

2/04

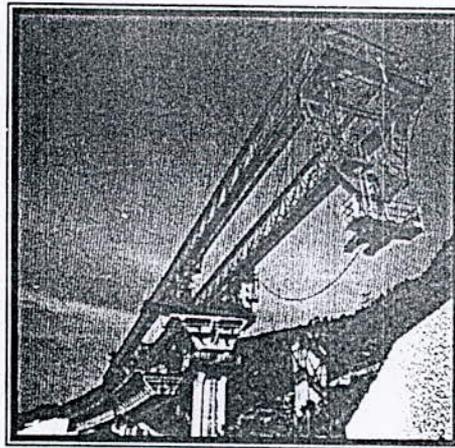
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE
Pour l'obtention du diplôme
D'INGÉNIEUR D'ÉTAT EN GÉNIE CIVIL

Thème

**CALCUL DES FLECHES DES PONTS
CONSTRUITS
EN ENCORBELLEMENT SUCCESSIF
(COULAGE SUR PLACE DES VOUSOIRS)**



Proposé par :
S.A.E.T.I.

Étudié par :
Mohamed Nadhir ARRACHE.

Dirigé par :
Mme CHERID.
Mme MOHABEDDINE.

PROMOTION 2004

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACE

المكتبة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail à :

○ *Mes très chers parents pour leur sacrifice et pour tous*

ce qu'ils m'ont offert.

○ *Mes frères et sœurs.*

○ *A tous mes amis, en particulier : Hichem, Omar et*

Yacine.

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à :

- *Mesdames CHERID et MOHABEDINE pour leur aide, conseils, remarque et soutien moral.*
- *Monsieur MAKHLOUFI qui m'a aider beaucoup pour réaliser ce projet de fin d'étude et pour ses conseils.*
- *Monsieur BOUKMEDJA Amine pour ses conseils et soutient moral et pour son encouragement dans les périodes critiques.*
- *Tous les enseignants du département de génie civil pour nous avoir fait bénéficier de leur savoir le long de notre formation.*
- *Les personnels de la bibliothèque de l'ENP et de l'ENTP.*
- *Ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour réaliser ce projet de fin d'étude.*

الهدف من هذا العمل هو دراسة الأسهم لجسور مصنوعة على طريقة "صناعه الجسور بدون منصة". على هذا, الحساب كان في مختلف مراحل الانجاز من جهة و في الخدمة من جهة أخرى. التحليل المنجز يأخذ بعين الاعتبار أسباب هته التشوهات في كل حالة. النتائج المحصل عليها لتقييم الأسهم المحسوبة في مرحلة النهاية و المحسوبة في كل مرحلة من الانجاز أدت إلى نتائج عملية.

كلمات مفتاحاه: سهم, ضد سهم, تشوه, صندوق, سوط, جسر بدون منصة.

Abstract:

The objective of this research is to study arrows of corbelled bridges. In this effect, the calculation had been made in diverse phases of construction of one part and of service of other part. The analyse made, take also in count a different causes of deformation in each case.

The results of the evaluation of arrows obtain in finale phase and ones determined in each stage were drove to practices conclusions.

Key –word: arrow, counter arrow, deformation, case, curse successive corbelled.

Résumé :

L'objet de ce travail est d'étudié les flèches des ponts construits par encorbellement successif. A cet effet, le calcul a été fait dans les diverses phases de construction d'une part et de service d'autre part. L'analyse effectuée prend aussi en compte les différentes causes de déformations pour chaque cas.

Les résultats obtenus des flèches calculés en phase finale et celle déterminée pour chaque étape de construction ont conduit à des conclusions pratiques.

Mots –clé : flèche, contreflèche, déformation, fluage, caisson, voussoir, fléau, encorbellement successif.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE PREMIER –PONTS EN ENCORBELLEMENT SUCCESSIF.....	2
1. Généralités	2
1.1 Historique.....	2
1.2 Principe de la construction.....	3
1.3 Avantage du procédé et domaine d'application.....	4
1.31 Les avantages.....	4
1.32 Le domaine d'application.....	4
2. Conception et dimensionnement des tabliers	5
2.1 Prédimensionnement de la section transversale.....	5
2.2 Schéma de câblage des tabliers.....	6
3. Conception des appuis –Stabilité des tabliers pendant la construction	7
4. Construction en encorbellement par bétonnage en place	11
5. Construction en encorbellement par voussoirs préfabriqués	15
CHAPITRE II –LES EFFETS DIFFERS.....	19
1. Définitions	19
1.1 Fluage.....	19
1.2 Retrait.....	20
1.3 Relaxation.....	20
1.4 Age corrigé.....	21
1.5 Epaisseur fictive.....	21
1.6 Elasticité.....	22
2. Coefficient de fluage	22
3. Déformation relative de fluage	24
4. La fonction fluage	25
5. L'influence de fluage dans les ponts construits en encorbellement	25

CHAPITRE III –L’EFFET DES GRADIENTS THERMIQUES DANS LES TABLIERS.....	31
CHAPITRE IV –DEFORMATION DES FLEAUX ET CONTREFLECHES.....	36
➤ Le réglage des contreflèches.....	40
CHAPITRE V –APPLICATION.....	42
1. Description de l’ouvrage traité.....	42
2. Tablier en phase de construction.....	44
2.1 Flèche finale du fléau.....	44
2.11 Flèche due au poids propre du fléau.....	44
2.12 Flèche finale due à la précontrainte du fléau.....	46
2.13 Flèche due au poids propre du chariot ($p = 40t$).....	46
2.14 Flèche finale due à la température.....	47
2.15 Flèche de la crête de la pile.....	47
2.16 Flèche totale (en tenant compte l’influence de fluage).....	48
2.2 La flèche finale de chaque voussoir.....	51
3. Tablier en phase de service.....	53
3.1 Travée de rive.....	53
3.11 Flèche due aux charges permanentes.....	53
3.12 Flèche due à la surcharge du convoi D.....	55
3.2 Travée centrale.....	55
3.21 Flèche due aux charges permanentes.....	56
3.22 Flèche due à la surcharge du convoi D.....	56
CONCLUSION.....	58
ANNEXE.....	59
Annexe1.....	59
Anexxe2.....	70
BIBLIOGRAPHIE.....	77

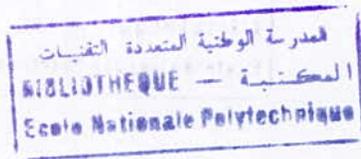
Liste des figures

▪ Figure-I.1- Principe de la construction par encorbellement.....	3
▪ Figure-I.2- La section transversale d'un caisson	5
▪ Figure-I.3- Schéma de câblage d'un fléau.....	7
▪ Figure-I.4- Palées provisoires.....	9
▪ Figure-I.5- Même voussoir –Encastrement provisoire par précontrainte.....	9
▪ Figure-I.6- Pile à voiles souples.....	10
▪ Figure-I.7- Pile à appuis en néoprène dédoublés.....	10
▪ Figure-I.8- Construction du voussoir n°2 après mise en place du premier équipage... 11	
▪ Figure-I.9- Avancement du premier équipage. Mise en place du 2 ^{ème} équipage mobile et construction de voussoir n°3.....	12
▪ Figure-I.10- Construction en encorbellement par une poutre de lancement.....	13
▪ Figure-I.11- Equipage mobile (sens longitudinal)	14
▪ Figure-I.12- Equipage mobile (sens transversal)	14
▪ Figure-I.13- Cellule de préfabrication.....	17
▪ Figure-I.14- Slip form.....	18
▪ Figure-I.15- Pont de Bonpas –Slip form.....	19
▪ Figure-II.1- Diagramme de fluage (chargement constant dans le temps)	20
▪ Figure-II.2- Représentation de l'évolution des efforts par fluage.....	27
▪ Figure-II.3- Diagramme des moments dans les fléaux avant clavage.....	30
▪ Figure-II.4- Diagramme des moments après clavage (système définitif)	30
▪ Figure-III.1- Variation des gradients thermiques du tablier.	32
▪ Figure-III.2- Représentation de la déformation d'une pièce sous le gradient thermique.....	32
▪ Figure-III.3- La déformation sous l'effet d'un gradient thermique.....	33
▪ Figure-IV.1- Déformation sans contreflèches.....	38
▪ Figure-IV.2- Représentation de la flèche d'un fléau construit par 3 voussoirs.....	38
▪ Figure-IV.3- Réglage en plan des fléaux.....	41
▪ Figure-V.1- Fléau du pont de OUED KNISS.....	42
▪ Figure-V.2- Section d'un voussoir courant	42
▪ Figure-V.3- Déformation de la crête de la pile.....	47

▪ Figure-V.4- Coupe transversale du voussoir clé.....	49
▪ Figure-V.5- Coupe transversale du VSP.....	49
▪ Figure-V.6- La travée de rive.....	53
▪ Figure-V.7- La travée centrale.....	56

Liste des tableaux

▪ Tableau-I.1- Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire.....	6
▪ Tableau-I.1- Les caractéristiques géométriques des voussoirs.....	43
▪ Tableau-I.1- Les moments fléchissants dus au poids propre du fléau.....	45
▪ Tableau-I.1- Les moments fléchissants dus à la précontrainte du fléau.....	46
▪ Tableau-I.1- Les moments fléchissants dus au poids propre du chariot.....	46
▪ Tableau-I.1- Le calendrier de l'exécution des voussoirs.....	48
▪ Tableau-I.1- Le coefficient de fluage.....	50
▪ Tableau-I.1- Les valeurs des moments totaux.....	51
▪ Tableau-I.1- Flèches due à la charge permanente (travée de rive)	54
▪ Tableau-I.1- Flèches due à la charge permanente (travée centrale)	54
▪ Tableau-A.1- Moments dus à la température.....	78
▪ Tableau-A.2- Moments dus à la précontrainte.....	78



INTRODUCTION

La réalisation de ponts de grande portée en béton nécessite l'utilisation du béton précontraint qui permet de soulager la structure d'une partie ou voire de la totalité de son poids propre trop contraignant.

Comparativement aux ponts dalles ou à poutres multiples, les ponts caissons permettent d'atteindre de plus grande portée.

La méthode de réalisation de ce type de pont a largement évolué au cours du temps pour finalement aboutir à la technique d'encorbellement successif.

En effet, les premiers ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ont été réalisés en Allemagne. Ce type de pont s'est développé très rapidement et, actuellement, il a pratiquement le monopole pour la portée allant de 60 à 150 m, vu la construction par des ponts haubanés et des ponts à béquilles qui ont donné un grand essor du procédé par encorbellement successif.

Par ailleurs ce procédé présente beaucoup d'avantage, dont les plus importants sont : la construction sans échafaudage, la construction d'ouvrages de grandes portées, économie du coffrage et la rapidité d'avancement pour la construction avec les voussoirs préfabriqués.

Mais le calcul et l'exécution des ponts construits par ce procédé sont très délicats, particulièrement le calcul des déformations ; lors de la construction et en service.

L'objet de ce travail, est d'explicitier la méthode de calcul des flèches des ponts construits par encorbellement successif, lors des différentes phases de construction et en service. Ce travail est organisé en cinq chapitres.

- Le premier chapitre à caractère purement descriptif, porte sur les procédés de construction par encorbellement successif que l'on rencontre dans la littérature.
- Le deuxième chapitre présente l'étude des effets différés relatifs au béton précontraint qui ont une forte incidence sur la calcul des flèches.
- Dans le troisième chapitre on fait un rappel des effets des gradients thermiques en vue du calcul des déformations relatives à ces effets..
- Le quatrième chapitre est consacré à la détermination des déformations des fléaux et contreflèches lors des diverses phases de construction.
- Le cinquième chapitre présente une étude d'un pont réel construit par encorbellement successif pour lequel on calcule les flèches d'un des fléaux et du tablier après clavage.
- En fin une conclusion générale et des recommandations sont données.



CHAPITRE PREMIER

PONTS EN ENCORBELLEMENT SUCCESSIF

1. Généralités

1.1 Historique

La procédure de construction des ponts en encorbellement successif n'est pas nouvelle, elle remonte à très longtemps ; les premiers ponts sont construits en bois. En plus cette idée est exploitée dans la construction des ponts en pierres (les fausses voûtes).

Au XIX^{ème} siècle cette idée fut utilisée d'abord pour le lancement des ouvrages métalliques, par exemple, lors de la construction des grands arcs (les ponts sont construits par voussoirs avec haubanage provisoire ou définitif).

Dès la venue du béton armé, ce procédé (même de façon partielle) intéressa beaucoup de constructeurs, mais l'application de l'encorbellement à ce matériau n'a pas connu un grand succès voire la grande quantité d'armature et l'apparition de fissuration de l'extrados.

Après l'apparition de béton précontraint (par FREYSSINET en 1930) cette technique a connu un énorme essor, et elle a permis de construire des portées jusqu'à 250m. En Algérie le premier pont construit en encorbellement par bétonnage sur place des voussoirs se trouve sur l'oued Fergoug à Mascara de trois travées de 55, 100, et 55m en béton précontraint. Et ce qui

· a donné beaucoup d'avantage à ce procédé est la préfabrication des voussoirs, ce qui permet l'accélération des travaux. [11, 12, 13].

1.2 Principe de la construction

Le principe de la construction par encorbellement consiste à construire le tablier au dessus du vide (sans aucun échafaudage) par tronçons à partir des piles, chaque tronçon est appelé *voussoir*, on le fixe à la partie déjà construite de l'ouvrage à l'aide d'une précontrainte ; ces voussoirs sont coulés sur place ou préfabriqués. Pour le deuxième cas les voussoirs sont assemblés à l'aide d'une colle qui lorsqu'elle est fluide elle facilite l'ajustement des pièces et lorsqu'elle est totalement polymérisée, elle assure l'étanchéité des joints ; et dans ce cas l'ajustement et la transmission de l'effort tranchant sont assurés à l'aide de clés multiples au niveau des âmes ; et après collage le voussoir est directement mis en tension. Par contre dans le premier cas (coulage sur place) on attend jusqu'à ce que le béton atteigne une certaine résistance et après on le met en tension par câble de précontrainte. [3, 11, 13].

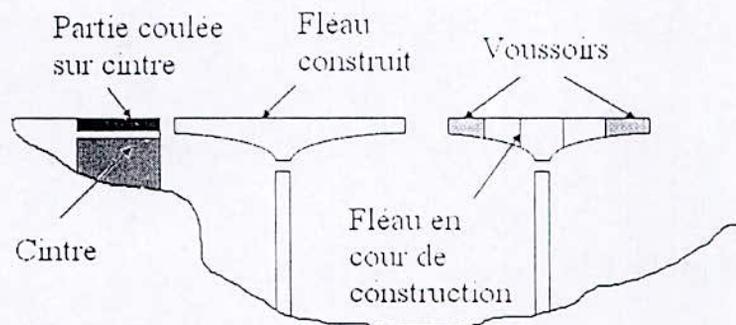
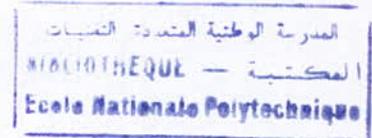


Figure-I.1- principe de la construction par encorbellement. [3].

1.3 Avantages du procédé et domaine d'application



1.3.1 Les avantages :

Le principal avantage est la suppression des cintres et échafaudages. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintres onéreux) ;
- rivières crues violentes et soudaines (cintre dangereux) ;
- nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintre gênant).

Il y a d'autres avantages :

- économie du coffrage ;
- augmentation du rendement de la main d'œuvre, due à la mécanisation des travaux ;
- souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ ;
- rapidité de construction dans le cas d'ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètre par jour. [11, 13].

1.3.2 Le domaine d'application :

Le domaine d'application de la construction par encorbellement couvre couramment les portées : [11, 13].

- 60 à 120m \Rightarrow domaine optimal ;
- 50 à 150m \Rightarrow domaine normal ;
- 30 à 180m \Rightarrow domaine exceptionnel.

2. Conception et dimensionnement des tabliers

2.1 Prédimensionnement de la section transversale

Les tabliers des ponts construits en encorbellement sont des poutres –caissons. Alors que, par le passé, les sections possédaient couramment plus de deux âmes dès que la largeur du hourdis supérieur dépassait 13 à 14m, la tendance actuelle est au caisson unicellulaire (donc à deux âmes). Pour les tabliers de grande largeur, la résistance à la flexion transversale des hourdis est obtenue en les dotant d'une épaisseur suffisante (et parfois, d'une précontrainte transversale assez coûteuse) ou, de plus en souvent, de raidisseurs transversaux (nervures) en béton armé.

Dans la plupart des cas, les voussoirs sont confectionnés en une seule phase. Mais il est arrivé que des tabliers aient été confectionnés en plusieurs phases dans le sens transversal, en commençant par le coulage du hourdis inférieur, ensuite les âmes et en dernier le hourdis supérieur. [1, 3].

Le tableau ci-dessous résume en général le Prédimensionnement des voussoirs.

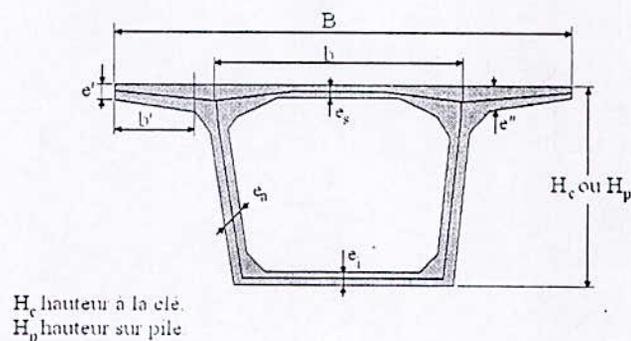


Figure-1.2- la section transversale d'un caisson la hauteur à la clé désigne la hauteur sur du voussoir à mi-travée. [3].

	Câblage traditionnel	Câblage extérieur
Elancement : tablier sur appuis simple (L : portée principale)	$\frac{L}{H_p} = 16 + 0,25 \left(\frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{H_c} = 0,16L + 22 - \frac{7,5}{\left(\frac{L}{50} \right)^3}$	
Elancement : tablier encastré sur piles (L : portée principale)	$\frac{L}{H_p} = 16 + 0,25 \left(\frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{H_c} = 0,2L + 25 - \frac{12,5}{\left(\frac{L}{50} \right)^3}$	
	$b = \frac{B}{2}; e'(cm) \geq 20 \text{ ou } 25; e'(cm) = \frac{b'(cm)}{5} \text{ à } \frac{b'}{7}; e_s(cm) = \frac{b(cm)}{25}$	
e_i (cm) (ϕ : diamètre des conduits de précontrainte)	$\geq \max \left[18cm; 3\phi; \frac{e_a}{3} \right]$ à la clé	$\geq \max \left[18cm; \frac{e_a}{3} \right]$ à la clé
e_a (cm)	$26 + \frac{L(m)}{5}$ $\geq 36 \text{ (câbles 12T13)}$ $\geq 44 \text{ (câbles 12T15)}$ $\geq 59 \text{ (câbles 19T15)}$	$\frac{L(m)}{2,75} + 125 \frac{B}{L} - 12,5$

Tableau -I.1- Prédimensionnement d'un caisson unicellulaire. [3].

2.2 Schéma de câblage des tabliers

Un pont construit par encorbellement successif comporte deux types de câbles : les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction au fur et à mesure de l'avancement pour compenser le moment négatif dû au poids propre de la double console ; et les câbles de

continuité (ou câbles de solidarisation), mis en œuvre juste avant clavage des fléaux entre eux ou avec la partie coulée sur cintre des travées de rive pour reprendre les moments fléchissants qui en résultent après clavage (système définitif).

Il y a deux sortes de câblage :

- traditionnel, où tous les câbles sont ancrés dans le béton ;
- externe (récent), seuls les câbles de continuité sont placés à l'intérieur du béton.

Grâce à la précontrainte extérieure, les câbles de fléau n'ont pas besoin de descendre dans les âmes pour réduire efficacement l'effort tranchant. Ils sont donc ancrés dans les goussets supérieurs, ce qui permet de diminuer l'épaisseur des âmes.

On peut avoir dans le cas d'un tablier construit par voussoirs préfabriqués dont tous les câbles soient extérieurs au béton, mais une telle conception n'a pas encore connue un intérêt mécanique ou économique. [3, 13].

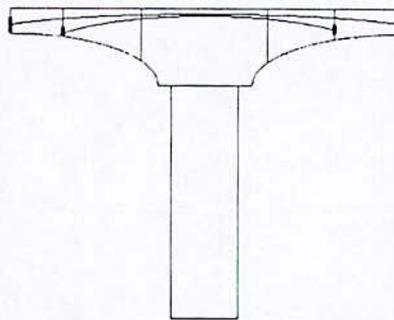


Figure-1.3- Schéma de câblage d'un fléau.

3. Conception des appuis- Stabilité des tabliers pendant la construction

Dans la construction des ponts par encorbellement, il est nécessaire d'assurer la stabilité du tablier en cour de construction avant début de tous travaux ; que ce soit la construction

s'effectue à partir des piles ou des culées. Dans le premier cas (le plus courant) le tablier présente une double console, ce qu'on appelle *fléau*.

Le fléau est soumis à un moment de renversement, ce moment est dû principalement à la non simultanéité du bétonnage ou de la pose des voussoirs d'une même paire, de l'effort dû à l'imprécision de la construction (différence de poids d'une console par rapport à l'autre), des charges de chantier et du vent.

La stabilité des tabliers en cour de construction dépend évidemment de la nature des appuis (appui simple ou encastrement) et aussi du schéma statique de l'ouvrage. Cependant le tablier peut être encasté définitivement ou provisoirement sur les piles (voir figures-I.4- et -I.5-). Le premier cas est le plus satisfaisant pour la stabilité du tablier en cour de construction, car dans ce cas la stabilité est assurée par la résistance propre des piles (stabilité vis-à-vis des moments de renversement, qui restent inférieur à ceux appliquées en service).

La section de la pile peut alors être massive ou tubulaire, mais le second cas paraît plus efficace et plus économique pour la stabilité du tablier en cour de construction et après clavage (système définitif). On peut avoir aussi une section en double T, mais celle-ci pose des problèmes en ce qui concerne la résistance à la torsion.

En général, le tablier repose sur chaque appui (pile ou culée) par l'intermédiaire d'une file transversale unique d'appuis (plaque en caoutchouc frettée, etc.) et fonctionne donc comme une poutre continue sur appuis simples.

