



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
de THIES

Département de GENIE CIVIL

GC.0228

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

(Condition partielle à l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception)

ÉTUDE D'UN PONT-ROUTE
AU DESSUS DU COURS D'EAU
GNI-BAC (SENEGAL)

Auteur: *Maxime Euloge BEHANZIN*

Directeur: *Jean Pierre RADULESCU*

Juin 1989

DEDICACE

A la mémoire de mon père

Arsène BEHANZIN

A tous ceux qui ont fait de moi

ce que je suis aujourd'hui

REMERCIEMENTS

Nous ne saurons assez remercier Monsieur Jean Pierre Radulescu, professeur à l'Ecole Polytechnique de THIES pour sa disponibilité et pour ses soutiens de toute nature afin de nous faciliter l'étude d'avant projet consignée dans ce document.

Nous tenons également à remercier:

- Monsieur Sylla, ingénieur à la direction des routes et ouvrage d'art du ministère de l'équipement, pour avoir mis à notre disposition toute la documentation de son département.

- Monsieur Yaya Diatta, professeur à l'Ecole Polytechnique de THIES pour avoir initié ce projet.

- Monsieur Cheikh Tidiane MBoup, pour la bravoure et le dynamisme dont il a fait preuve au moment où il fallait faire des levés topographiques sur le site devant recevoir l'ouvrage projeté.

- L'ensemble du personnel de la direction de l'Ecole Polytechnique de Thiès, les élèves ingénieurs, et surtout tous ceux qui nous ont aidé à effectuer patiemment le traitement informatique de ce document.

Que tous trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

SOMMAIRE

Nous vous proposons dans ce manuel, l'étude d'un avant projet de construction d'un pont route.

Le site devant recevoir le pont se situe à THIONK - ESSYL dans la région de ZIGUINCHOR au SENEGAL. Suivant les contraintes naturelles et économiques, l'ouvrage choisi est un pont-route constitué de deux travées externes de 45 m et d'une travée intérieure de 60 m. La travée intérieure porte deux articulations situées au quart de la portée, ce qui permet d'avoir un système isostatique appelé Cantilever, avec une travée suspendue de 30 m.

La résistance de la structure est assurée par une poutre caisson. L'ouvrage en béton précontraint est construit par encorbellement successif à l'aide des câbles de précontrainte injectés au coulis de ciment. L'âme supérieure de la poutre caisson sert en même temps de dalle pour assurer la circulation sur le pont.

La poutre caisson a une hauteur variable près des appuis intérieurs. Sa largeur transversale de 9,40 m permet de disposer

d'une chaussée de largeur égale à 7,0 m et de deux trottoirs de 1,20 m chacun.

Le calcul structural a été fait à l'aide du logiciel P-FRAME disponible au centre de calcul de l'Ecole Polytechnique de THIES.

Dans le soucis de donner à notre travail une approche assez générale afin qu'il puisse servir de manuel de référence pour des études du même genre, toutes les hypothèses de calcul ont été clairement définies et les preuves des formules utilisées pour l'analyse des différents états limites de résistance ont été faites avec soin.

Les exigences de calcul de résistance sont basées sur la norme nationale du Canada : le CAN3-S6-M78. Etant donné le caractère relativement vaste du sujet traité et du peu de temps disponible pour notre étude, certains aspects du problème n'ont pas été abordés tels que le calcul de l'armature transversale dans l'âme supérieure de la poutre caisson, le calcul des zones d'ancrage des câbles de précontrainte et l'analyse des flèches; ce sont autant d'aspects importants dans l'étude d'un pont en béton précontraint que nous espérons seront pris en compte dans les projets de fin d'études à venir.

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

Notation : caractères romains

- a hauteur du diagramme rectangulaire des contraintes de compression.
- A aire de la section transversale.
- A_{ps} aire de la section des armatures de précontrainte.
- A_s aire de la section des armatures passives tendues.
- A'_s aire de la section des armatures comprimées.
- A_t aire de la section d'un brin d'armature transversale.
- A_v somme des aires des sections de chaque brin d'armature transversale.
- b largeur de l'aile ou du hourdis en compression.
- b_w épaisseur brute d'une âme.
- B_w épaisseur totale des âmes ($= \sum b_w$)
- c distance entre l'axe neutre et les fibres extrêmes comprimées.
- C désigne de façon générale un effort de compression.
- C_u force de compression dans le béton lors de la rupture en flexion de la pièce.
- C'_u force de compression dans l'armature A'_s lors de la rupture en flexion de la pièce.

- d hauteur utile de la section.
- d_p distance entre le centre de gravité des armatures de précontrainte et les fibres extrêmes comprimées.
- d_s distance entre le centre de gravité des armatures passives tendues et les fibres extrêmes comprimées.
- d'_s distance entre le centre de gravité des armatures passives comprimées et les fibres extrêmes comprimées.
- e excentricité réelle de la force de précontrainte à une section quelconque par rapport au centre de gravité de la section.
- E_c module d'élasticité du béton correspondant.
- E_{ps} module d'élasticité de l'armature de précontrainte.
- f'_c résistance nominale du béton en compression.
- f'_{c0} résistance en compression du béton lors de la mise en précontrainte de la pièce.
- f_{cs} contrainte de compression dans l'armature A'_s lors de la rupture en flexion de la pièce.
- f_{pe} contrainte dans l'armature de précontrainte correspondant à la force de précontrainte effective ($= P/A_{ps}$).
- f_{ps} contrainte dans l'armature de précontrainte lors de la rupture en flexion de la pièce.
- f_{pu} contrainte de rupture de l'armature de précontrainte.
- f_{py} limite élastique de l'armature de précontrainte.
- f_y limite élastique de l'armature passive longitudinale.

f_{yt}	limite élastique de l'armature passive transversale.
h	hauteur de la section.
I	moment d'inertie de flexion en général.
I_R	indice d'armature d'une poutre ayant un comportement de poutre rectangulaire lors de la rupture en flexion.
I_T	indice d'armature d'une poutre ayant un comportement de poutre en T lors de la rupture en flexion.
k_i	distance entre le centre de gravité de la section et le sommet inférieur du noyau central ($= S_s/A$).
k_s	distance entre le centre de gravité de la section et le sommet supérieur du noyau central ($= S_i/A$).
m	coefficient d'efficacité de la précontrainte.
M	moment fléchissant en général.
M_{dc}	moment de flexion qui cause la décompression des fibres extrêmes.
M_D	moment fléchissant en service à une section quelconque, dû à toutes les charges permanentes.
M_f	moment fléchissant à une section quelconque, dû aux charges pondérées.
M_h	composante hyperstatique du moment total de précontrainte.
M_L	moment fléchissant en service à une section quelconque, dû à la charge d'exploitation.
M_n	moment fléchissant net.

M_p	moment total de précontrainte (= $P_e + M_h$)
M_t	moment fléchissant total dû aux charges d'utilisation ($M_D + M_L$).
$(M_u)_{\min}$	résistance ultime minimale en flexion que doit avoir la section.
M_{up}	composante de la résistance ultime en flexion qui est due aux armatures de précontrainte.
M_{us}	composante de la résistance ultime en flexion qui est due aux armatures passives tendues.
P	force de précontrainte effective.
P_0	force de précontrainte à la mise en précontrainte du béton, après les pertes élastiques instantanées.
Q	moment statique par rapport à l'axe de flexion de l'aire partielle délimitée par une coupe située au niveau d'ordonnée y .
R	rayon du cercle de Mohr.
s	espacement longitudinal des armatures transversales.
S_i	module de section élastique relatif aux fibres inférieures (= I/y_i).
S_s	module de section élastique relatif aux fibres supérieures (= I/y_s).
t	épaisseur de l'aile ou du hourdis en compression.
V	effort tranchant en général.

V_c	contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant.
V_D	effort tranchant en service à une section quelconque dû à toutes les charges permanentes.
V_f	effort tranchant à une section quelconque dû aux charges pondérées.
V_L	effort tranchant en service à une section quelconque dû à la surcharge d'exploitation.
V_n	effort tranchant net.
V_p	effort tranchant de précontrainte correspondant à M_p .
V_s	contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant.
V_u	résistance ultime à l'effort tranchant d'une section.
$(V_u)_{\min}$	résistance ultime minimale à l'effort tranchant que doit avoir la section.
x	axe longitudinal de la pièce (ou fibre moyenne).
y	un des axes de la section (axe vertical dont l'origine est au centre de gravité de la section).
y_i	distance entre le centre de gravité de la section et les fibres inférieures.
y_s	distance entre le centre de gravité de la section et les fibres supérieures.
z	un des axes de la section (axe horizontal autour duquel se produit généralement la flexion).

c/d_p profondeur relative de l'axe neutre à la rupture.

Notation : caractères grecs

- α_D coefficient de pondération des effets de la charge permanente.
- α_E coefficient d'expertise.
- α_I coefficient de pondération des effets de l'impact.
- α_L coefficient de pondération des effets de la surcharge d'exploitation.
- β indice de sécurité.
- β_1 paramètre définissant la hauteur du diagramme rectangulaire des contraintes de compression relativement à la profondeur de l'axe neutre.
- ϵ déformation unitaire (allongement ou raccourcissement unitaire).
- ϵ_p déformation unitaire que subit l'acier de précontrainte entre le début du chargement de la poutre et la rupture.
- ϵ_{pe} déformation unitaire de l'armature de précontrainte correspondant à f_{pe} .
- ϵ_{ps} déformation unitaire de l'armature de précontrainte à la rupture de la pièce (correspondant à f_{ps}).
- ϵ_{py} déformation unitaire de l'armature de précontrainte correspondant à la limite élastique ($\epsilon_{py} = 0,01$).

ϵ_s	déformation unitaire de l'armature passive tendue.
ϵ'_s	déformation unitaire de l'armature passive comprimée.
ϵ_y	déformation unitaire de l'armature passive correspondant à la limite élastique.
θ	angle d'inclinaison des fissures ou des bielles comprimées.
α	paramètre qui tient compte de la densité du béton.
μ	coefficient de frottement.
σ	contrainte normale en général.
σ_c	contrainte de compression admissible en service.
σ_g	contrainte de compression au centre de gravité de la section sous les charges d'utilisation (= P/A).
σ_{0c}	contrainte de compression admissible lors de la mise en précontrainte du béton.
σ_{0t}	contrainte de traction admissible lors de la mise en précontrainte du béton.
σ_{pc}	contrainte principale de compression.
σ_{pt}	contrainte principale de traction.
σ_t	contrainte de traction admissible en service.
σ_x	contrainte normale longitudinale.
σ_y	contrainte normale transversale.
τ	contrainte de cisaillement en général.
τ_g	contrainte de cisaillement au centre de gravité de la section sous les charges d'utilisation.

τ_t	contrainte de cisaillement due au moment de torsion d'utilisation.
τ_v	contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant d'utilisation.
ϕ	coefficient de tenue (aussi appelé coefficient de résistance).
w	pourcentage mécanique d'armature passive tendue.
w'	pourcentage mécanique d'armature passive comprimée.
w_p	pourcentage mécanique d'armature de précontrainte.

LISTE DES FIGURES

Figure		Page
1.1	Profil du cours d'eau.....	4
1.2	Coupe longitudinale schématique de l'ouvrage.....	6
1.3	Coupe transversale du tablier.....	7
1.4	Vue en perspective d'un voussoir.....	9
1.5	Principe de construction par encorbellement.....	10
3.1	Diagramme des sollicitations dues au poids propre.....	26
3.2	Diagramme des sollicitations dues à une charge uniforme $w = 1 \text{ kN/m}$	29
3.3	Diagramme des sollicitations produites à la première phase de la construction.....	30
3.4	Camion standard MS 250.....	33
3.5	Moment dû à MS 250.....	34
3.6	Sollicitations critiques pour la travée de rive.....	36
3.7	Sollicitations critiques à la travée centrale.....	37
3.8	Sollicitations critiques pour appuis intérieurs.....	38
3.9	Position transversale non symétrique de la surcharge...	40
4.1	Etat de contraintes dans une zone de moments positifs..	42
4.2	Perte de tension par frottement.....	50
4.3	Schéma du câblage.....	57

5.1	Courbes de Gauss.....	67
5.2	Premier cas de flexion.....	76
5.3	Deuxième cas de flexion.....	77
5.4	Troisième cas de flexion.....	79
5.5	Quatrième cas de flexion.....	81
5.6	Relations entre déformations.....	83
5.7	Procédure de calcul par méthode approximative.....	87
5.8	Procédure de calcul par méthode de compatibilité.....	94
6.1	Contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant..	100
6.2	Comparaison entre divers états plans de contraintes...	111
6.3	Modèle du treillis.....	119
6.4	Idéalisation d'une bielle d'extrémité.....	125

