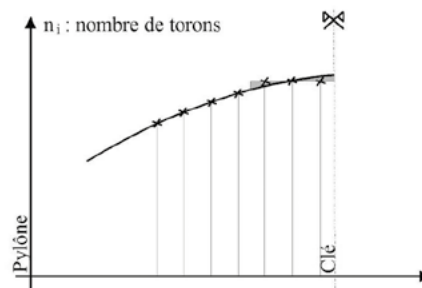


Figure 117 : plusieurs haubans de même puissance à la clé

Il est à noter que dans cette dernière solution, le nombre total de torons nécessaire doit être respecté. Ainsi, sur la Figure 117, le déficit de section du hauban de clé doit être compensé par l'excédent de section du troisième hauban en partant de la clé.

Pour les tabliers en béton suffisamment rigides, la précontrainte de continuité excentrée et éventuellement ondulée soulage la zone de clé et reporte les charges sur les haubans précédents qui doivent alors être renforcés, comme illustré par la Figure 118. La précontrainte de continuité étant de nature à bouleverser le réglage, nous rappelons qu'elle doit être définie avant de figer le nombre de torons de chaque hauban.

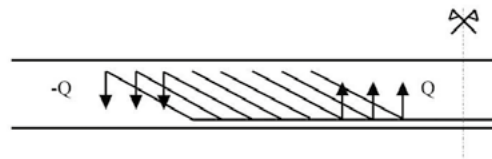


Figure 118 : exemple de report de charges verticales dû à la précontrainte (pont du Sunshine Skyway)

2.2.3 - Zone proche d'une culée ou d'une travée non haubanée

Pour les ouvrages à un seul pylône, les plus grands haubans de la grande travée ancrés près de la culée ou de la pile voisine participent peu à la reprise des charges d'exploitation. Leur tension peut donc être plus importante dans l'ouvrage à vide, voire proche de la tension maximale pour le plus long (Figure 119). En effet, une charge uniformément répartie sur la grande travée provoque en général une détension du hauban le plus long car l'effet du déplacement horizontal de la tête de pylône est prépondérant par rapport à l'effet de la flèche verticale du tablier $u_B \cos \alpha > w_A \sin \alpha$.

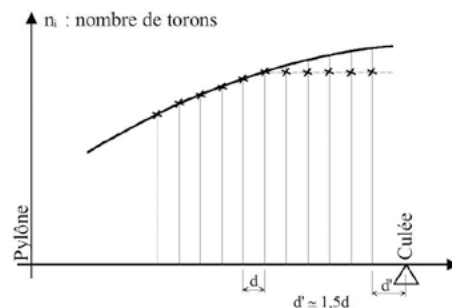


Figure 119 : plusieurs haubans de même puissance près d'une culée

2.2.4 - Cas des torons multicouches ou des câbles clos

Les puissances des haubans constitués de torons multicouches ou de câbles clos varient de façon beaucoup plus discontinue que celles des haubans multi-torons. Il convient donc de remplacer la courbe n_i par la courbe $F_i = n f$ et de l'approcher par une fonction en escalier pour profiter pleinement de la capacité portante des haubans. Sous chaque palier correspondant à une puissance de hauban, on doit avoir sensiblement la même aire que sous la zone correspondante de la courbe F_i . Pour augmenter ou réduire la puissance du haubanage, il suffit de décaler les paliers de la Figure 120 vers la gauche ou vers la droite.

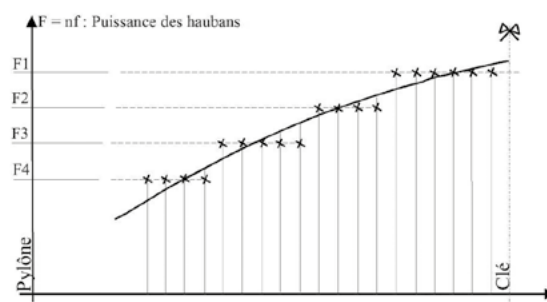


Figure 120 : haubans de puissance discontinue

2.2.5 - Haubans de retenue

Situés dans la travée opposée à la grande travée ou dans les travées de rive, les haubans de retenue assurent au mieux l'équilibre du pylône, et en particulier l'absence de flexions en tête (sous l'effet des haubans) et en pied du pylône à vide. Les résultantes des composantes horizontales à vide des haubans situés de part et d'autre du pylône doivent donc être égales et s'exercer sensiblement à la même cote.

Lorsque l'on prévoit un même nombre de haubans de part et d'autre du pylône, les haubans de retenue en rive ont en général les mêmes sections que leurs homologues de la travée centrale, bien qu'ils soient souvent plus inclinés du fait de la plus forte pente du profil en long. Ils sont moins sollicités par les charges appliquées sur la grande travée, surtout les charges concentrées, du fait de la rigidité du pylône qui assure un étalement des actions et participe à



la reprise du déséquilibre. Les haubans de retenue peuvent donc être plus tendus à vide. Ainsi, sur le pont de Normandie, les haubans de retenue conservent en général sensiblement la même section que leurs homologues de la grande travée bien qu'ils soient plus inclinés (pente du tablier plus importante et distance entre haubans de 14,5 m au lieu de 20 m dans la zone centrale métallique, après une zone symétrique avec des distances de 16 m de part et d'autre des pylônes). Ils sont donc plus tendus à vide pour assurer l'équilibre du pylône.

Nous rappelons (voir chapitre 1) que l'on a en général intérêt à prévoir des pilettes en rive lorsque l'on sait les réaliser de façon économique :

- pour faciliter la construction, en évitant les trop grands fléaux construits par encorbellements successifs dont la stabilité pose toujours des problèmes (vent, chute d'équipage, bétonnage dissymétrique) ;
- pour accroître la rigidité de la retenue et donc réduire fortement les moments dans la structure en service, bien évidemment dans la zone supportée par les pilettes (variation de moment) mais aussi dans le pylône et dans la grande travée voisine entièrement haubanée (moment positif).

Pour réduire de façon significative les pointes de moment dans la travée de rive, il faut prévoir au moins deux pilettes sous la nappe des haubans de retenue (pont de Seyssel [25]) et éviter si possible de placer une pilette au droit du dernier hauban. Lorsque l'on dispose une seule pilette, celle-ci sera placée à au moins deux ou trois entraxes de haubans de l'extrémité de la nappe pour que plusieurs haubans se partagent l'effort de retenue (ponts de Brotonne et de Tarascon) ; on réduit ainsi les variations d'efforts dans les haubans ancrés au voisinage de la pilette et les pointes de moment sur cet appui. Il faut alors souvent prévoir un renforcement de la section sur pilette (section pleine dans le cas du pont de Tarascon). Par contre, une solution avec une seule pilette réduit fortement les efforts de soulèvement sur appui, car elle reporte plus loin la retenue, ce qui augmente son bras de levier (pont sur l'Elorn). En contrepartie, elle conduit à une augmentation des moments dans la structure : travée de rive, pylône, travée centrale.

Lorsque le haubanage est franchement dissymétrique, les haubans de retenue restent dimensionnés pour assurer l'équilibre du pylône. C'est par exemple le cas lorsque la travée de rive est courte et que des haubans, souvent de forte puissance, sont concentrés sur la culée (pont de Saint-Nazaire) ou sur une boîte contrepoids (ponts de Barrios de Luna, de Gilly, passerelles de Meylan et de l'Illhof).

Pour assurer l'équilibre en pied de pylône, les facteurs importants sont les nombres de torons et les prédéformations des haubans. Par contre, en tête de pylône, les bras de levier étant plus faibles, les décalages relatifs des haubans de retenue par rapport à ceux de la travée centrale (points d'intersection avec l'axe du pylône) prennent une plus grande importance. La disposition des haubans de retenue vise à avoir un moment nul sur toute la hauteur du pylône sous charge permanente ce qui impose que la résultante horizontale soit la même que celle des haubans de la travée centrale et soit située à la même cote.

2.3 - Réglage à vide

Pour dimensionner l'ouvrage et choisir les tensions dans les haubans, nous proposons dans ce qui suit une méthode itérative dans laquelle il faut introduire le plus tôt possible l'excentrement de la précontrainte du tablier car celle-ci perturbe le réglage des haubans (Figure 118). En général, le tracé des câbles est connu a priori (expérience de l'ingénieur et calculs élémentaires) et seul leur nombre doit être affiné au cours des itérations. Les câbles sont disposés au mieux en fonction de la place disponible à proximité de la fibre tendue pour profiter de leur moment isostatique et ondulent si nécessaire, en particulier dans les zones qui ne sont pas supportées par les haubans.

Dans la méthode itérative décrite ci-après, on détermine à la fois la section des haubans, leur longueur à vide et la précontrainte du tablier ou les épaisseurs des semelles de la charpente.

2.3.1 - Première étape

On applique, par exemple, deux cas de charge :

- chargement C_1 : poids propre + superstructures probables ;
- chargement C_2 : une même prédéformation unitaire de tous les haubans (par exemple : $\Delta l/l = -10^{-3}$, voir chapitre 3).

En écrivant que la flèche à la clé est nulle sous la combinaison $C_1 + \beta C_2$, on en déduit le coefficient β et les prédéformations réelles des haubans. L'ordre de grandeur de celles-ci est :

$$\frac{\Delta l}{l} = -\frac{F_{GUTS} \times 0.45j}{190000} \times \frac{q_1 + q_2}{q_1 + q_2 + q_3 + q_s} \left(1 + \left| \frac{\varepsilon_{\text{tablier}}}{\varepsilon_{\text{hauban}}} \right| \right) \quad (25)$$



(voir le chapitre 3 § 1.1) avec $\left| \frac{\Delta l}{l} \right|$ un peu supérieur à 0,3 % pour des tabliers entièrement en béton et légèrement inférieur à 0,3 % pour les tabliers mixtes, plus légers.

Dans le cas de dissymétries importantes, on peut diviser les haubans en deux groupes et appliquer deux cas de charges C_2 et C_3 (par exemple pour C_2 une prédéformation unitaire des haubans de la travée centrale et pour C_3 une prédéformation unitaire des haubans des travées de rive). On calcule alors les coefficients β_2, β_3 pour obtenir, par exemple, une flèche nulle à la clé et un moment nul à la base du pylône sous la combinaison $C_1 + \beta_2 C_2 + \beta_3 C_3$. La décomposition des haubans en sous-ensembles, dont le nombre n'est pas limité à deux, dépend de la structure mais on regroupera toujours les haubans ayant un fonctionnement analogue. Ainsi, en présence d'une travée de rive courte, on isolera l'action des haubans de retenue concentrés sur la culée ou une boîte contre-poids.

On trouve rapidement une solution lorsque le nombre de torons a été déterminé par la règle du pendule sans trop de retouches en extrémité de nappe, car cette façon de procéder est homogène avec le choix du nombre de torons. Pour les haubans volontairement plus tendus à vide (§ 2.2.3), il convient d'augmenter leur prédéformation de façon inversement proportionnelle à leur défaut de section afin de conserver le produit de la section par la prédéformation.

Bien qu'on puisse augmenter le nombre d'inconnues et de conditions imposées, il est préférable de passer aux étapes suivantes pour mettre en évidence les contraintes les plus importantes dans la structure (tension maximale des haubans, résistance du tablier et des pylônes).

2.3.2 - Seconde étape

Le processus itératif commence en traçant la déformée de l'ouvrage à vide. Le principe consiste à retoucher les sections puis les prédéformations des haubans pour mieux annuler les flèches ou pour réduire les sollicitations de flexion.

Il faut conserver la mémoire des différents tests effectués, données et résultats. La force totale dans un hauban, qui est le produit de la section d'acier par la contrainte dans cet acier, est sensiblement proportionnelle au produit du nombre de torons par la prédéformation. Au début du dimensionnement, on fera plutôt varier le nombre des torons et on ne pianotera légèrement sur les prédéformations des haubans qu'en fin de dimensionnement, sauf lorsque l'on prévoit des sollicitations dues aux surcharges plus faibles, par exemple à proximité d'une culée ou d'une travée non haubanée, ce qui permet d'appliquer des prédéformations plus élevées.

Nota : Lors des premières itérations, il convient de ne pas trop affiner le réglage à vide car le chargement ultérieur de la structure peut conduire :

- à augmenter le nombre des torons des haubans pour respecter leur tension maximale à l'ELS caractéristique et par conséquent à réduire leurs prédéformations ;
- à modifier soit le schéma de précontrainte du tablier, soit les épaisseurs des tôles des poutres mixtes, pour reprendre les sollicitations de flexion dans le tablier (ELS fréquent, ELU, fatigue, rupture d'un hauban, etc.).

2.3.3 - Étapes suivantes

Lorsque le réglage à vide présente un aspect satisfaisant, on ajoute :

- la majoration de charges permanentes (différence q_3 entre la valeur maximale et la valeur probable) ;
- les effets thermiques : variation uniforme de température, gradient thermique, variation de température des haubans par rapport au reste de la structure ;
- les charges sur la chaussée.

Lors des itérations successives, il faut toujours s'assurer que le réglage à vide reste satisfaisant et comparer la puissance des haubans avec celle reportée sur la courbe issue de la règle du pendule, ceci permettant d'éviter une dérive non contrôlée. Lorsque l'effet des surcharges est plus important que prévu, on peut accroître leur intensité (la variable q_s est définie de façon approximative au paragraphe 2.1) et tracer une nouvelle courbe à partir de la règle du pendule ou simplement prévoir une légère majoration du nombre des torons.

À chaque étape, le modèle est complété et optimisé en utilisant les résultats de l'étape précédente.



2.4 - Phasage et déformations différées

Pour les structures souples, le phasage de construction n'intervient pratiquement pas si les prédéformations appliquées aux haubans annulent les moments dans la zone de clavage. En effet, la mise en tension en deux fois des haubans, avant et après clavage, permet d'assurer la continuité du profil en long pendant le clavage.

Pour simuler plus soigneusement la cinématique de construction, il faut aussi annuler l'effort normal en appliquant une prédéformation dx dans la barre de clavage qui compense le raccourcissement élastique des fléaux (un ordre de grandeur suffit). En général, par raison de symétrie, l'effet des déformées dues à l'effort tranchant est nul ou négligeable.

Il en résulte que, pour les tabliers souples, on peut souvent éviter d'introduire le phasage de construction pendant la phase de dimensionnement (étude préliminaire et début du POA), mais les moments à vide dans les zones de clavage doivent être faibles. Cette hypothèse simplificatrice devra être vérifiée dans la suite du projet avec l'introduction des clavages (voir paragraphe 3) car la précontrainte de continuité, les superstructures, et les compléments des prédéformations des haubans sont appliqués ensuite sur la structure rendue continue, avec peu de possibilités d'agir sur ces actions.

Pendant cette phase initiale du projet, pour prendre en compte le fluage [37], il suffit de faire deux calculs :

- un premier calcul avec le module instantané E_i (ou $n_0 \approx 6$) ;
- un second calcul avec le module différé E_d (ou $n_L \approx 18$) et le retrait.

puis de prendre l'enveloppe de ces deux calculs, ce qui place légèrement dans le sens de la sécurité.