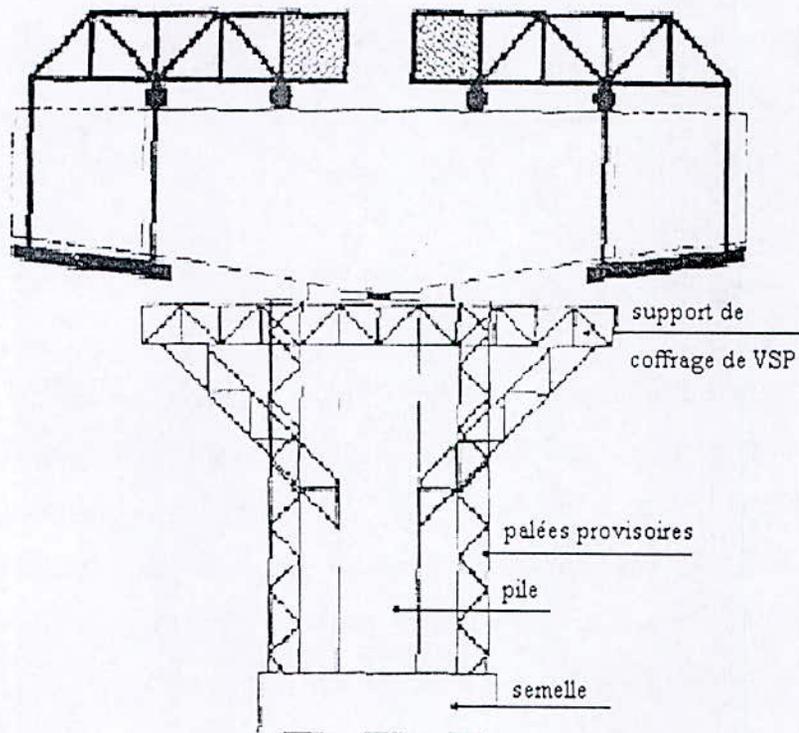


Figure -I.4- palées provisoires. [1].

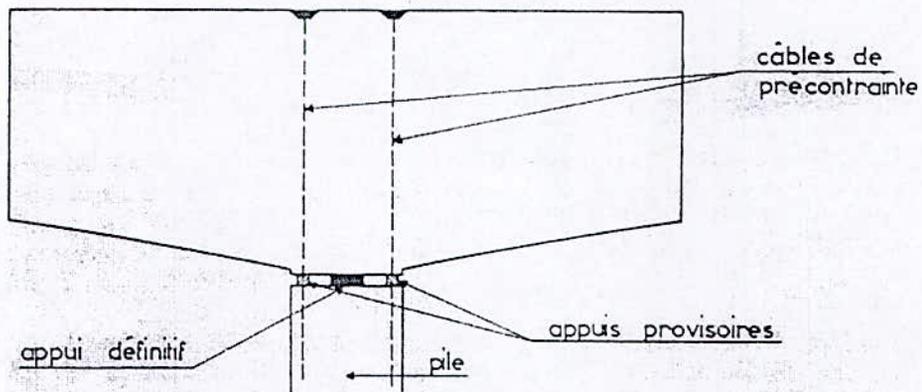


Figure-I.5- Même voussoir –Encastrement provisoire par précontrainte. [1].

Deux formes de piles un peu particulières permettent d'obtenir un résultat comparable tout en s'adoptant mieux à la construction par encorbellement du tablier. Il s'agit des piles à voiles souples et des piles à appuis en néoprène dédoublés (figures I.6 et I.7).

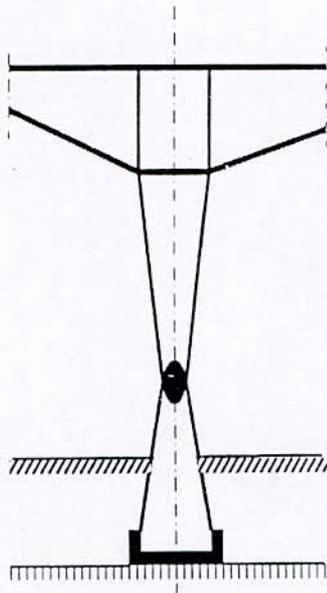


Figure-1.6- pile à voiles souples. [12].

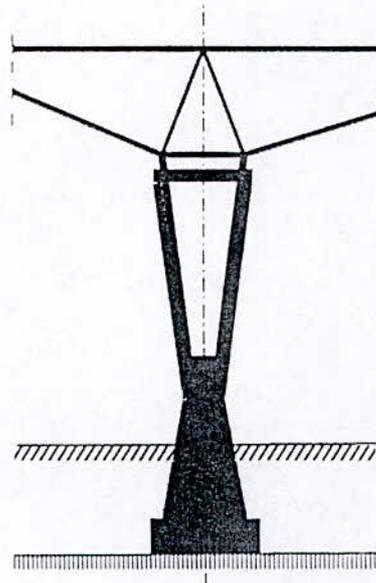


Figure-1.7- pile à appuis en néoprène dédoublés. [12].

Les piles à voiles souples sont constituées de deux voiles minces, verticaux ou inclinés, servant de liaison entre le tablier et le corps de pile et pouvant être, soit articulés, soit encastrés à chacune de leurs extrémités.

Ce type de pile offre trois avantages :

- réaliser un encastrement efficace du tablier sous les charges verticales du fait du dédoublement des appuis ;
- offrir une grande souplesse dans le plan horizontal permettant de résoudre les problèmes de dilatation posés par les ouvrages continus ;
- assurer économiquement la stabilité des fléaux durant la construction du tablier par un simple entretoisement provisoire des voiles.

Les piles à appuis en néoprène ont un comportement analogue à celui des piles à voiles souples, assurant un encastrement élastique du tablier tout en permettant sa dilatation sous des variations linéaires. [3].

4. Construction en encorbellement par bétonnage en place

Il y a plusieurs procédés qui sont utilisés pour maintenir le voussoir en cours de réalisation, pour chaque cas ce dernier est supporté par l'un des éléments suivant :

- Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont ;
- Un échafaudage mobile ;
- Un équipement mobile porté par le tablier.

La construction au moyen d'un équipage mobile est la plus fréquente. L'équipage mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

- Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.
- Supporter le poids propre du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.

Il est composé d'une charpente métallique prenant appui sur la poutre de fléau déjà construite et une plateforme de travail supportant les coffrages suspendus en porte-à-faux à l'extrémité de la charpente. L'ensemble est stabilisé à l'arrière par un contrepoids dont l'effet est parfois complété par des tirant ancrés dans le tablier (voir figure -I.10-).

Chaque voussoir, une fois durci, est mis en tension l'équipage mobile se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant. [2, 3, 13].

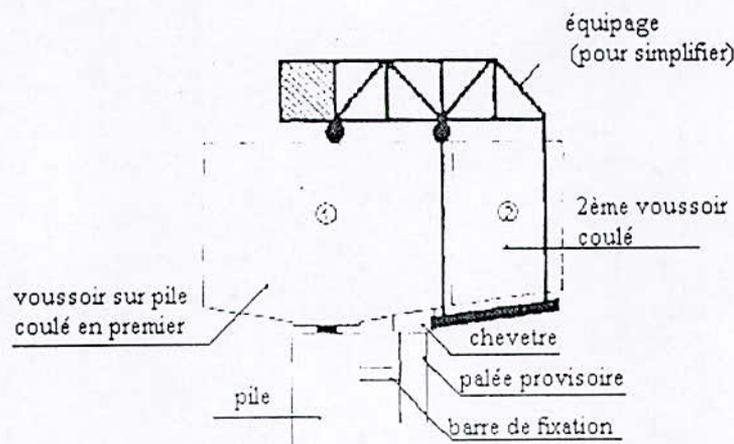


Figure-I.8- construction du voussoir n°2 après mise en place du premier équipage. [2].

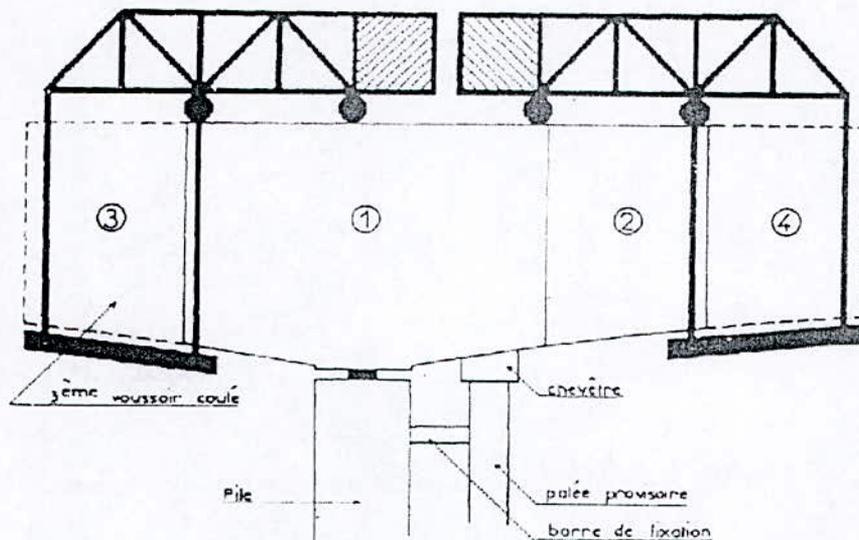


Figure -I.9- avancement du premier équipage.

Mise en place du deuxième équipage mobile et construction du voussoir n°3. [2].

Parmi les méthodes de construction par bétonnage en place des voussoirs, on distingue :

1. Construction par appui sur un échafaudage inférieur :

Dans ce cas l'échafaudage sert à maintenir le coffrage et cette méthode permet de réaliser des voussoirs de grandes hauteurs \Rightarrow rapidité d'avancement, mais elle est toujours limitée dans le cas où le sol est accessible et les piles de petites hauteurs. [13].

2. Construction avec coffrages suspendus à une poutre auxiliaire de grande portée (figure - I.10-) :

Utilisées surtout dans le cas des viaduc à grand nombre de travées égales où cette méthode sera économique, la poutre métallique repose sur les têtes des piles et les coffrages sont accrochés à l'aide des suspentes à la poutre métallique et déplacés après exécution de chaque voussoir. Cette méthode offre une réalisation de voussoirs portant une longueur qui peut atteindre 10m \Rightarrow rapidité d'avancement.

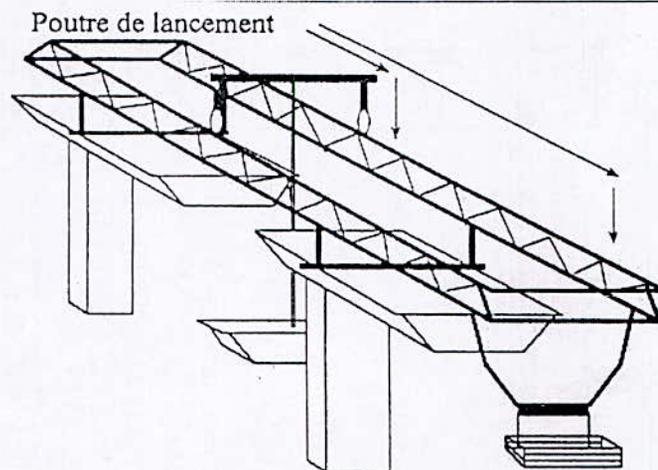


Figure-I.10- construction en encorbellement par une poutre de lancement.

La construction par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs comporte beaucoup d'inconvénients pour lesquels la limitation d'avancement qui est de 1m à 2m par jour, car la mise en précontrainte des voussoirs nécessite d'avoir une résistance suffisante de ce dernier (15 jours environ). De plus le coulage en place des voussoirs sur le chantier conduit à une qualité inférieure que dans le cas où les voussoirs sont préfabriqués dans les cellules de préfabrication, donc une résistance moindre. Toutes ces conditions et surtout l'avancement des projets ont conduit à la préfabrication des voussoirs dans des usines spéciales. [13].

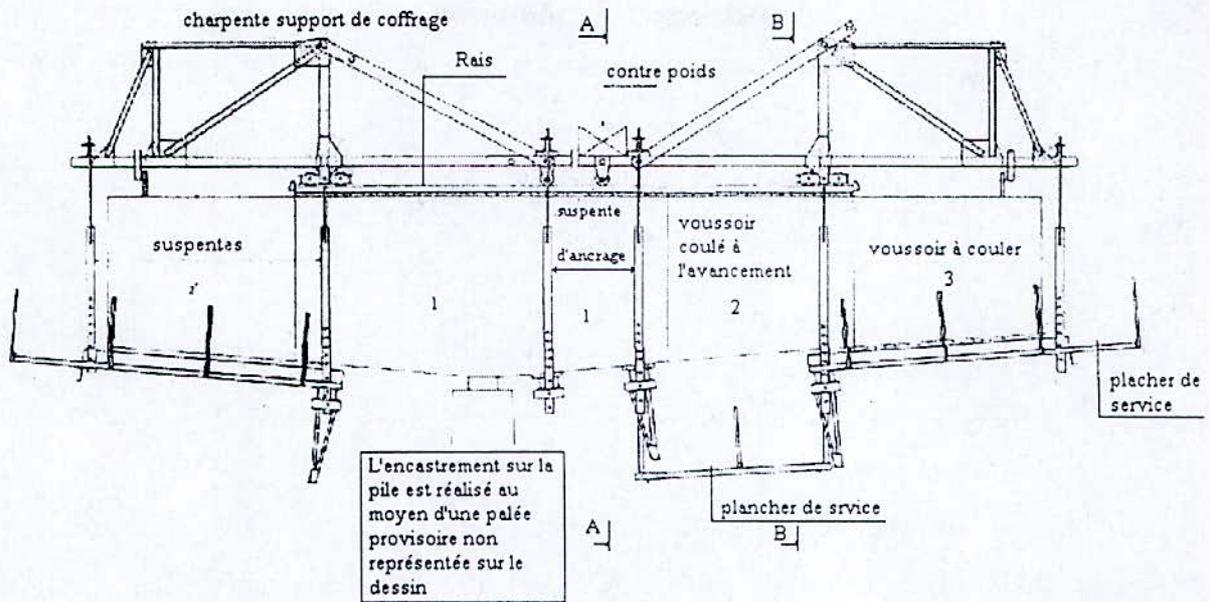


Figure-I.11- Equipage mobile (sens longitudinal). [2].

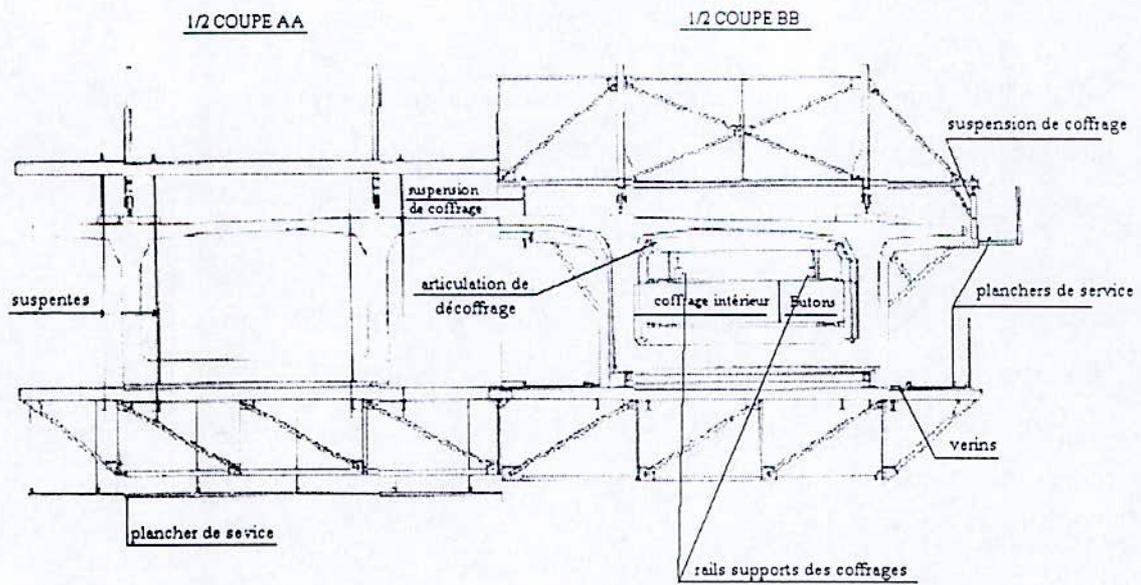


Figure-I.12- Equipage mobile (sens transversal). [2].

5. Construction en encorbellement par voussoirs préfabriqués

Après avoir vu quelques inconvénients cités précédemment pour le coulage sur place des voussoirs, il est intéressant de préfabriquer les voussoirs pour les avantages que présente ce procédé :

- mise en tension rapide des voussoirs dès leur positionnement, par contre dans le cas de coulage sur place, il y a un risque sur les bétons jeunes au moment de la mise en tension des câbles de fléau ;
- limiter les effets du retrait, dont la part importante s'effectue avant la mise en place des voussoirs dans l'ouvrage (stockage des voussoirs pendant plusieurs semaines).
- réduire les déformations différées dues au fluage, qui décroissent avec l'âge du béton lors de sa mise en charge ;
- raccourcir le délai de construction (on peut préfabriquer les voussoirs lors de la construction de l'infrastructure).
- Eviter les contraintes climatiques (préfabrication en usine).
- économiser sur les dépenses de main-d'œuvre.
- une meilleure qualité du béton.

Face aux avantages, la construction par encorbellement présente un problème majeur en ce qui concerne les joints qui séparent deux voussoirs successifs (problème de résistance à l'effort tranchant et d'étanchéité).

Le procédé classique d'assemblage des voussoirs préfabriqués suppose le coulage des joints de quelques centimètres d'épaisseur, dont il faut attendre la prise et le durcissement avant application des efforts de précontrainte. Pour cette raison on réalise des joints sans épaisseur, simplement garnis d'une colle polymérisable à durcissement rapide (une colle à base de résine époxyde). L'utilisation de tels joints n'est cependant possible que si les surfaces en contact des éléments en regard sont parfaitement dressées. Pour remplir cette condition, les voussoirs sont fabriqués à la suite les uns des autres (le même ordre où ils seront mis en place dans l'ouvrage) en coulant chacun d'eux contre le voussoir précédemment bétonné (figure-5-), donc chaque voussoir sert de coffrage de la face arrière de l'élément suivant. Les joints ainsi obtenus sont appelés *joints conjugués*.

Ajoutant au problème précédent (problème des joints), il y a un autre qui est posé surtout au niveau du procédé de la préfabrication des voussoirs, c'est l'injection des coulis.

Pratiquement, il est impossible de réaliser l'injection dans de courts délais après la mise en tension (en principe 8 jours au maximum), et il est dangereux d'injecter des câbles avant d'avoir terminé le fléau, ceci conduit à une contamination et d'obstruction des gaines voisines et rend difficiles l'enfilage des câbles et leur mise en tension. Donc il faut réaliser les injections dans des délais pouvant atteindre 3 semaines à 1 mois après mise en tension ; donc il est indispensable d'assurer une protection efficace des aciers au moyen de produits (par exemple, huile soluble) et de boucher provisoirement les extrémités des gaines.

Ce problème est posé beaucoup plus au niveau des voussoirs préfabriqués, car la cadence d'avancement est plus grande que celle au niveau des voussoirs coulés en place où la construction d'un fléau prend environ 2 à 3 mois.

Les voussoirs avant mise en précontrainte définitive sont maintenus par précontrainte provisoire (brélage provisoire, qui peut se trouver à l'intérieur –en dessous du hourdis supérieur- ou à l'extérieur –en dessus du hourdis supérieur-) pendant qu'on enfile les câbles et avant la mise en tension de ces voussoirs . [2, 3, 12].

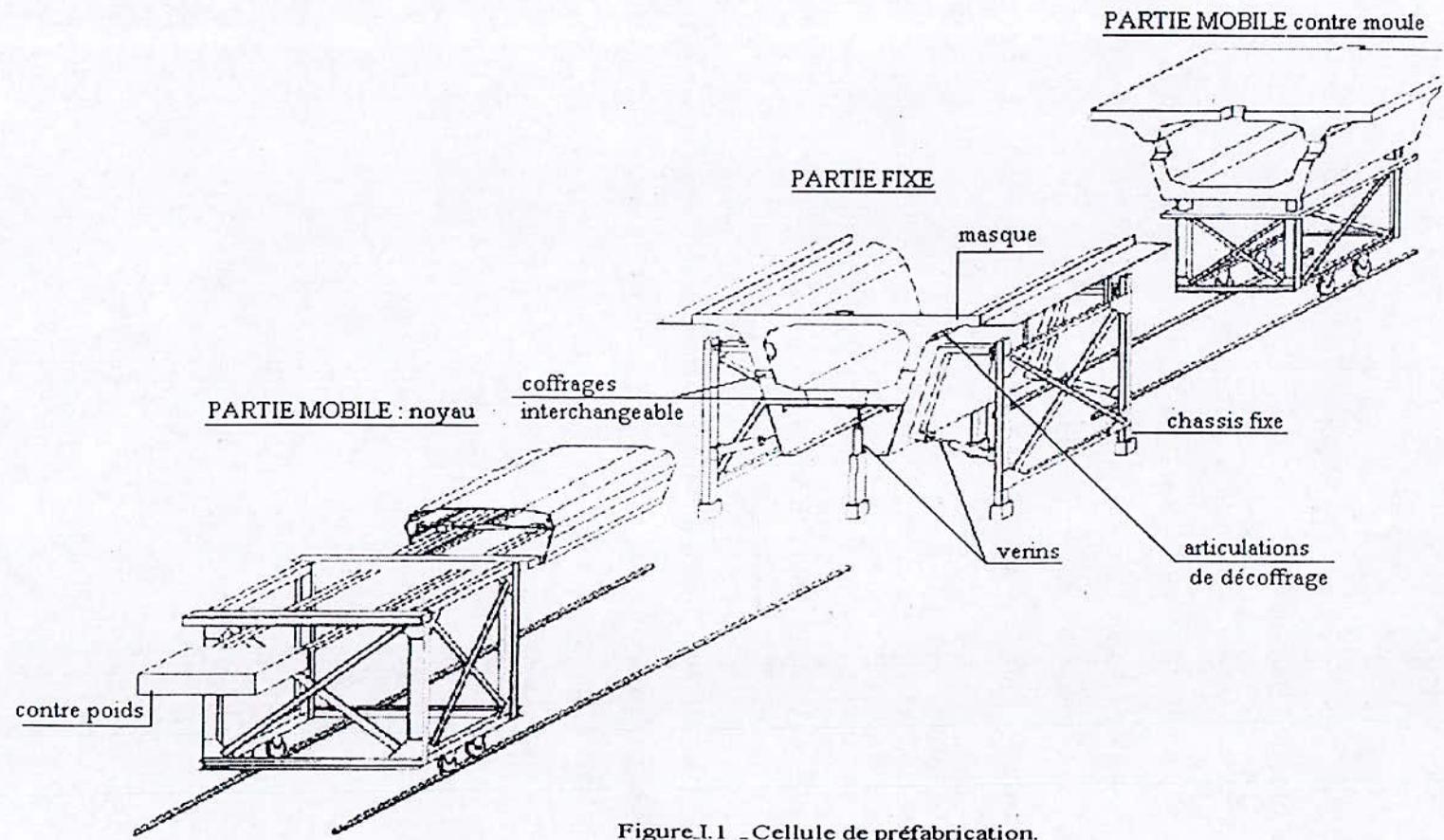


Figure.I.1 _ Cellule de préfabrication.