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Page
2.1 a	Propriétés géométriques des sections..... 22
2.1 b	Propriétés géométriques des sections (suite)..... 23
3.1	Sollicitations dues au poids propre lorsque la construction du tablier est achevée..... 28
3.2	Sollicitations dues à une charge uniforme $w = 1 \text{ kN/m}$ 32
4.1	Moments de flexion critiques non pondérés à diverses sections..... 54
4.2 a	Câbles de fléau (précontrainte par voussoir)..... 63
4.2 b	Contraintes dues aux câbles de fléau (précontrainte par voussoir)..... 64
4.3	Contraintes dues aux câbles de continuité (précontrainte par travée entière)..... 65
5.1	Valeurs des coefficients de pondération..... 69
5.2	Résistance ultime minimale en flexion..... 72
5.3 a	Résultats du design en flexion (Résistance aux moments positifs)..... 96

5.3 b	Résultats du design en flexion (Résistance aux moments négatifs).....	97
6.1 a	Efforts tranchants.....	104
6.1 b	Efforts tranchants (V) et (V_p).....	105
6.2	Contraintes de cisaillement total.....	108
6.3	Contraintes principales au centre de gravité des sections.....	112
6.4	Résistance ultime minimale à l'effort tranchant.....	115
6.5	Armatures transversales.....	124
7.1	Contraintes dues au chargement cyclique.....	128

3.3 à 3.14

Annexe 2

TABLE DES MATIERES

	Page
Remerciments.....	i
Sommaire.....	iii
Liste des principaux symboles.....	v
Liste des figures.....	xiii
Liste des tableaux.....	xv
INTRODUCTION.....	1
Chapitre 1 CONCEPTION.....	3
1.1 DONNES NATURELLES	3
1.2 SOLUTION PROPOSEE	6
Chapitre 2 DIMENSIONNEMENT DES VOUSOIRS	12
2.1 DIMENSIONS DES SECTIONS	12
2.2 PROPRIETES DE LA SECTION BRUTE	15
2.2.1 Calcul de l'aire d'une section	15
2.2.2 Centre de gravité	16
2.2.3 Moment d'inertie de section	18
2.2.4 Module de section	19
2.2.5 Noyau central	19
2.2.6 Poids propre	21

Chapitre 3	EFFORTS ET SOLLICITATIONS	25
3.1	POIDS PROPRE	25
3.1.1	Détermination des sollicitations	27
3.2	SURCHARGE ROUTIERE	33
3.2.1	Sollicitations dues au camion standard MS250 ..	35
3.2.2	Sollicitations dues à un convoi de camions	35
3.2.3	Sollicitations dues à un chargement dissymétrique	40
Chapitre 4	PRECONTRAINTES	41
4.1	CONVENTION DE SIGNE	43
4.2	CALCUL DE LA FORCE DE PRECONTRAINTES	44
4.3	PERTE DE TENSION DUE AUX FROTTEMENTS	49
4.4	ANALYSE DES DIFFERENTES SOLLICITATIONS	51
4.5	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION	56
4.6	DIMENSIONNEMENT DES CABLES	57
Chapitre 5	DESIGN EN FLEXION	66
5.1	METHODE DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	66
5.2	CALCUL DE LA RESISTANCE ULTIME MINIMALE EN FLEXION	71
5.3	HYPOTHESES DE CALCUL	74

5.4	METHODE DE CALCUL APPROXIMATIVE	76
5.4.1	Premier cas	76
5.4.2	Deuxieme cas	77
5.4.3	Troisième cas.....	79
5.4.4	Quatrième cas	81
5.5	INDICE D'ARMATURE	82
5.5.1	Premier cas : Comportement de poutre rectangulaire	85
5.5.2	Deuxième cas : Comportement de poutre en T.....	86
5.6	PROCEDURE DE CALCUL	88
5.7	APLLICATION DE LA METHODE APPROXIMATIVE	88
5.8	METHODE DE COMPATIBILITE	91
5.8.1	Premier cas : comportement de poutre rectangulaire	92
5.8.2	Application de la méthode de compatibilité	95
Chapitre 6	DESIGN EN CISAILLEMENT	98
6.1	GENERALITES	98
6.2	CALCUL DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT	100
6.3	EFFETS DE LA PRECONTRAINTTE SUR L'INTENSITE ET LA DIRECTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES.....	109
6.4	CALCUL DE LA RESISTANCE ULTIME MINIMALE A L'EFFORT TRANCHANT	114
6.5	CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES	117

Chapitre 7	RESISTANCE A LA FATIGUE.....	126
7.1	GENERALITES.....	126
7.2	CALCUL DE LA VARIATION DES CONTRAINTES DANS L'ACIER	127
	CONCLUSION.....	130
	BIBLIOGRAPHIE.....	133
	ANNEXE 1	
	ANNEXE 2	

INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'un des aspects les plus importants de l'activité de l'espèce humaine, depuis l'apparition du premier homme sur terre, c'est de surmonter les obstacles qui se présentent devant lui. Ces obstacles peuvent être de toute nature. Dans le cadre de notre projet de fin d'études, il s'agit du franchissement d'un cours d'eau. C'est un problème qui est aussi vieux que le monde et nous savons que diverses solutions ont été jadis adoptées. Il s'agit en l'occurrence de radeaux, de troncs d'arbres, de ponts en liane ou en bois etc...

Aujourd'hui la technique a évolué et l'homme dispose de moyens assez sophistiqués pour édifier des ouvrages de franchissement d'obstacle très fiables.

C'est pourquoi la communauté de THIONK - ESSYL a voulu remplacer son vieux pont en bois par un ouvrage plus fiable qui serait au diapason de la technologie actuelle du Génie Civil.

C'est dans cet objectif que nous avons réalisé notre projet de fin d'études.

Il était nécessaire de rassembler toutes les données accessibles au niveau du site et de collecter toutes les contraintes à respecter afin de concevoir l'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux toutes les conditions imposées.

Ce n'est pas seulement la fonctionnalité technique de l'ouvrage qui nous a préoccupé, nous avons aussi tenu compte de sa qualité esthétique car un pont est avant tout un ouvrage d'art.

Après la conception de l'ouvrage, nous avons procédé au dimensionnement de l'ouvrage conçu en se basant sur les principes classiques de la résistance des matériaux.

Dans les pages qui suivent nous avons essayé de consigner de façon succincte, par des dessins et des calculs, les résultats d'un travail assez rigoureux.

CHAPITRE 1

CONCEPTION

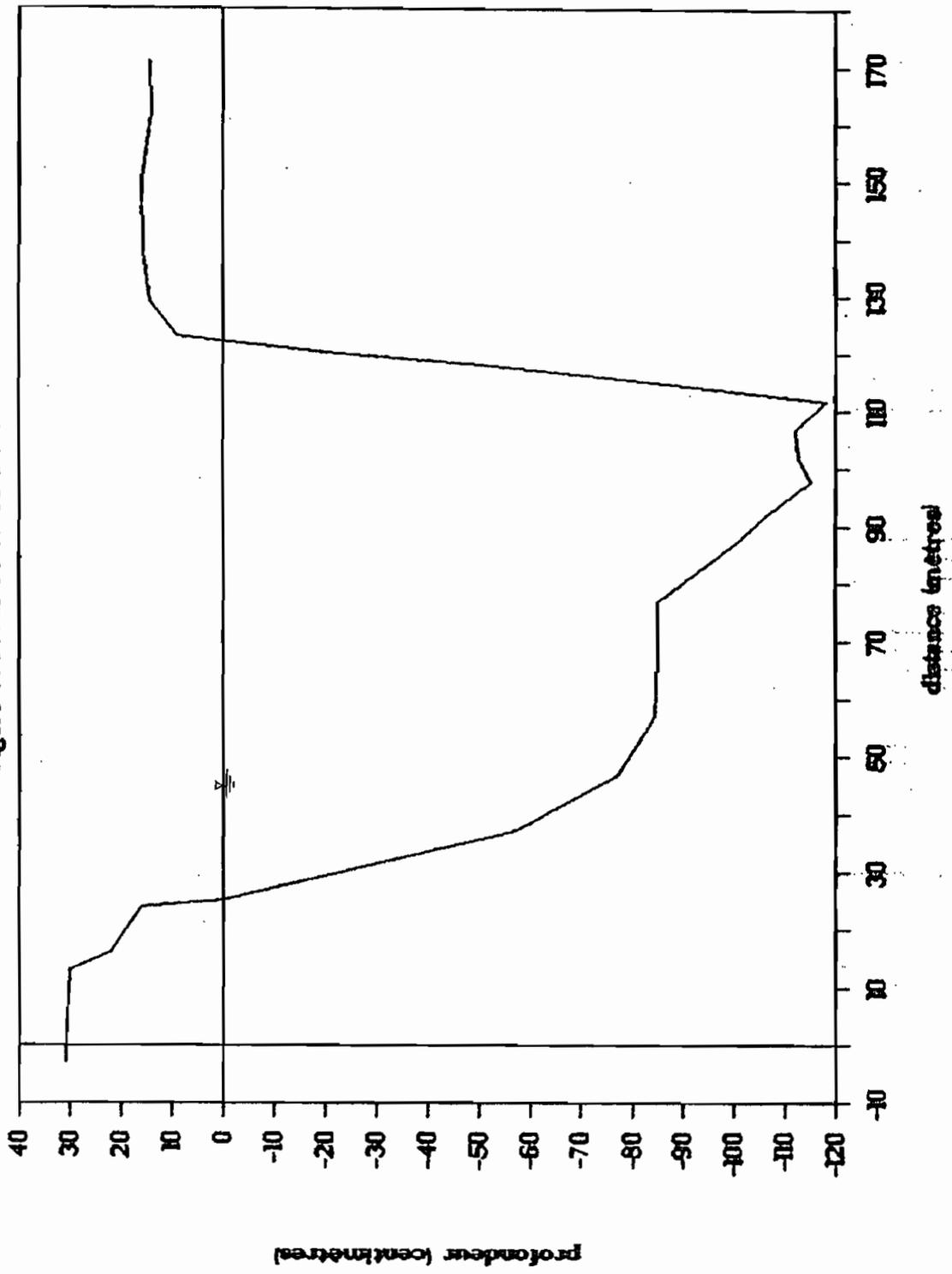
L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaître l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement d'obstacles naturel ou artificiel.

Ces ouvrages peuvent différer l'un de l'autre par la structure, les matériaux, les méthodes de construction utilisées et le fonctionnement mécanique de l'ouvrage. Ainsi, pour un site donné, l'ouvrage le plus adapté dépend non seulement du contexte socio - économique mais aussi des contraintes dimensionnelles et fonctionnelles; et des données naturelles du milieu.

1.1 DONNÉES NATURELLES

Le pont à concevoir devant remplacer le pont artisanal en bois existant sur la rivière, l'emplacement est alors fixé au préalable. Le profil en travers du cours d'eau à ce endroit est montré à la figure 1.1. A partir de cette figure, on conçoit

Figure 1.1 Profil du cours d'eau



facilement que le franchissement du cours d'eau nécessite un ouvrage d'une portée totale d'environ 150 mètres.

Pour ce qui est du sol, nous n'avons pas obtenu des données géologiques précises concernant l'emplacement de l'ouvrage mais nous avons obtenu des indications qualitatives sur la nature et l'épaisseur des différentes couches (voir l'annexe 1). C'est ainsi que pour les forages de 60 mètres de profondeur effectués dans la région, nous avons successivement une couche de 2,2 à 10 mètres de vase, une couche de 1,5 à 6 mètres d'argile molle, une couche d'environ 9,5 mètres de sable avec argile jaune. A partir d'une profondeur de 40 mètres environ, on rencontre une formation d'argile grise très homogène, imperméable et compacte.

Les ouvrages d'art construits dans la région sont fondés à une profondeur de 48 mètres environ.

Alors on remarque bien que le bon sol nécessaire pour une fondation d'ouvrage lourd dans cette localité se trouverait à une profondeur d'environ 30 à 40 mètres. Dans ces conditions, une réduction du nombre de piles du pont pourrait constituer une économie substantielle sur le coût de l'ouvrage.

1.2 SOLUTION PROPOSÉE

Le pont que nous proposons est du type Cantilever (figure 1.2) constitué de consoles prolongeant les travées de rive, et d'une travée indépendante appuyée sur ces consoles.