Le réglage à vide consistera à avoir une flèche moyenne faible, en privilégiant l'état au temps infini. Cette façon de procéder suppose au moins deux mises en tension des haubans : une première fois lors de la construction du tablier, une seconde fois après ou pendant la pose des superstructures. On peut aussi être conduit à prévoir un recalage supplémentaire des haubans au bout de quelques années pour compenser les effets des déformations différées. Cette dernière solution est toutefois contraignante pour le maître d'ouvrage et il est souvent préférable de renforcer la structure pour éviter cette intervention.

De légères modifications ultérieures des prédéformations des haubans seront nécessaires lors de la modélisation plus précise du phasage de construction, du retrait et du fluage.

2.5 - Remarques sur la recherche d'un réglage optimal

En service, les haubans doivent équilibrer parfaitement le poids propre de la structure, car du fait de l'importance des bras de levier, un faible écart peut créer des flèches très importantes et des efforts que le tablier ne peut pas supporter. En outre, les tensions dans les haubans ne sont pas des invariants et fluctuent au cours du temps et, en cours de construction, la tension dans le hauban d'extrémité dépend fortement du poids de l'équipage mobile et de l'abscisse de son ancrage sur le voussoir. Pour obtenir cette tension initiale du hauban, il faudrait simuler par le calcul le démontage de la structure à partir de son état final. Cette tâche très lourde présente peu d'intérêt car le résultat est perturbé par les déformations différées et surtout par une modification toujours possible des charges de chantier.

Lors de l'optimisation de la structure, nous conseillons donc d'utiliser les prédéformations des haubans plutôt que leurs tensions.

D'autre part, un pont à haubans est une structure très hyperstatique pour laquelle on peut prévoir un très grand nombre de réglages possibles.

Dans le passé, les projeteurs ont souvent réglé les ponts à haubans en remplaçant les haubans par des forces ponctuelles dans l'état à vide. Pour obtenir ces forces, le projeteur remplaçait les haubans par des appuis parfaits, puis il projetait la réaction d'appui sur le hauban correspondant. Cette méthode n'est pas satisfaisante car la raideur infinie des appuis conduit à trop solliciter le premier hauban de la nappe et à détendre le suivant qui est souvent fortement sollicité par les charges de fatigue du fait d'une inclinaison voisine de 45 degrés.

Du fait de l'inadéquation de cette méthode simple, nous nous intéressons ici à la recherche d'un réglage théorique optimal. D'une façon générale, si la structure est N fois hyperstatique, on peut imposer N conditions - sollicitations ou déformées - en faisant varier N degrés de liberté qui sont, de façon traditionnelle, les dénivellations d'appuis, mais surtout, dans le cas présent, les prédéformations des haubans.



Ainsi, pour rechercher un réglage, on peut d'abord étudier successivement l'effet d'une déformation unitaire imposée (prédéformation) de chacun des haubans. Si on choisit n_{eq} degrés de liberté ($n_{eq} \leq N$) - les prédéformations - pour imposer les sollicitations ou les déformées en n_{eq} points, on construit un système linéaire de n_{eq} équations à n_{eq} inconnues. Ce système admet une solution unique lorsque ces conditions sont correctement choisies. Ainsi, dans le cas d'un pylône articulé à sa base, on ne pourra pas prédéformer librement tous les haubans : pour assurer sa stabilité il faut, soit bloquer sa rotation, soit fixer la prédéformation d'un hauban ou imposer une condition de symétrie sur les prédéformations de deux haubans situés de part et d'autre du pylône.

La solution obtenue dépend aussi des valeurs imposées pour les sollicitations ou déformées qui figurent au second membre des n_{eq} équations. De faibles variations de ces valeurs peuvent fortement modifier le réglage. Par exemple, il est facile d'obtenir des moments faibles dans la travée centrale, de l'ordre de $-\frac{qd^2}{12}$ (d distance entre haubans) au droit de chaque hauban, mais il est très difficile d'imposer des moments nuls. En effet, le choix de moments nuls au droit des haubans conduit à une courbe des moments toujours positive dans toute la zone haubanée et donc à de forts moments négatifs sur les pylônes du fait de l'encastrement sur les travées de rive (Figure 121).

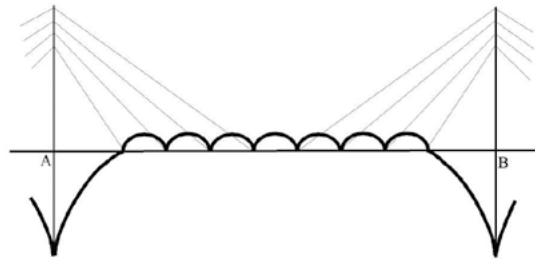


Figure 121 : exemple de réglage non réaliste

$$\omega_B = \omega_A + \int \frac{M}{EI} dx \quad \Rightarrow \quad \int \frac{M}{EI} dx \approx 0 \text{ dans la travée centrale}$$

Il est donc très difficile de définir un second membre donnant un réglage satisfaisant. On peut certes panacher les conditions et imposer des flèches nulles qui perturbent moins le réglage que des valeurs de moments fixées arbitrairement, mais précédemment nous avons indiqué que le fait d'imposer des flèches nulles au droit de tous les haubans ne fournit pas une solution satisfaisante.

Pour éviter les difficultés liées au choix du second membre, on peut aussi remplacer les égalités par un plus grand nombre d'inégalités. Il suffit alors de définir une fonction de coût et de résoudre le système linéaire par la méthode du simplexe.

C'est alors l'algorithme qui choisira parmi le grand nombre des inégalités, celles qui deviennent des égalités. On obtiendra une solution qui minimise la fonction de coût introduite en répondant au problème posé. Dans cette solution réputée optimale, les sections des haubans risquent de ne pas varier régulièrement. En effet, l'algorithme place toujours sur une frontière mais peut passer brutalement de la frontière haute à la frontière basse (contrainte limite sur une fibre extrême puis sur l'autre). De plus, la fonction de coût ne tient pas compte de toutes les dépenses. En particulier, dans les sections non dimensionnantes, le respect des contraintes admissibles en flexion ne minimise pas le ferrailage passif et ne prend pas en compte l'effort tranchant.

Pour éviter ces solutions avec des tensions dans les haubans en dents de scie, il est intéressant de réduire le nombre d'inconnues. Ainsi, pour un groupe de haubans, on peut :

- soit écrire qu'ils ont les mêmes prédéformations (combinaison linéaire de colonnes) ;
- soit écrire qu'ils supportent des forces proportionnelles à leur nombre de torons (combinaison linéaire de lignes).

Ces méthodes n'ont pas donné entièrement satisfaction et leur emploi est difficile si on n'utilise pas un programme de calcul adapté. Elles permettent, par exemple, d'optimiser la section du tablier dans la zone de clé mais, outre une moindre résistance à la fatigue et sous les effets du vent, le choix d'un moment négatif à vide à la clé conduit alors, à augmenter les sections des plus grands haubans et à une flexion du tablier qui doit être compensée par des contre-flèches de construction.



Nous avons donc préféré proposer une méthode itérative plus rudimentaire basée sur la règle du pendule, mais bien adaptée au déroulement progressif des études en plusieurs étapes et aux nombreux programmes existants. On notera que la première étape de la méthode itérative proposée consiste en fait à réduire le nombre des inconnues à une ou deux.

2.6 - Cas particuliers des ouvrages courbes

La courbure en plan de l'ouvrage n'a pas été abordée dans les paragraphes précédents car les ouvrages de ce type sont rares. Pour les grandes portées, on ne conçoit un pont courbe que lorsque les conditions de site l'imposent fortement. En France, on peut citer le pont de Térénez [46].

La courbure en plan impose des dispositions particulières qui concernent principalement la conception des pylônes.

2.6.1 - Influence de la courbure en plan sur la position des têtes des pylônes

La courbure en plan impose notamment d'excentrer les têtes des pylônes par rapport au centre du tablier sur appui pour minimiser les flexions d'axe vertical dans le tablier. Ce résultat peut être obtenu en équilibrant les aires de moment positif et négatif dans chaque demi-fléau, aires visibles sur la Figure 122. Une bonne méthode pour déterminer l'excentrement transversal de la tête de pylône consiste à rechercher un moment d'axe vertical nul à la clé du tablier dans l'ouvrage clavé, ce qui conduit à avoir une rotation nulle de l'extrémité du fléau en cours de construction et permet de réduire les contre-flèches horizontales de construction.

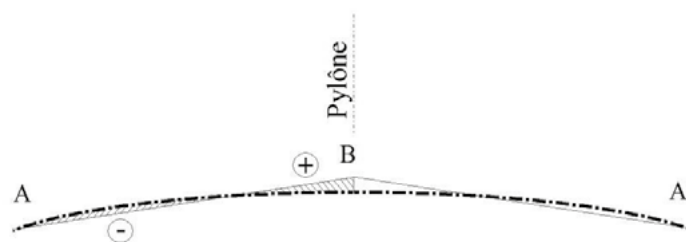


Figure 122 : vue en plan (pour faciliter la compréhension, seul le hauban moyen est représenté)

2.6.2 - Influence de la courbure en plan sur la position de la base des pylônes

La courbure en plan impose également d'excentrer la base des pylônes.

Si on considère un couple de haubans - un dans la travée de rive, l'autre dans la travée centrale - fixés à la même altitude sur le pylône, leur résultante est située dans leur plan et coupe, au niveau du tablier, la droite qui joint leurs ancrages en un point indépendant de la position transversale de la tête du pylône (sur la Figure 123, un seul couple de haubans est représenté mais il convient de considérer l'ensemble des haubans, dont la résultante globale est située au barycentre des points C affectés de leur composante verticale).

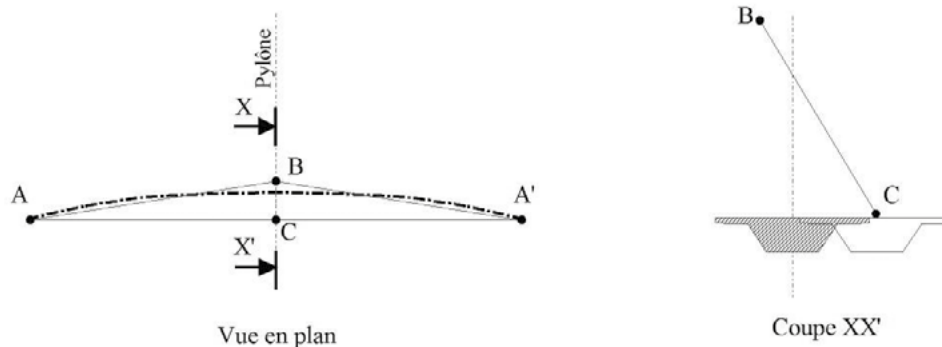


Figure 123 : coupe sur pylône



Deux solutions peuvent alors se présenter :

- lorsque la résultante des efforts, y compris le poids propre du pylône, traverse le tablier, il convient de prévoir un pylône en V ou en Y inversés qui enjambe le tablier ;
- lorsque cette résultante est située à l'extérieur du tablier, un seul mât incliné peut suffire, comme pour le pont de Térénez.

2.6.3 - Influence de la courbure en plan sur les piles sous pylônes

Au-dessous du tablier, la réaction d'appui étant nécessairement verticale, il convient de créer une liaison entre le tablier et chaque pylône pour assurer l'équilibre des actions horizontales exercées par ces deux parties d'ouvrage et ainsi éviter que le tablier ne s'éloigne de la base du pylône. La Figure 124 explicite cet équilibre.

La façon la plus simple de réaliser cette liaison consiste à encasturer le tablier dans les piles sous pylônes, ce qui présente l'inconvénient de rendre les appuis de l'ouvrage sensibles aux effets thermiques. Il convient toutefois de noter que la courbure en plan réduit ces effets car une grande partie de la variation de longueur de la travée centrale est absorbée par une modification de la courbure en plan, au prix d'une torsion dans les piles sous pylônes. Pour limiter ces derniers, il peut être intéressant de doubler transversalement les piles sous pylônes, en leur donnant éventuellement une forme en A, comme au pont de Térénez. Cette forme permet en effet de reprendre les effets du vent transversal avec des fûts plus petits donc moins rigides vis-à-vis des effets thermiques.

La pile sous pylône sera placée à la verticale de la résultante des composantes verticales transmises par le tablier et le pylône, c'est-à-dire assez près de la base du pylône, les effets véhiculés par le pylône étant largement prépondérants sur ceux amenés par le tablier (Figure 124).

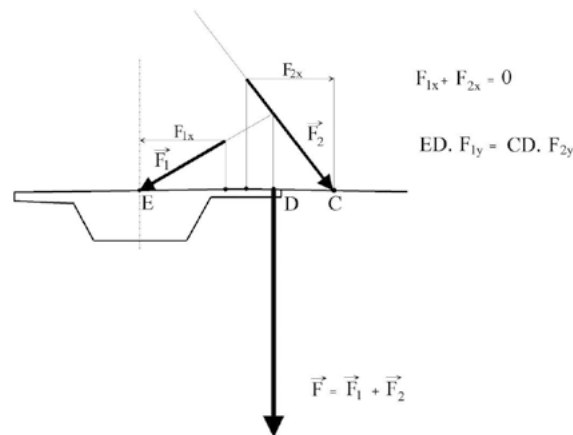


Figure 124 : équilibre des efforts en tête de pile sous pylône

2.6.4 - Influence de la courbure en plan sur la largeur totale du tablier

Les haubans étant inclinés transversalement, une grande attention doit être apportée au contrôle du respect des gabarits routiers associés à la voie portée. Des sur-largeurs peuvent ainsi être nécessaires entre les haubans et les dispositifs de retenue qui les protègent, pour éloigner les haubans de la voie portée.

3 - Flexion longitudinale : construction par phases

Ce paragraphe traite des calculs à effectuer lors du projet et des études d'exécution, lorsque le dimensionnement est terminé et que l'on connaît toutes les sections, la précontrainte du tablier et les prédéformations totales des haubans. On complète alors le modèle précédent en tenant compte du phasage de construction, ce qui permet un calcul avec fluage scientifique. Les prédéformations totales sont conservées mais il convient de définir la part qui est appliquée pendant la construction et celle qui est ajoutée après la pose des superstructures.

Cette prise en compte des clavages est nécessaire pour valider le dimensionnement obtenu au paragraphe 2. L'étude de toutes les phases de construction est indispensable lors des études d'exécution. Lors du projet, il convient de modéliser les phases critiques - en faisant des hypothèses réalistes sur les poids des matériels utilisés - d'au moins un cycle courant, mais la prise en compte de toutes les phases de construction est une sage précaution.



Dans ce paragraphe, on ne considère pas les effets du vent. On se limite au calcul élastique au premier ordre et on suppose que l'on connaît les prédéformations totales $-\Delta l/l$ des haubans. Pour effectuer un calcul au second ordre ou en grands déplacements, il convient de remplacer la prédéformation par la longueur du hauban, c'est-à-dire retrancher la prédéformation de la longueur théorique de la chaînette.