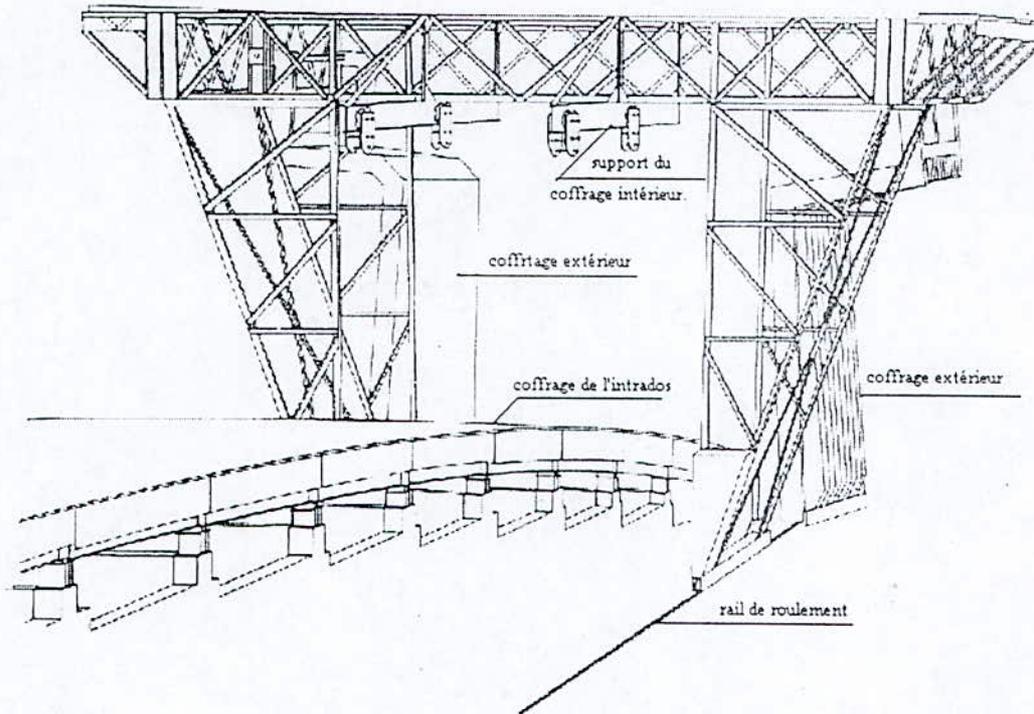


Figure-I.14- Slip form. [2].

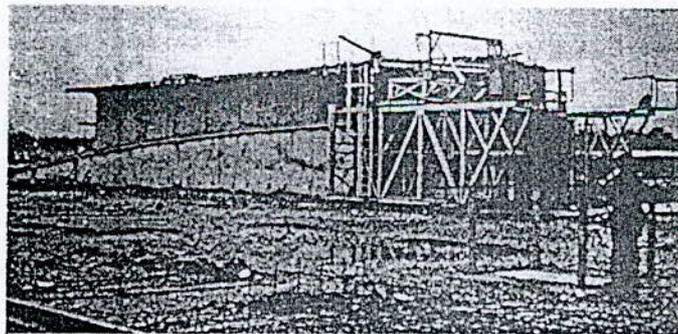


Figure-I.15- Pont de Bonpas -Slip form. [2].

CHAPITRE II

LES EFFETS DIFFERES

1. Définitions

1.1 Fluage

Augmentation dans le temps des déformations relatives sous l'effet de contraintes permanentes ; (figure-II.1). [14].

Exemple illustratif : si nous soumettons un prisme de béton à une charge constante, on mesure instantanément un raccourcissement (appelé déformation instantanée) et au cours du temps le prisme subi des déformations sous la contrainte constante appliquée précédemment, cette déformation appelée : *déformation différée* ; elle est due au *fluage du béton*.

Le fluage dépend ; en plus du temps écoulé t et de l'âge t_0 du béton au moment de la mise en charge, principalement : [14].

- de l'humidité de la pièce ;
- des dimensions de la pièce ;
- de la composition du béton ;
- de la température ambiante ;
- de la vitesse de durcissement du ciment.

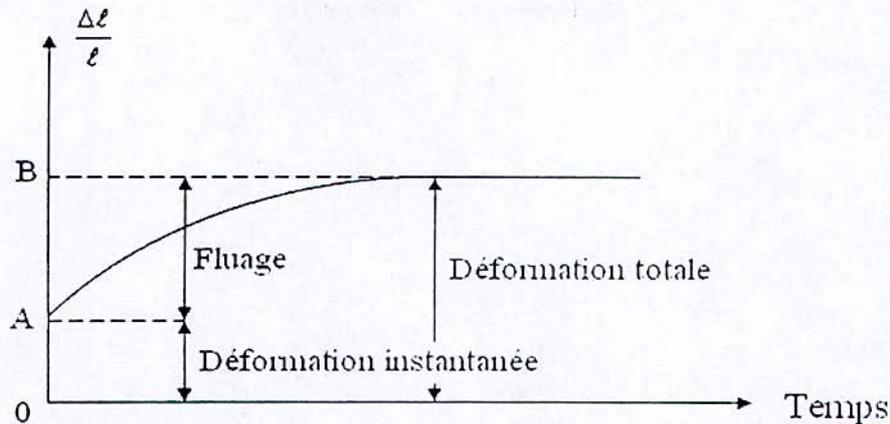


Figure-II.1- Diagramme de fluage (chargement constant dans le temps). [21].

1.2 Retrait

Raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. [21].

En plus du temps t et de l'âge t_0 du béton à partir duquel l'influence du retrait est considérée, le retrait dépend principalement : [14].

- de l'humidité ambiante ;
- des dimensions de la pièce ;
- de la composition du béton ;
- de la température ambiante.

1.3 Relaxation

Diminution dans le temps des contraintes, sous l'effet de déformations imposées constantes. Dans le procédé de construction par encorbellement successif, parler de la relaxation implique directement la relaxation des aciers actifs ; cependant un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000heures exprimé en pourcentage ($\% \varphi_r$). Pour les aciers T.B.R (très basse relaxation) : $\varphi_{1000} = 2,5\%$. [11, 14].

1.4 Âge corrigé

Si la température ambiante au cours du durcissement du béton n'est pas proche de 20°C et du type de ciment, l'âge réel du béton doit être corrigé. [11, 21].

La formule de l'âge corrigé est obtenue par : [11, 21].

$$t = \frac{\alpha}{30} \sum (T_i + 10) \Delta t_i$$

Avec

α : coefficient qui prend les valeurs :

1, pour les ciments à durcissement normal et lent ;

2, pour les ciments à durcissement rapide ;

3, pour les ciments à durcissement rapide et à haute résistance ;

T_i : température journalière moyenne du béton en degré centigrade ;

Δt_i : nombre de jours où la température journalière moyenne a pris la valeur T_i .

1.5 Epaisseur fictive :

L'épaisseur fictive est donné par : [14, 21].

$$h_0 = \lambda \frac{2A_c}{U}$$

Avec

λ : coefficient dépendant du milieu ambiant ;

A_c : aire de la section du béton ;

U : périmètre en contact avec l'atmosphère.

1.6 Elasticité

Le coefficient d'élasticité est définie par : [21].

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}}$$

La déformation totale (fluage compris) est trois fois plus grande que la déformation instantanée $\Delta_t \approx 3\Delta_i$.

Cela conduit à considérer deux modules élastiques :

- un module instantané : E_{ij}
 - un module différé : E_{vj}
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ un module instantané : } E_{ij} \\ \bullet \text{ un module différé : } E_{vj} \end{array} \right\} E_{vj} \approx \frac{E_{ij}}{3}$$

Le module élastique est d'autant plus élevé que le béton est plus résistant.

Le BAEL propose la relation suivante :

$$E_{ij} = 12000 f_{cj} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en } MPa).$$

Avec

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton à jour j .

Il y a d'autres estimations du module élastique dont il est donné par : [21].

$$E_{ij} = 9500 \sqrt[3]{f_{cj} + 8}$$

$$E_{ij} = 10000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

2. Coefficient de fluage

Le coefficient de fluage est déterminé par la formule exacte : [14].

$$\varphi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \cdot \beta_d(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

Avec

β_a : fonction dépendant de l'âge de mise en charge t_0 : [14].

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right];$$

Où $\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ représente la variation de la résistance du béton avec l'âge ;

β_d : fonction correspondant au développement dans le temps (supposé indépendant du vieillissement) de l'élasticité différée ;

β_f : fonction correspondant au développement dans le temps de la plasticité différée dépendant de l'épaisseur fictive h_0 ;

φ_d : coefficient d'élasticité différée, pris égal à 0,4 ;

$\varphi_f = \varphi_{f1} \cdot \varphi_{f2}$: coefficient de plasticité différée ; [14].

φ_{f1} : dépendant du milieu ambiant ;

φ_{f2} : dépendant de l'épaisseur fictive h_0 ;

t : âge du béton au moment considéré (corrigé selon l'équation précédente (âge corrigé)) ;

t_0 : âge (corrigé) du béton au moment de la mise en charge.

Il faut signaler que [14].

- $\beta_a(t_0)$ représente la plasticité instantanée ;
- $\varphi_d \cdot \beta_d(t - t_0)$ représente l'élasticité différée ;
- $\varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$ représente la plasticité différée.

Le coefficient de fluage est simplifié en introduisant :

- $\beta_a(t_0) = 0$.
- $\beta_d(t - t_0) = 1$.
- $\varphi_d = 0,4$ (voir définition de φ_d).

Donc le coefficient de fluage devient : [14].

$$\varphi(t, t_0) = 0,4 + \varphi_f \cdot [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)].$$

Il y a une autre manière de calculer le coefficient de fluage, pour cela le coefficient de fluage est donné par : [21].

$$\varphi_t = K_c \cdot K_a \cdot K_b \cdot K_d \cdot K_t$$

Avec

- K_c : dépend des conditions climatiques d'ambiance (humidité) ;
- K_a : dépend de l'âge du béton lors de la mise en charge ;
- K_b : dépend de la composition du béton (même valeur que pour le retrait) ;
- K_d : dépend des dimensions de la pièce dont l'épaisseur fictive sera déterminée comme pour le retrait ;
- K_t : définit le développement de la déformation différée en fonction du temps (même valeur que pour le retrait).

Pour un béton âgé plus de 3ans et mise en charge après 28jours $\varphi_t = 2$. (Pour les valeurs des coefficients K_c, K_a, K_b, K_d et K_t voir annexe1).

3. Déformation relative de fluage

La déformation relative de fluage qui se développe dans un intervalle de temps $\Delta t = (t - t_0)$ sous contrainte est définie par : [14].

$$\varepsilon_{\text{fluage}} = \varepsilon_{\text{élastique}} * \varphi(t, t_0) = \sigma(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}}$$

Avec

$\sigma(t_0)$: contrainte appliquée à l'instant t_0 ;

E_{c28} : module de déformation à 28 jours, de 25% supérieur au module moyen sécant.

4. La fonction fluage

La fonction fluage (ϕ) représente l'évolution de la déformation relative sous contrainte unitaire.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{\phi}(t) = \sigma(t_0) \left[\frac{1}{E_0} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c28}} \right]$$

Pour une contrainte unitaire ($\sigma(t_0) = 1$) $\Rightarrow \phi(t, t_0) = \frac{1}{E_{c0}} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c28}}$

Avec

E_{c0}, E_{c28} : module de déformation initiale du béton au temps $t = t_0$,
respectivement $t = 28$ jours.

$\frac{1}{E_{c0}}$: représente la partie élastique ;

$\frac{\phi(t, t_0)}{E_{c28}}$: représente la partie différée.

Dans la partie calcul, on suppose que le module de déformation est constant dans le temps ($E_{c0} = E_{c28}$); donc la fonction fluage sera donnée par :

$$\phi(t, t_0) = \frac{1}{E_{c28}} (1 + \phi(t, t_0)) \Rightarrow \varepsilon_{totale} = \varepsilon_{élastique} (1 + \phi(t, t_0))$$

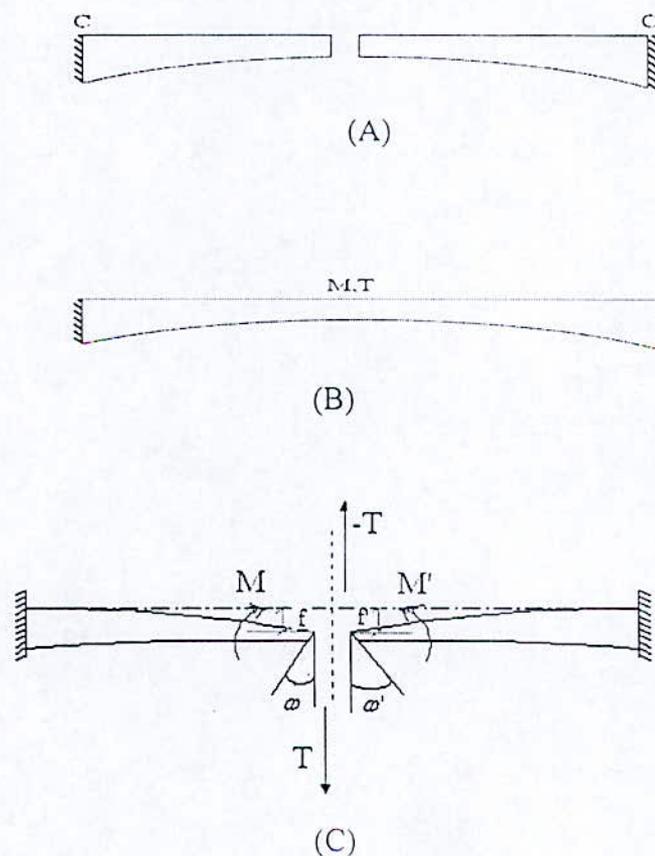
5. L'influence de fluage dans les ponts construits en encorbellement

Les premiers ponts construits en encorbellement comportaient une articulation à la clé, et après solidarisation des fléaux et sous les déformations différées, il y avait un abaissement au niveau de l'articulation évoluant dans le temps.

Les ponts modernes construits par ce procédé sont rendus continus à la clé (par l'intermédiaire d'un voussoir de clavage), ceci a engendré une gêne de déformation et cela conduit à une redistribution des efforts dans l'ouvrage.

On va donner un exemple précisant l'influence de fluage dans les ponts construits en encorbellement successif « Considérons deux consoles : C et C' construites par encorbellement et clavées à l'instant t_c . Si les deux consoles en regard n'avaient pas été solidarifiées l'une à l'autre, elles auraient continué à se déformer par fluage sous l'effet de leur poids propre et de leur précontrainte ; et leurs extrémités auraient subi à partir de l'instant t_c des déformations verticales f et f' croissantes avec le temps.

La solidarisation des consoles a donc gêné leurs déformations différées et a, de ce fait, engendré des efforts hyperstatiques dans la section de clavage qui modifient les conditions d'équilibre antérieures tout en constituant un état d'autocontrainte ». [13].



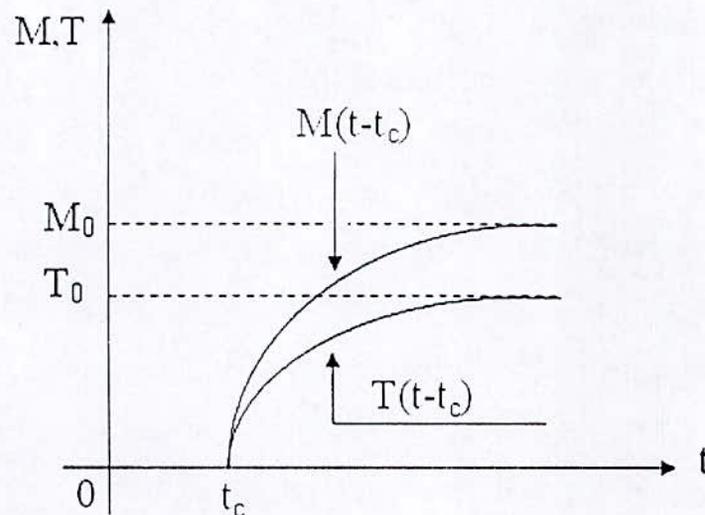


Figure-II.2- Représentation de l'évolution des efforts par fluage. [13].

Un calcul exact des effets de fluage est très délicat et implique nécessairement le recours à des programmes informatiques qui prennent en compte le calendrier de la construction ; car le calcul exact des déformations des ponts construits en encorbellement nécessite des informations sur les dates de construction de chaque voussoir et leur mise en précontrainte, parce que le fluage a une relation directe avec l'âge du béton et du temps de mise en charge. Les résultats obtenus par ces programmes sont toute fois sujets fiable, car :

- les déformations du béton résultent de deux efforts ; le poids propre du béton et la précontrainte, l'erreur relative sur la différence de deux grands nombres peut être importante.
- La loi de fluage du béton étant mal connue, la forme adoptée par le règlement français pour la fonction de fluage : [2].

$$\frac{1}{E(t, t_0)} = \frac{1}{E(t_0)} \left[1 + K_{f1}(t_0) r (t - t_0) \right]$$

Avec

E : module de déformation longitudinale ;

t_0 : l'époque de chargement ;

t : le temps pour lequel on calcule les déformations ;

K_{f1} : coefficient de fluage ;

r : loi de variation du fluage.

semble à peu près satisfaisante. Mais il y a la variation de la qualité du béton d'un voussoir à un autre. Or les résultats de calcul dépendent fortement de la loi de fluage retenue, et cette dernière dépend de E qui est dépend de la résistance où ce dernier dépend de l'âge du béton, c'est pour ça qu'il y a une différence entre le calcul des flèches des tabliers construits par voussoirs coulés en place et les voussoirs préfabriqués. Et il faut signaler que la loi indiquée précédemment n'est valable que pour un temps inférieur à 360 jours, ce qui a limité son application ; donc il faut chercher une loi qui soit conforme à la réalité et valable pour une durée suffisante (quelques années).

Dans ces conditions, il y a une formule forfaitaire pour l'évaluation de la sollicitation S_{fluage} de redistribution par fluage :

$$S_{\text{fluage}} = \frac{1}{2}(S_2 - S_1). \text{ Dans laquelle } S_1 \text{ et } S_2 \text{ représentent les sollicitations dues à la fois au}$$

pois propre et à la précontrainte calculées avec les hypothèses suivantes :

- S_1 : sollicitation en tenant compte des phases successives de la construction, le béton étant supposé linéairement élastique ;
- S_2 : sollicitation en considérant l'ouvrage coulé sur cintre avec également un matériau linéairement élastique.

Bien entendu l'ouvrage doit satisfaire aux prescriptions réglementaires aussi bien avant redistribution ($S_f = 0$) qu'après.

$$\text{Donc la sollicitation totale sera } S = S_1 + \frac{1}{2}(S_2 - S_1) = \frac{1}{2}(S_1 + S_2).$$

Dans certains cas l'évaluation des efforts de fluage par la méthode précédente soit trop optimiste ; il y a donc lieu d'exiger sur la fibre inférieure de l'ouvrage une compression minimale avant prise en compte des redistributions par fluage.

La valeur de cette compression minimale est fixée à :

- $1,5MPa$ pour les fléaux composés de voussoirs coulés en place ou de voussoirs préfabriqués âgés de moins de 21 jours lors de leur mise en précontrainte.
- $1,0MPa$ pour les fléaux composés de voussoirs préfabriqués âgés d'au moins 21 jours lors de leur mise en précontrainte.

Cette différence de contrainte de compression est due au fait que les voussoirs soumis à des contraintes élevées, alors que le béton est encore jeune, subissent des déformations par fluage plus importantes que les voussoirs dont le béton est suffisamment âgé.

Dans le calcul on tient compte du fluage par l'intermédiaire de deux règles forfaitaires dont on retiendra la plus défavorable ; ceci conduira à augmenter le nombre des câbles de continuité.

La redistribution des efforts par fluage dans les ponts construits en encorbellement successif implique le changement dans le profil en long du tablier ; ce changement est expliqué par le fait que le moment (après clavage) à la clé augmente par contre il diminue au niveau de l'appui. [2, 10, 14].

Pourquoi ce changement ?

Le schéma statique du tablier change en cours de construction ; dans la phase statique (construction des fléaux) le moment augmente au fur et à mesure avec l'avancement de la console ; mais au niveau de l'extrémité (dernier voussoir) le moment est nul (évidement). Après clavage le tablier devient hyperstatique, donc il y aura un moment à mi-travée et automatiquement le moment diminue sur la pile (système hyperstatique).

Supposons qu'on a un pont à trois travées (les encastremets sont provisoires).

- 1^{ère} étape : avant clavage :

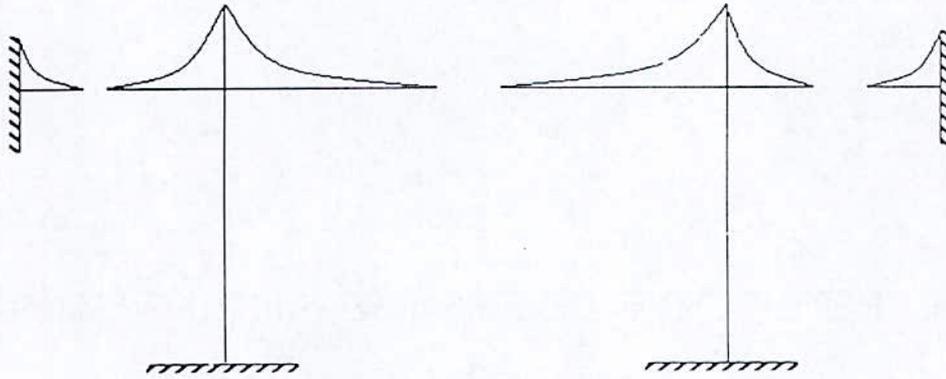


Figure-II.3- Diagramme des moments avant clavage.

- 2^{ème} étape : après clavage :

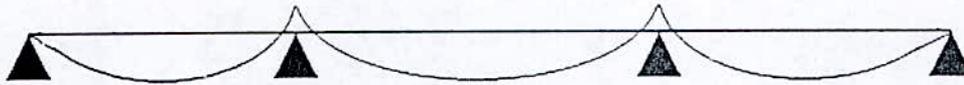


Figure-II.4- Diagramme des moments après clavage (système définitif).

On peut dire qu'après fluage la distribution des efforts tendent à se rapprocher de celle que l'on aurait obtenue si l'ouvrage avait été entièrement coulé en place en s'appuyant sur un cintre générale.

CHAPITRE III

L'EFFET DES GRADIENTS THERMIQUES DANS LES TABLIERS

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de température qui s'établit journalièrement entre les fibres supérieure (extrados) et inférieure (intrados) d'une poutre. On admet toujours que l'extrados est plus chaud que l'intrados, bien que des gradients inversés aient déjà été constatés, avec cependant des valeurs numériques beaucoup plus faible, ce qui justifie le fait que ces derniers soient négligés.

Ces différences sont dues essentiellement à l'ensoleillement qui, en raison du fort pouvoir absorbant du revêtement de chaussée, entraîne une élévation de température du hourdis supérieur, créant ainsi un gradient thermique dans les sections du tablier.