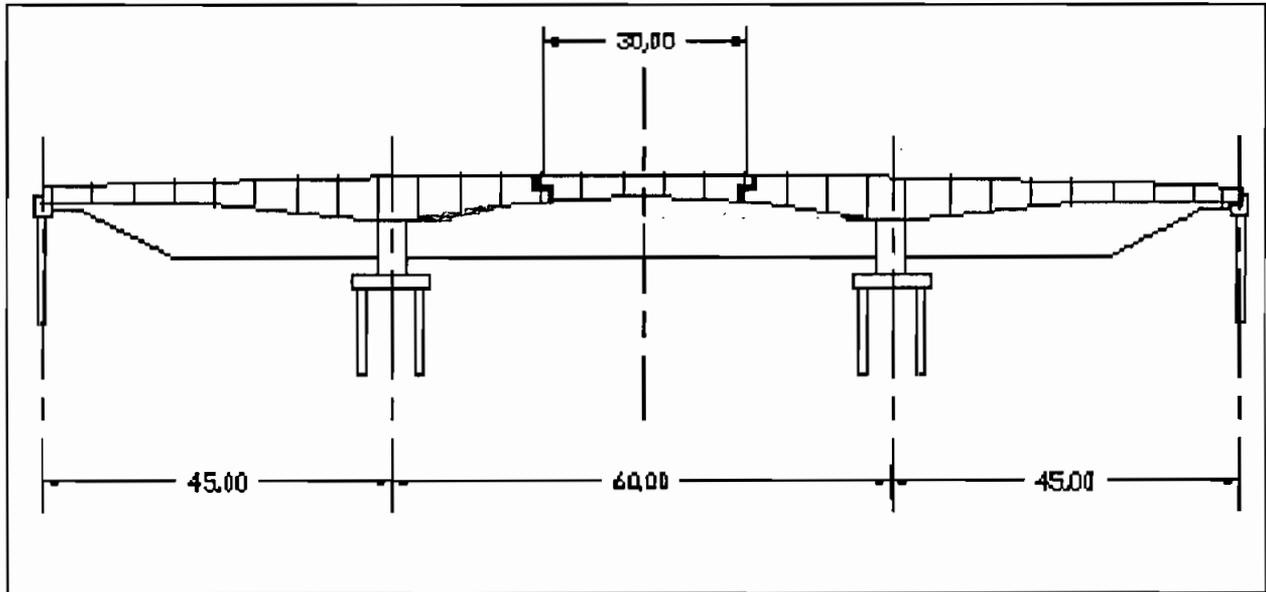


Figure 1.2 - Coupe longitudinale schématique de l'ouvrage

Nous avons ainsi deux travées de rive de 45 mètres chacune et une travée interne de 60 mètres dont 30 mètres de travée indépendante; ce qui introduit deux rotules dans le fonctionnement mécanique de la structure qui est ainsi rendu isostatique afin de

ne pas être sensible aux tassements différentiels des appuis. Nous pensons qu'une structure isostatique est la plus adéquate pour le site qui laisse prévoir des tassements différentiels d'appuis assez importants, à cause de la nature du sol à une forte proportion argileuse. Nous avons donné au profil en long une pente de 3,3% qui doit être normalement compris entre 3 et 4% afin d'assurer un écoulement normal des eaux de pluie.

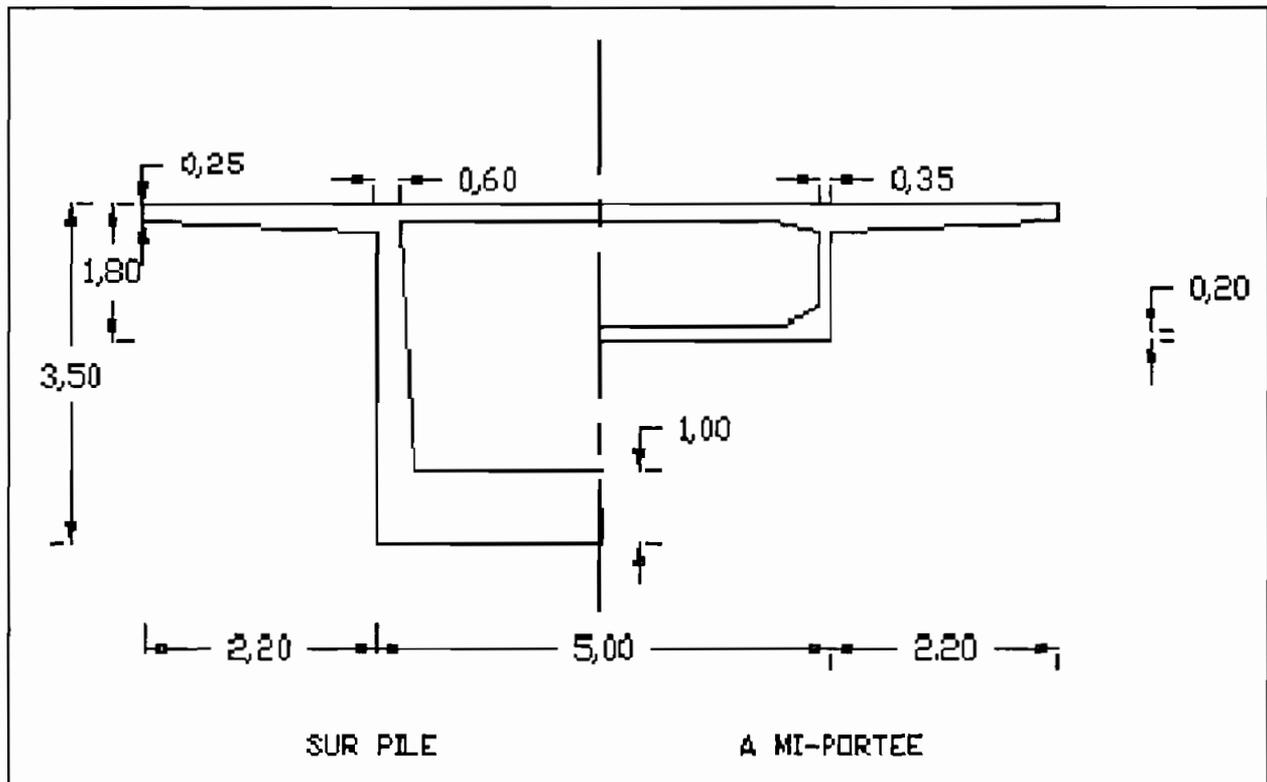


Figure 1.3 - Coupe transversale du tablier

La portée centrale de 60 mètres et les portées de rive de 45 mètres exigent l'utilisation du béton précontraint afin d'avoir une bonne tenue de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations auxquelles il aura à résister. Le béton armé ne s'y prête pas à cause des inconvénients à savoir des déformations excessives, et les risques de désagrégât et de corrosion des structures.

Le béton étant un matériau excellent pour résister aux efforts de compression, la précontrainte consiste à créer des contraintes de compression permanente dans les zones où des charges externes devraient causer des contraintes de traction. Lorsque ce résultat est atteint, c'est le béton seul qui résiste à toutes les sollicitations, puisqu'on le rend capable de résister efficacement à la traction tant qu'il ne soit pas décomprimé.

Ainsi pour une certaine gamme de charges appliquées, le matériau obtenu a un comportement homogène et élastique: une propriété fondamentale du béton précontraint. Ce matériau convient parfaitement au type de pont que nous avons choisi et présente beaucoup d'avantages sur les plans économie, durabilité, légèreté, rigidité et bon contrôle des déformations, fiabilité et sécurité.

D'après la classification Nord-américaine, les ponts dont l'une des travées de longueur L est telle que $40 \text{ m} < L < 200 \text{ m}$ sont des

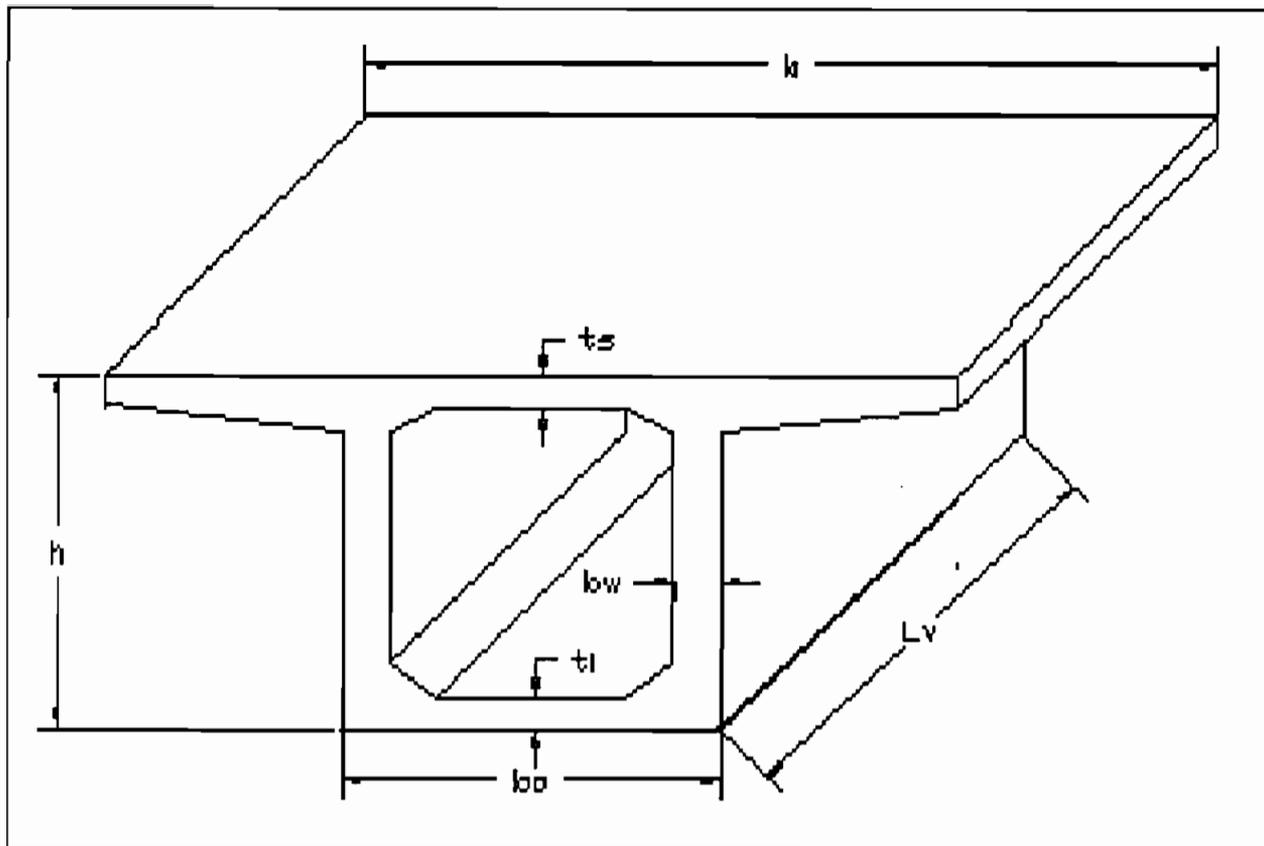


Figure 1.4 - Vue en perspective d'un voussoir

ponts à longues travées. Dans ces conditions le type de poutre conseillé pour une construction économique est la poutre caisson (figure 1.4). C'est un type de poutre qui présente des avantages exceptionnels à savoir:

- une bonne résistance à la torsion et cette résistance est surtout due au couple interne de torsion pure à cause de son profil fermé.

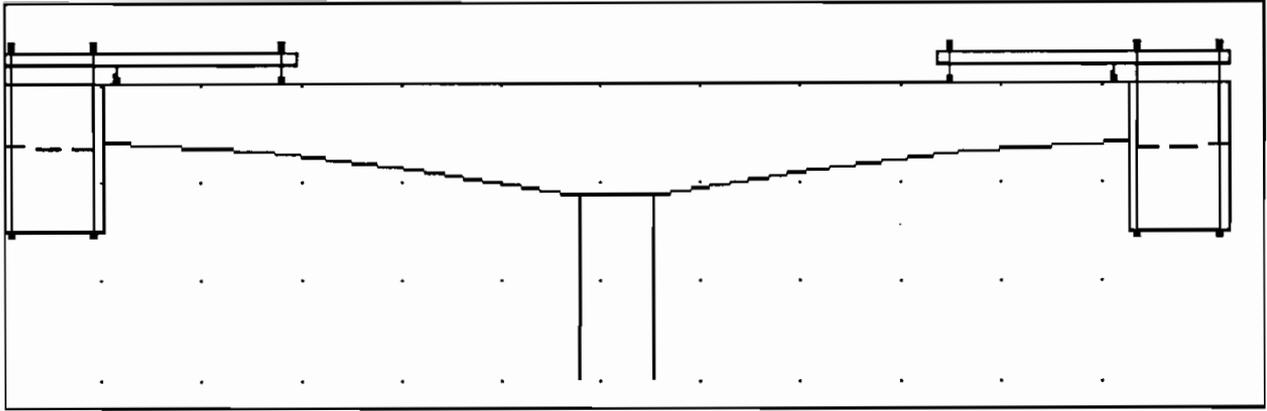


Figure 1.5 - Principe de construction par encorbellement

- une excellente résistance à la flexion.
- et enfin en tenant compte de la forme de la section et de l'élançement des poutres, les ponts à poutres-caissons sont du point de vue esthétique nettement supérieurs aux autres ponts.

Au voisinage des appuis nous avons donné une hauteur variable aux poutres-caissons afin de satisfaire de façon optimale aux différentes sollicitations imposées à la structure. Le tablier est encasturé dans les piles mais simplement appuyé sur les culées afin de permettre une libre dilatation du béton.