Pour la construction par phases, on ne décrit que la méthode utilisant les prédéformations des haubans. Lors des études d'exécution, l'utilisation des tensions initiales reste possible (et facile à utiliser dans tous les programmes) si on connaît toutes les charges appliquées avec précision : tensions initiales, poids de l'équipage, etc. L'annexe permet de déterminer les prédéformations des haubans lorsqu'elles ne sont pas connues.

3.1 - Principe du calcul

3.1.1 - Clavage

Pour l'état correspondant au clavage comprenant le poids de la structure et des matériels de clavage, par exemple les équipages mobiles chargés par le béton mou, il faut définir les longueurs correspondantes des haubans ou leurs prédéformations $-\Delta l/l$ qui assurent la continuité géométrique du tablier sans cassure angulaire. Pour les ouvrages en béton, les charges de clavage sont décrites dans le paragraphe 3.2.2.

Pour la recherche des prédéformations initiales, on peut, dans une première étape, utiliser la structure clavée et imposer des moments sensiblement nuls de part et d'autre du clavage. Dans une seconde étape, on introduit le phasage de construction avec le poids du béton de clavage. À cette occasion, on prend soin d'adapter légèrement les prédéformations des derniers haubans de part et d'autre du clavage, sans corriger celles des haubans précédents pour assurer une bonne continuité de la géométrie, avant d'activer les barres du clavage. Ce qui conduit à un système de deux équations à deux inconnues.

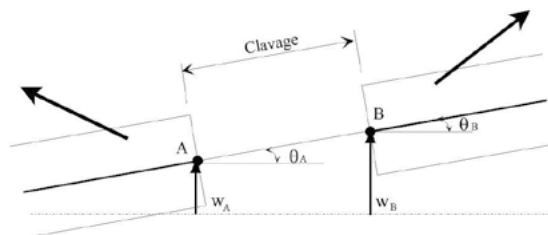


Figure 125 : continuité de la structure de part et d'autre d'un clavage

$$\theta_B = \theta_A = \theta \quad ; \quad w_B - w_A = (\theta_B + \theta_A) \frac{|AB|}{2}$$

Le respect de la continuité de la géométrie sans cassure angulaire est nécessaire car l'ouvrage est construit sans contre-flèches dans les parties haubanées. Pour les ouvrages en béton, il n'est pas utile de vérifier les relations de la Figure 125 avec une aussi grande précision si l'ouvrage est souple, car d'une part les barres de brèlage de l'équipage peuvent apporter de légères corrections et d'autre part, la construction n'est pas parfaite.

Ce principe est applicable à tous les types de tablier, les poids de la chèvre de levage ou des brèlages remplaçant pour les ouvrages métalliques ou mixtes ceux de l'équipage de clavage.

3.1.2 - Poursuite de la construction après clavage

Après le clavage, on poursuit la construction de façon classique :

- mise en tension de la précontrainte de continuité ;
- pose des superstructures ;
- réglage final des tensions dans les haubans.

Pour la dernière étape, il suffit d'introduire dans chaque hauban le complément de prédéformation pour obtenir l'état final, c'est-à-dire la différence entre la prédéformation dans l'ouvrage en service et la somme des prédéformations introduites pendant les phases précédentes de construction.



Lors du réglage final, tout allongement des haubans est interdit du fait des morsures des clavettes et leur raccourcissement doit être d'au moins 1 cm, si possible 1,5 cm. En dessous de cette valeur, il est préférable de ne pas retendre le hauban avec le vérin monotoron et de privilégier une utilisation de l'écrou de l'ancrage actif, ce qui suppose que l'entreprise dispose du vérin ad hoc. Compte tenu des ajustements éventuels dans un sens ou dans l'autre, l'écrou ne doit pas être positionné en extrémité de filetage mais dans une position intermédiaire, par exemple 1/3 pour la détension, 2/3 pour la tension.

Les paragraphes suivants développent la construction et surtout le clavage central des principaux tabliers envisageables :

- un tablier en béton coulé en place ;
- un tablier mixte ;
- un tablier métallique ou à voussoirs préfabriqués en béton.

3.2 - Cas d'un tablier en béton coulé en place

3.2.1 - Cycle courant

Au niveau du projet, il est nécessaire de modéliser les phases critiques d'un cycle courant. Les phases concernées sont par exemple : le déplacement de l'équipage mobile, le bétonnage des voussoirs, la tension de la paire de haubans. Ces phases critiques dépendent des moyens d'exécution retenus (au moins : équipage mobile, chèvre de levage, grue) qui ne seront connus avec précision que lors de l'exécution. Il convient de vérifier que les contraintes restent acceptables dans le tablier, et de définir clairement dans le DCE les critères à respecter pendant la construction. Il faut aussi vérifier les efforts dans le pylône sous l'effet du bétonnage d'un voussoir en dissymétrie. Pour les effets du vent les phases dimensionnantes sont en général celles qui précèdent les clavages.

Pendant les phases de construction courantes, l'équipage peut en général être modélisé par son torseur (Figure 126) :

- soit une force P et un couple $-Pe$ en extrémité de fléau ;
- soit, de façon plus précise, deux forces s'exerçant au droit des brêlages :

$$P_1 = -P \left(1 + \frac{e}{d} \right) \quad ; \quad P_2 = P \left(\frac{e}{d} \right) \quad (26)$$

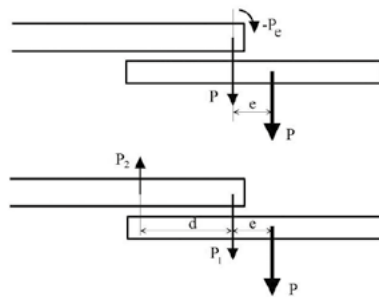


Figure 126 : modélisation de l'équipage dans le cycle courant

Lors de la construction par encorbellements successifs, le poids du béton mou ajouté à celui de l'équipage mobile crée des moments négatifs et des tractions en fibre supérieure 3 ou 4 voussoirs plus loin. Pour limiter ces tractions, on peut :

- ne bétonner que la partie résistante de la section avant de tendre les haubans : noyau central avec une suspension centrale (projet béton du pont de Millau), nervures avec une suspension latérale (pont Vasco de Gama), le reste étant bétonné après mise en tension des haubans ;
- ajouter en extrémité de fléau un mât et des câbles provisoires ancrés à l'arrière de la zone des tractions pour supporter le poids du béton frais (pont Vasco de Gama) ;
- ajouter des barres de brêlage ou des câbles de précontrainte excentrés ;
- pour les tabliers très souples de type dalle nervurée, supporter l'extrémité de l'équipage au moyen d'un hauban provisoire que l'on tend au fur et à mesure du bétonnage et dont la surtension réduira ces tractions (chapitre 3). Il convient de noter que la tension de ce hauban provisoire doit souvent précéder la mise en place des pièces de pont préfabriquées et du ferrailage dans le coffrage.



La tension des haubans crée aussi des moments positifs qui peuvent aussi être excessifs avant l'avancée de l'équipage mobile. Lorsque les tractions en fibre inférieure dans le voussoir précédent sont trop importantes, il faut avancer l'équipage mobile avant de terminer la mise en tension du hauban, le lendemain matin avant le lever du soleil pour annuler les effets thermiques, ce qui évite de retarder le cycle (voir le chapitre 3).

Pour réduire ces tractions, il convient aussi de choisir de façon judicieuse le découpage en voussoirs par rapport à la position des haubans. Compte tenu du poids de l'équipage, la longueur de la partie en console doit être inférieure à la demi-distance entre haubans. Dans le cas particulier d'un tablier bi-nervures, on notera que cette longueur doit rester suffisante pour contenir totalement l'ancrage du hauban.

Il convient de contrôler la fissuration des pylônes et du tablier pendant les phases de construction et si possible de l'éviter dans les parties en béton précontraint. Le fait de pouvoir reprendre les tractions dans les joints de voussoirs par des aciers passifs donne un net avantage aux voussoirs coulés en place en réduisant les brèlages forts coûteux.

Nota : Pendant la construction, il convient d'être le plus funiculaire possible des charges de poids propre pour faciliter la maîtrise de la géométrie. Ainsi, en évitant de s'écarter de la géométrie théorique finale, on élimine les incertitudes dues aux déformations de flexion - fluage, fissuration du béton mais surtout largeur efficace (ou largeur participante), etc. Les déformations dues à l'effort normal, beaucoup plus faibles, ont peu d'influence sur la géométrie locale.

3.2.2 - Clavage

Modéliser les opérations de clavage sur un pont à haubans et, donc les reports de charge, n'est pas une chose facile. En effet, le degré d'encastrement de l'équipage de clavage n'est en général pas identique sur les deux fléaux et varie selon les ouvrages.

Dans ce qui suit, pour simplifier, nous considérons que le tablier est souple lorsque l'encastrement de l'équipage sur le tablier est rigide et que son inertie n'est pas négligeable par rapport à celle du tablier. Il faut noter qu'au stade des études de projet, le tablier est souvent considéré comme raide, ce qui permet de négliger la rigidité de l'équipage. Par contre lorsque les deux fléaux ont des rigidités différentes, le bétonnage mobilise davantage la rigidité de l'équipage et demande une plus grande précision.

Cas d'un tablier raide

Lorsque le tablier est raide par rapport à l'équipage, on néglige la rigidité de ce dernier et on applique simplement ses actions sur les fléaux.

En général, l'équipage est principalement porté par le fléau qu'il vient de réaliser et son brèlage sur l'autre fléau soulève sa partie avant. Le projeteur peut librement choisir cette force exercée à l'avant mais en général les poids de l'équipage et celui du béton mou sont appliqués de façon isostatique sur les deux fléaux (Figure 127). Il convient toutefois de ne pas exagérer la dissymétrie de charge des deux fléaux, lorsque les souplesses des deux fléaux sont comparables. On peut concevoir des équipages spéciaux de clavage, symétriques, qui exercent la moitié de leur poids et du poids du béton frais sur chaque fléau.

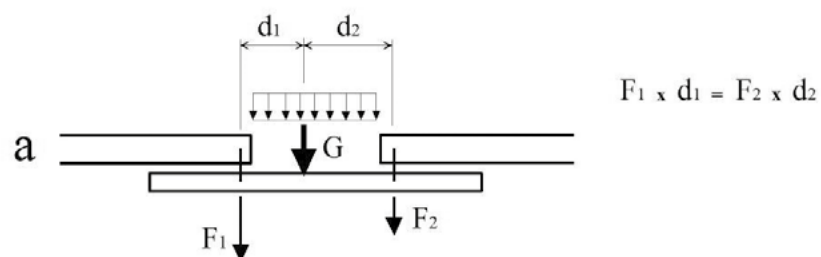


Figure 127 : modélisation courante du clavage

Après durcissement du béton, on active les barres de clavage, on retire les actions précédentes exercées par l'équipage sur la structure et on active le poids des barres de clavage.



Cas d'un tablier souple

Dans le cas d'un tablier souple, l'inertie de l'équipage n'est plus négligeable par rapport à celle du tablier et une grande partie du moment repris par l'équipage est transférée au tablier lors de son démontage. L'équipage doit donc être modélisé par une ou plusieurs barres en tenant compte de son mode de fixation sur le tablier.

La Figure 128 illustre deux modélisations possibles d'un équipage raide :

- le cas b) correspond à un clavage avec un brêlage assurant un encastrement sur le fléau opposé,
- le cas c), le plus fréquent, correspond à un clavage avec un brêlage simple.

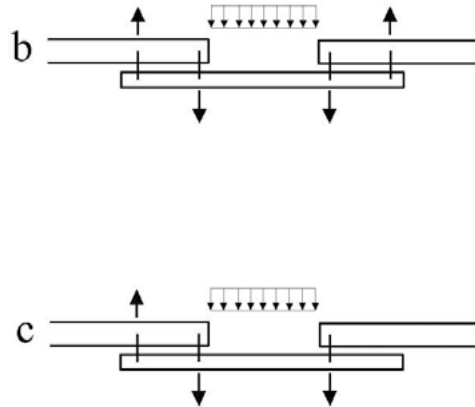


Figure 128 : modélisations possibles de l'équipage pour un tablier souple

Pour effectuer le calcul correspondant aux cas b) et c), on applique le principe de superposition. Pour les tabliers en béton, on peut, par exemple, adopter la modélisation suivante :

- il faut d'abord calculer les actions appliquées par l'équipage sur le tablier. On considère l'équipage isolé, chargé par le béton mou, et placé sur des appuis rigides avec les conditions d'appui qui le lient au tablier. On appliquera ces réactions d'appui sur le tablier dans la modélisation décrite ci-après ;
- aux points de fixation de l'équipage mobile sur le tablier, on place des appuis avec les mêmes conditions d'appui que ci-dessus en évitant cependant de bloquer les déplacements longitudinaux et on vérifie ces appuis pour annuler les flèches correspondantes et éventuellement les rotations au droit des nœuds de fixation. On corrige donc un éventuel défaut de continuité du tablier par le brêlage en force de l'équipage ;
- on charge l'ouvrage avec l'opposé des réactions d'appui (poids de l'équipage et du béton mou). On note que ces charges sont voisines des nœuds mais qu'elles peuvent ne pas coïncider exactement avec les nœuds ;
- on active les barres de l'équipage (si on ne bloque pas les déplacements longitudinaux, il est inutile d'excentrer verticalement les barres) ;
- on supprime les appuis précédemment ajoutés ;
- on active les barres de clavage ;
- on retire les barres de l'équipage et les actions introduites pour modéliser l'équipage (démontage de l'équipage) et le béton mou puis on applique le poids du béton de clavage, directement sur les barres qui modélisent le clavage et qui sont maintenant activées.

Après avoir activé les barres du clavage, on peut supprimer l'équipage mobile et leur transférer leur poids propre qui était précédemment porté par l'équipage.

On peut aussi utiliser un système de brêlage auxiliaire, indépendant de l'équipage mobile, pour solidariser les deux fléaux pendant le clavage. Les calculs doivent bien entendu tenir compte de la rigidité de ce système.

3.3 - Cas d'un tablier mixte

3.3.1 - Modélisations possibles

Pour les ouvrages mixtes, il convient d'abord de préciser qu'en l'absence d'un élément multifibres performant, deux modélisations du tablier sont possibles.



La première modélisation, qui permet d'effectuer un calcul avec fluage scientifique, consiste à décrire le tablier au moyen de deux barres excentrées par rapport à la ligne de référence passant par les nœuds, une correspondant à la charpente, l'autre à la dalle en béton. Cette modélisation de type poutre-échelle n'est pas satisfaisante car elle crée des discontinuités et impose de choisir l'une des barres pour l'application des charges. D'autre part, l'effort normal dans la dalle, qui est constant sur la longueur de la barre, varie brusquement au droit des nœuds. De ce fait, pour justifier les sections autres que les milieux de barres, il faudrait combiner les torseurs des deux barres qui ne sont pas toujours concomitants, un inconvénient qui conduit souvent à réduire les longueurs des barres et donc à augmenter leur nombre pour réduire les discontinuités.