Les relevés de température effectués sur des ouvrages en béton ont permis d'établir que :

- la variation journalière de la température moyenne du tablier n'excède pas 6°C ;
- les températures moyennes minimale et maximale sont atteintes respectivement vers 8^{h} et vers 18^{h} ;
- le gradient maximal se produit aux environs de 15^{h} ;
- la répartition des températures à l'intérieur de chaque section suit une loi complexe.

Pour faciliter les calculs on admet que la répartition des températures (schématisée ci-dessous) suit une loi linéaire produisant les mêmes effets globaux.

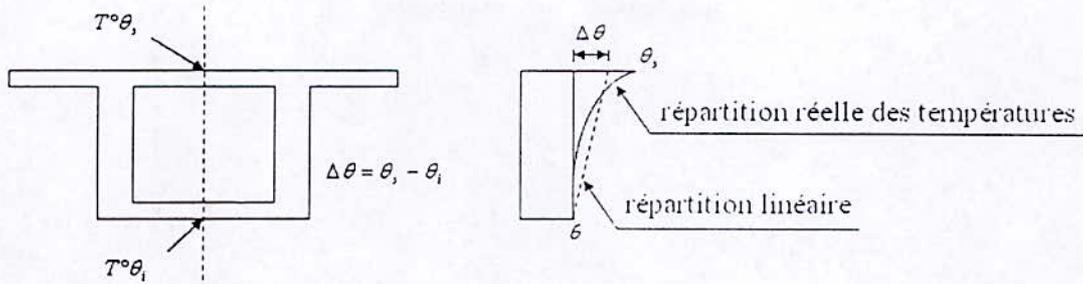


Figure-III.1- Variation des gradients thermiques du tablier. [2, 13].

En l'absence de résultats expérimentaux plus nombreux, on considère habituellement deux gradient thermiques, supposés tous deux linéaires sur la hauteur de la section : le premier, dit de *courte durée*, compatible avec les charges permanentes et correspond à un écart de température de 10°C entre les fibres extrêmes du tablier. Le second, dit de *longue durée*, cumulable avec les charges permanentes et les charges d'exploitation et se traduisant par un écart de température de 5°C. Dans les deux cas, le module de déformation à prendre en compte est le module instantané en raison du caractère journalier des variations de la température.

En admettant que le gradient thermique est constant le long du tablier, la détermination des efforts de flexion qu'il engendre ne présente aucune difficulté particulière.

Sous l'effet de la température, un pont en caisson se comporte pratiquement comme un bi-lame, c'est-à-dire qu'il tend à se déformer pour avoir une courbure vers le haut.

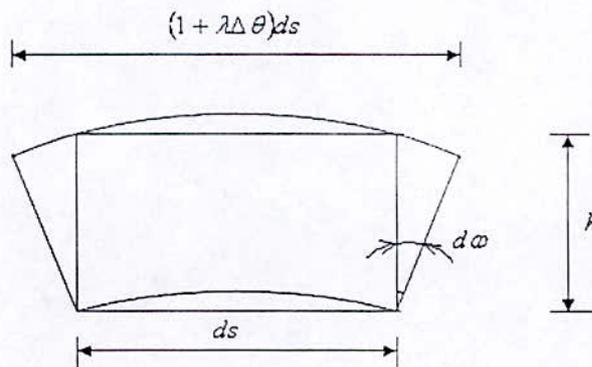


Figure-III.2- Représentation de la déformation d'une pièce sous le gradient thermique. [13].

Allongement :

- fibre supérieure $(1 + \lambda \Delta \theta) ds$;
- fibre inférieure ds .

Avec

λ : coefficient de dilatation du béton qui vaut $10^{-5} (C^\circ)^{-1}$.

On va résumer le calcul des contraintes de flexion produites par un gradient thermique $\Delta \theta$ dans une travée symétrique à intrados parabolique parfaitement encastree à ses extrémités.

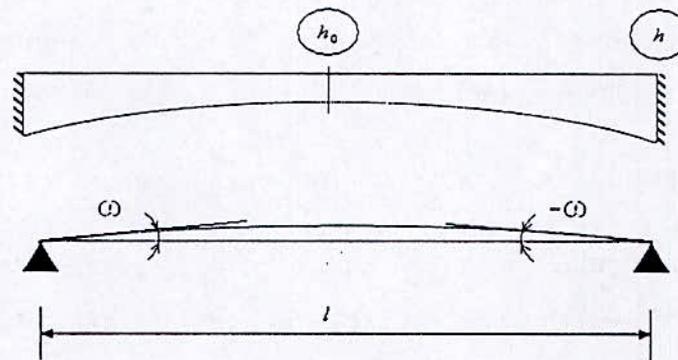
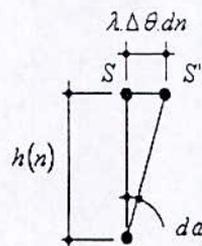


Figure-III.3- la déformation sous l'effet d'un gradient thermique. [13].



Rotations isostatiques de la travée : [13].

La rotation unitaire de la section du tablier est donnée par :

$$d\omega = \frac{\lambda \cdot \Delta\theta \cdot dn}{h(n)} \Rightarrow \omega = \lambda \cdot \Delta\theta \int_0^{\frac{1}{2}} \frac{dn}{h(n)}$$

$$\omega = \frac{K\Delta\theta}{2h_0} \cdot l \cdot \frac{\text{Arctg} \sqrt{\frac{h}{h_0} - 1}}{\sqrt{\frac{h}{h_0} - 1}}$$

Moment et contrainte σ_i de flexion : [13].

$$M = \frac{\omega}{a+b} \quad \sigma_i = \frac{M \cdot v'}{I_0} \quad v' = k \cdot h_0$$

Avec

k : une fraction de la hauteur totale h_0 .

a et b : coefficient de souplesse.

$$\sigma_i = E \cdot \lambda \cdot \Delta\theta \cdot k \cdot \beta \left(\frac{h}{h_0} \right)$$

Avec

β : une fonction de la seule variable $\frac{h}{h_0}$.

- Si $\frac{h}{h_0} = 1$ (tablier à inertie constante) :

$$\omega = \frac{\lambda \cdot \Delta\theta \cdot l}{2h_0}$$

$$\sigma_i = E \cdot \lambda \cdot \Delta\theta \cdot k$$

Pour un tablier de hauteur constante la contrainte σ_i est voisine de 12 Kg/cm^2 ; quelles que soient les caractéristiques de l'ouvrage. De même pour un tablier de hauteur variable, de portée quelconque, la contrainte σ_i varie de 16 à 20 Kg/cm^2 , environ 18 Kg/cm^2 .

On peut en déduire :

- d'une part, qu'un ouvrage de hauteur variable est environ une fois et demie plus sensible aux gradients thermique qu'un ouvrage de hauteur constante.

- d'autre part, qu'entre deux ouvrages de hauteur variable les sollicitations de flexion sont plus importantes pour celui dont la variation de hauteur est plus marquée.

Il faut signaler que le gradient thermique de 5°C, dit de longue durée, est généralement plus sévère que le gradient thermique de courte durée, qui ne peut se cumuler avec les surcharges.

N.B : parfois on utilise $\Delta\theta = 6^\circ\text{C}$ au lieu de 5°C pour le gradient de longue durée et 12°C au lieu de 10°C pour le gradient de courte durée.

En conclusion, la prise en compte des efforts thermiques dans les projets de ponts en encorbellement, conduit à des contraintes de traction importantes au voisinage de la clé des travées de l'ordre de $20 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ pour les tabliers de hauteur variable. Sous l'action de ces efforts supplémentaires, la section de clé tendant souvent à devenir sous critique, il est souhaitable d'augmenter sa hauteur, ce qui a d'ailleurs pour conséquence directe d'atténuer l'effet des gradients thermiques par diminution du rapport $\frac{h}{h_0}$. [2, 13, 20].

CHAPITRE IV

DEFORMATIONS DES FLEAUX ET CONTREFLECHES

Un fléau est construit par plusieurs voussoirs, bétonnés et précontraints à des âges différents. Il est nécessaire de connaître avec suffisamment d'exactitude les déformations des consoles aux différentes étapes de la construction, pour déterminer des contreflèches à donner aux équipages mobiles de bétonnage ou aux cellules de préfabrication des voussoirs.

Le calcul des flèches des ponts construits par encorbellement successif est fait dans les deux phases :

- **Phase isostatique** : lors de la construction des consoles ; les déformations sont dues :
 - au poids propre des voussoirs ;
 - au poids propre de l'équipage mobile de bétonnage ou de l'appareil de pose (cas de voussoirs préfabriqués) ;
 - à la précontrainte assurant l'assemblage des voussoirs.
 - à la température ;
 - au fluage.

- **Phase hyperstatique** : après clavage ; le tablier continue à se déformer pour les raisons suivantes :
 - mise en tension de la précontrainte de solidarisation ;
 - enlèvement des équipages mobiles ou des appareils de pose ;
 - suppression des appuis provisoires ;

- mise en place des superstructures.

En plus, les déformations différées de fluage du béton, qui n'entraînent pas seulement des différences de niveau entre les extrémités des consoles d'une même travée, mais engendrent des variations continues du profil en long de l'ouvrage (généralement abaissement de la clé des travées). Pour cette raison, ces déformations doivent être compensées par les contreflèches d'exécution données aux consoles.

Le problème majeur dans le calcul des flèches est de connaître avec suffisamment d'exactitude le comportement à long terme du béton sous charge.

En réalité le module de déformation longitudinal du béton varie avec le temps, en fonction, d'une part, de l'âge du béton au moment du chargement et, d'autre part, de la durée du chargement.

Prenant un exemple 'un fléau construit par 3 voussoirs exécutés sans contreflèches, et observons les déformations des différentes consoles.

Lors de l'exécution du voussoir n°1, on mesure une flèche égale à f_1 . Après coulage du voussoir n°2, la console subira une flèche égale à f_2 et la déformation du voussoir n°1 augmente, elle sera égale à $f_1 + f_1^2$. Le coulage du voussoir n°3 provoque une flèche égale à f_3 , la déformation du voussoir n°2 sera égale à $f_2 + f_2^3$ et la déformation du voussoir n°1 sera égale à $f_1 + f_1^2 + f_1^3$.

L'allure des contreflèches sera la même que celle des flèches (vers le haut).

Notation :

- la flèche désignée par f_i , est la flèche du voussoir n° i .
- la flèche désignée par f_i^j , est la flèche du voussoir n° i influencée par le voussoir n° j .

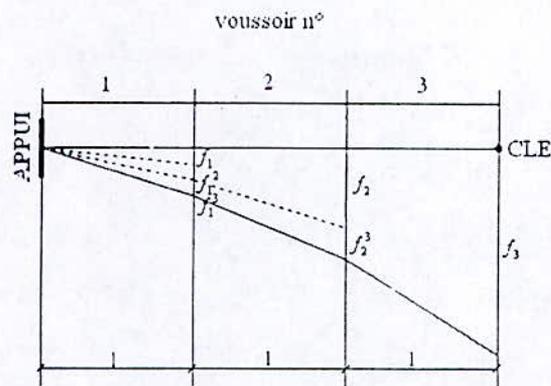


Figure-IV.1- déformations sans contreflèches.

L'évaluation des flèches des voussoirs peut se résoudre par la formule suivante :

$$v = \sum_0^x \frac{M(x-\xi)}{EI} \Delta\xi$$

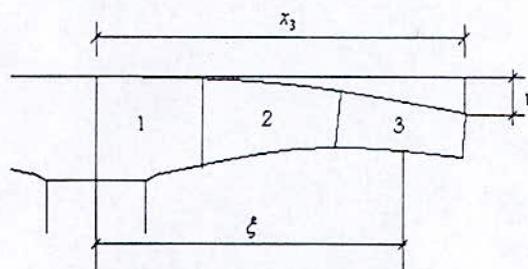


Figure-IV.1- Représentation de la flèche d'un fléau construit par 3 voussoirs.

Avec

x : l'abscisse de la section calculée ;

M : la résultante des moments ;

ξ : l'abscisse courante ;

E : le module de déformation ;

I : le moment d'inertie ;

$\Delta\xi$: longueur d'un voussoir.

On considère un fléau construit par trois voussoirs. Appelons M_1^1, M_2^1 et M_3^1 , les moments à l'abscisse ξ_1 (milieu du voussoir n°1) lorsqu'on ajoute les voussoirs 1, 2 et 3.

D'une façon générale M_i^j c'est le moment dans l'abscisse j créé par le voussoir i , telle que $M_i^j = \mu_i^j - p_i^j$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu'_i : \text{moment à l'abscisse } j \text{ créé par le poids propre du voussoir } i ; \\ p'_i : \text{moment à l'abscisse } j \text{ créé par la précontrainte du voussoir } i . \end{array} \right.$$

Admettons, pour fixer les idées, qu'on bétonne un voussoir par semaine et soient E_1 , E_2 et E_3 les modules instantanés correspondant à une mise en charge au bout de 1, 2 et 3 semaines.

Soient d'autre part φ_1 , φ_2 et φ_3 les coefficients de fluage correspondant également à ces mises en charges au bout de 1, 2 et 3 semaines.

Les déformations des extrémités des voussoirs sont données comme suit :

- **Coulage du voussoir n°1 :**

$$\nu_1 = \frac{x_1 - \xi_1}{I_1} \Delta \xi \left[\frac{M_1^1}{E_1} (1 + \varphi_1) \right]$$

- **Coulage du voussoir n°2 :**

$$\nu_1 = \frac{x_1 - \xi_1}{I_1} \Delta \xi \left[\frac{M_1^1}{E_1} (1 + \varphi_1) + \frac{M_2^1}{E_2} (1 + \varphi_2) \right]$$

$$\nu_2 = \frac{x_2 - \xi_1}{I_1} \Delta \xi \left[\frac{M_1^1}{E_1} (1 + \varphi_1) + \frac{M_2^1}{E_2} (1 + \varphi_2) \right] + \frac{x_2 - \xi_2}{I_2} \Delta \xi \left[\frac{M_2^2}{E_1} (1 + \varphi_1) \right]$$

- **Coulage du voussoir n°3 :**

$$\nu_1 = \frac{x_1 - \xi_1}{I_1} \Delta \xi \left[\frac{M_1^1}{E_1} (1 + \varphi_1) + \frac{M_2^1}{E_2} (1 + \varphi_2) + \frac{M_3^1}{E_3} (1 + \varphi_3) \right]$$

$$\nu_2 = \frac{x_2 - \xi_1}{I_1} \Delta \xi \left[\frac{M_1^1}{E_1} (1 + \varphi_1) + \frac{M_2^1}{E_2} (1 + \varphi_2) + \frac{M_3^1}{E_3} (1 + \varphi_3) \right]$$

$$+ \frac{x_2 - \xi_2}{I_2} \Delta \xi \left[\frac{M_2^2}{E_1} (1 + \varphi_1) + \frac{M_3^2}{E_2} (1 + \varphi_2) \right]$$

$$\left\{ \begin{aligned} v_3 &= \frac{x_3 - \xi_1}{I_1} \Delta \xi \left[\frac{M_1^1}{E_1} (1 + \varphi_1) + \frac{M_2^1}{E_2} (1 + \varphi_2) + \frac{M_3^1}{E_3} (1 + \varphi_3) \right] \\ &+ \frac{x_3 - \xi_2}{I_2} \Delta \xi \left[\frac{M_2^2}{E_1} (1 + \varphi_1) + \frac{M_3^2}{E_2} (1 + \varphi_2) \right] \\ &+ \frac{x_3 - \xi_3}{I_3} \Delta \xi \left[\frac{M_3^3}{E_1} (1 + \varphi_1) \right] \end{aligned} \right.$$

➤ **Le réglage des contreflèches :**

1. Voussoirs bétonnés en place :

On règle l'équipage mobile en se référant à l'altitude théorique qu'il devrait avoir avant bétonnage des voussoirs. La courbe de la figure -IV.1- peut servir néanmoins au contrôle des déformations des fléaux en cours de construction, sous réserve de procéder au nivellement du tablier au premières heures de la matinée, quand le gradient thermique est encore faible.

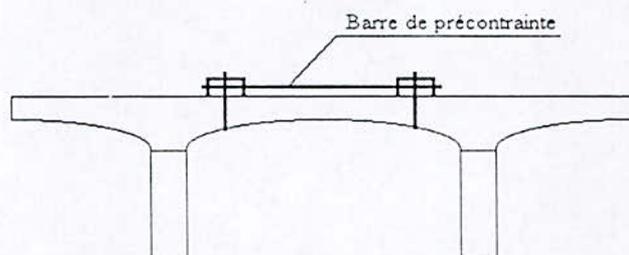
2. Voussoirs préfabriqués :

De la même manière on procède pour les tabliers construits par voussoirs préfabriqués, le voussoir contremoule étant positionné de manière à former la contreflèche nécessaire avec la cellule de préfabrication. Les déformations sont cependant beaucoup plus faibles dans ce cas (de l'ordre de la moitié ou du tiers), les voussoirs préfabriqués étant habituellement stockés quelques semaines avant leur mise en place dans l'ouvrage.

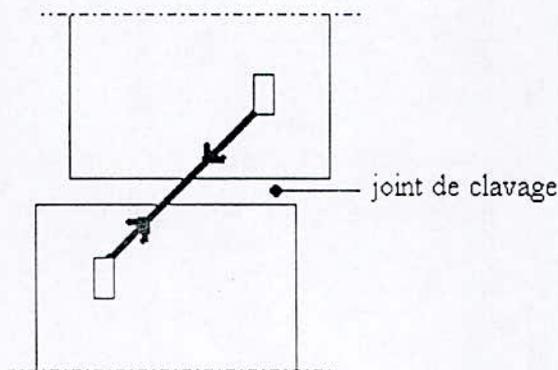
Si malgré les contrôles effectués en cours de construction, les extrémités des fléaux en regard ne sont pas alignées au moment du clavage, on devra appeler à un des remèdes suivants :

- **écarts en altitude :** basculement des fléaux au moyen de vérins ou déformations verticales à l'aide de contrepoids ;
- **écarts en plan :** déformation horizontales des consoles par des barres de précontrainte croisées, disposées sur la table supérieure des voussoirs.

Si les sections d'extrémité des consoles présentent des écarts de dévers, seul un déplacement d'ensemble d'un des fléau pourra y remédier ; les déformations par torsion des tabliers sont en effet généralement impossibles. [1, 11, 13].



Vue en profil



Vue en plan

Figure-IV.3- Réglage en plan des fléaux. [13].

CHAPITRE V

APPLICATION

1. Description de l'ouvrage traité

Considérant un exemple illustratif de calcul des flèches des ponts construits en encorbellement successif, le pont de OUED KNISS à HYDRA (Alger) ; construit par trois travées de 31,5 ; 55 et 31,5m. Nous donnons un tableau qui résume les différentes caractéristiques géométriques des différents voussoirs constituants.

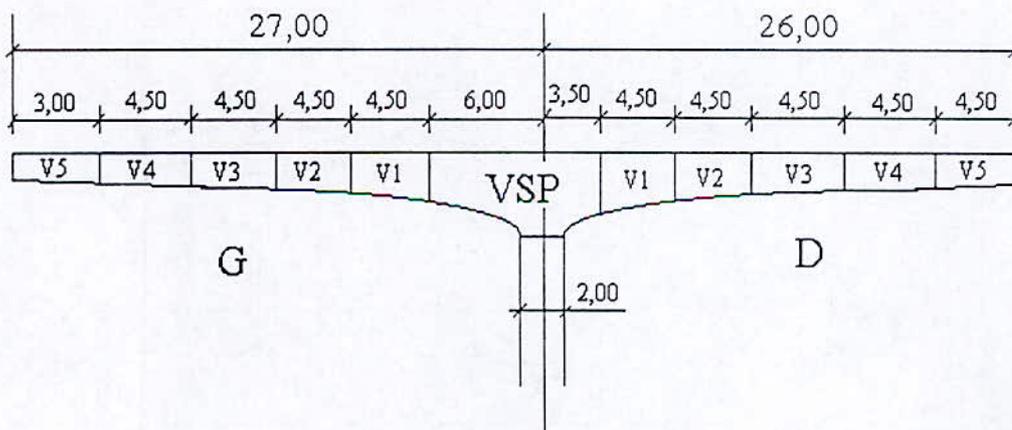


Figure-V.1- fléau du pont de OUED KNISS. [7].

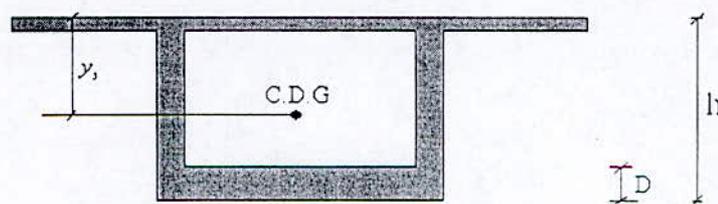


Figure-V.2- Section d'un voussoir courant. [7].

	Ciè	V5(G)	V4(G)	V3(G)	V2(G)	V1(G)	VSP		V1(D)	V2(D)	V3(D)	V4(D)	V5(D)	ciè
h(m)	1,512	1,573	1,723	1,955	2,269	2,664	3,200	2,894	2,421	2,045	1,767	1,587	1,505	1,500
D(cm)	25	30	30	40	40	50	60	60	55	45	40	30	30	25
ln(m)	1,848	1,729	2,175	3,220	4,664	7,317	11,960	11,960	9,167	5,638	3,603	2,317	1,768	1,466
$y_s(m^4)$	0,587	0,638	0,701	0,853	0,998	1,240	1,559	1,559	1,379	1,096	0,895	0,720	0,644	0,585
S(m ²)	4,905	5,166	5,316	5,948	6,262	7,057	7,993	7,993	7,487	6,614	6,083	5,360	5,180	4,898
W _s (m ³)	2,528	2,710	3,103	3,775	4,673	5,901	7,672	7,672	6,648	5,144	4,026	3,215	2,745	2,494
W(m ³)	1,604	1,849	2,128	2,922	3,370	5,138	7,288	7,288	6,051	3,133	2,213	1,875	1,593	1,586
P(t)	24,51	44,06	58,96	63,36	74,68	112,92	67,88	79,73	71,32	64,42	59,37	59,28	56,69	36,72

Tableau-V.1 - Les caractéristiques géométriques des voussoirs. [7].

Avec

h : la hauteur ;

D : l'épaisseur du hourdis inférieur ;

I_n : le moment d'inertie ;

y_s : la distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur ;

S : la surface ;

W_s : le module de flexion supérieur $= \frac{I_n}{y_s}$;

W_i : le module de flexion inférieur $= \frac{I_n}{(h - y_s)}$;

p : le poids d'un voussoir.

N.B : puisque la section d'un voussoir change, les valeurs qui sont indiqués ci-dessus, sont les valeurs maximales.

2. Tablier en phase de construction

2.1 Flèche finale du fléau

2.11 Flèche due au poids propre du fléau :

En utilisant l'intégrale de MOHR, la flèche est donnée par : [5].

$$EI_c \cdot f_g = \int_0^l M \cdot \overline{M} \cdot \frac{I_c}{I_n} dx$$

Avec

$$E = 3767413,1 \text{ t/m}^2 ;$$

I_c : moment d'inertie du voussoir de clavage $= 1,499 \text{ m}^4$;

f_g : flèche élastique due au poids propre ;

M : moment du au poids propre ;

\overline{M} : moment du à une charge unitaire ;

I_n : moment d'inertie d'un voussoir quelconque.