Le mode de construction envisagé est celui de la construction par encorbellement (figure 1.5). Il consiste à construire le tablier en console par tranches successives à partir des appuis. Chaque tranche est appelée voussoir et les voussoirs seront coulés en place dans des coffrages mobiles. Chaque voussoir est raccordé

par post-tension à l'aide de câbles en acier, à la portée déjà construite et sert de base de départ pour une nouvelle avancée. Le bétonnage se fera avec des équipes mobiles comme l'indique la figure 1.5. La travée indépendante sera construite à l'aide d'un ceintre autoporteur. C'est un système constitué de treillis en acier installés au-dessus du tablier à construire et prenant appuis sur le porte à faux des deux tranches extrêmes précédemment construites.

Les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines assez souples pour prendre le profil désiré tout en étant assez robustes pour conserver leur forme durant l'installation et le bétonnage. Chaque gaine est injectée au coulis de ciment afin de permettre une adhérence convenable de la gaine au béton.

Une fois la construction terminée, l'ouvrage doit se présenter comme l'indique la figure 1.2.

CHAPITRE 2

DIMENSIONNEMENT DES VOUSOIRS

2.1 DIMENSIONS DES SECTIONS

(La notation adoptée est illustrée à la figure 1.4)

Le pont devant posséder deux voies de circulation, un trottoir à chaque extrémité de la chaussée, la largeur du pont sera de 9,40 mètres, c'est-à-dire 2*3,50 mètres pour la chaussée et 2*1,20 mètres pour les trottoirs. Le dimensionnement des voussoirs d'un tablier de pont en béton précontraint consiste à choisir la forme et les dimensions préliminaires des sections. Un calcul de résistance structurale montrera par la suite si les dimensions préliminaires sont acceptables ou non et si le matériau a été utilisé économiquement. Dans ces conditions, l'expérience accumulée dans la profession joue un rôle assez important. C'est pourquoi nous jugeons essentiel de considérer certaines règles de bonne pratique établies suite à l'exploitation des renseignements tirés des réalisations antérieures. C'est ainsi qu'on estime que pour un pont dont la largeur du tablier l est inférieure à 13 mètres une poutre-caisson unique à deux âmes suffit pour supporter les charges; alors $b = l = 9,40$ mètres. La largeur du hourdis inférieur doit être comprise entre 50 et 60% de la largeur b du hourdis

supérieur. ce qui nous permet de considérer $b_0 = 5$ mètres correspondant à 53% de b .

Les règles de résistance au cisaillement sont généralement satisfaites lorsque la somme des épaisseurs des âmes (Σb_w) se situe entre 5,5 et 7,5% de la largeur du hourdis supérieur (b). Nous prenons en travée courante $b_w = 0,35$ m c'est-à-dire $\Sigma b_w = 0,70$ m; ce qui correspond à 7,4% de b et au niveau des appuis nous considérons le double de ces valeurs.

L'épaisseur du hourdis supérieur t_s dépend des moments de flexion transversaux. Lorsque la portée de la travée dépasse 3,0 mètres, $t_s = [0,02*(b_0 - b_w) + 0,115]$ avec $t_s \in [0,175 ; 0,25]$; (équation empirique).

Nous considérerons dans la suite $t_s = 0,25$ m.

L'épaisseur du hourdis inférieur (t_i) est minimale dans une zone de moments de flexion positifs; l'épaisseur minimale recommandée est de 0,125 mètres s'il n'y pas de gaine dans les hourdis. Nous retenons $t_i = 0,20$ mètres dans les zones de moments de flexion positifs.

Au niveau des appuis, il est nécessaire de donner une forme particulière à la section des caissons. Pour les piles, à cause du

moment négatif très important, le hourdis inférieur est épais de 1,0 mètre afin d'avoir une table de compression suffisante pour la résistance aux sollicitations de cette partie du tablier (figure 1.3). Des goussets triangulaires de 0,02 m² jouent un rôle important car ils améliorent l'encastrement du hourdis sur les âmes, ce qui lui permet de bien résister aux charges roulantes.

L'élançement de la poutre aux appuis (L/h) se situe couramment entre 16 et 20. En considérant $h = 3,50$ mètres,

$$L_{\max}/h = 60 \text{ m}/3,5 \text{ m} \approx 17,1$$

Le profil en long de la poutre est parabolique et sa hauteur varie de 3,50 à 1,80 mètres. La hauteur minimale de la poutre-caisson est de 1,80 mètres afin de disposer d'un espace suffisant pour ôter les coffrages, tendre les câbles de précontrainte, posé éventuellement des canalisations etc...

Au moment où la hauteur de la poutre varie paraboliquement de 3,50 à 1,80 mètres l'épaisseur du hourdis inférieur varie linéairement de 1,00 à 0,20 mètres sur environ le quart de la travée.

La longueur (L_v) des voussoirs en section courante est de 5 mètres. Sur pile, elle est de 2 mètres.

Maintenant que toutes les dimensions de la section sont choisies, on peut calculer les propriétés de la section brute.

2.2 PROPRIETES DE LA SECTION BRUTE

Une section donnée est caractérisée du point de vue de l'ingénieur par son aire (A), la position du centre de gravité par rapport aux fibres extrêmes (y_s et y_i ; $h = y_s + y_i$), le moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion (I), les modules de section (S_s et S_i) et les sommets du noyau central (k_s et k_i).

2.2.1 Calcul de l'aire d'une section

En considérant les notations de la figure 1.5 on peut écrire:

$$A = b \cdot t_s + b_0 \cdot t_i + 2 \cdot (h - t_s - t_i) \cdot b_w + 0,5 \cdot (b - b_0) \cdot c + \Sigma a \quad (2-6)$$

a = aire d'un gousset,

c = côté du gousset.

Pour les exemples de calcul de section, nous utiliserons les valeurs suivantes:

$$h = 1,80 \text{ m}$$

$$b = 9,40 \text{ m}$$

$$t_s = 0,25 \text{ m}$$

$$t_i = 0,20 \text{ m}$$

$$b_0 = 5,00 \text{ m}$$

$$b_w = 0,35 \text{ m}$$

$$\Sigma a = 4*0,02 \text{ m}^2$$

$$c = 0,20 \text{ m}$$

Exemple de calcul

$$A = 9,40*0,25 + 5,00*0,20 + 2*(1,80 - 0,25 - 0,20)*0,35 + 0,50*(9,40 - 5,00)*0,20 + 4*0,02 = 4,815 \text{ m}^2$$

Pour les autres valeurs des différents paramètres contenus dans l'expression (2-1), les calculs ont été faits et les résultats sont consignés dans le tableau 2.1a.

2.2.2 Centre de gravité

Le moment statique d'une section courante par rapport à un axe qui a pour support la face inférieure du hourdis est donné par:

$$Sx_c = b*t_s*(h - 0,5*t_s) + 0,5*b_0*t_i^2 + 2*(h - t_s - t_i)*b_w*[t_i + 0,5*(h - t_s - t_i)] + 2*a*(h - t_s - c/3) + 2*a*(t_i + c/3) + 0,5*c*(b - b_0)*(h - t_s - c/3) \quad (2-2)$$

En donnant aux variables les mêmes valeurs que précédemment,
on a :

$$Sx_c = 9,40*0,25*(1,80 - 0,5*0,25) + 0,5*5*0,2^2 + 2*(1,80 - 0,25 - 0,20)*0,35*[0,2 + 0,5 * (1,80 - 0,20 - 0,25)] + 2*0,02 * (1,80 - 0,25 - 0,2/3) + 2*0,02*(0,20 + 0,2/3) + 0,5*(9,4 - 5,00) *0,2*(1,80 - 0,25 - 0,3/3) = 5,586 \text{ m}^3.$$

Au niveau des appuis, compte tenue de la forme adoptée pour les caissons, Sx_c doit être modifié. C'est ainsi que sur culée:

$$Sx_{c_i} = b*t_s*(h - 0,5*t_s) + 0,5*b_0*t_i^2 + 2*(h - t_s - t_i)*b_w*[t_i + 0,5*(h - t_s - t_i)] + c*(h - t_s - t_i)*[t_i + (h - t_s - t_i)/3] + 0,5*(b - b_0)*c*(h - t_s - c/3) \quad (2-3)$$

Et sur pile:

$$Sx_p = b*t_s*(h - 0,5*t_s) + 0,5*b_0*t_i^2 + 2*(h - t_s - t_i)*b_w*[t_i + 0,5*(h - t_s - t_i)] + c*(h - t_s - t_i)*[t_i + (h - t_s - t_i)/3] + 0,5*(b - b_0)*c*(h - t_s - c/3) \quad (2-4)$$

Les résultats des calculs utilisant ces différentes formules sont contenus dans le tableau 2.1a.

Connaissant le moment statique de la section par rapport à l'axe x, on peut déterminer la position du centre de gravité par rapport à cet axe par les relations:

$$y_i = Sx/A \quad (2-5)$$

$$y_s = h - y_i \quad (2-6)$$

Exemple de calcul

$$y_i = 5,586/4,815 = 1,16 \text{ m}$$

$$y_s = 1,8 - 1,16 = 0,64 \text{ m}$$

2.2.3 Moment d'inertie de section

Après avoir divisé la section courante du caisson en rectangles et triangles, le moment d'inertie par rapport au centre de gravité à la section courante est donné par la formule:

$$\begin{aligned} I_c = & b \cdot t_s \cdot [t_s^2/12 + (y_s - t_s/2)^2] + b_0 \cdot t_i \cdot [t_i^2/12 + (y_i - t_i/2)^2] \\ & + 2 \cdot (h - t_s - t_i) \cdot b_w \cdot [(h - t_s - t_i)^2/12 + [y_i - t_i - (h - t_s - t_i)]^2/2] \\ & + 2 \cdot a \cdot [c^2/18 + (y_s - t_s - c/3)^2] + 2 \cdot a \cdot [c^2/18 + (y_i - t_i - c/3)^2] + \\ & 0,5 \cdot (b - b_0) \cdot c \cdot [c^2/18 + (y_s - t_s - c/3)^2] \end{aligned} \quad (2-7)$$

Exemple de calcul

$$\begin{aligned} I_c = & 9,40 \cdot 0,25 \cdot [0,25^2/12 + (0,64 - 0,25/2)^2] + 5,00 \cdot 0,20 \cdot \\ & [0,20^2/12 + (1,16 - 0,20/2)^2] + 2 \cdot (1,80 - 0,20 - 0,20) \cdot 0,35 \cdot [(1,80 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& - 0,25 - 0,20)^2/12 + [1,16 - 0,20 - (1,80 - 0,25 - 0,20)/2]^2] + \\
& 2*0,02*[0,20^2/18 + (0,64 - 0,25 - 0,20/3)^2] + 2* 0,02*[0,20^2/18 + \\
& (1,16 - 0,2 - 0,2/3)^2] + 0,5 * (9,40 - 5)*0,20* [0,20^2/18 + (0,64 - \\
& 0,25 - 0,2/3)^2] = 2,068 \text{ m}^4.
\end{aligned}$$

Au niveau des culées ; la formule donnant le moment d'inertie est:

$$\begin{aligned}
I_{c1} = & b*t_s*[t_s^2/12 + (y_s - t_s/2)^2] + b_0*t_i*[t_i^2/12 + (y_s - t_i/2)^2] \\
& + 2*(h - t_s - t_i)*b_w*[(h - t_s - t_i)^2/12 + [y_i - t_i - (h - t_s - t_i)/2]^2] \\
& + c*(h - t_s - t_i)*[(h - t_s - t_i)^2/18 + (y_s - t_s - (h - t_s - t_i)/3)^2] \\
& + 0,5*(b - b_0)*c*[c^2/18 + (y_s - t_s - c/3)^2], \quad (2-8)
\end{aligned}$$

Au niveau des piles, le moment d'inertie de la section est:

$$\begin{aligned}
I_p = & b*t_s*[t_s^2/12 + (y_s - t_s/2)^2] + b_0*t_i*[t_i^2/12 + (y_s - t_i/2)^2] \\
& + 2*(h - t_s - t_i)*b_w*(h - t_s - t_i)^2/12 + [y_i - t_i - (h - t_s - t_i/2)]^2) \\
& + c*(h - t_s - t_i)*[(h - t_s - t_i/18)^2 + (y_i - t_i - h - t_s - t_i/3)^2] + \\
& 0,5*(b - b_0)*c*[c^2/18 + (y_s - t_s - c/3)^2], \quad (2-9)
\end{aligned}$$

En utilisant ces formules, on calcule le moment d'inertie de chacune des sections du tablier.

2.2.4 Module de section

On distingue deux modules de sections (S_s et S_i) définis par:

$$S_s = I/y_s \quad (2-10)$$

$$S_i = I/y_i \quad (2-11)$$

Exemple de calcul

$$S_s = 2,068/0,64 = 3,231 \text{ m}^3$$

$$S_i = 2,068/1,16 = 1,783 \text{ m}^3$$

2.2.5 Noyau central

Une autre caractéristique d'une section est son noyau central. Lorsqu'une section est soumise à une force N excentrée, un sommet du noyau central est défini par l'excentricité k de manière que:

$$\sigma = N/A - N*k*y/I = 0$$

Alors

$$k = I/(y*A) \quad (2-12)$$

y est la distance entre le centre de gravité et une des fibres extrêmes de la section.