La seconde modélisation possible adopte une barre unique dont les caractéristiques mécaniques sont calculées avec les coefficients d'équivalence acier-béton. Dans cette solution, on peut faire un calcul en fourchette, d'abord la construction avec le module instantané ($n_0 \approx 6$) puis la construction avec le module différé ($n_L \approx 18$). On notera toutefois que cette méthode doit être abandonnée si on constate une différence importante entre les résultats obtenus avec ces deux valeurs de n . On peut aussi effectuer la construction avec ($n_0 \approx 6$) et ajouter, après la fin de la construction, les déformations de fluage suivant la méthode décrite dans la référence [37]. Dans cette modélisation, compte tenu de l'importance des efforts normaux dans le tablier d'un pont à haubans, le projeteur doit accorder une grande importance à la détermination de l'excentrement des barres par rapport à la ligne de référence, en particulier car celle-ci varie avec la valeur de n .

Quelle que soit la modélisation retenue, la prédéformation totale imposée au dernier hauban est identique à celle déterminée au paragraphe 2, donc sans tenir compte de la construction. La prédéformation initiale, donc avant le clavage, doit respecter la condition de continuité de part et d'autre du clavage, et peut varier légèrement suivant la valeur du coefficient n choisi.

Pour les ouvrages mixtes construits par encorbellements successifs, on peut éventuellement profiter du phasage pour limiter les tractions dans la dalle et essayer de compenser les effets du retrait. Cette recherche de compression dans la dalle est explicitée dans les deux paragraphes suivants. La géométrie est figée par le montage à blanc de la charpente, et comme pour les tabliers en béton, on limite les contre-flèches de fabrication dans les parties haubanées, il est donc envisageable de s'écarter légèrement du funiculaire des charges pendant la construction.

3.3.2 - Cycle courant

Nous présentons ici l'exemple du pont de Karkistensalmi (Figure 129).

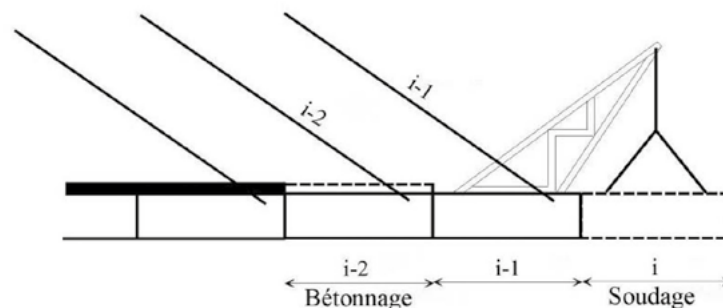


Figure 129 : phase courante du pont de Karkistensalmi

Pendant un cycle, on soude les poutres du tronçon i à celles du tronçon $i-1$ et on bétonne la dalle du tronçon $i-2$, la chèvre de levage étant placée sur le tronçon $i-1$. Le hauban $i-2$ est entièrement tendu au contraire du hauban $i-1$, dont on n'a disposé que la moitié des torons (ou la moitié de la force) pour pouvoir bétonner le tronçon de dalle $i-2$ sur une semelle supérieure tendue et ainsi réduire la fissuration de la dalle. Avant de déplacer la chèvre de levage, on termine la tension du hauban $i-1$ et on tend la moitié des torons du hauban i . Ces phases suivantes compriment donc la dalle.

3.3.3 - Clavage

Pour les poutres mixtes, la longueur du tronçon de clavage peut être légèrement adaptée sur le chantier. Par contre, les brêlages pour éviter les cassures angulaires étant moins efficaces que pour les ouvrages en béton, la continuité géométrique doit être garantie par une plus grande précision de la tension des haubans.

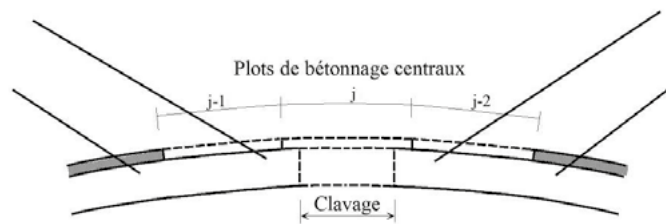


Figure 130 : clavage du pont de Karkistensalmi

Dans la zone de clavage d'un pont mixte (Figure 130), il est plus difficile d'éviter les tractions dans la dalle. En effet, le poids du béton mou de celle-ci n'imposant des moments positifs que dans la charpente et la tension d'un hauban dans un tronçon mixte ayant un effet défavorable, il convient d'anticiper la tension des haubans. Dans la zone de clé, les surcharges créent essentiellement des moments positifs, cependant la limitation des tractions dans la dalle permet de réduire les sollicitations de fatigue dans les aciers de la dalle et dans la semelle supérieure, et évite une perte de rigidité.

Sur le pont de Karkistensalmi, après la soudure du tronçon central de 3,20 m de longueur et avant chaque bétonnage, le hauban correspondant à ce tronçon était tendu assez fortement pour cambrer le tablier et tendre la semelle supérieure de la poutre dans la zone à bétonner afin d'éviter une compression résiduelle après le bétonnage du plot. Ainsi, en fin de bétonnage, le tablier était plus haut que son profil final d'environ la moitié de la flèche due à la pose des superstructures.

Nota : Dans les travées d'accès supportées par des pilettes, le phasage de bétonnage qui précède souvent la mise en place des haubans doit aussi être étudié de manière détaillée. En effet, dans ces zones, la tension des haubans conduit à une dalle tendue en travée et fortement comprimée au droit des pilettes et du pylône, ce qui constitue l'inverse de la situation constatée sur un pont mixte courant. Dans ce contexte, si la dalle est construite par plots, on peut envisager de pianoter en terminant par les plots en travée. La compression de la dalle au droit du pylône permet de réduire la compression dans la charpente mais elle disparaît en partie du fait du fluage, et surtout après fissuration dans les calculs à l'ELU.

3.4 - Cas d'un tablier métallique ou à voussoirs préfabriqués en béton

Pour un tablier métallique ou à voussoirs préfabriqués en béton, la géométrie est figée lors de la construction à cause de la préfabrication ou du montage à blanc. Il est donc logique de conserver une construction la plus funiculaire possible des charges de poids propre. Ainsi, en évitant de s'écarter de la géométrie théorique finale, on élimine les incertitudes dues aux déformations de flexion : fluage, fissuration du béton, largeur efficace ou participante. La longueur du joint ou du tronçon de clavage peut être adaptée sur place, éventuellement en fonction de la température, mais aucune cassure angulaire ne doit être enfermée au droit du clavage afin d'assurer la continuité géométrique imposée par l'absence de contre-flèches.

Le clavage étant en général court et le brélage peu puissant, on peut adopter la modélisation courante retenue dans le cas d'un tablier raide.

3.5 - Cas particuliers de clavage

Pour les clavages en rive, on peut s'inspirer des clavages centraux décrits précédemment. Cependant la forte dissymétrie des deux sous-structures conduit souvent à la modélisation de l'équipage (voir cas d'un tablier souple précédemment). En effet on peut toujours choisir la répartition des charges de l'équipage, par contre le poids du béton mou sera principalement repris par la partie la plus rigide. Si l'équipage n'est pas modélisé, il convient de s'assurer que l'équipage et le béton de clavage peuvent supporter les déformations calculées.

Dans ce qui suit, nous nous ne considérons que le clavage dans la travée principale des ponts à un seul pylône.



3.5.1 - Travée haubanée en appui simple sur une culée

Dans le cas d'une travée haubanée en appui simple sur une culée, près de cette dernière, les haubans sont peu sollicités par les surcharges donc plus fortement sollicités à vide et les prédéformations sont augmentées pour compenser leur défaut de section par rapport à la règle du pendule.

3.5.2 - Travée de rive après une grande travée haubanée

Lorsque la grande travée haubanée se prolonge par une travée de rive, le problème précédent est amplifié par le fait que les superstructures et les surcharges créent des moments négatifs très importants sur la pile située entre la partie haubanée et la travée de rive. Pour éviter le cumul brutal des effets de ces deux actions, on peut construire le tablier plus haut sur cette pile et l'abaisser après la pose des superstructures (Figure 131).

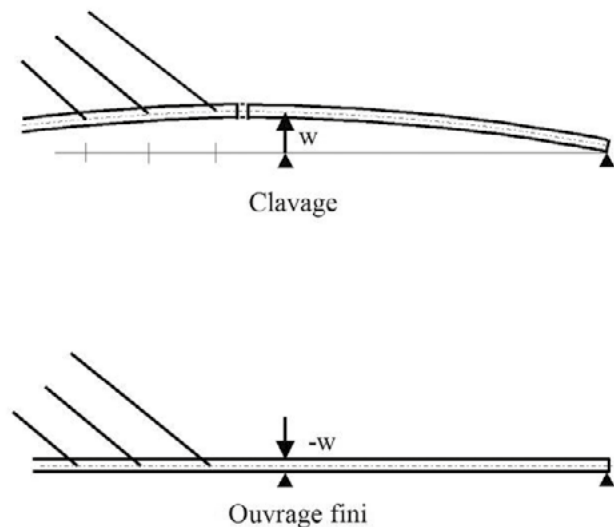


Figure 131 : dénivellation sur la pile voisine de la travée haubanée

Cette dénivellation d'appui (Figure 131) ne doit pas être prise en compte pour la recherche du réglage final des haubans sans considérer le phasage puisqu'il s'agit d'un retour à la position théorique initiale. Par contre, elle doit être considérée d'abord vers le haut puis vers le bas, lorsque l'on prend en compte le phasage de construction (projet du pont d'Elbeuf). Le délai pendant lequel le tablier est dénivélé étant assez court, cette cinématique de construction génère peu de redistributions par fluage.

3.6 - Synthèse et organisation des calculs

Précédemment, nous avons défini deux étapes de calcul :

- une première étape de dimensionnement ;
- une seconde étape où l'on intègre les phases de construction.

Cette décomposition permet à la fois d'économiser des calculs pendant la phase de dimensionnement et de contrôler les données de la phase suivante, car toute divergence dans les résultats précédents est à priori anormale et doit être expliquée.

Cette décomposition des calculs ne correspond pas exactement au découpage administratif des études. Pour l'étude préliminaire, l'étude de dimensionnement peut être allégée pour les cas les plus simples mais reste indispensable car un pont à haubans n'est pas une structure courante. Une étude avec un nombre limité d'itérations est ainsi bien adaptée. De même, pour le projet d'ouvrage d'art, un calcul prenant en compte toutes les phases de construction n'est pas indispensable pour les cas les plus simples. Par contre, il est toujours nécessaire de prendre en compte les clavages et de considérer les phases critiques d'un cycle courant du phasage de construction. Ces calculs sont en effet indispensables pour valider la note d'hypothèses générales établie au début du POA, complétée au cours de la phase projet et reprise sans modifications dans le DCE (voir paragraphe 5).



Les deux pages suivantes dressent un organigramme des études présentées dans les paragraphes 2 et 3 en distinguant :

- la phase « Dimensionnement » dans laquelle le phasage de construction n'est pas étudié ;
- la phase « Projet » dans laquelle ce phasage est pris en compte.

On note que ces organigrammes ne font pas apparaître l'étude des effets du vent, qui peuvent être très importants en présence de grands fléaux, et qu'il convient de se reporter au chapitre 2 du guide pour leur prise en compte.

Lorsque le test A n'est pas satisfaisant (flèches et moments à vide), il convient de retoucher au début de l'étude, le nombre de torons et la prédéformation moyenne des haubans et, en cours d'étude, leurs prédéformations.

De même, lors de la phase projet, lorsque le test C n'est pas satisfaisant (flèches et moments à vide), on peut retoucher légèrement les prédéformations totales des haubans, étant entendu que seule une correction de leur répartition entre les phases avant et après clavages est nécessaire lorsque le dimensionnement a été réussi.

Lorsque le test B n'est pas satisfaisant, il convient de modifier par ordre d'importance croissante :

- les prédéformations des haubans ;
- les sections des haubans ;
- la précontrainte du tablier ;
- les caractéristiques mécaniques du tablier ou des pylônes.

Au début de l'étude, on peut agir sur n'importe quelle grandeur, mais au cours des itérations suivantes, on doit se limiter progressivement aux deux premières, puis à la première.

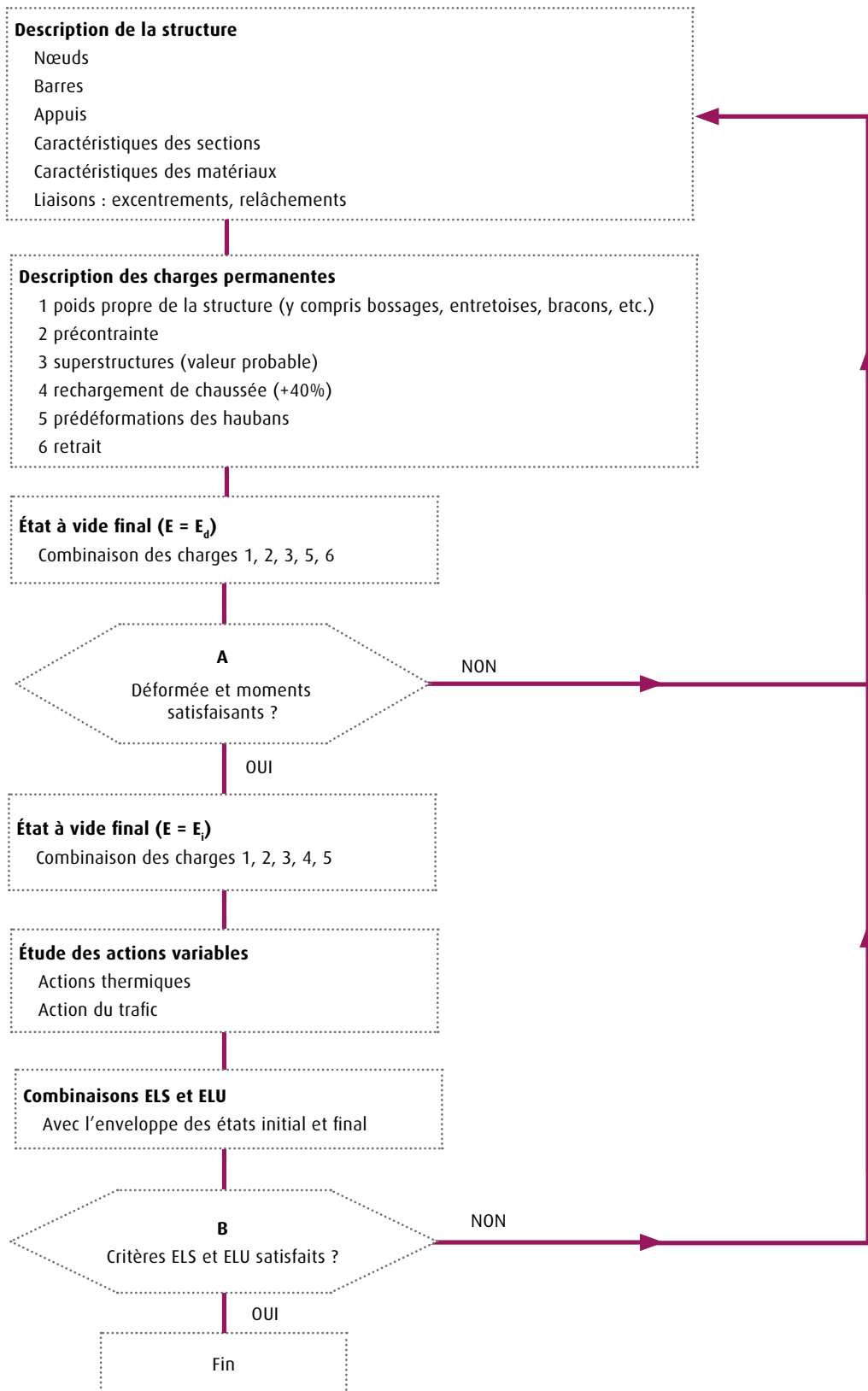
Lorsque le test D n'est pas satisfaisant, on peut effectuer les mêmes modifications qu'après le test B, sachant que de simples retouches des prédéformations totales des haubans doivent suffire.