Pour résoudre ce problème il faut calculer cette intégrale, pour cela on utilise le théorème de SIMPSON.

Le théorème de SIMPSON sert à donner une valeur approximative d'une intégrale

définie. [17, 18, 19]. Donc $\int_0^l M \cdot \overline{M} \cdot \frac{I_c}{I_n} = \frac{\Delta X}{3} (y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + y_n)$

Avec

ΔX : longueur d'un voussoir ;

$$y_n = M \cdot \overline{M} \cdot \frac{I_c}{I_n}.$$

$$\text{Donc } f_g = \frac{\Delta X (y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + y_n)}{3EI_c}$$

X	M_{g0}	\overline{M}	χ	I_n	I_c/I_n	$M_{g0} \cdot M_X \cdot I_c / I_n \cdot \chi$
0	0	0	1	1,499	1	0
4,5	223,44	4,5	4	1,8777	0,79831709	3210,767471
9	683,51	9	2	2,5233	0,59406333	7308,868078
13,5	1225,26	13,5	4	3,7013	0,40499284	26795,96249
18	2205,51	18	2	5,5483	0,27017285	21451,28087
22,5	3540,38	22,5	4	8,7099	0,17210301	54837,90466
27	5155,45	27	1	11,96	0,12533445	17446,19798

Tableau-V.2- Les moments fléchissants dus au poids propre du fléau.

Donc la flèche due au poids propre : $f_g^{el} = 3,5cm$.

2.12 Flèche due à la précontrainte du fléau :

De la même manière on va calculer les flèches dues à la précontrainte.

X	M_{v0}	\overline{M}	χ	I_c/I_n	$M_{v0} \cdot M_X \cdot I_c / I_n \cdot \chi$
0	368,22	0	1	1	0
4,5	1012,61	4,5	4	0,79831709	14550,90963
9	1665,18	9	2	0,59406333	17806,00277
13,5	2450,14	13,5	4	0,40499284	53583,61448
18	3363,68	18	2	0,27017285	32715,89995
22,5	4549,07	22,5	4	0,17210301	70461,77716
27	5597,84	27	1	0,12533445	18943,25903

Tableau-V.3- Les moments fléchissants dus à la précontrainte du fléau.

La flèche due à la précontrainte : $f_v^{ét} = 5,5cm$.

2.13 Flèche due au poids propre du chariot : ($p = 40t$)

Toujours de la même manière on va calculer les flèches dues au poids du chariot.

X	M_{p0}	\overline{M}	χ	I_n	I_c/I_n	$M_{p0} \cdot M_X \cdot I_c / I_n \cdot \chi$
0	0	0	1	1,499	1	0
4,5	180	4,5	4	1,8777	0,79831709	2586,547372
9	360	9	2	2,5233	0,59406333	3849,530377
13,5	540	13,5	4	3,7013	0,40499284	11809,59122
18	720	18	2	5,5483	0,27017285	7002,880161
22,5	900	22,5	4	8,7099	0,17210301	13940,34375
27	1080	27	1	11,96	0,12533445	3654,752508

Tableau-V.4- Les moments fléchissants dus au poids propre du chariot.

Donc la flèche due au poids propre du chariot : $f_{ch}^{ét} = 1,1cm$.

2.14 Flèche due à la température :

La rotation de la section de la console vaut:

$$\omega = \frac{\lambda \cdot \Delta T \cdot l}{2h_0} * \frac{\text{Arctg} \sqrt{\frac{h}{h_0} - 1}}{\sqrt{\frac{h}{h_0} - 1}} \text{ avec } \lambda = 10^{-5} (C^\circ)^{-1}$$

Donc $\omega = 0,00069 \text{rd}$.

La flèche finale due à la température : $f = \frac{\alpha \cdot \Delta T}{h} \left[\frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{4l} \right]$ avec $h = \frac{h_{pile} + h_{clé}}{2}$

Pour $x = l \Rightarrow f_{T^*} = \frac{\alpha \cdot \Delta T}{h} \left[\frac{l^2}{4} \right] = 0,0077 \approx 0,8 \text{cm}$.

2.15 Flèche de la crête de la pile :

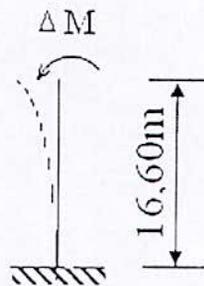


Figure-V.3- déformation de la crête de la pile.

La pile va fléchir dans le sens de plus grand moment (dans notre cas vers la partie gauche). Calculant la différence des deux moments :

$$\Delta M = M_{gauche} - M_{droit} = 424 \text{t.m}$$

La flèche de la pile est donnée par : $f_{pile} = \frac{\Delta M \cdot h^2}{2EI} = \frac{424 \cdot (16,6)^2}{2 \cdot 3450652,11 \cdot 3,33} = 0,005m$

La rotation de la pile est la même que celle du fléau ; donc :

$$\omega = \frac{0,005}{16,6} = 0,00031 \Rightarrow f_{fléau} = 0,00031 \cdot 2700 = 0,8cm$$

2.16 La flèche finale en tenant compte l'influence de fluage :

La flèche totale égale à la flèche élastique + la flèche due au fluage. Toutes les flèches sont positives (vers le bas) sauf celle due à la précontrainte (vers le haut). [6, 7, 14].

$$\text{Donc } f_c = (f_g - f_v)(K + \varphi_t)$$

Avec

$$K = \frac{E_j}{E_{28}} \approx 1 \Rightarrow f_c = (f_g - f_v)(1 + \varphi_t) \text{ (le module de déformation longitudinal est}$$

supposé constant).

On suppose que la mise en tension de la précontrainte du 1^{er} voussoir sera après 3 jours.

Donc on calcule $\varphi(t_0, t) = \varphi(3, 144)$ (avant clavage) et $\varphi(t_0, t) = \varphi(3, \infty)$.

Le calendrier de l'exécution :

Le décalage entre exécution de chaque voussoir sera égal à 15 jours.

Voussoir n°	La date de mise en tension (jours)
VSP	3
1	18
2	33
3	48
4	63
5	78

Tableau-V.5- le calendrier de l'exécution des voussoirs.

L'épaisseur fictive :

Donnée par

$$h_0 = \lambda \cdot \frac{\text{aire de la section}}{\text{demi périmètre}}$$

Avec

λ : coefficient qui dépend du milieu extérieur (pour une humidité de 70%,
 $\lambda = 1,5$).

- A la clé :

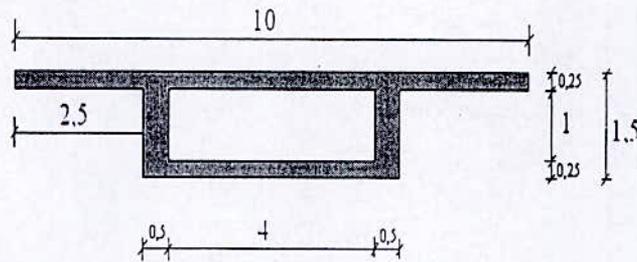


Figure-V.4- coupe transversale du voussoir clé.

- L'aire de la section = $4,893m^2$.

- $\frac{1}{2}$ périmètre = $16,5m$.

Donc $h_0^{clé} = \lambda \cdot 0,297 = 0,45m = 45cm$.

- Sur pile :

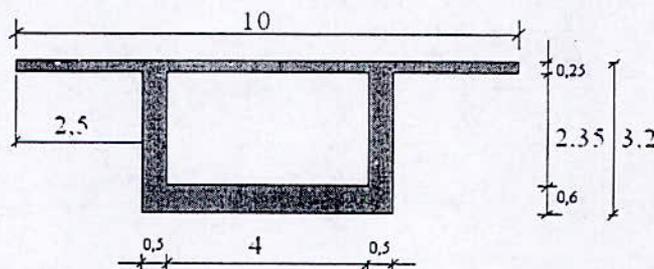


Figure-V.5- coupe transversale du voussoir sur pile.

- L'aire de la section = $7,993m^2$.
- $\frac{1}{2}$ périmètre = $19,55m$.

$$\text{Donc } h_0^{pile} = \lambda \cdot 0,408 = 0,61m = 61cm.$$

$$\text{Alors } h_0^{moy} = 53,1cm.$$

On va déterminer la valeur de φ_i (à partir des abaques données en annexe 1) ; ces abaques sont en fonction de l'épaisseur moyenne, du temps de mise en charge t_0 et la durée du chargement t .

Les valeurs de $\varphi(t, t_0)$ sont donnés dans le tableau ci-dessous :

La date de mise en charge t_0 (jours)	$\varphi(144, t_0)$	$\varphi(\infty, t_0)$	$\varphi_{moy} = \frac{\varphi(144, t_0) + \varphi(\infty, t_0)}{2}$
3	1,98	3,364	2,672
18	1,246	2,66	1,953
33	0,431	2,412	1,4215
48	0,844	2,265	1,5545
63	0,75	2,163	1,4565
78	0,634	2,219	1,4265

Tableau-V.6- Le coefficient de fluage.

La flèche finale est donnée par :

$$f = (f^* + f^{précontrainte}) * (1 + \varphi_i)$$

Avec

f^* : désigne la somme des flèches positive (poids propre, température, du poids propre du chariot et la crête de la pile).

$$\text{Donc flèche finale sera vaut } f = [(3,5 + 0,8 + 0,8 + 1.1) - 5,5](1 + 2,672) = 2,6cm \approx 3cm.$$

2.16 La flèche finale de chaque voussoir :

Les moments sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Moment dû au poids propre (t.m)	Moment dû à la précontrainte (t.m)	Moment dû au poids propre du chariot (t.m)	Moment dû à la température (t.m)	Moment dû à la déformation de la crête de la pile (t.m)	Le moment total (t.m)
M_{VSP}^{VSP}	84,69	4199,48	0	1238,48	55,06	-2821,25
M_1^{VSP}	389,81	2945,78	0	1068,03	72,74	-1415,2
M_2^{VSP}	669,53	2202,32	0	1109,4	62,5	-360,89
M_3^{VSP}	902,88	1396,61	0	1082,37	65,74	654,38
M_4^{VSP}	1105,31	820,61	0	1078,91	67,38	1430,99
M_5^{VSP}	849,83	368,22	1080	1077,64	-397,57	2241,68
M_1^1	41,44	2945,78	0	1068,03	-28,8	-1865,11
M_2^1	309,02	2202,32	0	1109,4	-12,35	-796,25
M_3^1	570,24	1396,61	0	1082,37	-9,32	246,68
M_4^1	795,83	820,61	0	1078,91	-4,86	1049,27
M_5^1	651,53	368,22	750	1077,64	-369,07	1741,88
M_2^2	38,63	2202,32	0	1109,4	-1,57	-1055,86
M_3^2	285,12	1396,61	0	1082,37	-4,66	-33,78
M_4^2	530,55	820,61	0	1078,91	-3,24	785,61
M_5^2	481,56	368,22	570	1077,64	-283,89	1477,09
M_3^3	35,64	1396,61	0	1082,37	-0,61	-279,21
M_4^3	265,28	820,61	0	1078,91	-1,62	521,96
M_5^3	311,60	368,22	390	1077,64	-28,74	1382,28
M_4^4	33,16	820,61	0	1078,91	-0,2	291,26
M_5^4	141,64	368,22	210	1077,64	-113,5	947,56
M_5^5	14,16	368,22	60	1077,64	-17,73	765,85

Tableau-V.7- les valeurs des moments totaux.

Pour le calcul des flèches de chaque voussoir, on utilise la formule exacte :

$$v = \sum_0^x \frac{M(x-\xi)}{EI} \Delta \xi$$

$$\begin{aligned} v_5 &= \frac{x_5 - \xi_{VSP}}{I_{VSP} E} \Delta \xi_{VSP} [M_{VSP}^{VSP} (1 + \varphi_1) + M_1^{VSP} (1 + \varphi_2) + M_2^{VSP} (1 + \varphi_3) + M_3^{VSP} (1 + \varphi_4) \\ &+ M_4^{VSP} (1 + \varphi_5) + M_5^{VSP} (1 + \varphi_6)] \\ &+ \frac{x_5 - \xi_1}{I_1 E} \Delta \xi_1 [M_1^1 (1 + \varphi_1) + M_2^1 (1 + \varphi_2) + M_3^1 (1 + \varphi_3) + M_4^1 (1 + \varphi_4) + M_5^1 (1 + \varphi_5)] \\ &+ \frac{x_5 - \xi_2}{I_2 E} \Delta \xi_2 [M_2^2 (1 + \varphi_1) + M_3^2 (1 + \varphi_2) + M_4^2 (1 + \varphi_3) + M_5^2 (1 + \varphi_4)] \\ &+ \frac{x_5 - \xi_3}{I_3 E} \Delta \xi_3 [M_3^3 (1 + \varphi_1) + M_4^3 (1 + \varphi_2) + M_5^3 (1 + \varphi_3)] \\ &+ \frac{x_5 - \xi_4}{I_4 E} \Delta \xi_4 [M_4^4 (1 + \varphi_1) + M_5^4 (1 + \varphi_2)] \\ &+ \frac{x_5 - \xi_5}{I_5 E} \Delta \xi_5 [M_5^5 (1 + \varphi_5)] = 0,043m = 4,3cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_4 &= \frac{x_4 - \xi_{VSP}}{I_{VSP} E} \Delta \xi_{VSP} [M_{VSP}^{VSP} (1 + \varphi_1) + M_1^{VSP} (1 + \varphi_2) + M_2^{VSP} (1 + \varphi_3) + M_3^{VSP} (1 + \varphi_4) \\ &+ M_4^{VSP} (1 + \varphi_5) + M_5^{VSP} (1 + \varphi_6)] \\ &+ \frac{x_4 - \xi_1}{I_1 E} \Delta \xi_1 [M_1^1 (1 + \varphi_1) + M_2^1 (1 + \varphi_2) + M_3^1 (1 + \varphi_3) + M_4^1 (1 + \varphi_4) + M_5^1 (1 + \varphi_5)] \\ &+ \frac{x_4 - \xi_2}{I_2 E} \Delta \xi_2 [M_2^2 (1 + \varphi_1) + M_3^2 (1 + \varphi_2) + M_4^2 (1 + \varphi_3) + M_5^2 (1 + \varphi_4)] \\ &+ \frac{x_4 - \xi_3}{I_3 E} \Delta \xi_3 [M_3^3 (1 + \varphi_1) + M_4^3 (1 + \varphi_2) + M_5^3 (1 + \varphi_3)] \\ &+ \frac{x_4 - \xi_4}{I_4 E} \Delta \xi_4 [M_4^4 (1 + \varphi_1) + M_5^4 (1 + \varphi_2)] = 0,01m = 1cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
v_3 = & \frac{x_4 - \xi_{VSP}}{I_{VSP} E} \Delta \xi_{VSP} [M_{VSP}^{VSP} (1 + \varphi_1) + M_1^{VSP} (1 + \varphi_2) + M_2^{VSP} (1 + \varphi_3) + M_3^{VSP} (1 + \varphi_4) \\
& + M_4^{VSP} (1 + \varphi_5) + M_5^{VSP} (1 + \varphi_6)] \\
& + \frac{x_3 - \xi_1}{I_1 E} \Delta \xi_1 [M_1^1 (1 + \varphi_1) + M_2^1 (1 + \varphi_2) + M_3^1 (1 + \varphi_3) + M_4^1 (1 + \varphi_4) + M_5^1 (1 + \varphi_5)] \\
& + \frac{x_3 - \xi_2}{I_2 E} \Delta \xi_2 [M_2^2 (1 + \varphi_1) + M_3^2 (1 + \varphi_2) + M_4^2 (1 + \varphi_3) + M_5^2 (1 + \varphi_4)] \\
& + \frac{x_3 - \xi_3}{I_3 E} \Delta \xi_3 [M_3^3 (1 + \varphi_1) + M_4^3 (1 + \varphi_2) + M_5^3 (1 + \varphi_3)] \approx 0
\end{aligned}$$

Donc $v_2 v_1 v_{VSP} = 0$.

Conclusion :

Le calcul par cette méthode est plus détaillé et nous permet de connaître la flèche à chaque point et à chaque phase.

3. Tablier en phase de service

Comme pour la phase de construction on calcule la déformation du tablier en phase de service (système définitif) ; et pour cela on prend en compte le poids propre, la précontrainte, les surcharges, la température et l'effet de fluage.

Mais dans ce cas l'effet de la précontrainte des câbles de solidarisation et l'effet de la température sont négligeables. On ne considère que les surcharges du convoi D.

3.1 Travée de rive :

3.1.1 Flèche due aux charges permanentes :

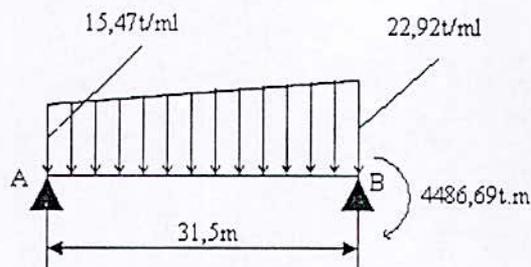


Figure-V.6- La travée de rive.

- L'effort tranchant à un point x est donné par : $p(x) = 15,47 + 7,45 \cdot \frac{x}{l}$.
- La réaction d'appui en A : $R_A = 140,33t$
- Le moment fléchissant est donné par : $M(x) = 140,33x - 15,47 \frac{x^2}{2} - 7,45 \frac{x^3}{6l}$.
- L'abscisse où le moment est maximum :

$$\frac{dM}{dx} = 140,33 - 15,47x - 7,45 \frac{x^2}{2l}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 8,52m$$

- Pour une charge unitaire placée au droit du moment maximum ($x = 8,52m$) $\Rightarrow R_A = 0,74t$
- Le moment d'inertie du voussoir de clavage $I_c = 1,454m^4$.

x	M_0	\bar{M}	χ	I_n	I_c/I_n	$M_0 \cdot \bar{M} \cdot I_c / I_n \cdot \chi$
0	0	0	1	1,454	1	0
3,15	364,06	2,205	4	1,484	0,97978437	3146,096615
6,3	567,22	4,41	2	1,494	0,97322624	4868,934472
9,45	602,1	6,615	4	1,5987	0,90948896	14489,58339
12,6	461,3	5,67	2	1,7885	0,81297176	4252,77074
15,75	137,43	4,725	4	2,0811	0,69866897	1814,741655
18,9	-376,9	3,78	2	2,7323	0,5321524	-1516,295888
22,05	-1089,09	2,835	4	3,5569	0,40878293	-5048,583877
25,2	-2006,52	1,89	2	4,5491	0,31962366	-2424,2322
28,35	-3136,6	0,945	4	6,344	0,22919294	-2717,391235
31,5	-4486,7	0	1	11,96	0,12157191	0

Tableau -V.8- flèche due à la charge permanente (travée de rive).

A partir de l'intégrale de MOHR, la flèche est donnée par :

$$f_{rive}^{perma} = \frac{3,15 * 16869,36}{3 * 3767413,1 * 1,454} = 0,003m = 0,3cm .$$

3.12 Flèche due au surcharge du convoi D : [7, 9].

Le convoi D est caractérisé par une remorque de trois éléments, chacun d'eux comporte quatre essieux. Le poids total est de 240t , réparti sur un rectangle uniformément chargé de $(18,9 * 3,2)m^2$.

Le moment est maximum pour $x = 12,49m \Rightarrow M = -1326,16t.m$

Pour le convoi D et pour la travée de rive, la flèche est donnée par :

$$f_{rive}^{convoiD} = \frac{87 \cdot pl^3}{260EI_p} \cdot \frac{1}{\alpha^3} \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{3\alpha}{5}\right)} \left[2\left(1 - \frac{3\alpha}{5}\right) \log\left(1 - \frac{3\alpha}{5}\right) - \frac{\alpha}{725} (105\alpha^2 + 261\alpha - 870) \right]$$

avec

I_p : moment d'inertie du VSP ($I_p = 11,96m^4$).

$$\alpha = 1 - \sqrt[3]{\frac{I_0}{I_p}} .$$

I_0 : moment d'inertie à la clé ($I_0 = 1,466m^4$) $\Rightarrow \alpha = 0,5033$.

$P = 240t$

$l = 31,5m$

$E = 3767413,1 \frac{t}{m^2}$

Donc la flèche due convoi D : $f_{rive}^{convoiD} = +0,173m = 17,3cm$.

3.2 Travée centrale :

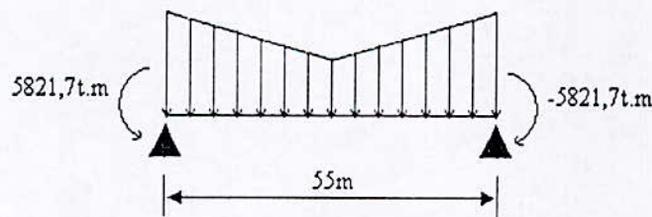


Figure-7- la travée centrale.

3.21 Flèche due aux charges permanentes :

$$p(x) = 7,45 \left(1 - \frac{2x}{l} \right).$$

$$R_A = 535,56t$$

$$M(x) = 535,56x - 15,75 \frac{x^2}{2} - 7,45 \left(1 - \frac{2x}{l} \right) \frac{x^2}{6} - 5821,7$$

Pour une charge unitaire $R_A = 0,5t$ (placée sur $x = l/2$).

x	M_0	\bar{M}	χ	I_n	I_c/I_n	$M \cdot \bar{M} \cdot I_c / I_n \cdot \chi$
0	-5821,7	0	1	11,96	1	0
5,5	-3257,62	2,75	4	7,5986	1,57397415	-56401,50649
11	-1341,8	5,5	2	4,2813	2,79354402	-41232,15098
16,5	-29,17	8,25	4	2,4599	4,86198626	-4680,196593
22	725,35	11	2	1,7344	6,89575646	110040,4128
27,5	966,84	13,75	4	1,46	8,19178082	435607,7753
33	725,35	11	2	1,7344	6,89575646	110040,4128
38,5	-29,17	8,25	4	2,4599	4,86198626	-4680,196593
44	-1341,8	5,5	2	4,2813	2,79354402	-41232,15098
49,5	-3257,62	2,75	4	7,5986	1,57397415	-56401,50649
55	-5821,7	0	1	11,96	1	0

Tableau-V.9- Flèche due à la charge permanente (travée centrale).