Lorsque nous considérons la fibre supérieure et la fibre inférieure, nous pouvons écrire:

$$k_s = I/y_i * 1/A = S_i/A \quad (2-13)$$

$$k_i = I/y_s * 1/A = S_s/A \quad (2-14)$$

Exemple de calcul

$$k_s = 1,783/4,815 = 0,370 \text{ m}$$

$$k_i = 3,231/4,815 = 0,671 \text{ m}$$

2.2.6 Poids Propre

Soit w le poids par unité de longueur du tablier.

$$w = \rho * g * A \tag{2-15}$$

$$\rho = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$g = 9,81 \text{ N/kg}$$

A et w déjà calculés.

Tableau 2.1 a - Propriétés géométriques des sections

Sections	h (m)	t_i (m)	A (m ²)	Y_i (m)	Y_s (m)	w (kN/m)
S ₀	1,800	0,200	5,680	1,127	0,673	133,73
S ₅	1,800	0,200	4,815	1,160	0,640	113,36
.
S ₂₅	1,800	0,200	4,815	1,160	0,640	113,36
S ₃₀	1,800	0,400	5,675	1,031	0,769	133,61
S ₃₅	1,800	0,600	6,535	0,962	0,838	153,86
S ₄₀	2,325	0,644	7,091	1,207	1,118	166,96
S ₄₄	3,500	1,000	10,940	1,678	1,822	257,57
S ₄₆	3,500	1,000	10,940	1,678	1,822	257,57
S ₅₀	3,361	0,771	8,365	1,646	1,715	196,95
S ₅₅	2,797	0,486	6,742	1,524	1,274	158,73
S ₆₀	1,800	0,200	4,815	1,160	0,640	113,36
S ₇₅	1,800	0,200	4,815	1,160	0,640	113,36

Tableau 2.1 b - Propriétés géométriques des sections (suites)

Sections	I (m^4)	S_i (m^3)	S_s (m^3)	k_s (m)	k_i (m)
S_0	2,196	1,948	3,264	0,343	0,575
S_5	2,068	1,782	3,231	0,370	0,671
.
.
S_{25}	2,068	1,782	3,231	0,370	0,671
S_{30}	2,600	2,521	3,381	0,444	0,596
S_{35}	2,807	2,916	3,351	0,446	0,513
S_{40}	5,476	4,537	4,899	0,640	0,691
S_{44}	17,179	10,238	9,428	0,936	0,862
S_{46}	17,179	10,238	9,428	0,936	0,862
S_{50}	14,130	8,586	8,237	1,026	0,985
S_{55}	8,137	5,341	6,387	0,792	0,947
S_{60}	2,068	1,782	3,231	0,370	0,671
S_{75}	2,068	1,782	3,231	0,370	0,671

Au niveau des culées:

$$w = 2,4 * 9,81 * 5,68 = 133,73 \text{ kN/m.}$$

Au niveau des piles:

$$w = 2,4 * 9,81 * 10,94 = 257,57 \text{ kN/m.}$$

En travée, la formule (2-1) donne:

$$A = 2,695 + 4,3*t_i + 0,7*h$$

$$w = \rho*g*A = 63,45 + 101,24 * t_i + 16,48 * h \quad (2-16)$$

Remarque:

t_i varie de façon linéaire sur le quart de la portée avec

$$0,20 \leq t_i \leq 1,00 \text{ m}$$

h varie de façon parabolique sur le quart de la portée avec

$$1,80 \leq h \leq 3,50 \text{ m.}$$

CHAPITRE 3

EFFORTS ET SOLLICITATIONS

Ce chapitre vise surtout à montrer les différents cas de chargements qu'il faut considérer lors de l'analyse d'un pont construit par encorbellement. Les calculs ont été faits à l'ordinateur et à l'aide des résultats obtenus, nous avons aisément vérifié si la structure est en équilibre.

3.1 POIDS PROPRE

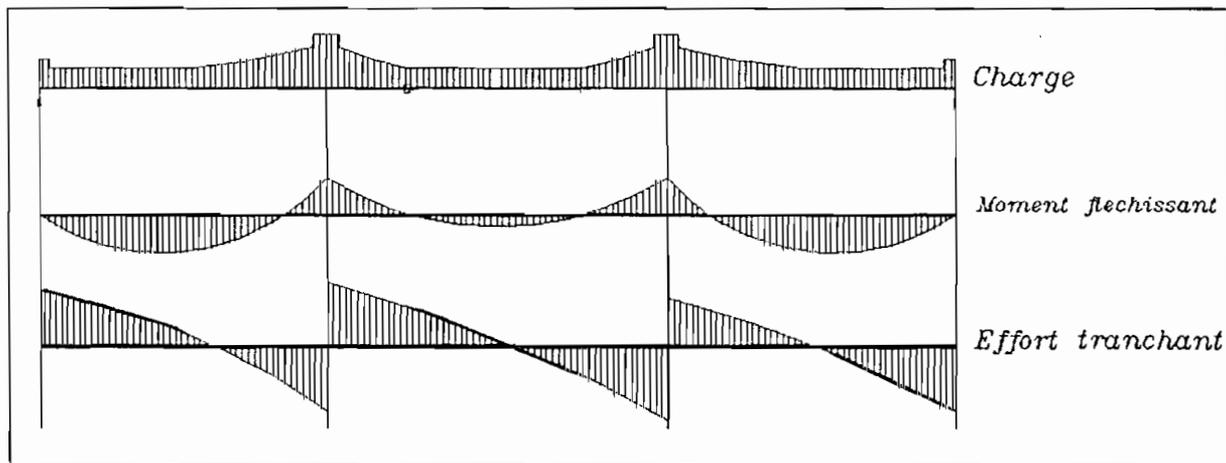
La construction par encorbellement exige la connaissance des sollicitations dans le tablier après le bétonnage de chaque voussoir, lors de la mise en précontrainte. C'est pourquoi nous devons analyser le tablier à chaque étape de la construction.

Lors de la dernière étape nous avons la situation de la figure 3.1. Toutes les valeurs de w ont été déterminées à l'aide des relations (2-15) et (2.16).

Notation:

Nous appelons S_d la section qui se trouve à une distance d de la culée ouest du tablier.

Figure 3.1 - Diagramme des sollicitations dues au poids propre



3.1.1 Détermination des sollicitations

Convention des signes

Le moment est négatif lorsque la fibre supérieure est tendue; il est positif lorsque la fibre inférieure est tendue.

A partir d'une analyse faite à l'ordinateur, les sollicitations correspondant au chargement de la figure 3.1 sont consignées dans le tableau 3.1; ce qui nous a permis de dessiner le diagramme des sollicitations de la figure 3.1.

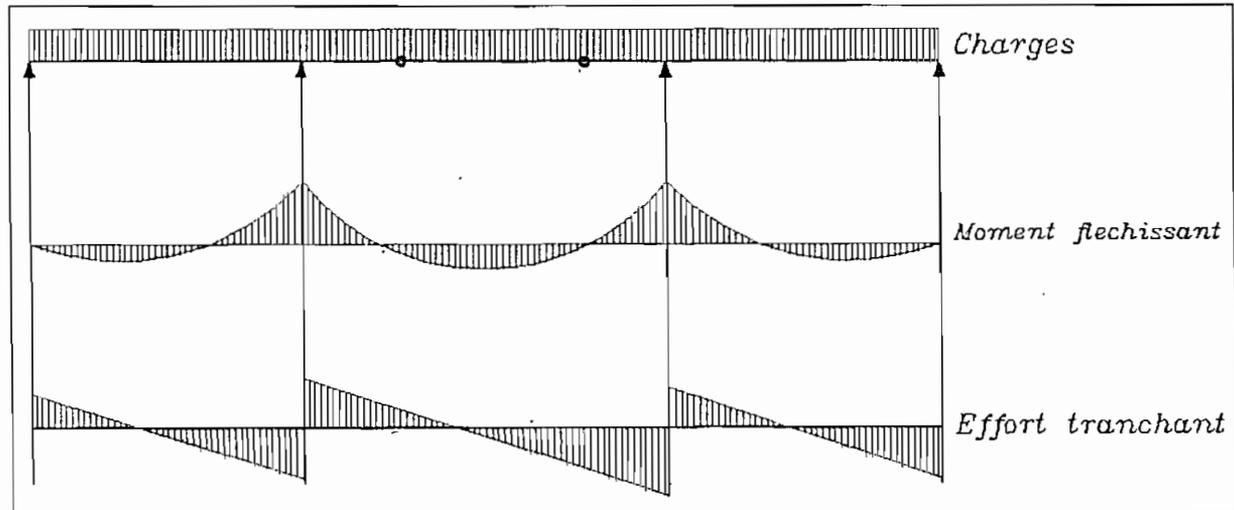
Lorsque le tablier est soumis à une charge uniforme $w = 1\text{kN/m}$, le tableau 3.2 donne la valeur des sollicitations dans les sections qui nous intéressent. Les courbes de la figure 3.2 montrent la variation de ces sollicitations.

Considérons maintenant les différentes phases de la construction du tablier. Cette construction s'effectue à partir de chaque pile. Compte tenue de la symétrie géométrique et de la symétrie de chargement, nous ne présenterons les calculs que pour la moitié de l'ouvrage. Les résultats de l'autre moitié sont obtenus par symétrie.

Tableau 3.1 - Sollicitations dues au poids propre
lorsque la construction du tablier
est achevé

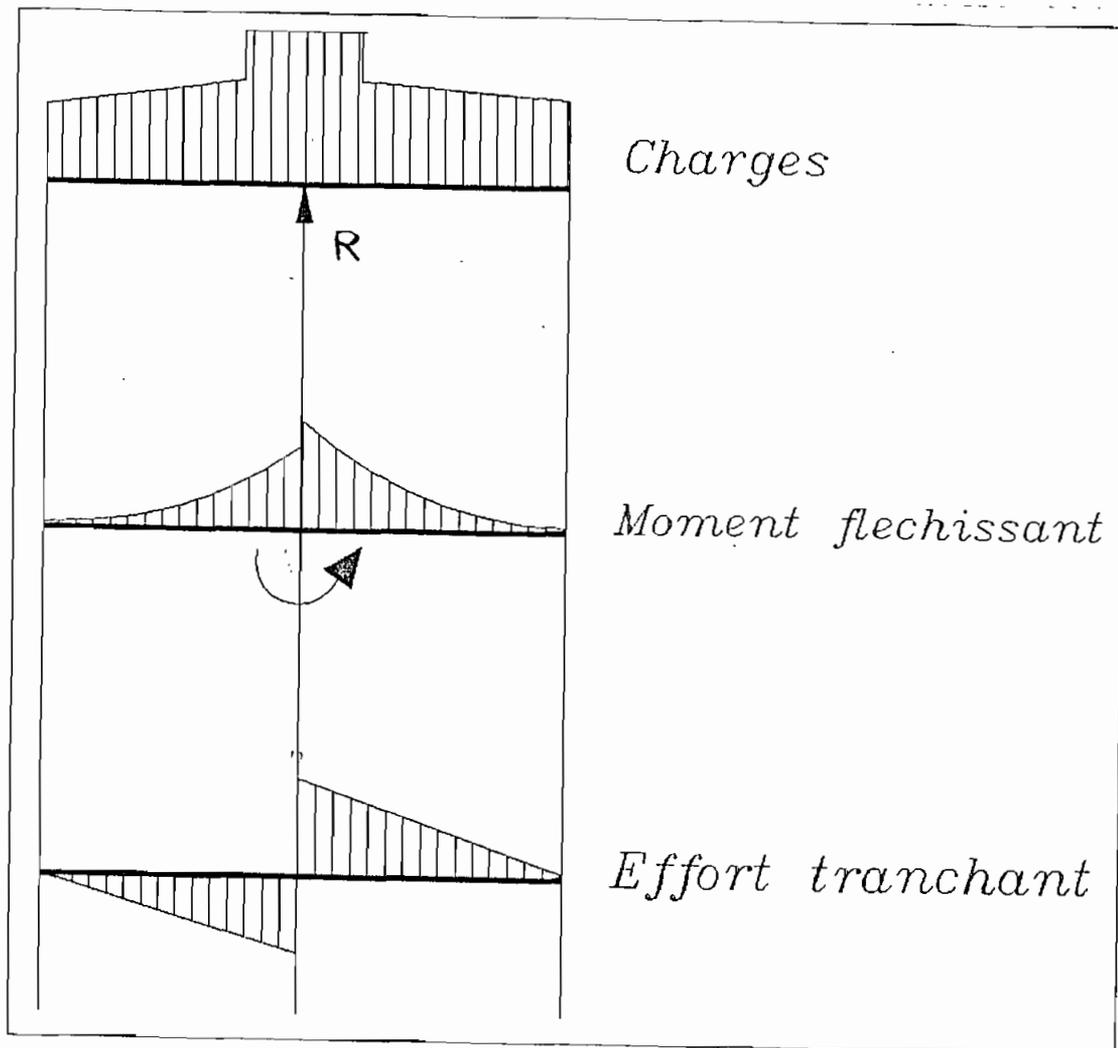
Sections	M (kN.m)	V (kN)
S ₀	0	1731,9
S ₅	7150,8	1144,7
S ₁₀	11457,3	577,9
S ₁₅	12929,9	11,1
S ₂₀	11568,5	-555,7
S ₂₅	7373,0	-1122,5
S ₃₀	217,0	-1739,9
S ₃₅	-10279,4	-2458,6
S ₄₀	-24532,6	-3253,5
S ₄₄	-39023,8	-4028,5
S ₄₅ ⁻	-43181,1	-4286,1
S ₄₅ ⁺	-43181,1	4373,5
S ₄₆	-38936,3	4116,0
S ₅₀	-24186,2	3275,8
S ₅₅	-10116,5	2383,6
S ₆₀	0	1700,4
S ₆₅	7085,0	0
S ₇₀	11336,0	566,8
S ₇₅	12753,0	0

Figure 3.2 - Diagramme des sollicitations dues à une charge uniforme $w = 1 \text{ kN/m}$



La figure 3.3 montre les sollicitations qui se produisent lors de la construction par encorbellement. Elle est valable pour la première phase de la construction au cours de laquelle une seule paire de voussoirs est coulée. Pour les autres phases la situation est pareille, à part que le nombre de voussoirs coulés est plus important. Nous pouvons décrire les différentes phases de la manière suivante:

Figure 3.3 - Diagramme des sollicitations produites à la première phase de la construction



Phase 1

Construction des voussoirs entre les sections S_{40} et S_{50} .