On peut agir sur un très grand nombre de variables mais il est conseillé de n'agir que sur une seule grandeur à la fois, avec méthode et en conservant la trace des essais effectués (données modifiées, résultats).

Une modification d'une grandeur importante, par exemple la section des haubans, nécessite une remise à plat des grandeurs qui la précèdent dans la liste, par exemple les prédéformations des haubans, et par conséquent, une reprise des tests. Au début de l'étude, il ne faut donc pas trop affiner le réglage à vide, surtout lorsque la section des haubans n'est pas validée.

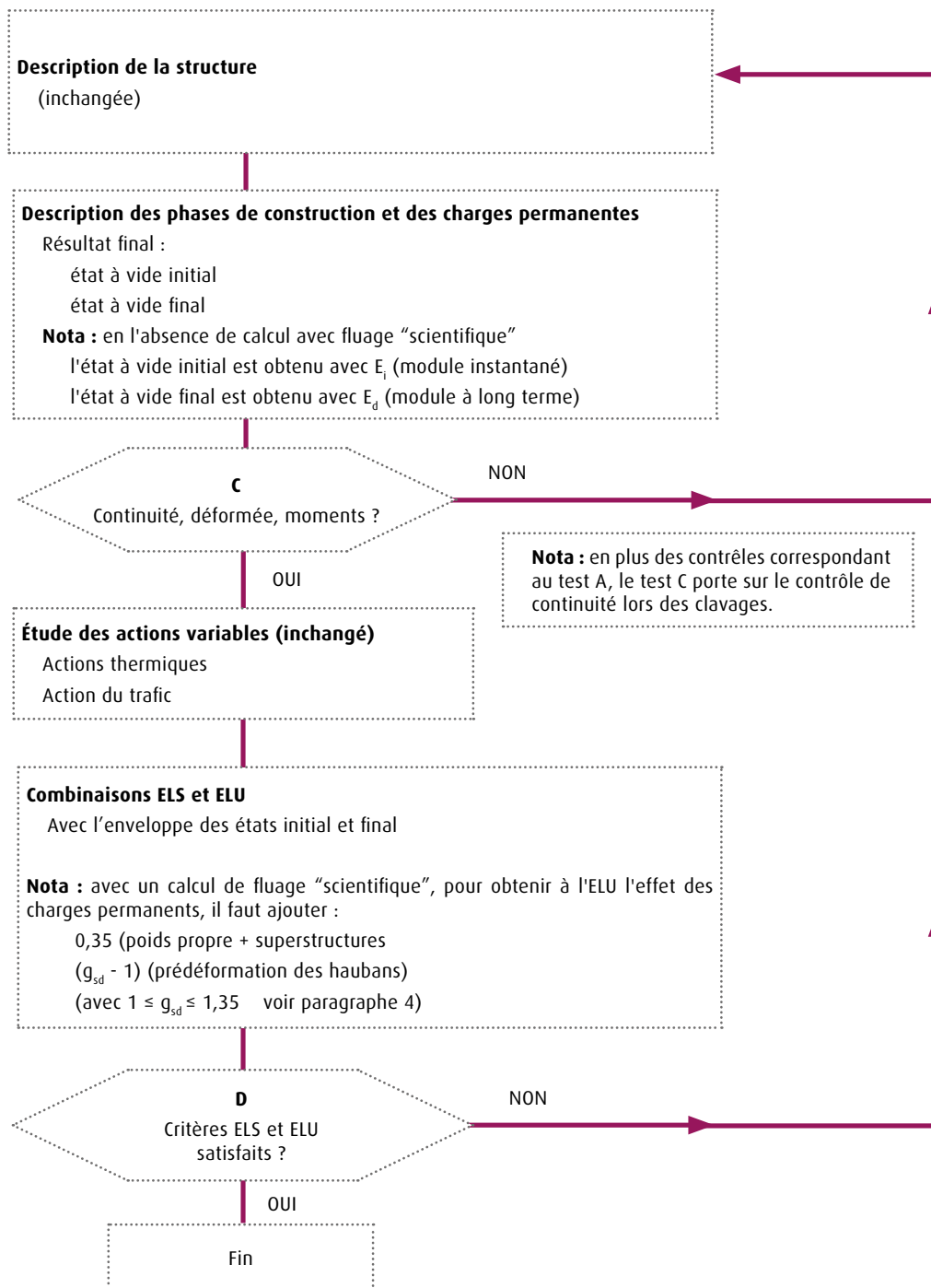


Organisation des calculs de dimensionnement





Organisation des calculs de projet





4 - Points particuliers concernant les justifications à l'ELU

Mis à part les ouvrages de grandes portées pour lesquels le vent devient prépondérant, il faut surtout assurer un fonctionnement correct de la structure à l'ELS et à la fatigue (tablier et haubans). Ainsi, pour les ponts en béton, il convient surtout de maîtriser l'ouverture des fissures sous combinaisons fréquentes, ce qui assure un bon comportement car en pratique ces actions sont rarement dépassées. Pour les ouvrages mixtes ou métalliques, les vérifications à l'ELU deviennent prépondérantes surtout pour la membrure inférieure. Mais il faut aussi éviter le développement de fissures de fatigue dans les travées, principalement pour les ouvrages étroits.

Cependant, au niveau des principes, il convient de se poser le problème de la sécurité à l'ELU d'un pont à haubans multiples qui est une structure fortement hyperstatique où les redistributions d'efforts peuvent être importantes, mais négligées dans la pratique courante.

Du fait de cette forte hyperstaticité, des adaptations plastiques de flexion sont envisageables dans le tablier et vis-à-vis des charges de pesanteur sur la chaussée, la sécurité repose donc principalement en service sur la non-rupture des haubans. En effet lors de la rupture d'un hauban due à une action accidentelle, à la fatigue ou à la corrosion, la charge reprise par ce hauban est transférée aux haubans voisins avec en plus un effet dynamique. La résistance de ces derniers doit donc être suffisante (avec une bonne sécurité) pour éviter le démarrage d'un processus de rupture de proche en proche qui conduirait à l'effondrement de la structure. Il en résulte que la sécurité sur la tension des haubans doit être très importante (coefficient inférieur ou égal à 0,5 à l'ELS et à 0,74 à l'ELU) et que leurs attaches doivent pouvoir reprendre l'effort de rupture du hauban pour éviter tout phénomène de fragilité. En effet, dans une structure métallique, aucune barre importante ne doit périr par son attache afin de permettre les redistributions plastiques.

4.1 - Situations durables

Pour la pondération aux ELU de la majorité des actions, il convient de se reporter aux Eurocodes et aux guides d'application des Eurocodes [21, 45, 47]. Ceci est plus délicat pour la prise en compte du réglage des haubans et du phasage de construction, c'est-à-dire du cumul du poids propre et des prédéformations des haubans. En effet, dans la situation actuelle, l'Eurocode 3 partie 1.11 [45] ne traite pas les prédéformations des haubans comme les autres déformations imposées (précontrainte extérieure, dénivellations des appuis), ce qui crée une difficulté au moment de la rédaction de la note d'hypothèses générales du projet.

L'annexe nationale française de l'Eurocode 0 a invalidé les combinaisons 6.10 a et 6.10 b, ce qui conduit normalement à pondérer le poids propre par 1,35 ou par 1. Ce choix peut s'avérer particulièrement défavorable pour les combinaisons non accidentelles car, dans un pont à haubans, le poids du tablier est connu avec une meilleure précision que dans un pont non-haubané.

En pratique, la prise en compte des déformations différées (fluage, retrait, etc.) conduit toujours au calcul de l'état probable à la mise en service de l'ouvrage et à vide au temps infini. Cet état est noté : $Pm+G+P$, relation dans laquelle :

- G est l'effet du poids de la structure (y compris les superstructures avec leur valeur maximale) ;
- Pm est l'effet des câbles de précontrainte ;
- P est l'effet des haubans.

Ces effets ne pouvant pas être calculés isolément.

Conformément au paragraphe 5.3 (2) de l'annexe nationale française de l'Eurocode 3 partie 1-11 [45], l'état $Pm+G+P$ devient à l'ELU $Pm+\gamma_{sd}(\gamma_g G+P)$ avec, dans les calculs, les conséquences suivantes :

- G est pondéré par $\gamma_G = \gamma_{sd} \times \gamma_g = 1,35$; il convient donc d'ajouter $0,35G$ à l'état à vide ;
- Pm est pondéré par 1, donc déjà totalement pris en compte dans l'état à vide ;
- P est pondéré par γ_{sd} ; il convient donc d'ajouter $(\gamma_{sd}-1)P$ à l'état à vide.

Il convient de noter que la grandeur P n'est pas définie dans l'Eurocode 3 partie 1-11. On peut considérer qu'il s'agit de la prédéformation du hauban qui constitue la seule grandeur physique caractérisant de façon certaine l'état du hauban. En effet, la tension dans le hauban varie en permanence en fonction des charges portées par l'ouvrage



et des déformations différées alors que la prédéformation ne varie pas si on ne retend pas le hauban. Par contre, pour la précontrainte, les surtensions étant négligées, on peut caractériser son action par la tension finale P_m , les pertes de tension étant calculées par le logiciel.

Les actions $0,35G$ et $(\gamma_{sd}-1)P$ sont habituellement appliquées sur la structure finale sans prendre en compte les phases de construction. Cette façon de faire ne correspond pas à la pratique habituelle pour les ouvrages métalliques mais elle est courante pour les ouvrages en béton où l'on ne peut pas séparer les actions G et P_m du fait des déformations différées. Elle est aussi légitime dans la mesure où la plus grande incertitude sur les charges permanentes provient des superstructures, posées une fois la construction du tablier terminée. Cette façon de procéder peut être généralisée aux ouvrages métalliques comme aux ouvrages en béton.

Le coefficient $\gamma_g = 1,35/\gamma_{sd}$ matérialise le défaut de réglage des haubans et de ce fait, leur insuffisance vis-à-vis du poids de la structure. La valeur la plus sécuritaire de γ_g est bien évidemment 1,35. Bien qu'on puisse penser que cette valeur corresponde à des défauts de géométrie inacceptables, celle-ci a été utilisée pour presque tous les ouvrages en béton construits en France, car l'ELU n'était en général pas prépondérant.

Au contraire, la valeur minimale de γ_g proposée par l'Eurocode 3 partie 1.11, c'est-à-dire 1, ne semble pas sécuritaire car elle suppose que le réglage est parfait. Elle sollicite donc fortement les haubans et augmente l'effort normal dans les pylônes et le tablier. En contrepartie, elle n'apporte aucune sécurité vis-à-vis des moments de flexion dans ces parties d'ouvrages : en effet, le terme $G+P$ étant proche de zéro, le terme $\gamma_{sd}(\gamma_g G+P)$, qui devient $1,35(G+P)$, l'est également, ce qui ne place pas en sécurité.

Il est donc proposé de choisir une valeur intermédiaire de γ_g , par exemple :

- 1,2 lorsque le tablier est construit en géométrie absolue, ou lorsque le tablier relativement raide présente des contre-flèches de fabrication dans les zones supportées par les haubans ;
- 1,125 lorsque le tablier, très souple, est préfabriqué ou construit en géométrie relative (en effet, dans ces structures, un défaut de tension des haubans en construction ne peut pas passer inaperçu, tout supplément de poids devant être compensé par une tension supplémentaire des haubans pour obtenir une géométrie acceptable).

4.2 - Situations accidentelles

Les actions accidentelles doivent être définies avec précision dans la note d'hypothèses générales du projet puis être reprises dans le CCTP du marché.

Il convient de considérer au moins la rupture de chaque hauban séparément, l'effet dynamique étant plus faible en présence de fils ou de torons parallèles car les ruptures ne peuvent pas être totalement simultanées. Pour des haubans fortement groupés, la rupture progressive de plusieurs haubans, donc sans effet dynamique, peut être envisagée, par exemple pour simuler un incendie à proximité des haubans.

Il convient de rappeler que les haubans ne sont généralement pas protégés contre les incendies, mais que certaines protections vis-à-vis de ce risque peuvent être prévues sur des ouvrages vulnérables.

Nota : Les effets du second ordre peuvent être importants dans le sens transversal, en particulier dans les cas de charge avec vent transversal et doivent être pris en compte dans les vérifications à l'ELU. La stabilité de forme d'un pylône en I sous l'action d'un vent transversal doit ainsi toujours être vérifiée. Pour ces calculs :

- il faut souvent définir un vent statique équivalent, les temps de calcul ne permettant pas de traiter à la fois les amplifications dynamiques, les plastifications et les effets du second ordre ;
- il faut considérer les effets du vent sur le pylône mais aussi sur les haubans, en n'oubliant pas que, si l'on ne modélise que le pylône, la flèche transversale maximale du tablier doit être prise en compte car elle génère un déplacement de la base des haubans qui crée le moment de second ordre à la base du pylône.

Les effets du second ordre sont en général faibles dans le plan de la structure car la géométrie à vide de celle-ci est la géométrie théorique aux défauts de réalisation près et les haubans s'opposent aux déformations. Lorsque les haubans sont concentrés en tête des pylônes et pour les tabliers minces, il convient toutefois de s'assurer que les majorations d'efforts qu'ils provoquent restent faibles.



5 - Conseils pour la préparation d'un DCE

On trouvera dans le paragraphe 2 du guide de conception des ponts en béton construits par encorbellements successifs [44] et dans le chapitre 7 du guide de conception durable des ponts mixtes acier-béton [48], tous deux édités par le Sétra, de nombreuses recommandations utiles à la préparation d'un DCE de pont à haubans.

Les paragraphes qui suivent mettent l'accent sur les seuls problèmes spécifiques aux ponts à haubans et, plus précisément, sur les clauses importantes à introduire au règlement de la consultation et au CCTP.