Toujours en appliquant l'intégrale de MOHR, la flèche vaut

$$f_{centrale}^{perma} = \frac{5,5 * 451054,06}{3 * 3767413,1} = 0,018m = 1,8cm$$

3.22 Flèche due au convoi D :

Pour le convoi D et pour la travée centrale, la flèche est donnée par : [7].

$$f_{centrale}^{convoiD} = \frac{p \cdot l^3}{32EI_1} \cdot \frac{1}{\alpha^3} \cdot \frac{1}{1-\alpha} \left[2(1+\alpha) \log(1-\alpha) - \alpha(2\alpha^2 + 3\alpha - 6) / 3 \right]$$

Avec

I_p : moment d'inertie du VSP ($I_p = 11,96m^4$).

$$\alpha = 1 - \sqrt[3]{\frac{I_0}{I_p}}$$

I_0 : moment d'inertie à la clé ($I_0 = 1,460m^4$) $\Rightarrow \alpha = 0,5033$.

$$P = 240t$$

$$l = 55m$$

$$E = 3767413,1 \frac{t}{m^2}$$

Donc $f_{centrale}^{convoiD} = -0,107331m = -10,7cm$.

Remarque :

Le calcul de la flèche due à la précontrainte du hourdis inférieur est négligeable.

CONCLUSION

Ce travail a permis de mettre en évidence la complexité relative aux calculs des flèches pour les ponts caissons par encorbellement successif en béton précontraint.

Cette complexité est particulièrement due à la technique employée d'une part et à tous les phénomènes tel que le fluage, la température d'autre part. Et ce d'autant plus que nous avons affaire à un béton fraîchement sollicité.

En effet, de notre étude, il en résulte que les déformations des ponts construits par encorbellement successif dépendent du poids propre du tablier, de la précontrainte, de la température ambiante, de la déformation de la crête de la pile et du fluage. Cependant l'évaluation du comportement à long terme du béton est très difficile, ajoutant à ce problème, le changement du calendrier au cours de la construction ; se qui implique le changement des flèches. Tous ces paramètres ont rendu difficile le calcul des flèches.

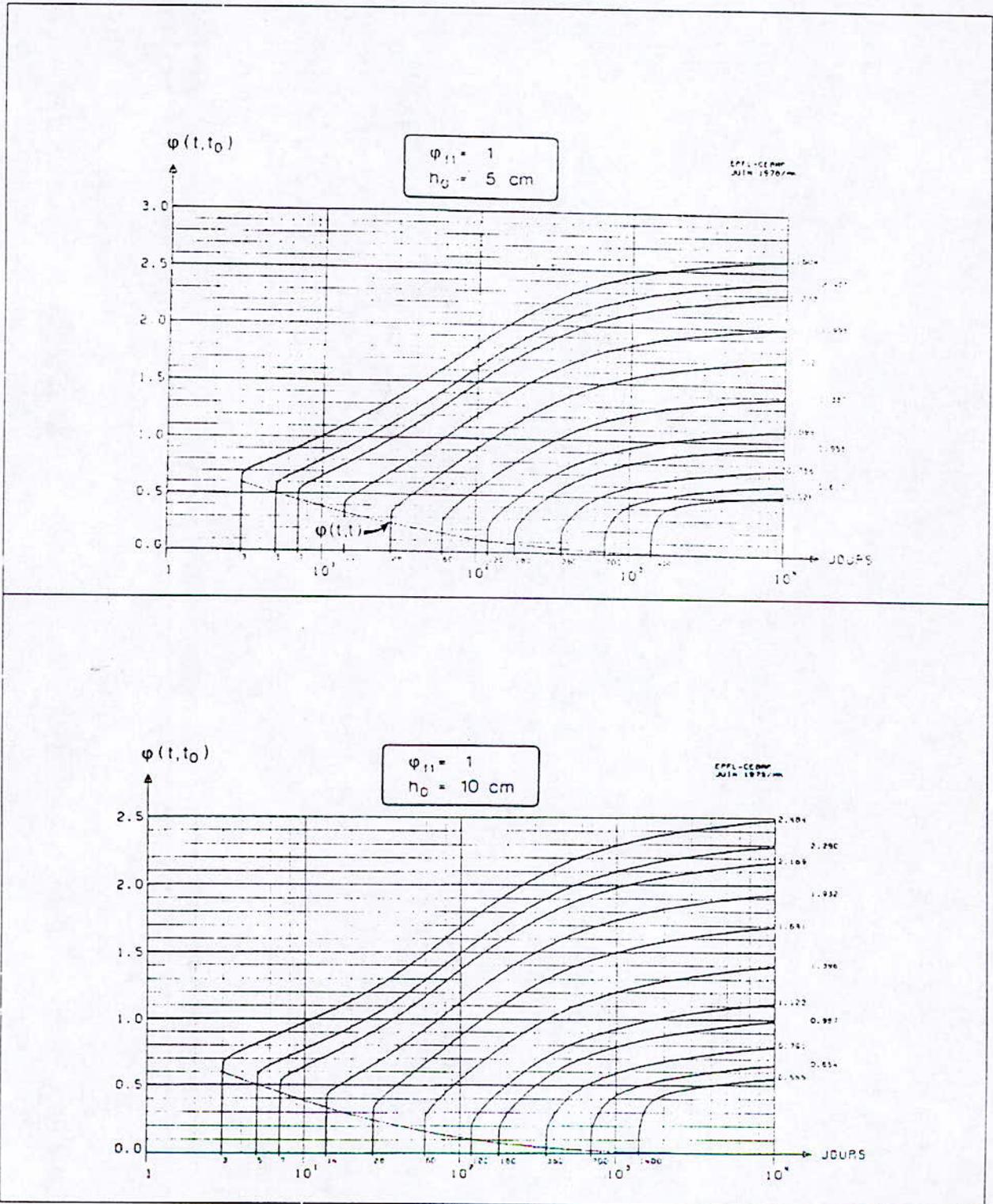
De plus notre étude montre que la méthode traditionnelle de calcul des flèches est dans cet exemple considéré moins précise que la méthode qui consiste à superposer les effets de chaque phase bien que l'ordre de grandeur soit conservé.

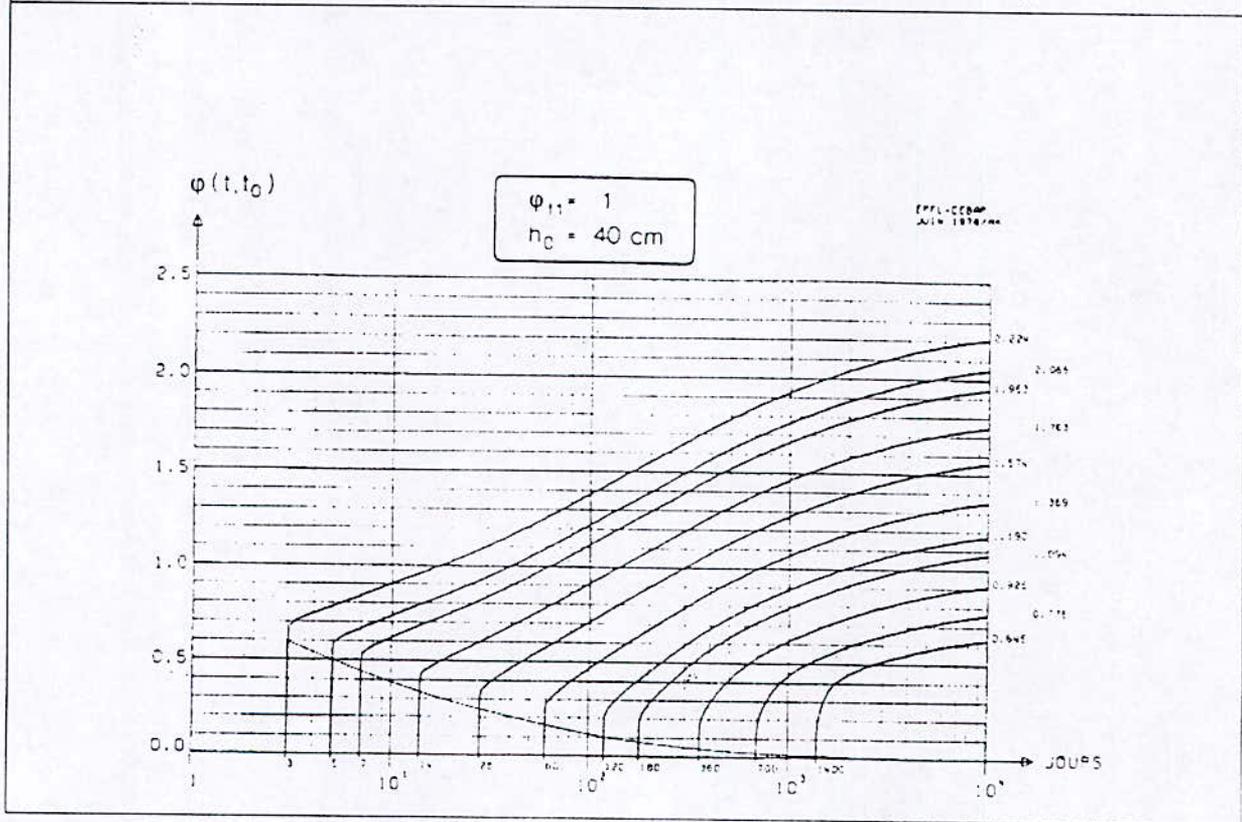
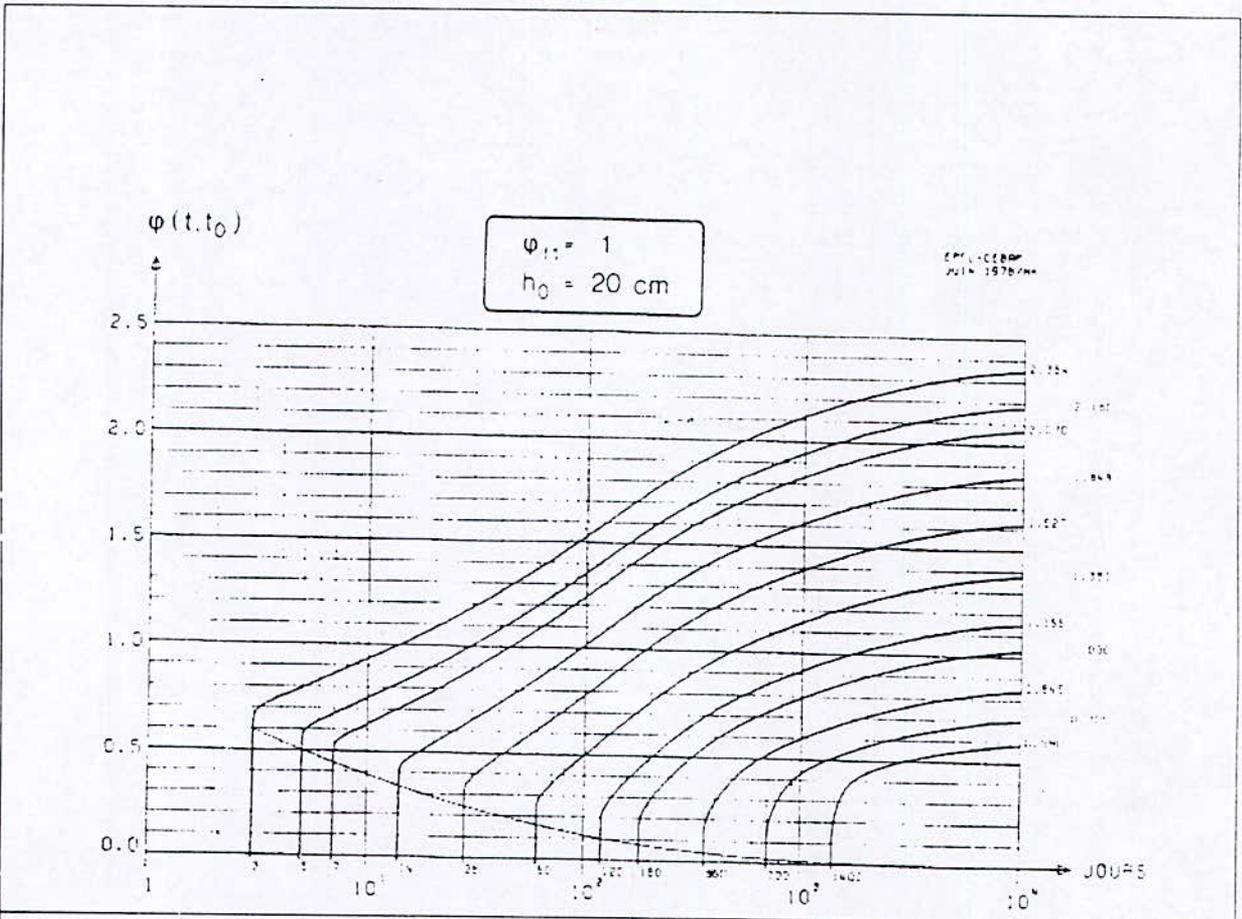
Cet exemple met en évidence la prudence à accorder aux résultats obtenus.

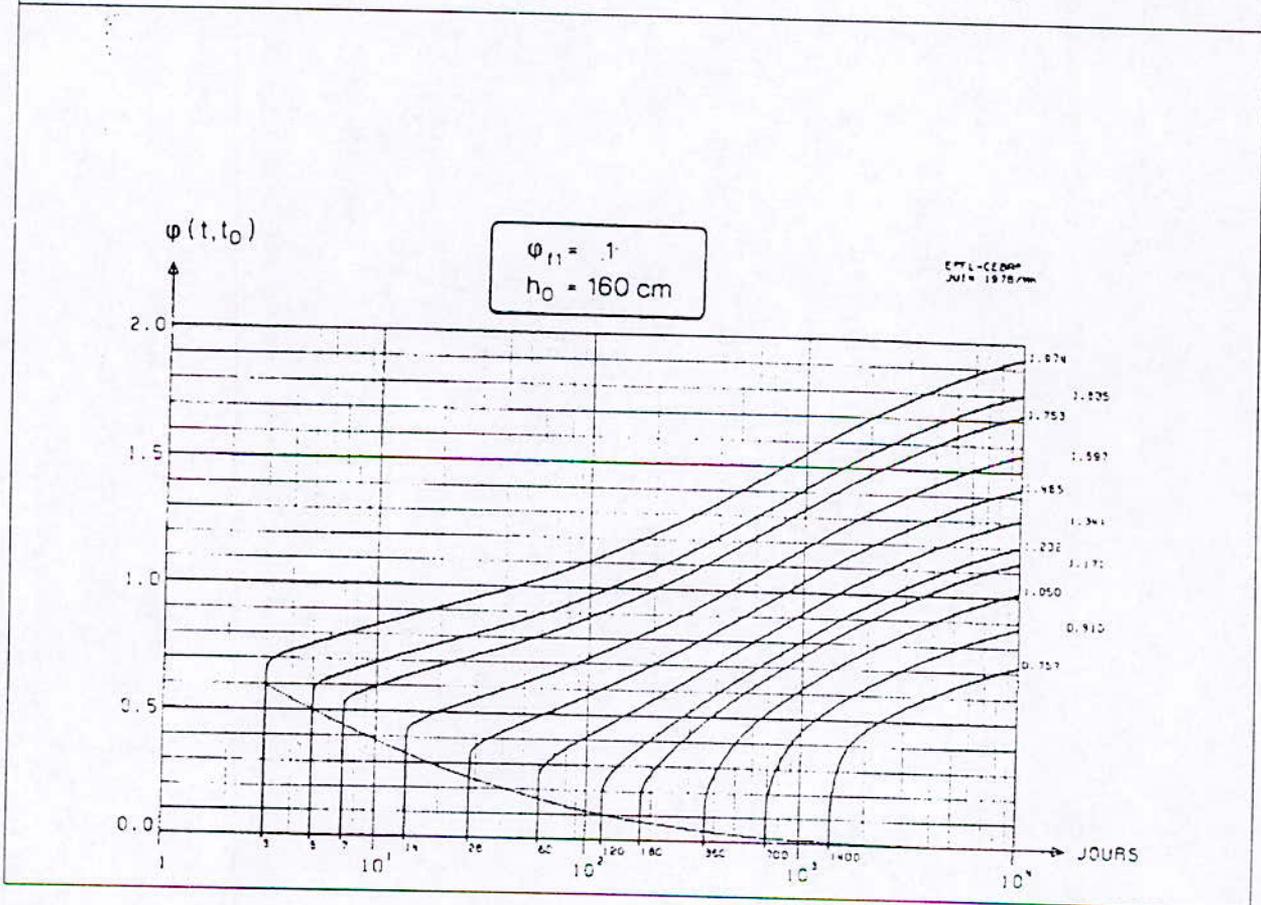
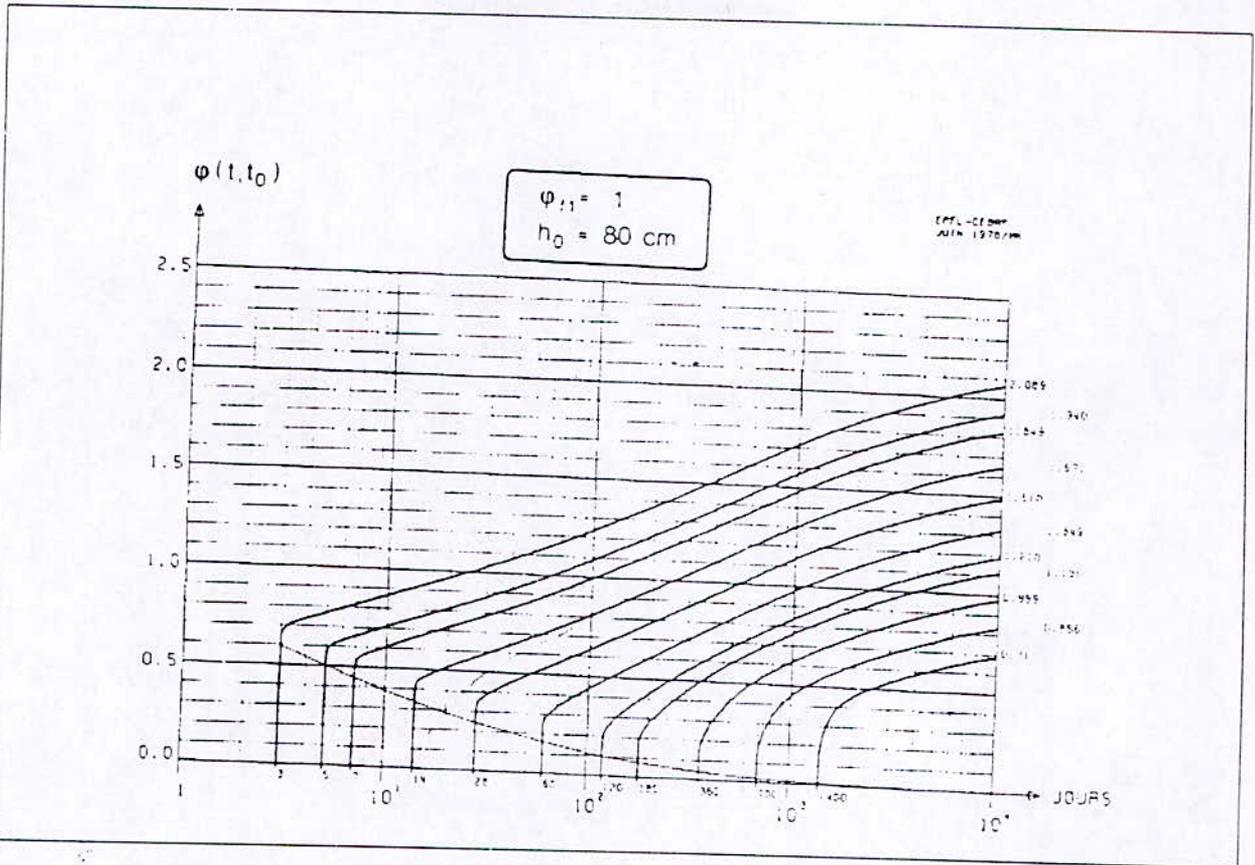
ANNEXES

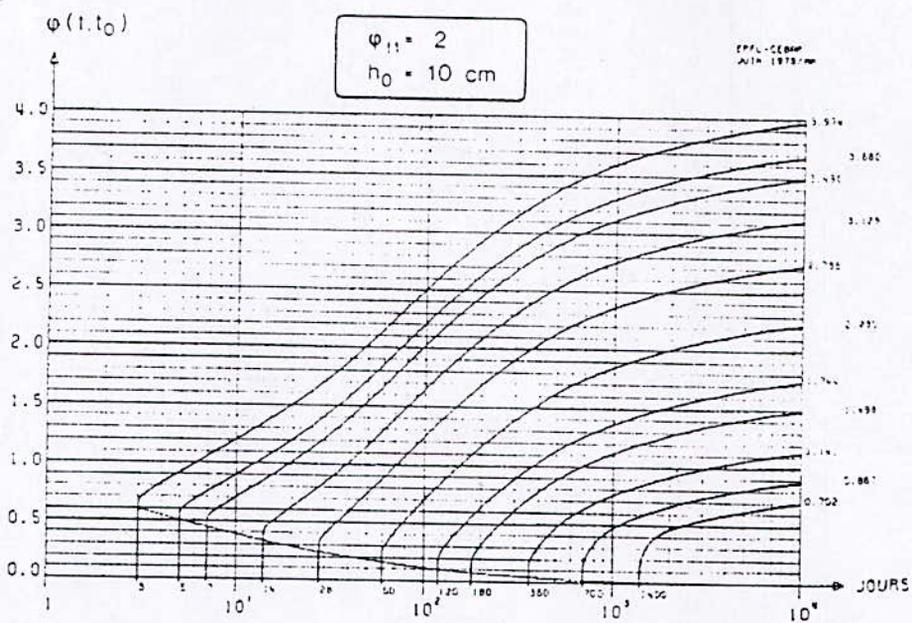
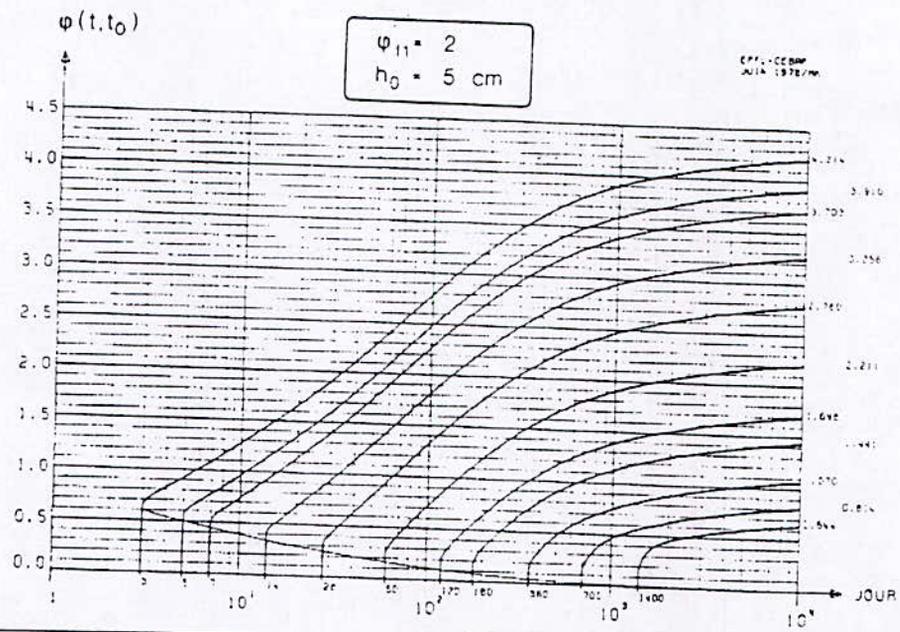
1. Les abaques de $\varphi(t)$