Phase 2

Construction achevée entre les sections S_{35} et S_{55} .

Phase 3

Construction achevée entre les sections S_{30} et S_{60} .

Phase 4

Construction achevée entre les sections S_{25} et S_{60} .

Phase 5

Construction achevée entre les sections S_{20} et S_{60} .

Phase 6

Construction achevée entre les sections S_{15} et S_{60} .

Phase 7

Construction achevée entre les sections S_{10} et S_{60} .

Phase 8

Construction achevée entre les sections S_5 et S_{60} .

Phase 9

Construction achevée entre les sections S_0 et S_{60} ; fin de la construction par encorbellement.

Tableau 3.2 - Sollicitations dues à une charge uniforme
 $w = 1 \text{ kN/m}$

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S0	0	15,0
S5	62,5	10,0
S10	100,0	5,0
S15	112,5	0
S20	100,0	-5,0
S25	62,5	-10,0
S30	0	-10,0
S35	87,5	-20,0
S40	-200,0	-25,0
S44	-308,0	-29,0
S45-	-337,5	-30,0
S45+	-337,5	30,0
S46	-308,0	29,0
S50	-200,0	25,0
S55	-87,5	20,0
S60	0	15,0
S65	62,5	10,0
S70	100,0	5,0
S75	112,5	0

Les sollicitations correspondant à chaque phase sont consignées dans les tableaux 3.3 à 3.11, rangés en annexe 2.

3.2 SURCHARGE ROUTIÈRE

En plus des charges dues au poids propre, le pont doit aussi résister aux charges roulantes. La surcharge routière appliquée

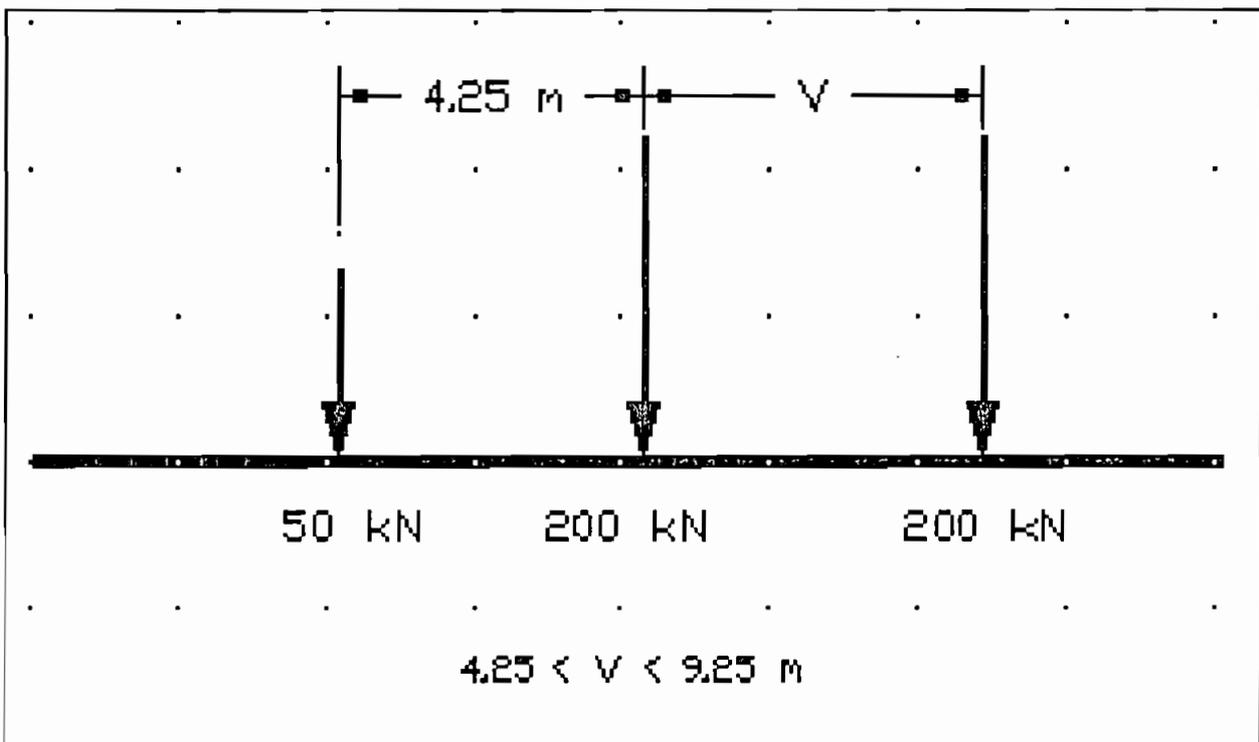
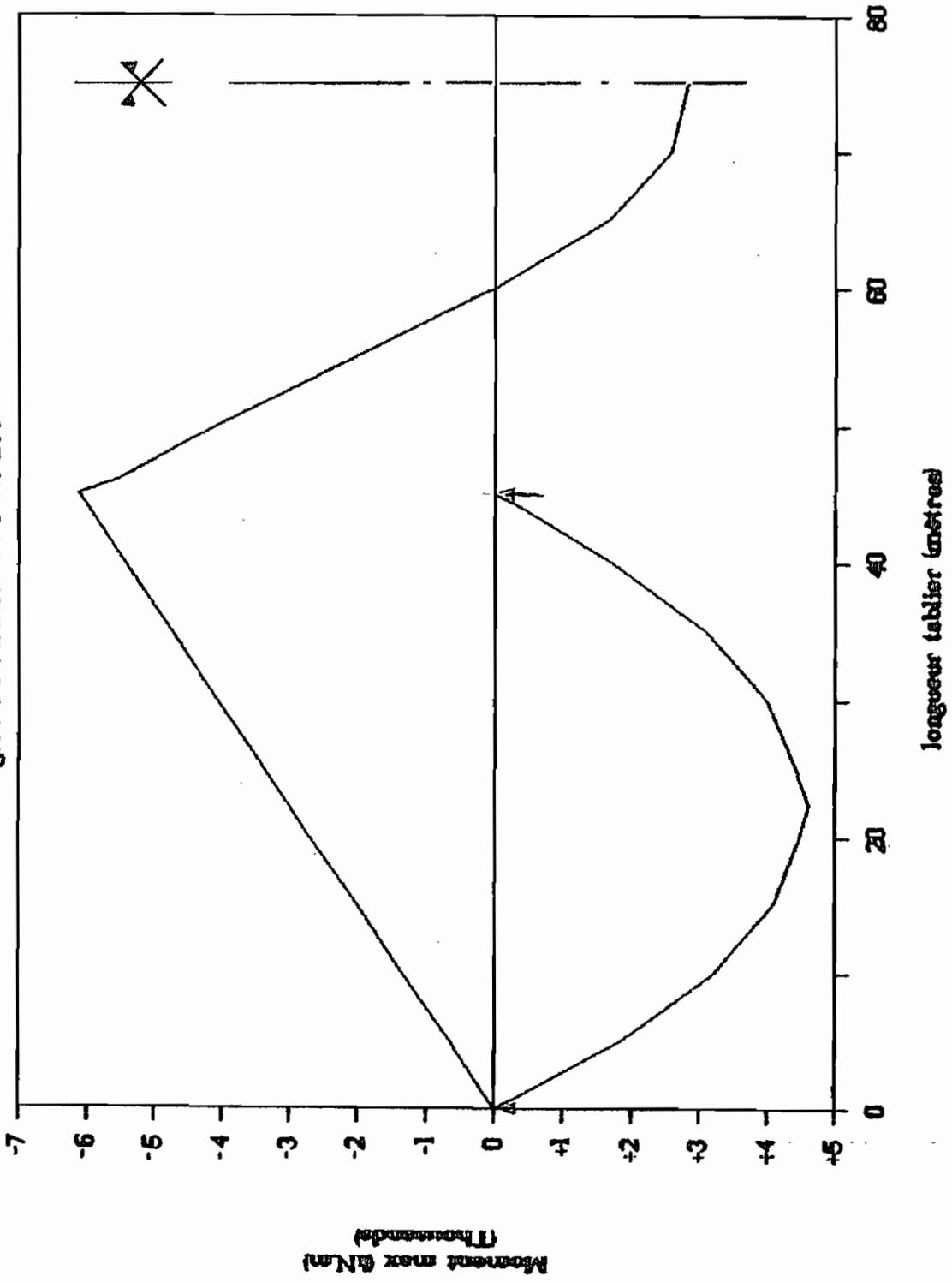


Figure 3.4 - Camion standard MS 250

Figure 3.5 Moment du e MS 250



sur les chaussées des ponts est représentée par un véhicule de calcul approprié. D'après la norme CAN3-S6, le système de charge qui correspond aux besoins de notre pont est le MS 250 (figure 3.4). Il consiste en un camion standard à essieux jumelés qui exerce une charge de 50 kN à l'essieu avant et 200 kN à chacun des deux autres essieux.

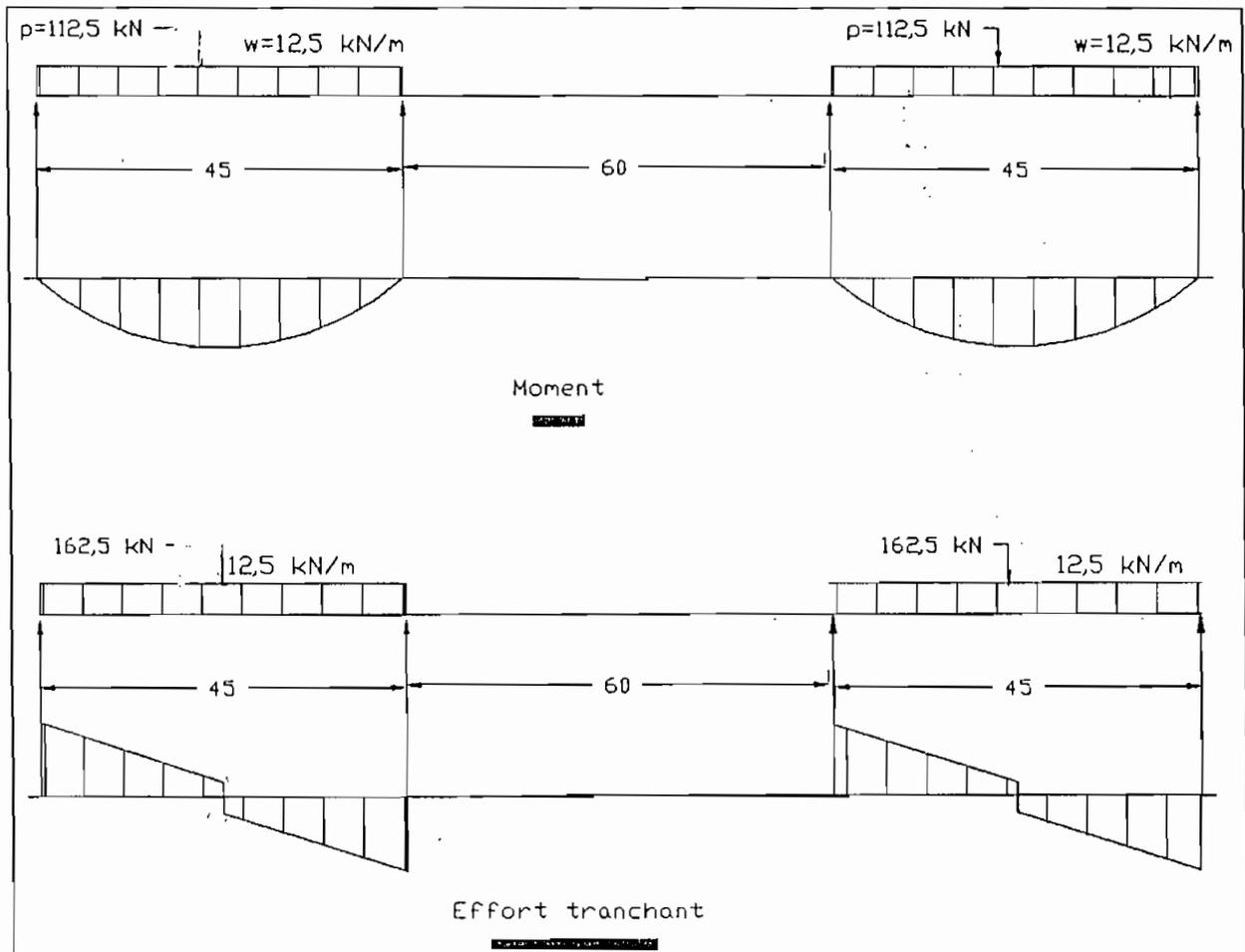
3.2.1 Sollicitations dues au camion standard MS 250

Pour une voie de circulation, lorsque le camion standard se déplace sur le pont, une analyse à l'ordinateur nous permet de tracer les courbes de la figure 3.5. Le tableau 3.12 en annexe renferme les valeurs des sollicitations dans diverses sections.