5.1 - Règles de calcul et de justification

5.1.1 - Actions et combinaisons d'actions

En matière d'actions et de combinaisons d'actions, le CCTP doit reprendre les hypothèses mises au point dans le cadre de la note d'hypothèses générales du projet, sans surenchérir sur celles-ci.

Pour les ponts de portées importantes, le cumul du rechargement de la chaussée (maximum 5 cm) et la majoration de 20 % de l'épaisseur du revêtement peut être très défavorable. Il est donc souhaitable de retenir uniquement la majoration de 40 %. Le CCTP doit préciser la charge à prendre en compte. Une certaine réserve est indispensable, et une valeur trop faible peut être contraignante pour le service gestionnaire qui devra raboter les enrobés ou retendre les haubans dès le premier rechargement.

Nota : Pour les tabliers à dalle orthotrope, les vérifications locales à la fatigue du platelage imposent un revêtement suffisamment rigide pour diffuser correctement les charges ponctuelles et surtout réduire les contraintes de flexion dans le platelage tout en étant assez mince pour supporter les déformations sans se fissurer. Les revêtements minces doivent donc être évités. Compte tenu des connaissances actuelles, il convient de prévoir, d'une part, un revêtement spécial d'épaisseur totale comprise entre 6 et 8 cm et d'autre part, un platelage comportant des tôles d'au moins 14 mm sous la voie lente et 12 mm ailleurs.

En ce qui concerne les surcharges routières, il convient de rappeler que le domaine d'application de la partie 1.4 relative au vent et de la partie 2 relative aux charges de chaussée de l'Eurocode 1 est limité à des ouvrages de portée inférieure à 200 m. Pour des ponts de plus grande portée, le CCTP doit en général préciser la façon d'étendre leur domaine d'application. Pour les charges de chaussée, la non-dégressivité de la charge UDL en fonction de la portée place le projeteur en sécurité, surtout pour les ponts étroits. Le CCTP peut donc étendre sans grands risques le domaine d'application de la partie 2 de l'Eurocode 1 à l'ouvrage à traiter. Il convient également de rappeler que le CCTP doit préciser la classe de trafic supportée par l'ouvrage au sens de l'Eurocode 1 partie 2, étant entendu qu'il est conseillé de n'utiliser que la classe 2 pour les ponts à haubans.

En ce qui concerne toujours les surcharges routières, le CCTP doit préciser aussi les règles de circulation à envisager pour le remplacement d'un hauban ou lors de la rupture d'un hauban (voir [1]). Il doit aussi préciser les conditions d'exploitation de l'ouvrage pendant les opérations de vérinage du tablier liées aux changements des appareils d'appui.

Pour les portées supérieures à 200 m, le CCTP doit fournir les principales données de vent dans le site (vitesse moyenne et turbulence) et la valeur des coefficients aérodynamiques et éventuellement aéroélastiques en service et en construction. Ces données sont également souhaitables pour les ouvrages plus modestes.

Enfin, comme nous l'avons vu au paragraphe 4 ci-dessus, le CCTP doit bien préciser les situations de ruptures accidentelles de haubans vis-à-vis desquelles l'ouvrage doit être justifié.

5.1.2 - Justifications de l'ouvrage

Le CCTP doit préciser les critères de justification des différentes parties de l'ouvrage et notamment, pour les parties en béton, fixer des contraintes minimales dans l'ouvrage. On évite en général la fissuration sous les charges probables de construction (ne pas dépasser $f_{ctk,0,05}$ ou $1,2f_{ctk,0,05}$ lors du bétonnage, de la tension du hauban et du déplacement de l'équipage mobile) mais il est aussi possible d'opter pour un contrôle de la fissuration. Le maître d'œuvre peut par contre accepter une fissuration importante à l'occasion d'événements peu probables, par exemple, un vent important en cours de construction, et ne vérifier que les situations d'ELU.



5.2 - Hypothèses de calcul

Les ouvrages à haubans étant souvent très sensibles à leur mode de construction, le DCE doit détailler la cinématique de construction qui a été adoptée par le maître d'œuvre dans son projet, afin que l'entreprise puisse l'adopter si elle le souhaite. Parmi les points importants à préciser, on peut citer :

- l'ordre général de construction du tablier, avec le nombre d'équipages, l'ordre des clavages ou d'exécution des plots de la dalle ;
- le poids des équipages mobiles ;
- l'utilisation (ou non) de haubans provisoires ;
- l'utilisation (ou non) de palées et d'amortisseurs provisoires ;
- le nombre de retensions des haubans.

La partie «Hypothèses de calculs» du CCTP doit être autant que faire se peut un «copier-coller» des hypothèses adoptées dans la note d'hypothèses générales du projet et la cinématique jointe au DCE doit être rigoureusement celle adoptée dans la modélisation. Il en résulte que la note d'hypothèses générales du projet doit être établie avec le plus grand soin et intégrer l'ensemble des enseignements tirés des calculs, en particulier pour tout ce qui concerne les contraintes en cours de construction.

Toutes les informations concernant le mode et les matériels de construction sont fournies à titre indicatif. Les entreprises gardent la responsabilité des moyens et des méthodes. Il est impératif que les offres précisent les options retenues pour la cinématique et les matériels de construction. Si celles-ci s'écartent des hypothèses adoptées dans le projet de base, l'incidence sur le dimensionnement de l'ouvrage doit être justifiée.

5.3 - Prescriptions concernant les haubans

La référence [1] fournit de nombreuses informations pour la rédaction des clauses relatives aux haubans.

Le CCTP doit notamment indiquer leur durée de vie (en général 50 ans) et rappeler qu'ils doivent être remplaçables. Il doit aussi indiquer le type des haubans, les matériaux prévus ou autorisés, la qualité de la protection anti-corrosion, si possible la couleur des gaines et les dispositifs amortisseurs à prévoir à leur base, tels que prévus au projet.

Pour tous les ouvrages, le CCTP doit également préciser la résistance des haubans vis-à-vis des charges de fatigue et les justifications à fournir par l'entreprise sur ce point (essais à réaliser ou résultats d'essais à fournir).

Le marché doit fixer les écarts de tension admissibles par rapport au réglage théorique issu de la note de calcul, éventuellement corrigé pour tenir compte d'un écart systématique (lié au poids propre ou à la précision de la mesure) et imposer à l'entreprise des corrections en cas de dépassement de ces écarts.

Le marché doit également fixer la longueur de filetage des ancrages actifs des haubans. Pour tous les ouvrages, celle-ci permet une correction de la longueur des haubans, en plus ou en moins, malgré l'absence de sur-longueur de torons. Sur les ponts nécessitant une retension des haubans quelques années après leur mise en service, elle permet aussi cette retension.



Annexe

Modélisation dans les programmes de calcul

La présente annexe est principalement rédigée pour l'utilisation d'un programme général, où un hauban est modélisé par une barre bi-articulée, la rotation de torsion étant libérée à une seule extrémité. Il est aussi possible d'éviter les articulations d'extrémités en introduisant des inerties infiniment petites ou réelles dans la barre. La tension dans cette barre variera donc au cours des différentes phases de construction ou de chargement. Il en résulte une différence fondamentale avec les câbles de précontrainte pour lesquels on néglige les surtensions dues aux surcharges dans les calculs de structures. Un hauban participe donc à la rigidité de la structure par sa seule rigidité axiale ES/L .

Physiquement le hauban est mis en tension en bloquant son ancrage actif. Par cette opération on lui donne une longueur initiale à vide, différente de la distance théorique qui joint les deux points d'ancrage. Cette différence de longueur, est matérialisée par la course du vérin qui doit en outre compenser le déplacement relatif des deux points d'ancrage avant mise en tension, c'est un invariant dans les phases suivantes, tant que l'on n'opère pas de retension du hauban. Dans les calculs au premier ordre le quotient de cette différence de longueur par la longueur du hauban est appelé prédéformation. L'état du hauban peut aussi être défini par sa tension, mais uniquement pour un cas de charge bien défini.

La présente annexe décrit les différentes façons de tendre un ou plusieurs haubans dans un programme général à barres, en fonction des données dont on dispose. Elle reprend donc ce qui a été dit précédemment dans le chapitre 3, mais dans le but de la formulation des données dans un programme général. Il faut à la fois activer des barres, appliquer des charges, et parfois interrompre le calcul pour récupérer l'état de la structure, par exemple le déplacement relatif des nœuds d'extrémités.

Certains programmes de calcul comportent des commandes qui enchaînent automatiquement ces tâches élémentaires. Le choix du programme est donc particulièrement important surtout lorsque l'on fait un calcul avec fluage scientifique, conformément au phasage de construction, car certaines modifications des données mécaniques peuvent être interdites au cours d'un phasage.

Pour contourner cette interdiction on peut définir deux barres distinctes pour un hauban, dont l'une est molle.

A.1 - Tension initiale d'un hauban

A.1.1 - Force imposée

Lors de la tension initiale du hauban on veut souvent exercer une force donnée : la tension mesurée au vérin (pour un hauban non pesant).

Les programmes de calcul contiennent en général une commande rassemblant ces tâches élémentaires, c'est à dire : appliquer les deux forces aux points d'ancrage suivant la direction du hauban, initialiser la force dans le hauban, puis activer la barre correspondante. Nous ne conseillons pas d'utiliser les tensions initiales sauf éventuellement dans un calcul avec fluage scientifique c'est à dire lors du contrôle de l'exécution. Il faut évidemment respecter rigoureusement l'ordre des tensions des haubans car la tension d'un hauban modifie les tensions des autres haubans, tendre plusieurs haubans (une paire) dans une même phase de calcul signifie qu'ils sont tendus simultanément sur le chantier.

Si le programme ne comprend pas de commande spécifique, il manquera la tension initiale dans le hauban. Pour cette opération, il est alors plus simple d'activer le hauban d'abord avec une rigidité divisée par 10^5 environ, puis d'introduire les deux forces correspondantes aux extrémités de la barre schématisant le hauban. Ensuite on redonne la bonne rigidité au hauban (souvent interdit dans un phasage). Du fait de la forte réduction de la rigidité du hauban, l'effort initial dans le hauban est négligeable. La présence du hauban fournit à la fois les excentremets et la direction du hauban, on évite ainsi les risques d'erreur de projection.

A.1.2 - Prédéformation imposée

Il faut d'abord activer le ou les haubans, et ensuite appliquer la prédéformation souhaitée, corrigée du déplacement relatif des nœuds d'extrémités divisé par la longueur du hauban.

Souvent les programmes de calcul ne comportent pas de commande pour effectuer ces tâches. On peut alors envisager de placer des appuis provisoires au droit des ancrages, de les véliner pour annuler les déplacements précédents, d'activer la barre, puis de supprimer ces appuis et enfin d'appliquer la prédéformation à la barre. Cette simulation peut conduire à des pertes de précision il est donc préférable d'utiliser directement les déplacements des nœuds.

Pour une structure métallique ou mixte, on peut aussi activer le hauban avec une rigidité divisée par 10^5 environ en même temps que ses nœuds extrêmes, et évidemment les barres du tablier qui sont non pesantes. Cette barre infiniment molle mémorise la distance relative des points d'ancrage, on évite donc de devoir projeter les déplacements des ancrages. Pour tendre le hauban, après lui avoir donné sa rigidité réelle, on applique la prédéformation corrigée du déplacement relatif préalable des points d'ancrage déduit de la tension dans le hauban infiniment mou. On note que cette méthode simplifiée n'est applicable qu'en l'absence de contre-flèches dans les parties haubanées, et dans tous les cas les nœuds extrêmes doivent être activés avant de débiter la construction. Cette méthode peut être intéressante lorsque le matériau ne flue pas, si non on ne peut pas donner l'âge réel du tablier. Par exemple, pour un ouvrage mixte on pourra activer la poutre métallique, puis la charger et modifier son inertie ($n \approx 6$ ou $n \approx 18$) au fur à mesure de la construction.

A.2 - Retension d'un hauban

A.2.1 - Tension imposée

Certains programmes de calcul permettent de réaliser cette opération de façon automatique en imposant au choix la tension finale ou l'accroissement de la tension.

Dans le cas contraire on agira en fonction des possibilités du programme :

- lorsque l'on connaît la nouvelle tension il suffit, si le programme le permet, de supprimer le hauban et d'appliquer la nouvelle tension comme lors de la tension initiale ;
- lorsque l'on connaît l'augmentation de tension du hauban, on peut désactiver la barre, appliquer la différence de tension aux ancrages et ensuite réactiver la barre. Dans ce cas le supplément de tension ne sera pas pris en compte dans l'effort normal du hauban.

On notera que pour simplifier la description des actions, on peut rendre le hauban infiniment mou au lieu de le désactiver pour conserver sa géométrie.

A.2.2 - Course de vérin donnée

Si on connaît la prédéformation supplémentaire, c'est à dire la course du vérin, il suffit de l'appliquer au hauban, sans modifier sa rigidité. La retension d'un hauban est donc une opération très simple si on connaît la course du vérin, facilement réalisable par tous les programmes.

Nota : Pour supprimer la rigidité d'un hauban il est préférable de conserver sa vraie section et de corriger son module d'Young, ainsi les calculs des contraintes restent corrects.

Au niveau du calcul, comme sur le chantier (chapitre 3) il est plus facile :

- pour la première mise en tension, d'appliquer la tension initiale, car avant de tendre le câble on ne connaît pas la distance qui sépare les nœuds extrêmes ;
- pour la retension, de donner la course de vérin supplémentaire.

L'isotension exploite ces deux avantages, mais une estimation de la course de vérin est nécessaire en fonction du résultat obtenu lors du premier cycle de mise en tension.

Pour recalibrer un ouvrage après la pose des superstructures ou après le fluage pendant quelques années, il est préférable de piloter l'opération en courses de vérin et de contrôler les forces à la fois dans le calcul et sur l'ouvrage.

A.3 - Détermination des prédéformations

Lors du projet, le concepteur a le choix du réglage, et il peut facilement choisir d'utiliser les prédéformations. Par contre, lors de l'exécution, le contrôleur doit respecter la cinématique de construction fournie par l'entreprise et introduire le même réglage. Pour un état donné (charges définies, tensions dans les haubans et déplacements des nœuds connus) il peut être intéressant de connaître les prédéformations introduites qui ne sont pas toujours fournies. On peut être confronté au même problème pour le recalage d'un ouvrage existant ou lors d'un jugement des offres.

Si l'on connaît à la fois la tension du hauban et les déplacements des ancrages on peut facilement en déduire la prédéformation du hauban par la formule fondamentale (Fig. A.1) :

$$\frac{\Delta l}{l} = -\frac{F}{ES} + \frac{([u_B - u_A] \cos \alpha + [w_B - w_A] \sin \alpha)}{l} \quad (\text{A.1})$$

F est la tension moyenne suivant la corde : $F = (F_B + F_A)/2$.