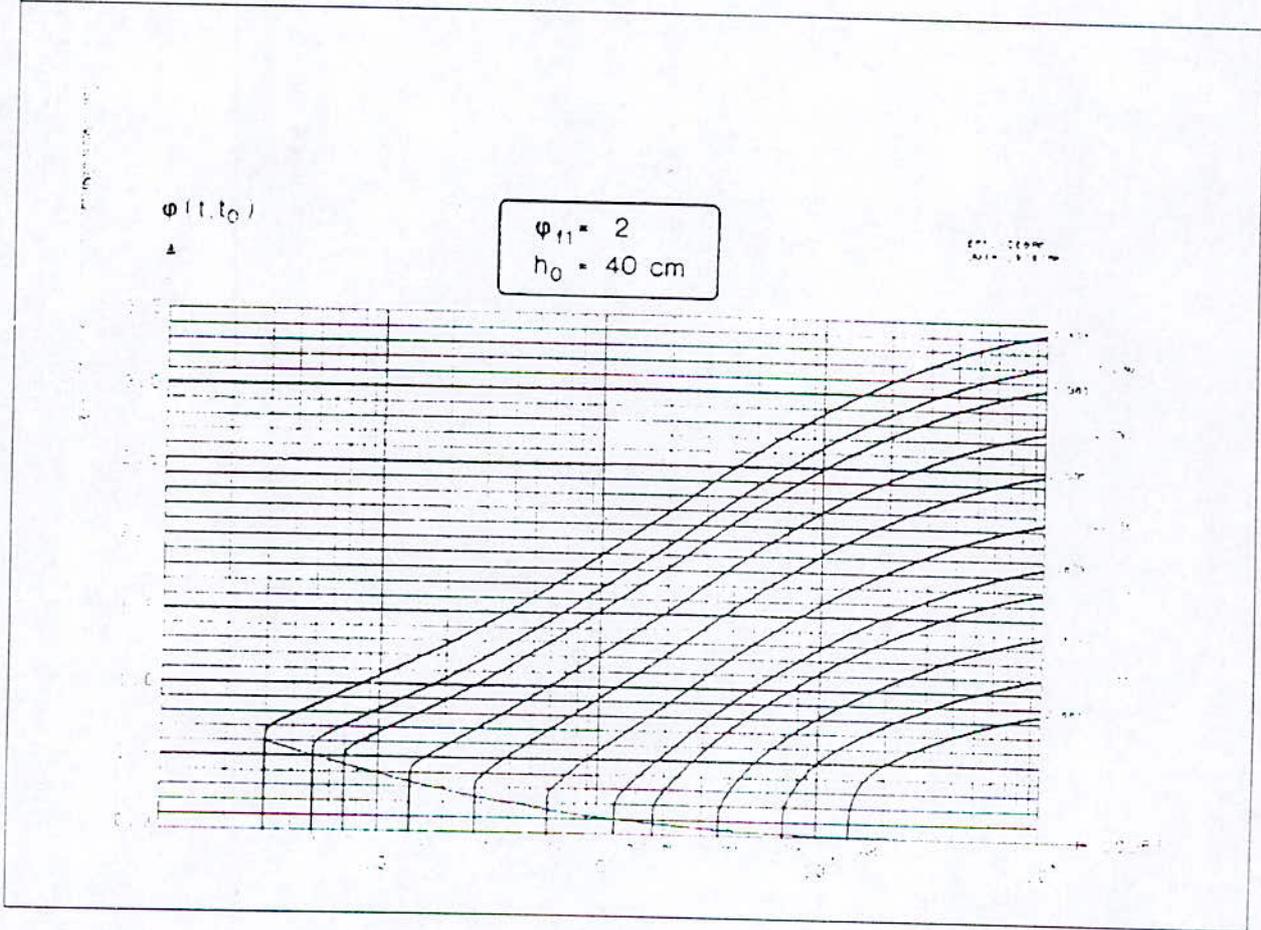
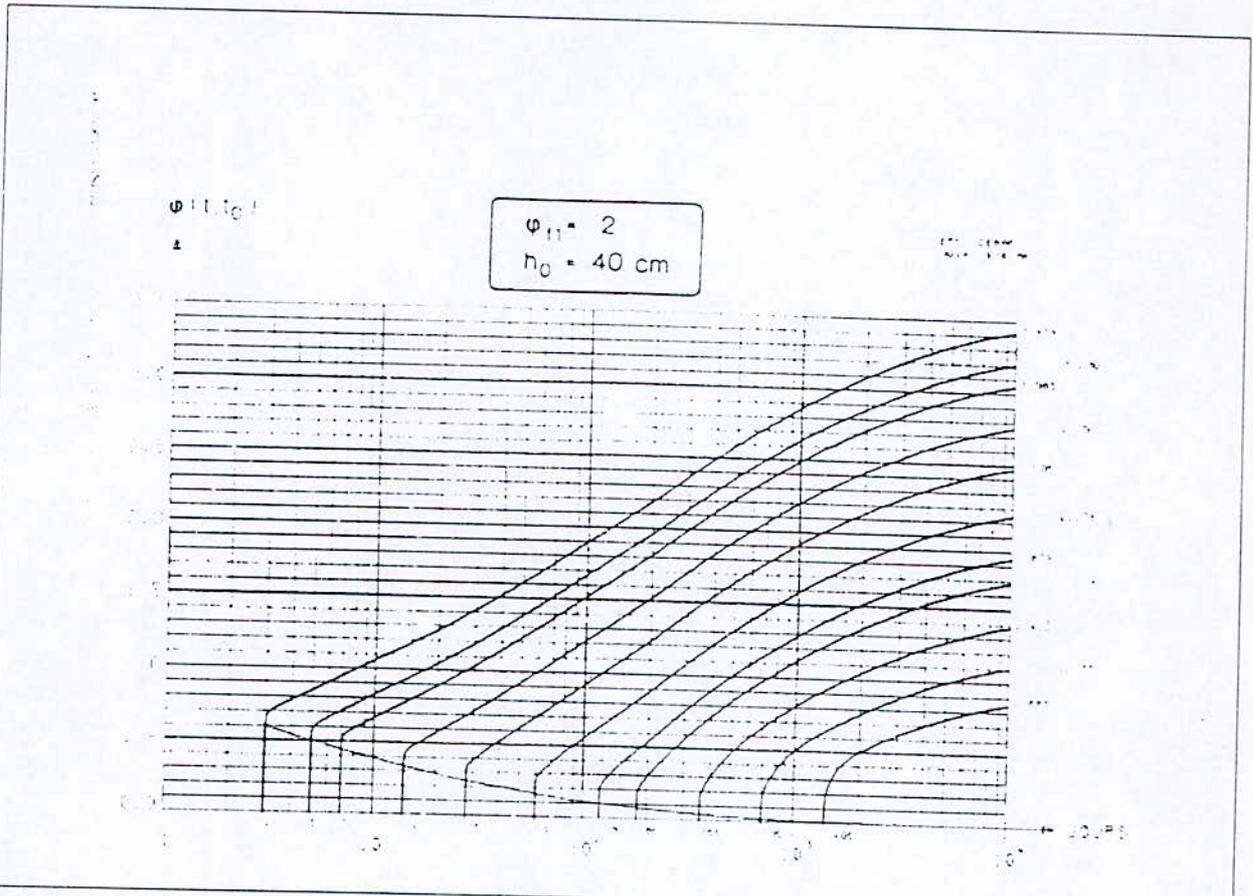
Ces courbes indiquent les valeurs du coefficient de fluage en fonction de l'épaisseur fictive (h_0), du coefficient φ_{t_1} qui dépend de l'humidité ambiante, de la date de mise en charge et de l'âge du béton.

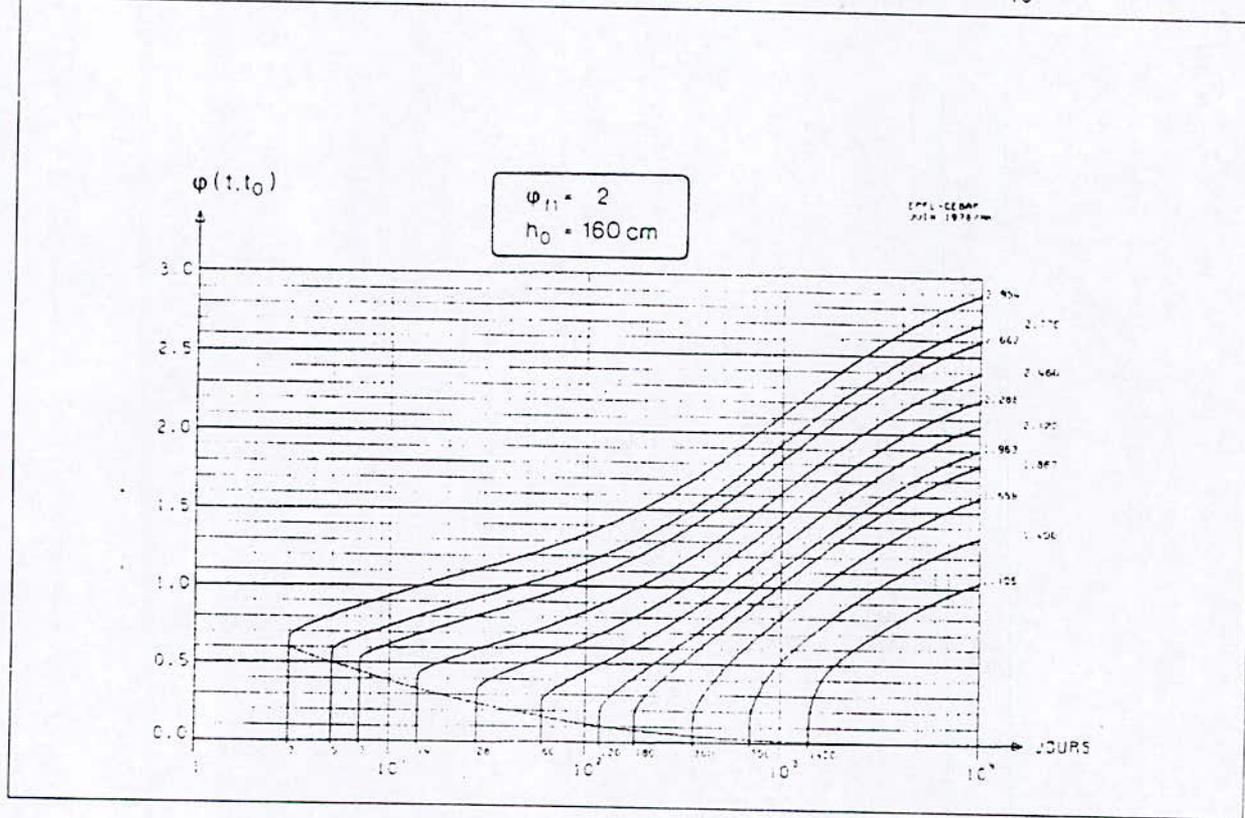
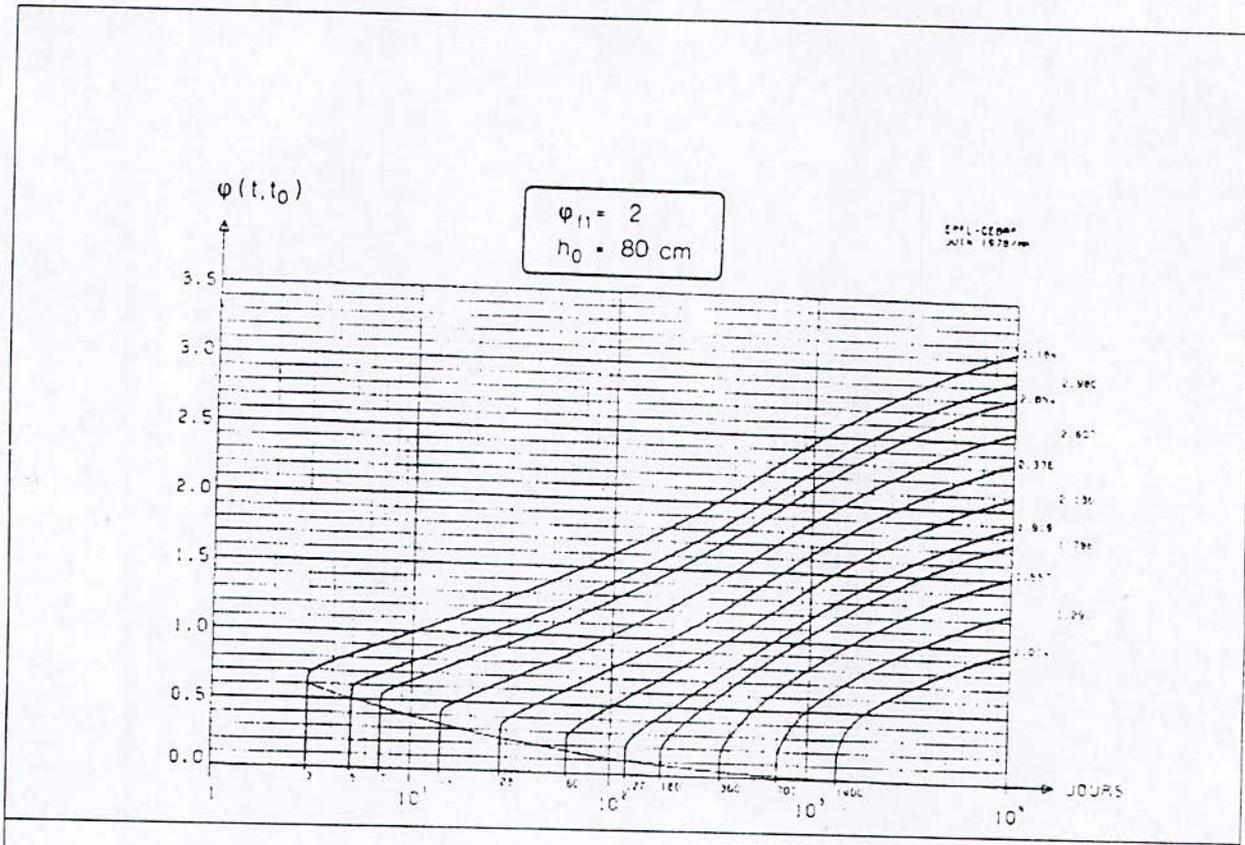


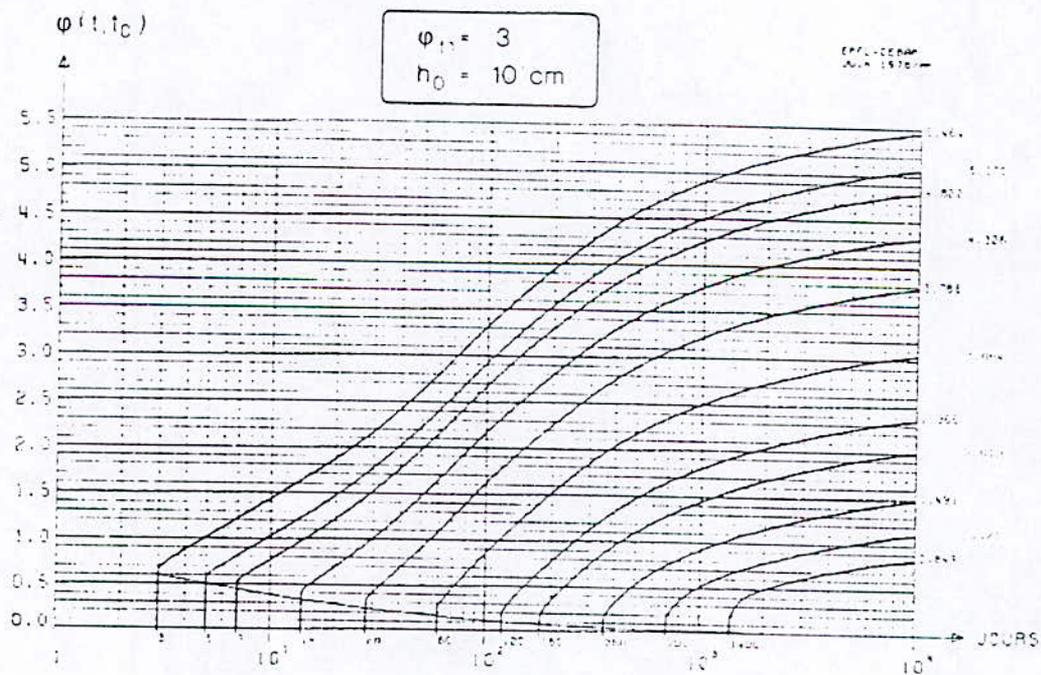
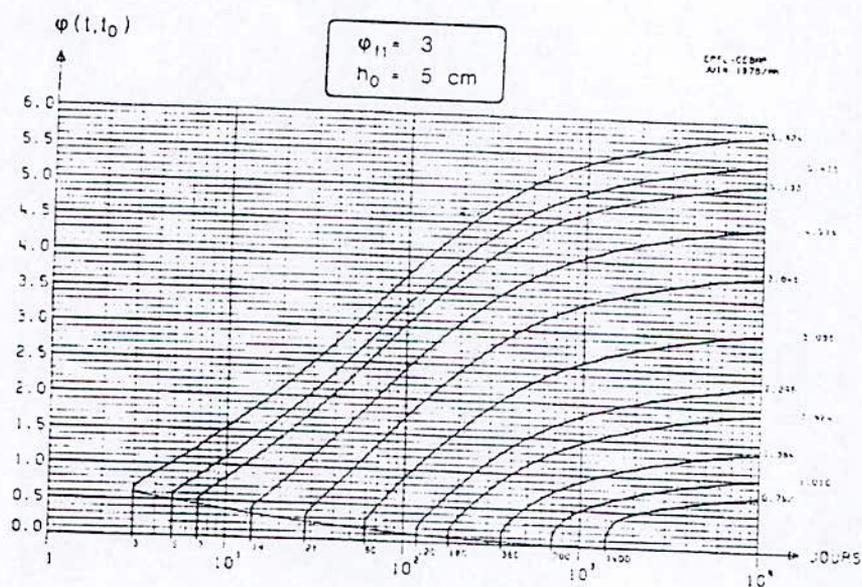


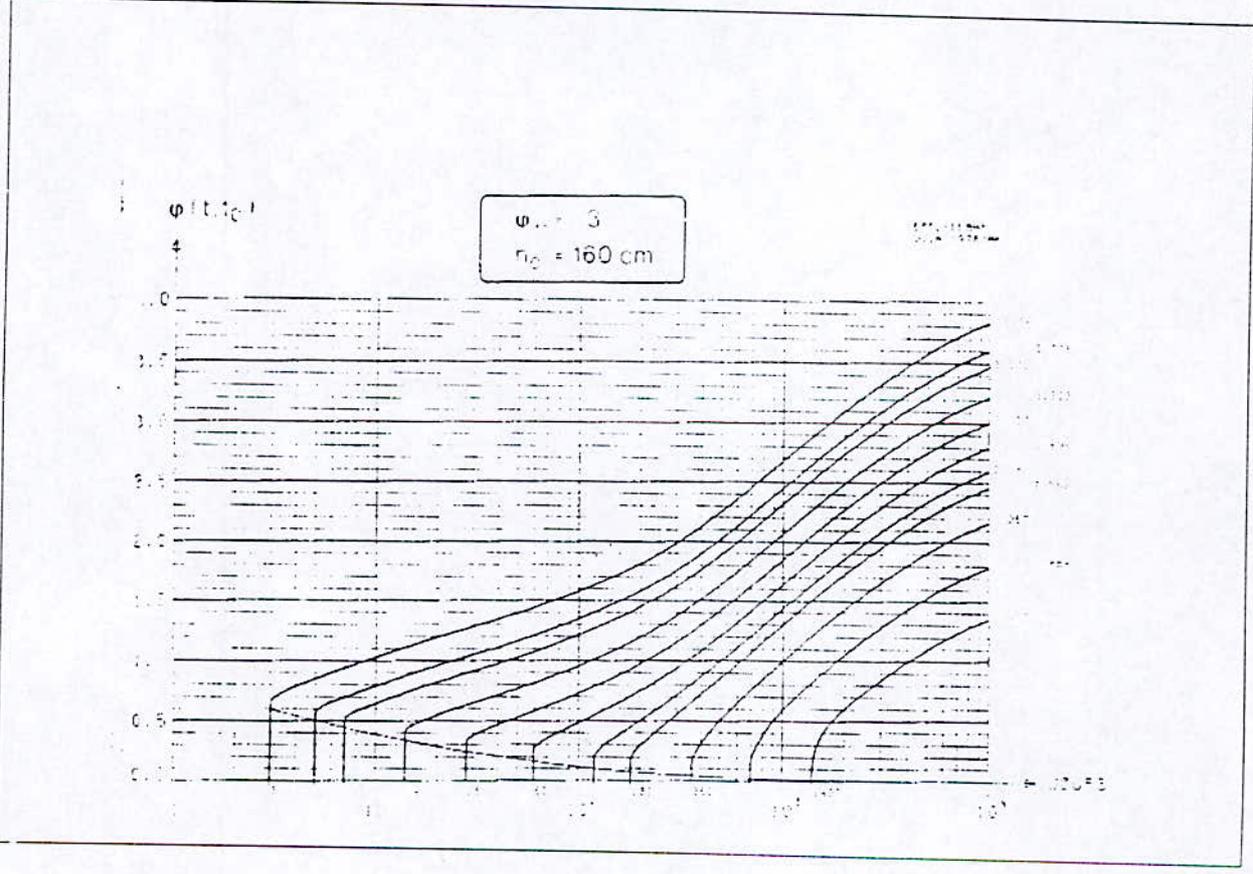
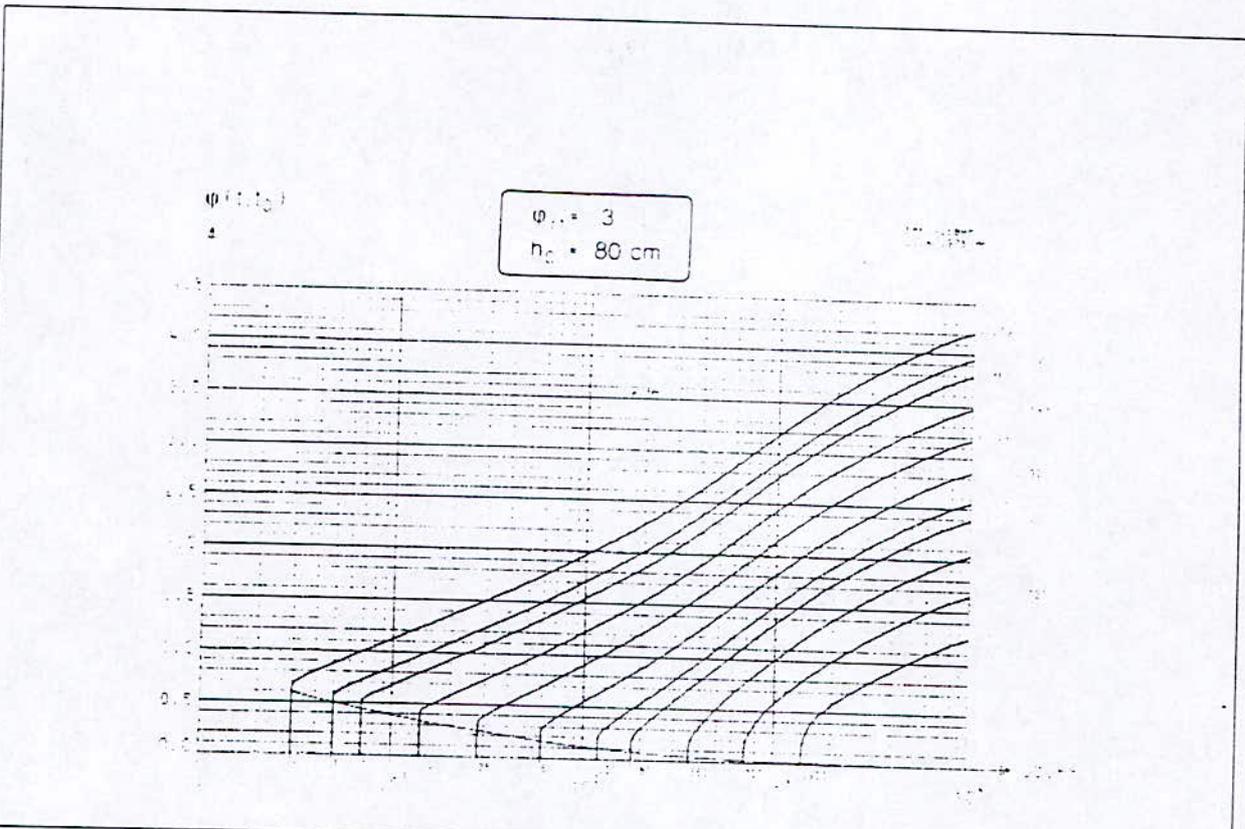