3.2.2 Sollicitations dues à un convoi de camions

L'ouvrage devant aussi résister à un convoi de camions qui se déplace, la norme CAN3-S6 suggère de considérer l'effet d'une surcharge de voie équivalant au convoi. Pour le cas qui nous intéresse: MS 250, cette surcharge est composée d'une surcharge uniforme, $w = 0,050 \cdot 250 \text{ kN/m} = 12,5 \text{ kN/m}$; et d'une surcharge concentrée de $P_m = 0,45 \cdot 250 \text{ kN} = 112,5 \text{ kN}$ pour le calcul du

Figure 3.6 - Sollicitations critiques pour la travée de rive



moment et de $P_v = 0,65 \cdot 250 \text{ kN} = 162,5 \text{ kN}$ pour le calcul de l'effort tranchant.

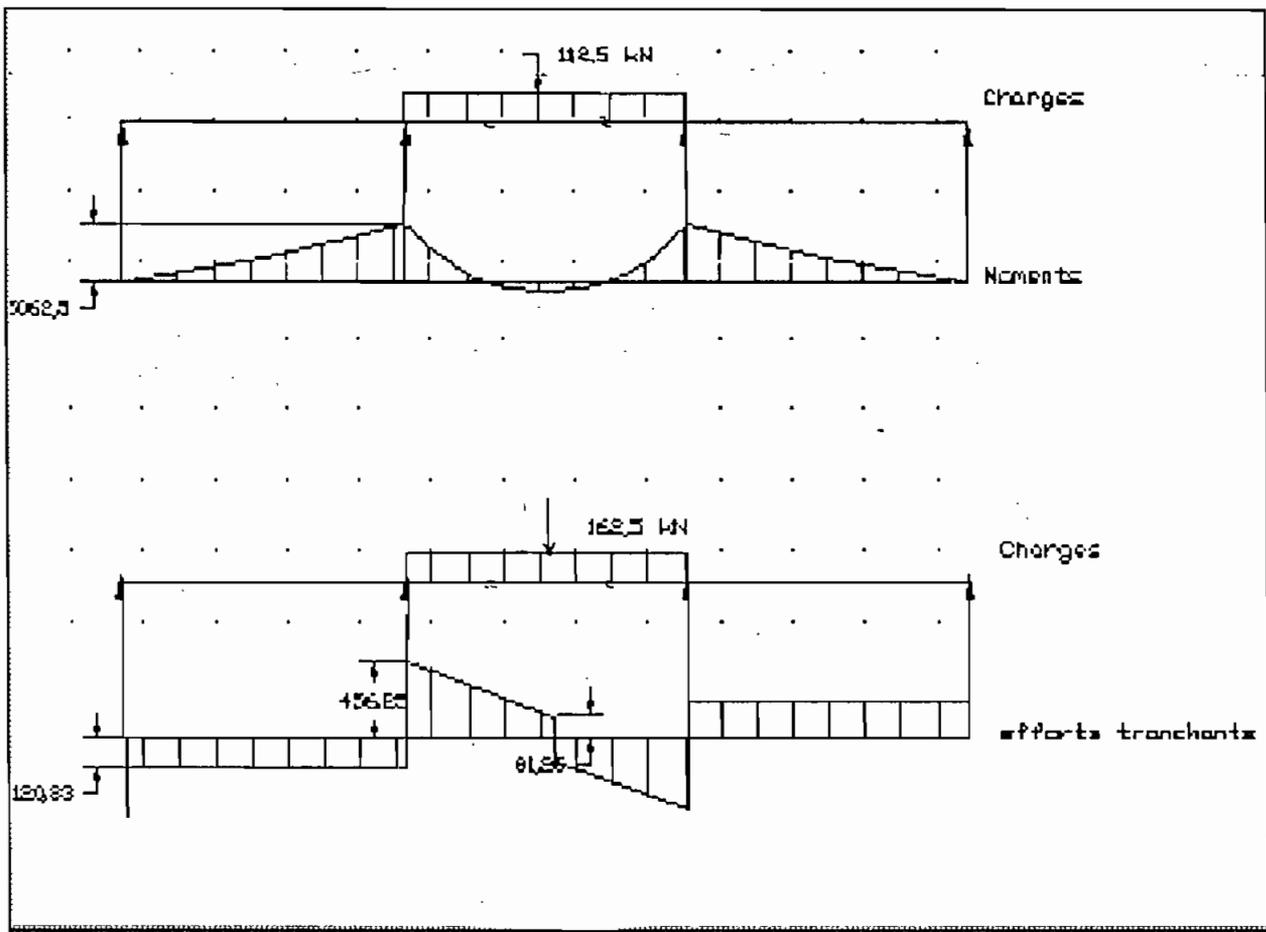


Figure 3.7 - Sollicitations critiques à la travée centrale

Cette surcharge de voie doit être appliquée sur l'ouvrage de façon à produire les sollicitations maximales. Alors pour les travées de rive, les chargements à considérer sont dessinés à la figure 3.6.

Pour la travée centrale, les chargements à considérer sont illustrés à la figure 3.7.

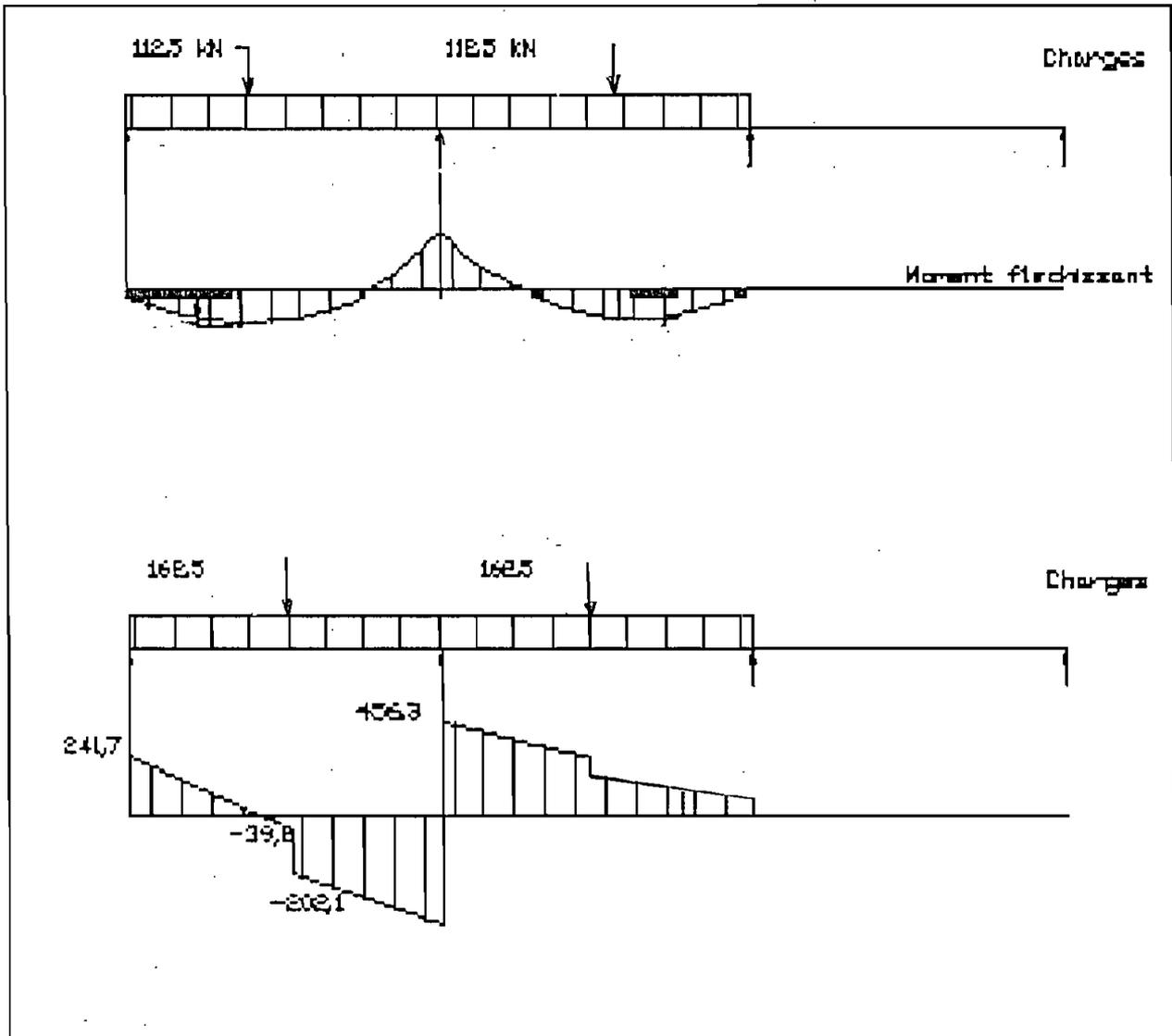


Figure 3.8 - Sollicitations critiques pour appuis intérieurs

Au niveau des appuis intérieurs, nous devons considérer les chargements illustrés à la figure 3.8.

A l'aide des différentes courbes tracées, nous pouvons reconstituer le tableau 3.13 (annexe 2) donnant les valeurs maximales des sollicitations dans les sections qui nous intéressent.

3.2.3 Sollicitations dues à un chargement dissymétrique

Durant la vie de l'ouvrage il est possible qu'une seule voie de circulation soit chargée, introduisant de la torsion dans les sections. La situation est présentée à la figure 3.9.

Pour le calcul des moments de torsion, on considère que le pont est constitué de travées indépendantes, ce qui est une hypothèse conservatrice. Le moment de torsion unitaire est de:

$$12,5 \text{ kN/m} * 2 \text{ m} = 25 \text{ kN.m/m}$$

La variation du moment de torsion étant linéaire, on détermine facilement ce moment pour chacune des sections qui nous intéressent. Les valeurs sont consignées dans le tableau 3.14.

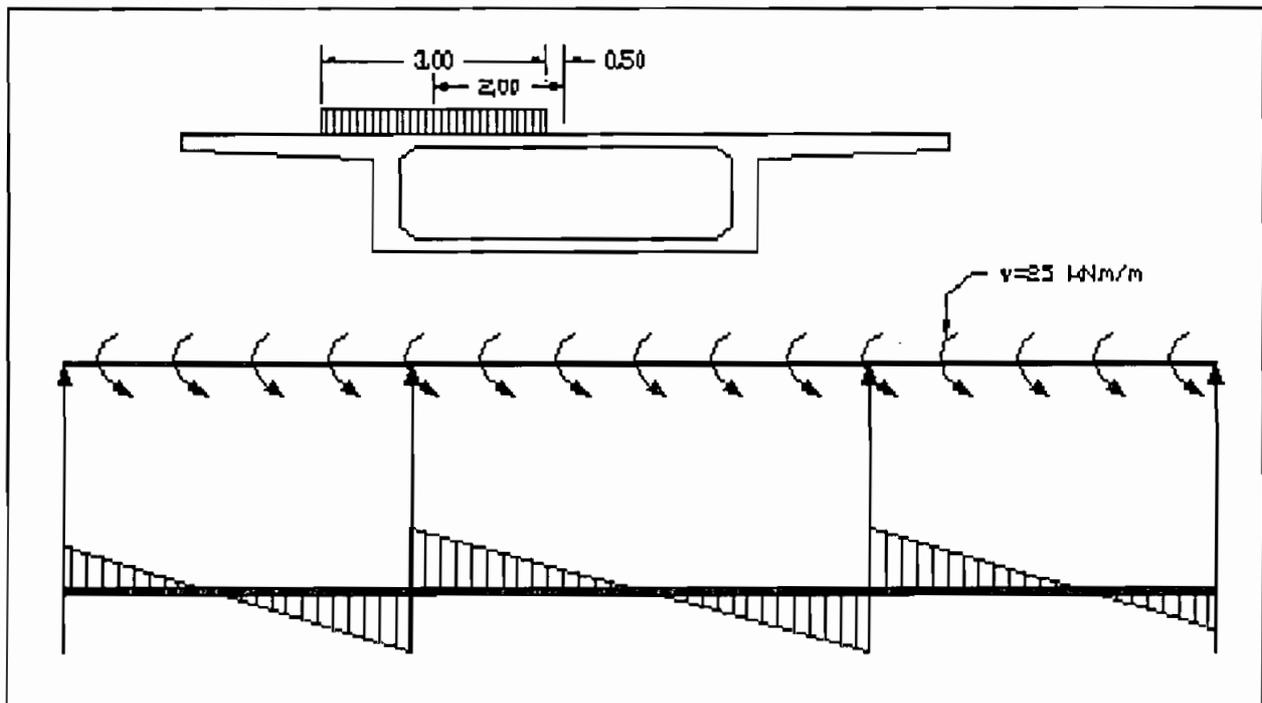


Figure 3.9 - Position transversale non symétrique de la surcharge

Maintenant que toutes les sollicitations susceptibles de se produire dans les sections sont connues, on peut procéder au design du point de vue résistance structurale.