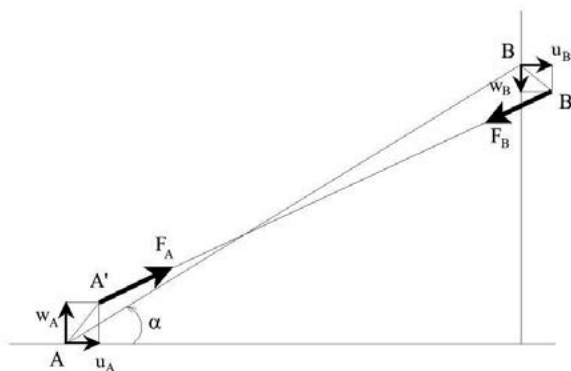


Figure A.1: Notations

Si l'on ne connaît pas les déplacements des nœuds, un calcul informatique est nécessaire. Trois méthodes sont alors possibles :

- dans la première méthode on considère la structure sans les haubans, et on applique les charges extérieures et les tensions dans les haubans. Avec les tensions dans les haubans et les déplacements des ancrages, on calcule les prédéformations des haubans. Au droit des clavages, il peut être nécessaire de prévoir des coupures et de rétablir les torseurs de chaque coté ;
- la seconde méthode est semblable à la précédente, mais pour faciliter les calculs on rend les haubans infiniment mous en divisant leur rigidité par environ 10^5 et on applique les tensions aux extrémités des barres qui les modélisent. Le très faible effort normal dans le hauban permet le calcul du déplacement relatif des nœuds sans avoir à effectuer des projections, et les corrections dues aux excentremets de la barre ;
- la troisième méthode est beaucoup plus laborieuse. On applique les charges sur la structure avec ses haubans et on calcule n cas de charge, correspondant à une prédéformation unité dans chacun des haubans. Pour obtenir l'état final recherché, il faut ajouter au cas de charge étudié une combinaison linéaire des cas de charge unité sur chaque hauban. En écrivant que l'on obtient les bonnes tensions dans les haubans on obtient n équations à n inconnues. La résolution de ce système linéaire fournit les prédéformations recherchées. Bien évidemment il faut adapter cette méthode en fonction de l'hyperstaticité de la structure : inconnues supplémentaires au droit des clavages ou suppression d'une inconnue en cas d'hypostaticité.

Il est préconisé d'utiliser les déplacements calculés par l'entreprise s'ils sont disponibles, dans le cas contraire la méthode approchée avec des haubans infiniment mous qui permet d'effectuer facilement plusieurs tentatives, dans un délai assez réduit.

Une très grande précision est toujours nécessaire dans la modélisation des charges appliquées, car du fait de l'absence des haubans, les flèches deviennent vite très importantes. Un contrôle des flèches obtenues est nécessaire pour valider le calcul, en particulier les charges appliquées.

A.4 - Effets du second ordre

Certains programmes de calcul comportent des éléments de type haubans et prennent en compte les effets du second ordre et éventuellement les grands déplacements de la structure [59]. Ces éléments de type haubans peuvent par exemple :

- travailler uniquement en traction dans les calculs au premier ordre ;
- tenir compte des effets de chaînette des haubans au second ordre ;
- ou simplement utiliser le module apparent des haubans dans les calculs au second ordre, ce qui conduit déjà à une très bonne précision.

Il suffit alors de fournir le module des aciers, la section, le poids par mètre et la longueur à vide du hauban.

Dans les données, la longueur à vide du hauban remplace alors sa prédéformation. Elle est obtenue en retranchant l'allongement du câble à la longueur de la chaînette qui joint les positions théoriques des ancrages.

Soient :

- $\rho = \frac{q}{S}$ le poids volumique du hauban ;
- $\sigma = \frac{F}{S}$ la contrainte axiale ;
- l la distance entre les ancrages, dont la valeur théorique est l_0 et d sa projection sur le plan horizontal.

La longueur à vide L vaut :

$$F = l + \frac{q^2 d^2 l_0}{24 F^2} - \frac{F l_0}{E S} \quad (\text{A.2})$$

$$\frac{l-L}{l_0} = -\frac{\rho^2 d^2}{24 \sigma^2} + \frac{\sigma}{E} = \sigma \left(\frac{1}{E} - \frac{\rho^2 d^2}{24 \sigma^3} \right) \quad (\text{A.3})$$

La partie entre parenthèses prend la forme d'un module sécant, mais il convient de noter que cette valeur peut être nulle, cet état correspond à la tension du hauban sous son propre poids, entre les positions théoriques des ancrages. Pour définir un vrai module sécant il faut relier la variation de longueur résultant de la variation totale de la contrainte.

Par dérivation on en déduit la variation de la distance l en fonction de la variation de la contrainte :

$$d\varepsilon = d\sigma \left(\frac{1}{E} + \frac{\rho^2 d^2}{12 \sigma^3} \right) \quad (\text{A.4})$$

On obtient le module tangent apparent E^* fourni par la formule de Ernst : $\frac{1}{E^*} = \frac{1}{E} + \frac{\rho^2 d^2}{12 \sigma^3}$

La correction augmente rapidement avec d et donc avec la portée de l'ouvrage. Pour les petits ouvrages cette correction n'est pas nécessaire lorsque les haubans sont fortement tendus.

On rappelle que dans l'état à vide on annule les flèches (déformations de flexion), et que les autres effets du second ordre sont alors négligeables, donc pour ce cas de charge un calcul au premier ordre peut suffire. Pour les surcharges et le calcul des lignes d'influences on peut utiliser le module tangent obtenu avec la contrainte à vide (la valeur moyenne de la contrainte à vide et de la contrainte sous le cas de charge fournirait une meilleure précision). Les formules de ce paragraphe permettent de déterminer la longueur à vide du hauban pour les éventuels calculs ultérieurs en grandes déformations, en général le recours aux formules exactes n'est pas nécessaire les développements limités rappelés ci-dessus suffisent (voir [1]). Les effets du second ordre dus aux surcharges (flexion dans le plan uniquement) sont souvent faibles, il n'est pas utile de les prendre en compte pendant la phase dimensionnement.

A.5 - Rigidité des haubans

(Dans ce paragraphe on prend la valeur absolue des angles, et w est positif dirigé vers le bas).

On considère un hauban (Fig.A.2) de la travée centrale ancré à une distance d fixe de la base du pylône. On fait varier son inclinaison (angle α par rapport à l'horizontale) et donc la hauteur h de son ancrage sur le pylône. Ce hauban de longueur $l = d/\cos \alpha$, porte un tronçon de tablier de poids P , sa tension est donc $F = P/\sin \alpha$. On suppose que l'ancrage haut ne se déplace pas, l'allongement du hauban est $u = Fl/(ES)$, et la flèche verticale de l'ancrage bas est :

$$w = \frac{u}{\sin \alpha} = \frac{Fl}{ES \sin \alpha} = \frac{Pd}{ES \sin^2 \alpha \cos \alpha} \quad (\text{A.5})$$

On reconnaît l'expression de la section réduite d'une poutre treillis Warren en fonction de la section de la diagonale.

Ce hauban est dimensionné suivant la règle du pendule, sa section est donc proportionnelle à la force, soit $S = kF = kP/\sin \alpha$. La flèche en fonction de l'inclinaison est alors : $w = d/(Ek \sin \alpha \cos \alpha)$. Cette flèche est minimale pour $\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha = 0$, soit $\tan^2 \alpha = 1$ d'où $\alpha = 45^\circ$.

Les haubans se comportent donc comme des appuis élastiques, et les plus rigides ont une inclinaison voisine de 45° . Ceci est en accord avec la constatation que ces haubans sont les plus sollicités par le passage des camions de fatigue.

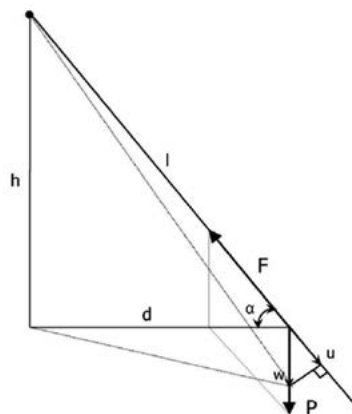


Figure A.2 : repère général d'un hauban

Considérons maintenant 2 haubans situés de part et d'autre d'un pylône articulé à sa base. Les relations géométriques sont (Fig.A.3) :

$$l_1 = \frac{d_1}{\cos \alpha_1} ; l_2 = \frac{d_2}{\cos \alpha_2} ; h = d_1 \tan \alpha_1 = d_2 \tan \alpha_2 \quad (\text{A.6})$$

L'équilibre des forces donne :

$$F_1 = \frac{P}{\sin \alpha_1} ; F_2 = \frac{P}{\sin \alpha_2} ; F_1 \cos \alpha_1 = F_2 \cos \alpha_2 \quad (\text{A.7})$$

Soit :

$$P_2/P = \tan \alpha_2 / \tan \alpha_1 = d_1/d_2$$

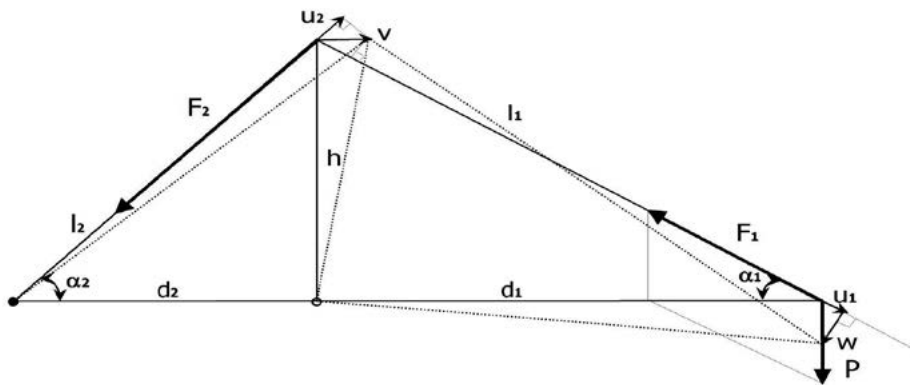


Figure A.3 : cas à deux haubans

On place un appui vertical du côté retenue, et on néglige les raccourcissements du tablier et du pylône. Soit v le déplacement horizontal du pylône, et w la flèche du tablier du côté chargé. Les allongements des haubans sont :

$$u_2 = \frac{F_2 l_2}{ES_2} = v \cos \alpha_2 \quad ; \quad u_1 = \frac{F_1 l_1}{ES_1} = w \sin \alpha_1 - v \cos \alpha_1 \quad (\text{A.8})$$

d'où

$$w = \frac{u_1}{\sin \alpha_1} + \frac{u_2}{\cos \alpha_2 \tan \alpha_1} \quad ; \quad w = \frac{F_1 l_1}{ES_1 \sin \alpha_1} + \frac{F_2 l_2}{ES_2 \cos \alpha_2 \tan \alpha_1} \quad (\text{A.9})$$

On peut exprimer w en fonction de P, d_1, d_2 , des angles et les sections S_1, S_2 . Nous évitons ce calcul en écrivant que les sections sont proportionnelles aux efforts, $S_1 = k F_1, S_2 = k F_2$ d'où :

$$w = \frac{d_1}{Ek} \left(\frac{1}{\sin \alpha_1 \cos \alpha_1} + \frac{1}{\sin \alpha_2 \cos \alpha_2} \right) \quad (\text{A.6})$$

On constate que, lorsque les inclinaisons sont égales, les deux termes sont égaux, la flèche verticale provient pour moitié de chacun des 2 haubans. Les haubans de retenue seront donc aussi plus efficaces si leur inclinaison est voisine de 45 degrés. Des haubans plus raides que 45 degrés en retenue du pylône ne sont pas économiques car on perd à la fois sur la rigidité des haubans et sur le contrepois du fait que son bras de levier plus faible.

Il faut minimiser le coût de l'ensemble de la structure et pas le coût du haubanage seul, les haubans seront donc moins inclinés pour ne pas augmenter le prix du pylône. En général tous les haubans auront une pente $\tan \alpha$ comprise entre 0,4 et 1.

A.6 - Calculs des efforts de cisaillements

Ce paragraphe rassemble simplement quelques remarques qui peuvent aider le projeteur.

Le règlement français relie la contrainte de cisaillement (connexion poutre métallique-dalle, encastrement des hourdis) à l'effort tranchant à l'abscisse curviligne considérée. Ceci suppose que les courbes du moment fléchissant et de l'effort normal varient de façon continue. Pour prendre en compte les discontinuités des corrections étaient apportées à proximité des appuis et surtout des ancrages des câbles de précontrainte (diffusion pure).

Dans le cas des ponts à haubans, il peut être utile de revenir à la définition de l'effort de cisaillement comme le suggèrent davantage les eurocodes : « variation de l'effort de compression $\Delta F(x)$ sur une partie de la section », car les discontinuités sont nombreuses. Si la distance Δx est voisine des 2/3 de la longueur de régularisation, on

obtient directement le ferrailage total (effort tranchant + diffusion pure – avec le bon signe), lorsque les deux sections sont situées de part et d'autre de la discontinuité. Il faut donc toujours se demander comment le programme a géré les discontinuités, la plus grande vigilance est nécessaire sur ce point.

Par exemple pour un pont à hauban avec un tablier mixte, les discontinuités peuvent devenir très nombreuses (phasages de bétonnage, haubans) et la remarque ci-dessus peut être très utile pour l'étude des efforts de connexion entre les poutres et la dalle, dans l'état à vide. En effet chaque hauban, apporte une variation de l'effort normal avec un couple et de même chaque reprise de bétonnage crée une section provisoire d'about. Ces deux effets créent des discontinuités d'effort normal dans la dalle, ce qui sollicite la connexion entre la poutre et la dalle. Il est souvent plus facile et plus fiable d'étudier l'effort de cisaillement globalement à partir de la variation du moment fléchissant et de l'effort normal entre les deux sections que d'utiliser l'effort tranchant et de sommer les divers effets. Pour la répartition de la connexion ou du ferrailage il faut correctement apprécier la longueur de diffusion des efforts.

Pour l'étude des cisaillements dus aux surcharges, le recours à l'effort tranchant est nécessaire, pour utiliser des efforts concomitants, et dans ce cas les discontinuités apportées par les haubans ont une influence plus faible car la variation de la tension du hauban reste modérée (voir aussi le chapitre 1 § 1.5).