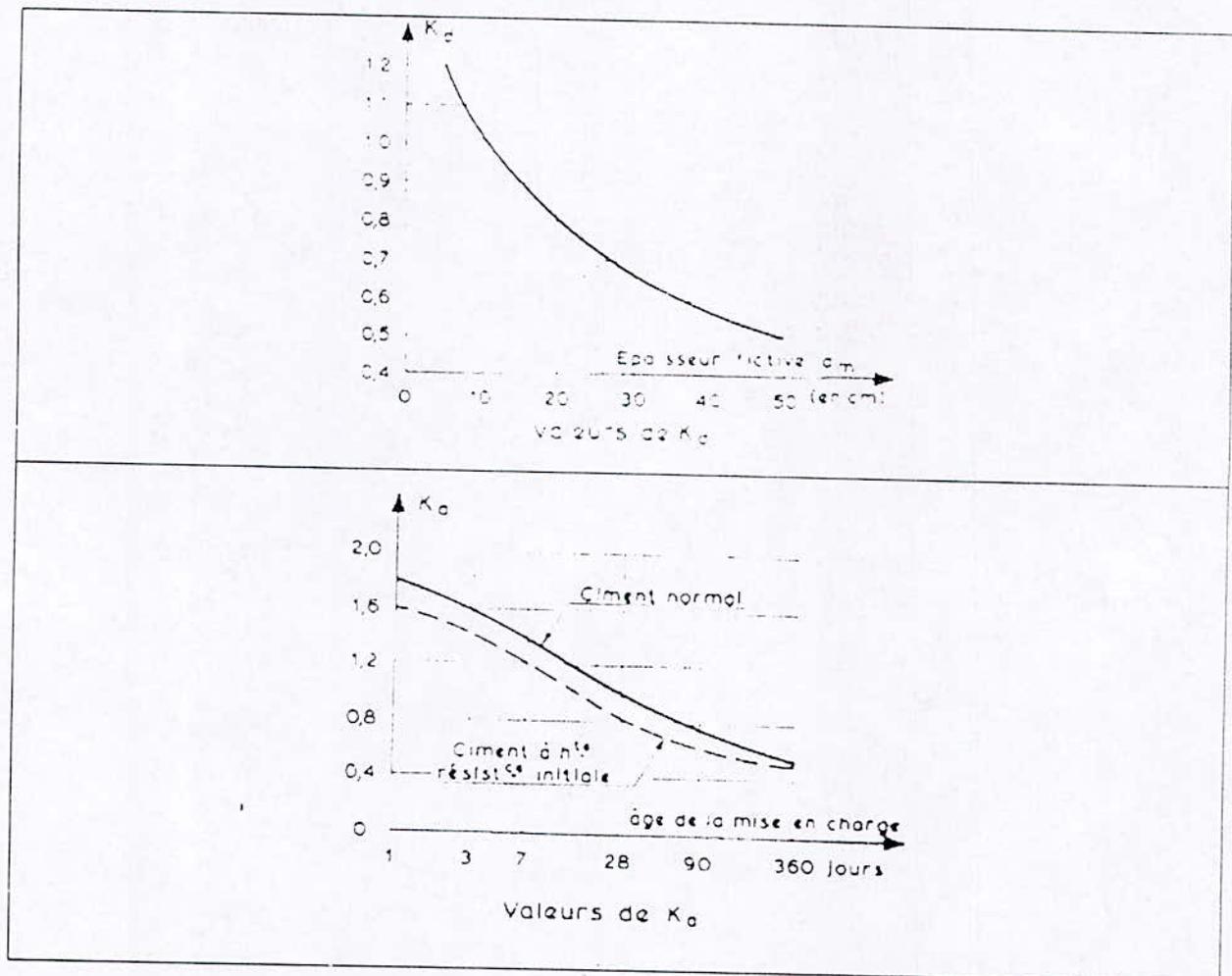


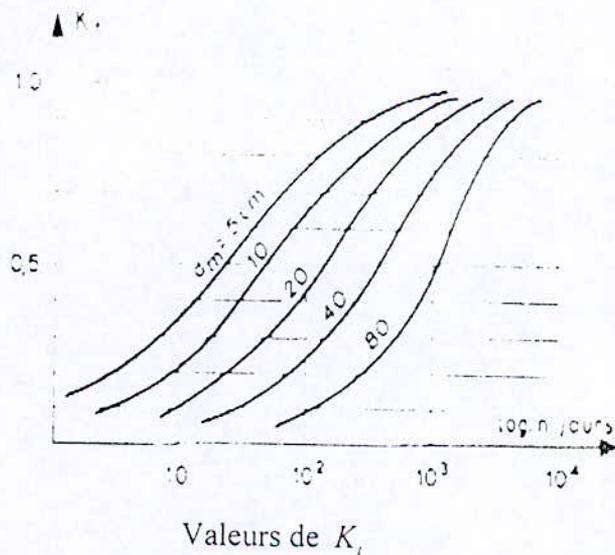
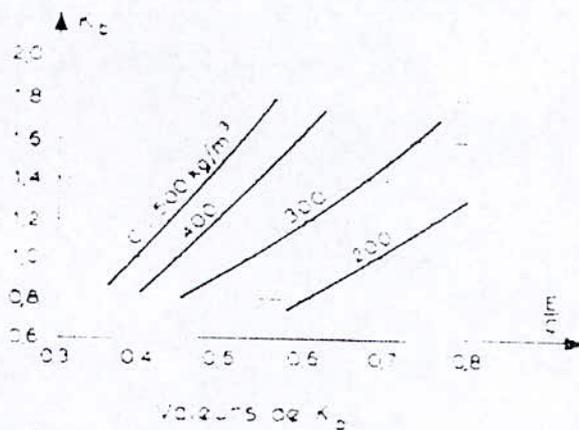
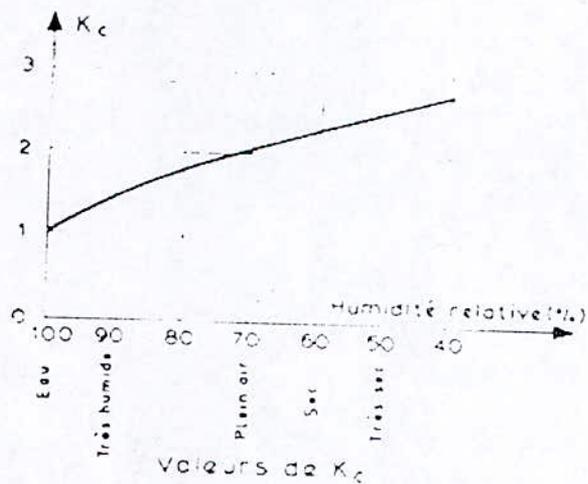






2. Les abaques de K_d, K_a, K_c, K_b et K_l :





1. Le calcul des moments dus au poids propre

1.1 La console gauche $l = 27m$

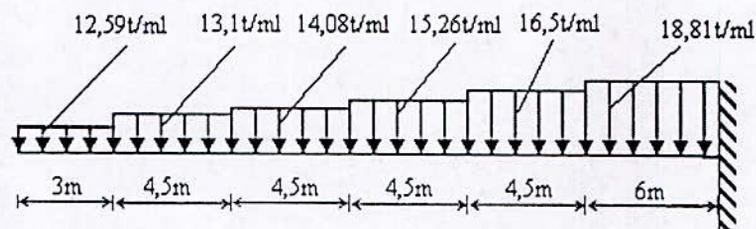


Figure -A.1- charges dues au poids propre des voussoirs.

1.11 Le VSP :

L'équation du moment fléchissant est donnée par :

$$\mu(x) = -q_1 \cdot \frac{x^2}{2} = -9,41x^2$$

Le moment au milieu du voussoir ($x = 3m$) est égale à $\mu(3) = 84,69t.m = \mu_{VSP}^{VSP}$

1.12 Le voussoir n°1 :

1. $4,5 \leq x \leq 6m$:

$$\mu(x) = -16,5 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 4,5 + 3 = 7,5m \Rightarrow \mu(7,5) = -389,81t.m = \mu_1^{VSP}$

2. $0 \leq x \leq 4,5m$:

$$\mu(x) = -16,25 \cdot \frac{x^2}{2} = 8,25 \cdot x^2$$

- Pour $x = \frac{4,5}{2} = 2,25m \Rightarrow \mu(2,25) = -41,77t.m = \mu_1^1$

1.13 Le voussoir n°2 :

1. $4,5m \leq x \leq 15m$:

$$\mu(x) = -15,26 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 4,5 + 4,5 + 3 = 12m \Rightarrow \mu(12) = -669,53t.m = \mu_2^{VSP}$
- Pour $x = 4,5 + \frac{4,5}{2} = 6,75m \Rightarrow \mu(6,75) = -309,02t.m = \mu_2^1$

2. $0 \leq x \leq 4,5m$:

$$\mu(x) = -15,26 * \frac{x^2}{2} = 7,83 * x^2$$

- Pour $x = \frac{4,5}{2} = 2,25m \Rightarrow \mu(2,25) = -38,63t.m = \mu_2^2$

1.14 Le voussoir n°3 :

1. $4,5m \leq x \leq 19,5m$:

$$\mu(x) = -14,08 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 13,5 + 3 = 16,5m \Rightarrow \mu(16,5) = -902,88t.m = \mu_3^{VSP}$
- Pour $x = 9 + \frac{4,5}{2} = 11,25m \Rightarrow \mu(11,25) = -570,24t.m = \mu_3^1$
- Pour $x = 4,5 + \frac{4,5}{2} = 6,75m \Rightarrow \mu(6,75) = -285,12t.m = \mu_3^2$

2. $0 \leq x \leq 4,5m$:

$$\mu(x) = -14,08 * \frac{x^2}{2} = 7,04 * x^2$$

- Pour $x = \frac{4,5}{2} = 2,25m \Rightarrow \mu(2,25) = -35,64t.m = \mu_3^3$

1.15 Le voussoir n°4 :1. $4,5m \leq x \leq 24m$:

$$\mu(x) = -13,1 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 18 + 3 = 21m \Rightarrow \mu(21) = -1105,31t.m = \mu_4^{VSP}$
- Pour $x = 13,5 + \frac{4,5}{2} = 15,75m \Rightarrow \mu(15,75) = -795,83t.m = \mu_4^1$
- Pour $x = 9 + \frac{4,5}{2} = 11,25m \Rightarrow \mu(11,25) = -530,55t.m = \mu_4^2$
- Pour $x = 4,5 + \frac{4,5}{2} = 6,75m \Rightarrow \mu(6,75) = -265,28t.m = \mu_4^3$

2. $0 \leq x \leq 4,5m$:

$$\mu(x) = -13,1 * \frac{x^2}{2} = 6,65 * x^2$$

- Pour $x = \frac{4,5}{2} = 2,25m \Rightarrow \mu(2,25) = -33,16t.m = \mu_4^4$

1.16 Le voussoir n°5 :1. $3m \leq x \leq 27m$:

$$\mu(x) = -12,59 * 3 * \left(x - \frac{3}{2} \right)$$

- Pour $x = 24m \Rightarrow \mu(24) = -849,83,31t.m = \mu_5^{VSP}$
- Pour $x = 18,75m \Rightarrow \mu(18,75) = -651,53t.m = \mu_5^1$
- Pour $x = 14,25m \Rightarrow \mu(14,25) = -481,56t.m = \mu_5^2$
- Pour $x = 9,75m \Rightarrow \mu(9,75) = -311,6t.m = \mu_5^3$
- Pour $x = 5,25m \Rightarrow \mu(5,25) = -141,64t.m = \mu_5^4$

2. $0 \leq x \leq 3m$:

$$\mu(x) = -12,59 * \frac{x^2}{2} = 6,46 * x^2$$

$$\text{Pour } x = \frac{3}{2} = 1,5m \Rightarrow \mu(1,5) = -14,16t.m = \mu_5^s$$

1.2 La console droite $l = 26m$

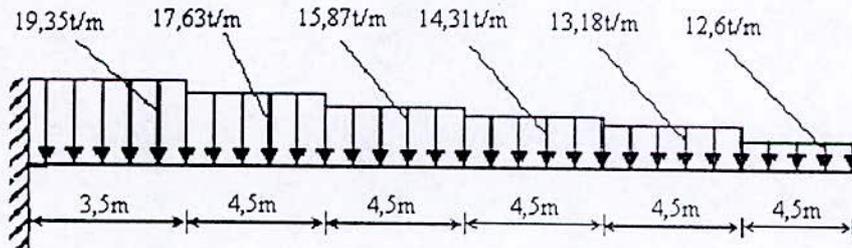


Figure -A.2- charges dues au poids propre des voussoirs.

1.21 Le VSP :

L'équation du moment fléchissant est donnée par :

$$\mu(x) = -q_1 \cdot \frac{x^2}{2} = -9,68x^2$$

Le moment au milieu du voussoir ($x = 1,75m$) est égale à $\mu(1,75) = 29,63t.m = \mu_{VSP}^{VSP}$

1.22 Le voussoir n°1 :

1. $4,5 \leq x \leq 8m$:

$$\mu(x) = -17,63 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 4,5 + \frac{3,5}{2} = 6,25m \Rightarrow \mu(6,25) = -317,34t.m = \mu_1^{VSP}$

2. $0 \leq x \leq 4,5m$:

$$\mu(x) = -17,63 \cdot \frac{x^2}{2} = 8,82 \cdot x^2$$

- Pour $x = \frac{4,5}{2} = 2,25m \Rightarrow \mu(2,25) = -44,65t.m = \mu_1^1$

1.23 Le voussoir n°2 :

1. $4,5m \leq x \leq 12,5m$:

$$\mu(x) = -15,87 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 10,75m \Rightarrow \mu(10,75) = -607,03t.m = \mu_2^{VSP}$
- Pour $x = 6,75m \Rightarrow \mu(6,75) = -321,37t.m = \mu_2^1$

2. $0 \leq x \leq 4,5m$:

$$\mu(x) = -15,26 \cdot \frac{x^2}{2} = 7,83 \cdot x^2$$

- Pour $x = \frac{4,5}{2} = 2,25m \Rightarrow \mu(2,25) = -38,63t.m = \mu_2^2$

1.24 Le voussoir n°3 :

1. $4,5m \leq x \leq 17m$:

$$\mu(x) = -14,31 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 15,25m \Rightarrow \mu(15,25) = -837,14t.m = \mu_3^{VSP}$
- Pour $x = 11,25m \Rightarrow \mu(11,25) = -579,56t.m = \mu_3^1$
- Pour $x = 6,75m \Rightarrow \mu(6,75) = -289,78t.m = \mu_3^2$

2. $0 \leq x \leq 4,5m$:

$$\mu(x) = -14,31 \cdot \frac{x^2}{2} = 7,16 \cdot x^2$$

- Pour $x = 2,25m \Rightarrow \mu(2,25) = -36,25t.m = \mu_3^3$

1.25 Le voussoir n°4 :

1. $4,5m \leq x \leq 21,5m$:

$$\mu(x) = -13,18 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 19,75m \Rightarrow \mu(19,75) = -1037,93t.m = \mu_4^{VSP}$
- Pour $x = 15,75m \Rightarrow \mu(15,75) = -800,69t.m = \mu_4^1$
- Pour $x = 11,25m \Rightarrow \mu(11,25) = -533,79t.m = \mu_4^2$
- Pour $x = 6,75m \Rightarrow \mu(6,75) = -266,9t.m = \mu_4^3$

2. $0 \leq x \leq 4,5m$:

$$\mu(x) = -13,18 \cdot \frac{x^2}{2} = 6,59 \cdot x^2$$

- Pour $x = 2,25m \Rightarrow \mu(2,25) = -33,36t.m = \mu_4^4$

1.26 Le voussoir n°5 :

1. $4,5m \leq x \leq 26m$:

$$\mu(x) = -12,6 * 4,5 * \left(x - \frac{4,5}{2} \right)$$

- Pour $x = 24,25m \Rightarrow \mu(24,25) = -1247,4t.m = \mu_5^{VSP}$
- Pour $x = 20,25m \Rightarrow \mu(20,25) = -1020,6t.m = \mu_5^1$
- Pour $x = 15,75m \Rightarrow \mu(15,75) = -765,45t.m = \mu_5^2$
- Pour $x = 11,25m \Rightarrow \mu(11,25) = -510,3t.m = \mu_5^3$
- Pour $x = 6,75m \Rightarrow \mu(6,75) = -255,15t.m = \mu_5^4$

2. ~~0 ≤ x ≤ 4,5~~ :

$$\mu(x) = -12,6 \cdot \frac{x^2}{2} = 6,3 \cdot x^2$$

$$\text{Pour } x = 4,5\text{m} \Rightarrow \mu(4,5) = -31,89\text{t.m} = \mu_5^5.$$

2. Le moment due à la température

Le moment dû à la température est donné par la formule suivante :

$$M = -EI \frac{\lambda \Delta T}{h}.$$

Le moment d'inertie $I(m)^4$	La hauteur du voussoir $h(m)$	Le moment (t.m)
9,6385	2,932	1238,48
5,9905	2,4665	915
3,942	2,112	703,18
2,6975	1,839	552,62
1,952	1,648	446,24
1,614	1,5425	394,2

Tableau-A.1- Moments dus à la température.

3. Le moment due à précontrainte du fléau

x	0	6	10,5	15	19,5	24	27
$d(\text{enrobage})$	0,282	0,282	0,326	0,225	0,17	0,17	0,17
$e_0(m)$	1,277	0,958	0,672	0,628	0,532	0,468	0,42
$F(t)$	4383,84	4983,48	4383,59	3506,87	2630,15	1753,44	876,72
$M = F * e_0(t.m)$	5597,84	4199,48	2945,78	2202,32	1396,61	820,61	368,22

Tableau-A.2- Moments dus à la précontrainte.

BIBLIOGRAPHIE

1. Les documents

- 1. Ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif, (Document SETRA, 1972).
- 2. Ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif, (Document SETRA (complémentaire), Avril 1979).
- 3. Anne BERNARD-GELY et Jean Armand CALGARO, « Conception des ponts », (Document technique de l'ingénieur).
- 4. « Tablier en béton précontraint », (Cours d'ouvrage d'art de l'école d'ingénieurs des travaux publics d'Alger), dirigé par M^r LECROCQ, (1973/1974).
- 5. « Cours en résistance des matériaux », dirigé par M^r LARIBI, (ENP, 2001/2002).
- 6. « Note de calcul de pont sur l'oued Fergoug à Mascara (partie calcul des flèches) », (SAETI, 1990).
- 7. « Note de calcul de pont de oued Kniss (Hydra) », (SAETI).
- 8. Jean COURDON, « Fluage et relaxation du béton » (Document technique de l'ingénieur).
- 9. « Cours de ponts », dirigé par M^{me} CHERID, (ENP, 2003/2004).

2. Les thèses

- 9. « Etude de la variante d'un tablier en béton précontraint construit par encorbellement successifs sur oued Mazafran », thèse de fin d'étude, proposée par la SAETI, étudié par DERFOUF Mohamed et KEHLI Ahmed et dirigé par M^r MAKHLOUFI Farid, (ENTP 1992).
- 10. « Etude de la variante d'un tablier de pont construit par encorbellement successif sur le barrage de TAKSEBT », thèse de fin d'étude, proposée par la SAETI, étudié

par BOUKERBOUT Ahcene et AKLI Abd el Djalele et dirigé par M^{me} CHERID et M^{me} MOHABEDDINE, (ENP 2000).

- 11. « Etude comparative entre trois procédés de construction de pont (dalle, poutre, et encorbellement successif), thèse de fin d'étude proposée et dirigé par M^r SILHADI et réalisé par ALLOUACHE Redouane et HADDOUCHE Soufiane, (ENP 1996).

3. Les ouvrages

- 12. Jacques MATHIVAT, « Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint », (EYROLLES 1979).
- 13. R. FAVRE, M. KOPRNA et A. RADOJICIC (école polytechnique fédérale de LAUSANE, département de Génie civil, centre d'étude de béton armé et béton précontraint), « Effets différés –fissuration et déformation des structures en béton », (Géorgi, Saint –Saphorin 1980).
- 14. Kurt ABENZ ET Otto BACHMANN, « Elément d'analyse numérique et appliquée, Tome1 », Press polytechniques et universitaires romandes 1984).
- 15. Claude NOWAKOWSKI, « Guide pratique : Méthodes de calcul numérique, Tome1, (Editions du P.S.I 1984).
- 16. J.P. NOUGIER, « Méthode de calcul numérique », (MASSON 1985).
- 17. Jean GOULET, « Aide –mémoire de résistance des matériaux », (DUNOD 1976).
- 18. G. PISSARENKO, A. YAKOVLEV et V. MATVEEV, « Aide –mémoire de résistance des matériaux », (Editions Moscou 1975).
- 19. Jean ROUX, « résistance des matériaux par la pratique », (EYROLLES 1995).
- 20. Georges DREUX, « Nouveau guide du béton », (EYROLLES 1981).