Bibliographie

- [1] Haubans - Recommandations de la commission interministérielle de la précontrainte (CIP), Guide technique, Sétra/LCPC, 2001.
- [2] Cremona C., J-C. Foucriat (sous la direction de), Comportement au vent des ponts, AFGC, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2002.
- [3] Dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d'art, Guide technique, Cerema, 2014.
- [4] Dutoit D., Gauthier Y., Pont de James- River près de Richmond, Virginie (USA), Revue Travaux, 643, 1989.
- [5] Mathivat J., Brault J-L., Le pont de Brotonne, conception, enseignements acquis après 18 mois de travaux, Revue Travaux, 492, 1976.
- [6] Roenen F., Cremer J-M., Les ponts construits ces dernières années en Belgique, annales de l'Institut des bâtiment et des Travaux Publics, 472, 1989.
- [7] Pont de Sunshine Skyway (Floride), Revue Travaux, 606, 1986
- [8] Le Picard F. et al., Un record du monde. Le pont sur l'Elorn, à Brest (Finistère). La plus grande portée de pont à haubans en béton à nappe axiale, Revue Travaux, 686, 1993.
- [9] Augustin V. et al., Le nouveau pont sur l'Elorn à Brest, Revue Travaux, 699, 1994.
- [10] Montens S. et al., Le franchissement de l'Isère par l'autoroute A49, Revue Travaux, 666, 1991.
- [11] Brassard E. et al., La passerelle de Meylan (Isère), Revue Travaux, 562, 1982.
- [12] Valentin M. et al., Le Pont Masséna sous le boulevard périphérique à l'Est de Paris, Revue Travaux, 426, 1970.
- [13] Bournand Y., Le pont haubané d'Uddevalla en Suède, Revue Travaux, 771, 2001.
- [14] Virlogeux M. et al., Le pont nord de Chalon-sur-Saône, Revue Travaux, 669, 1991.
- [15] Lapiere J-Y. et al., Le pont de Gilly sur Isère (Savoie), Revue Travaux, 669, 1991.
- [16] Edon F., Le nouveau franchissement du Rhône entre Beaucaire et Tarascon : les travaux de fondations, Revue Travaux, 753, 1999.
- [17] Letey C. et al., Franchissement du Rhône. Le pont haubané de Beaucaire Tarascon, Revue Travaux, 771, 2000.
- [18] Bernard M., La construction du pont Vasco de Gama, Revue Travaux, 743, 1998.
- [19] Suinot G., Barbarin B., Pont Vasco de Gama : Le pont à haubans, Revue Travaux, 743, 1998.
- [20] Capra A., Pont Vasco de Gama : Les dispositions antisismiques, Revue Travaux, 743, 1998.
- [21] Eurocode 2 : Application aux ponts-routes en béton, Guide technique, Sétra/LCPC, 2008.
- [22] Virlogeux M. et al., La solution de pont à haubans pour la voie 3 de Cergy-Pontoise, Revue Travaux, 595, 1985.
- [23] Cancio-Martins J-L et al., Construction des ponts sur le Rio Guadiana et le Rio Arade au Portugal, Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics, 518, 1993.
- [24] Manterola Armisen J., Toryano L.F., The "Ing. Carlos Fernandez Casado" bridge on the Campomanes-Leon motorway in Spain, Industria Italiana del cemento, 3, 1985.
- [25] Virlogeux M. et al., Projet et construction du pont de Seyssel, Revue Travaux, 636, 1988.
- [26] Hoorpah W. et al., Le pont à haubans de Kärkinstensalmi en Finlande - Conception et études, Bulletin Ponts Métalliques, 18, 1996.
- [27] Sormunen R. et al., Le pont à haubans de Karkistensalmi (Finlande), bulletin Ouvrages d'Art, Sétra/LCPC, 16, 1993.
- [28] Combault J. et al., Le second franchissement de l'estuaire de la Severn, Revue Travaux, 719, 1996.
- [29] Aunis J. et al., La transformation d'un passage supérieur en pont à haubans sur l'autoroute A6 à Beaune (Côte-d'Or), Revue Travaux, 678, 1992.



- [30] Combault J., La construction de la passerelle de l'Illof (Bas-Rhin), *Revue Travaux*, 595, 1985.
- [31] Vaubourdolle F. et al., Le pont de Saint Nazaire –Saint Brévin, *Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics*, 347, 1977.
- [32] Bianchi J.J., Sanson R., Le pont de Saint Nazaire, *Revue Travaux*, 491, 1976.
- [33] IABSE-AFPC, Ponts suspendus et à haubans, Deauville, France, 12-15 octobre 1994.
- [34] Eurocode 1, Actions sur les structures. Partie 1-4 Actions générales - Actions du vent, NF EN 1991-1-4 nov. 2005 et NF EN 1991-1-4/NA mars 2008.
- [35] CECM - Recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions, *Construction Métallique*, 1, 1989.
- [36] Morisset A., Stabilité des piles et des pylônes, *Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics*, 335, 1976.
- [37] Le Faucheur D., Méthode de prise en compte simplifiée des déformations viscoélastiques du béton dans le calcul des structures, *Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics*, 538, 1995.
- [38] Kretz T. et al., La construction de la travée centrale du pont de Bourgogne, *Revue Travaux*, 678, 1992.
- [39] Sanson R., Pont de St-Nazaire – St-Brévin, *Bulletin Ponts Métalliques*, 6, 1975.
- [40] Mossot J., La construction du pont du Ille millénaire Jean-Paul II à Gdansk. Le premier pont à haubans polonais construit en encorbellement, *Revue Travaux*, 781, 2001.
- [41] Simiu E., Scanlan R.H., *Wind effects on structures*, J.Wiley and sons, Chichester, UK, 1998.
- [42] Le Faucheur D., Prat M., *Etude des ouvrages soumis au vent, Emploi des éléments finis en Génie Civil*, chapitre 11, Hermès Science Publication, 751-794, Paris France, 1999.
- [43] Combault J., Brotonne Bridge, France, *International Conference on Cable-Stayed Bridges*, 18-20 Novembre 1987, Bangkok, Thaïlande.
- [44] Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, AFGC-Sétra, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2003.
- [45] Eurocode 3 et 4 : Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, *Guide technique*, Sétra/LCPC, 2007.
- [46] Imberty F., Le projet du nouveau pont de Térénez, *Bulletin Ouvrages d'Art*, Sétra/LCPC, 45, 2004.
- [47] Eurocode 0 et 1 : Application aux ponts-routes et aux passerelles, *Guide technique*, Sétra/LCPC, 2010.
- [48] Ponts mixtes acier-béton, *Guide de conception durable*, Sétra/LCPC, 2010.
- [49] Précontrainte extérieure, *Guide technique*, Sétra/LCPC, 1990.
- [50] Fascicule 34.2 : Ponts à haubans, *Instruction Technique sur la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art*, 2^{ème} partie, 2008.
- [51] *Traité de physique du bâtiment : Tome 1 – Connaissances de base*, Presses du CSTB, 1995.
- [52] Virlogeux M., *Wind design and analysis for the Normandy Bridge, Aerodynamics of large Bridges*, A. Larsen (Ed), Balkema, 1992.
- [53] Cremona C., Courbe universelle pour le dimensionnement d'amortisseurs en pied de haubans, *Revue Française de Génie civil*, 1(1), 137-159, 1997.
- [54] Virlogeux M., *Cable vibration in cables-stayed bridges, Bridges Aerodynamics*, A. Larsen (Ed), Balkema, 1998.
- [55] Patron-Solares A., *Modélisation numérique de la tenue au vent des ponts souples*, Thèse de doctorat, ENPC, 1998.
- [56] Bisch P., Perzo R., Les phénomènes d'aéroélasticité dans les ponts élancés, *Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics*, 337, 1976.
- [57] Morisset A., Détermination des phases de construction et des états en service du pont sur l'Elorn, *Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics*, 513, 1993.
- [58] Deroubaix B. et al., Le point sur le projet du pont de Normandie, *Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics*, 516-517, 1993.
- [59] Morisset A., Riche C., Les calculs en grands déplacements du pont de Normandie, *Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics*, 527, 1994.



- [60] Lacombe J-M et al., Un exemple d'instrumentation de pont à haubans : le pont de Bourgogne à Chalon-sur Saône (France), Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics, 528, 1994.
- [61] Conversy F., Stabilité au flambement des ponts haubanés, Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics, 539, 1995.
- [62] Deroubaix B. et al., Pont de Normandie. Pont à haubans sur la Seine entre Le Havre et Honfleur, Revue Travaux, 642, 1989.
- [63] Deroubaix B. et al., Le pont de Normandie, altitude 215m, Revue Travaux, 686, 1993.
- [64] Virlogeux M., Les études du pont de Normandie, Revue Travaux, 686, 1993.
- [65] Virlogeux M., Autoroute A75. Le projet du franchissement du Tarn à Millau (Aveyron), Revue Travaux, 660, 1990.
- [66] Teyssandier J-P., Combault J., Le pont de Rion-Antirion : un pont exceptionnel à vocation européenne, Revue Travaux, 748, 1998.
- [67] Morand P. et al., La construction des piles du pont de Rion-Antirion en Grèce : des travaux de titans, Revue Travaux, 782, 2002.
- [68] Foucriat J-C et al., Le pont de Normandie : conception et construction du tablier métallique, Bulletin Ponts Métalliques, 17, 1994.
- [69] Virlogeux M. et al., Projet et construction du Pont de Seyssel, Bulletin Ponts Métalliques, 12, 1988.
- [70] Lacoste G., Le pont de Seyssel, Bulletin Ouvrages d'Art, 3, Sétra/LCPC, 1988.
- [71] Kretz T., Lacombe J-M., Le pont de Chalon-sur-Saône, Bulletin Ouvrages d'Art, 7, Sétra/LCPC, 1990.
- [72] Placidi M., Pont de Gilly-sur-Isère, Bulletin Ouvrages d'Art, 10, Sétra/LCPC, 1991.
- [73] Fuente de la C., Jartoux P., Isotension – Technique pour la tension toron par toron des haubans, Bulletin Ouvrages d'Art, 11, Sétra/LCPC, 1992.
- [74] Placidi M., Transformation en pont à haubans du P.S. 73 sur l'autoroute A6, à Beaune, Bulletin Ouvrages d'Art, 14, Sétra/LCPC, 1993.
- [75] Combault J., Le pont sur la Severn, Bulletin Ouvrages d'Art, 17, Sétra/LCPC, 1994.
- [76] Vion B., Le nouveau pont sur le Var à Puget-Théniers, Bulletin Ouvrages d'Art, 48, Sétra/LCPC, 2005.
- [77] Davi D., Vion B., La construction du pont de Puget-Théniers, Bulletin Ouvrages d'Art, 50, Sétra/LCPC, 2005.
- [78] Arzac A. et al., The Meylan pedestrian bridge, L'Industria Italiana del Cemento, 2, 1983.

Autres documents de référence

- R.Walter et al., Ponts haubanés, Presses Polytechniques Romandes.

Documents AFPC

- Bulletin 1976-77 de l'AFPC, pont de Saint Nazaire – Saint-Brevin.
- Bulletin 1978-79 de l'AFPC, pont de Brotonne.
- Bulletin 1980-81-82 de l'AFPC, passerelle de Meylan, passerelle de l'Illof.

Annales de l'ITBTP

- Sanchez Sanchez A. et al., La construction du pont à haubans de Coatzacoalcos II, n° 441 janvier 1986.
- Maeda Y., Les grands ponts métalliques au Japon, n° 465 juin 1988.
- Schlaich, Les structures légères, n° 479 décembre 1989.
- Morimoto M. et al., Conception et construction du grand pont de Yobuko : stabilité aéroélastique de cet ouvrage en cours de construction et en service, n° 498 novembre 1991.
- Tonello J., A propos de ponts à haubans de faible ou de moyenne portées... mais de haute technicité, n° 498 novembre 1991.
- Klein J.F., Ponts haubanés à tablier mince, comportement et stabilité, n° 503 mai 1992.
- Leonhardt F., L'histoire récente des ponts suspendus et haubanés, n° 533 mai 1995.
- Virlogeux M., Structure et architecture des ponts, n° 534 juin 1995.



Revue Travaux

- Ciolina F., Les ponts à haubans, n° 478 janvier 1975.
- Deroubaix B. et al., Pont de Normandie. Les travaux sont commencés, n° 655 juillet 1990.
- Records du monde détenus par les entreprises françaises de travaux publics, n° 672 janvier 1992.
- Deroubaix B. et al., Le pont de Normandie s'élève, n° 678 juillet 1992.
- Fremont G. et al., Un pont-station haubané Le pont de Santo Amaro sur la rivière Pinheiros à Sao Paulo – Brésil, n° 770 décembre 2000.
- Lecinq B. et al., Le pont de Seohae en Corée du Sud, n° 783 février 2002.



Notes :

© 2016 - Cerema

Le Cerema, l'expertise publique pour le développement durable des territoires.

Le Cerema est un établissement public, créé en 2014 pour apporter un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre d'études et d'expertise, il a pour vocation de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, organismes de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises.

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que se soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Coordination et suivi d'édition › Cerema, Direction technique infrastructures de transport et matériaux, Département de la valorisation technique, Pôle édition multimédia : **Karine Massouf et Pascale Varache**

Mise en page › **Studio Ogham - 2-4, rue de l'industrie - 31320 Castanet-Tolosan**

Couverture : © **Laurent Mignaux - Terra**

Vignettes : © **Cerema**

Figures et illustrations intérieurs : © **Cerema** et © **Sormunen**

Impression : **Graph Imprim** - France Repro - 9-11, rue Sinclair - 94000 Créteil - Tél : 01 48 93 85 85

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF).

L'imprimerie Graph Imprim est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Achévé d'imprimer : **septembre 2016**

Dépôt légal : **septembre 2016**

ISBN : **978-2-37180-140-0**

ISSN : **2276-0164**

Prix : **75 €**

Pour toute correspondance › **Cerema - DteciTM - Bureau de vente - BP 214 - 77487 Provins Cedex**
ou par mail › **bventes.dteciTM@cerema.fr**

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

La collection « Références » du Cerema

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoirs-faire...), dans une version stabilisée et validée.

Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

Conception des ponts à haubans

Un savoir faire français

Le présent guide traite de la conception des ponts à haubans et de l'optimisation de la structure. En tant qu'élément marquant du paysage, la conception d'un pont à haubans doit être précédée d'une réflexion architecturale, mais par sa technicité, elle doit aussi reposer sur une analyse fine de son fonctionnement mécanique. Pour les grandes portées, le comportement aérodynamique du tablier devient très important et impose souvent la section transversale. À vide, les flexions sont minimisées et il devient donc impératif de respecter les équilibres statiques en particulier pour la conception du pylône.

Le présent document tente d'apporter des éléments de réponse à chacun de ces enjeux. Pour cela, il est divisé en 4 parties. La première est un rappel de solutions possibles pour la conception de ces ouvrages. La seconde partie aborde les problèmes de dynamique, essentiels pour ce type de structures légères. La troisième partie concerne le réglage de la tension des haubans et la réalisation du tablier conformément à la géométrie souhaitée. Enfin la quatrième partie aborde l'optimisation de la structure et sa mise en œuvre au niveau des calculs informatiques, en apportant des conseils pour la préparation du marché d'un pont à haubans.

Sur le même thème

- Haubans - Recommandations de la commission interministérielle de la précontrainte (CIP), Guide technique, Sétra/LCPC, 2001

Aménagement et développement des territoires, égalité des territoires - Villes et stratégies urbaines - Transition énergétique et changement climatique - Gestion des ressources naturelles et respect de l'environnement - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Gestion, optimisation, modernisation et conception des infrastructures - Habitat et bâtiment

Prix 75 €

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-140-0



9 782371 801400

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - www.cerema.fr

Direction technique infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30