CHAPITRE 4

PRECONTRAINTE

Toutes les structures doivent satisfaire aux deux exigences fondamentales suivantes:

- ne pas s'effondrer (exigence de sécurité)
- avoir une bonne tenue en service pour l'usage prévu (exigence de bon comportement).

A partir de ces 2 exigences, on définit 2 catégories d'états limites:

- états limites ultimes qui mettent en cause la sécurité
- états limites d'utilisation qui mettent en cause le comportement en service.

Le dimensionnement que nous allons faire est basé sur un état limite d'utilisation. Pour notre structure de pont, nous considérons comme état limite d'utilisation tout état de formation de fissures et de compression excessive du béton, lors du transfert de la précontrainte et sous les charges d'utilisation. Lors du dimensionnement, nous devons alors considérer 2 cas extrêmes de chargement et 2 limites de contrainte pour chacun de ces cas.

Le premier cas de chargement correspond au transfert de la précontrainte lorsque la charge est minimale (poids de la pièce

seulement) et la force de précontrainte maximale, puisque les pertes de précontrainte à long terme ne se sont pas encore produites.

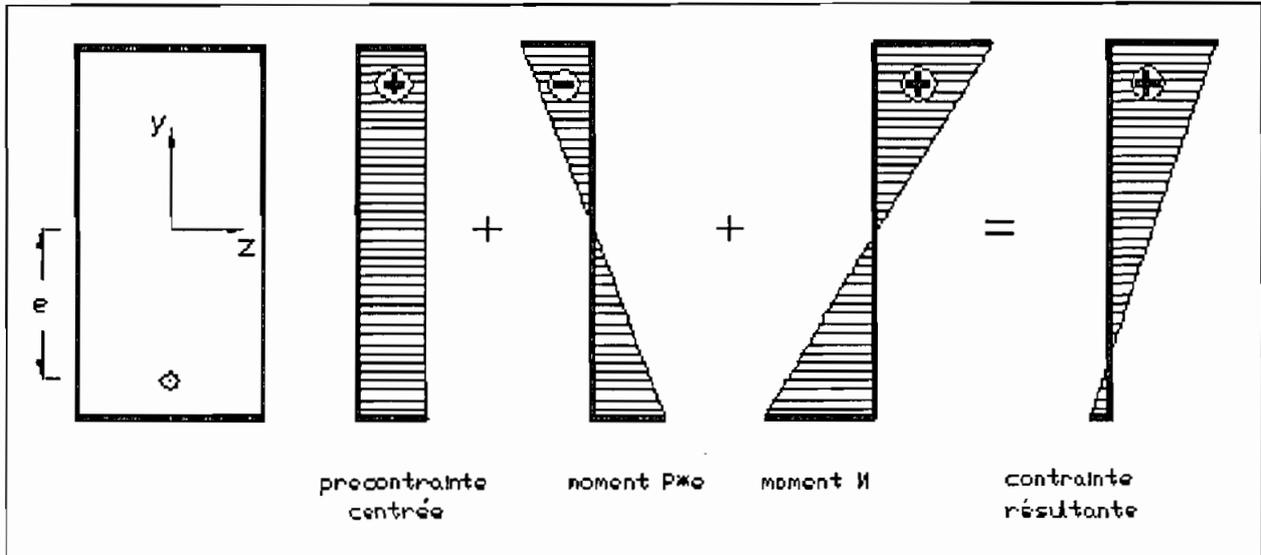


Figure 4.1 - Etat de contraintes dans une zone de moment positif

Le deuxième cas de chargement correspond aux conditions extrêmes (en service ou en construction) lorsque la charge extérieure est maximale.

En service, dans une zone de moments positifs, il y a possibilité de fissuration dans le bas de la section et possibilité de compression excessive dans le haut de la section (voir figure

4.1). Dans une zone de moment négatif, l'inverse est vraie. Ainsi, pour assurer un bon comportement à la pièce, la norme CAN3-S6 spécifie à l'article 9.5.5.1 des contraintes limites à ne pas dépasser, qui constituent des critères de bonne tenue au transfert de la précontrainte et en service.

4.1 CONVENTION DE SIGNE

Nous adoptons la convention suivante:

- Les contraintes de compression dans le béton sont positives.
- La force de précontrainte est toujours positive.
- Les propriétés de la section (A , I , S_s , S_i , k_s , k_i , Y_s , Y_i) vues au paragraphe 2.2 sont toujours positives.
- Les axes y et z sont les axes de la section et leur origine se situe au centre de gravité de la section de béton (figure 4.1).
- Le moment fléchissant (M) est positif lorsqu'il produit des contraintes de compression dans les fibres dont l'ordonnée est positive, c'est-à-dire celles situées au-dessus du centre de gravité de la section de béton.
- L'excentricité de la force de précontrainte (e) est positive lorsque le centre de gravité de l'acier de précontrainte est situé au-dessus du centre de gravité de la section de béton.

4.2 CALCUL DE LA FORCE DE PRECONTRAINTE

En considérant les contraintes produites dans le béton sous deux chargements critiques soient à la mise en précontrainte du béton (ou transfert) et sous les charges d'utilisation maximales, la force de précontrainte pourra être déterminée de manière que les contraintes produites ne dépassent pas les contraintes limites définies par l'article 9.5.5.1 de la norme CAN3-S6.

Les équations que nous allons présenter sont basées sur le principe du matériau homogène et élastique. En effet, le traitement mécanique qui consiste à précomprimer les zones potentiellement tendues sous les charges de service retarde la fissuration de la pièce précontrainte. L'intégrité, l'homogénéité et l'élasticité de la pièce se trouvent ainsi conservées pour une large gamme des charges appliquées. On peut alors utiliser les équations de la flexion composée développées en Résistance des Matériaux classique. Pour calculer les contraintes et les déformations, on peut donc considérer séparément les deux systèmes de forces : la précontrainte, et les charges appliquées, et superposer leurs effets (principe de superposition des effets élastiques).

Les limites de contraintes imposées dans la norme nous amènent à considérer quatre états de contraintes dans les sections.

*** Condition TT ou traction au transfert**

Au transfert, la contrainte de traction maximale à la section considérée, prise en valeur absolue, doit être inférieure ou égale à la valeur absolue de la contrainte de traction limite au transfert (σ_{0t}).

*** Condition CT ou compression au transfert**

Au transfert, la contrainte de compression maximale à la section considérée doit être inférieure ou égale à la contrainte de compression limite au transfert (σ_{0c}).

*** Condition CS ou compression en service**

Sous les charges d'utilisation, la contrainte de compression maximale à la section considérée doit être inférieure ou égale à la contrainte de compression limite en service (σ_c).

*** Condition TS ou traction en service**

Sous les charges d'utilisation, la contrainte de traction maximale à la section considérée, prise en valeur absolue doit être inférieure ou égale à la valeur absolue de la contrainte de traction limite en service (σ_t).

Les contraintes limites σ_{0t} , σ_{0c} , σ_c et σ_t sont définies à l'article 9.5.5.1 du CAN3-S6.

Lorsque la section critique est dans une zone de moments de flexion positifs, En considérant les quatres conditions évoquées précédemment et en tenant compte du principe du matériau homogène et élastique, nous pouvons déterminer les contraintes dans les fibres extrêmes de la section par les équations suivantes:

*** Condition TT**

$$\sigma_{0s} = P_0/A + (P_0 \cdot e)/S_s + M_0/S_s \geq \sigma_{0t} \quad (4-1)$$

*** Condition CT**

$$\sigma_{0i} = P_0/A - (P_0 \cdot e)/S_i - M_0/S_i \leq \sigma_{0c} \quad (4-2)$$

*** Condition CS**

$$\sigma_s = P/A + (P \cdot e)/S_s + M/S_s$$

$$\sigma_s = (m \cdot P_{0max} / A) + (m \cdot P_{0max} \cdot e) / S_s + M / S_s \leq \sigma_c \quad (4-3)$$

*** Condition TS**

$$\sigma_s = P/A - (P \cdot e) / S_i - M / S_i$$

$$\sigma_s = (m \cdot P_{0max} \cdot e) / A - (m \cdot P_{0max} \cdot e) / S_i - M / S_i \geq \sigma_t \quad (4-4)$$

Lorsque la section critique est dans une zone de moments de flexion négatifs les 4 exigences d'état de contrainte nous permettent d'écrire:

*** Condition TT**

$$\sigma_{0i} = P_0 / A - (P_0 \cdot e) / S_i - M_0 / S_i \geq \sigma_{0t} \quad (4-5)$$

*** Condition CT**

$$\sigma_{0s} = P_0 / A + (P_0 \cdot e) / S_s + M_0 / S_s \leq \sigma_{0c} \quad (4-6)$$

*** Condition CS**

$$\sigma_i = P/A - (P \cdot e) / S_i - M / S_i$$

$$\sigma_i = (m \cdot P_{0max}) / A - (m \cdot P_{0max} \cdot e) / S_i - M / S_i \leq \sigma_c \quad (4-7)$$

*** Condition TS**

$$\sigma_s = P/A + (P \cdot e) / S_s + M / S_s$$

$$\sigma_s = (m \cdot P_{0max}) / A + (m \cdot P_{0max} \cdot e) / S_s + M / S_s \geq \sigma_t$$

σ_{0s} : contraintes dans les fibres supérieures de la section, agissant au transfert.

σ_{0i} : contraintes dans les fibres inférieures de la section, agissant au transfert.

σ_s : contraintes dans les fibres supérieures de la section, agissant en service (ou après transfert).

σ_i : contraintes dans les fibres inférieures de la section, agissant en service (ou après transfert).

P_0 : force de précontrainte au transfert.

P : force de précontrainte à long terme.

M_0 : moment fléchissant non pondéré agissant à la section considérée lors de la mise en précontrainte du béton.

M : Moment de flexion total critique susceptible d'agir à la section considérée durant la vie de l'ouvrage.

$m = P/P_0$ coefficient d'efficacité de la précontrainte

Remarque:

Les contraintes, les moments de flexion et les excentricités sont algébriques.

Pour une section donnée on définit des limites géométriques à l'excentricité:

$$e_{\min} = -(Y_i - d) \quad (4-9)$$

$$e_{\max} = Y_s - d' \quad (4-10)$$

d est la distance du centre de gravité de l'acier de précontrainte à la fibre inférieure de la section.

$$(0,10 \cdot h \leq d \leq 0,15 \cdot h)$$

d' est la distance du centre de gravité de l'acier de précontrainte à la fibre supérieure de la section.

$$(0,05 \cdot h \leq d' \leq 0,15 \cdot h).$$

Le problème consiste donc à choisir pour chaque section une excentricité et une force de précontrainte afin de ne pas dépasser les limites de contraintes imposées par le CAN3-S6.

On pourra déterminer la force de précontrainte, connaissant les caractéristiques géométriques et mécaniques du câble utilisé pour effectuer la précontrainte.

4.3 PERTE DE TENSION DUE AUX FROTTEMENTS

La mise en tension d'un câble produit un déplacement du câble par rapport à sa gaine et ce mouvement relatif s'accompagne inévitablement de frottements. En conséquence la force dans le câble diminue à mesure qu'on s'éloigne de la section de vérinage.

Si on désire avoir une force T_0 dans le câble à une section située à une distance x d'une section quelconque, la force T_x requise à la section quelconque est donnée à l'article 9.5.8.2 du CAN3-S6 par:

$$T_x = T_0 \cdot \exp(K \cdot x + \mu \cdot \alpha) \quad (4-11)$$

μ et K sont fournies par l'exécutant de la précontrainte qui doit effectuer des mesures pour déterminer ces valeurs. A défaut de ces valeurs, nous allons utiliser les coefficients fournis dans l'article 9.5.8.6 du CAN3-S6.

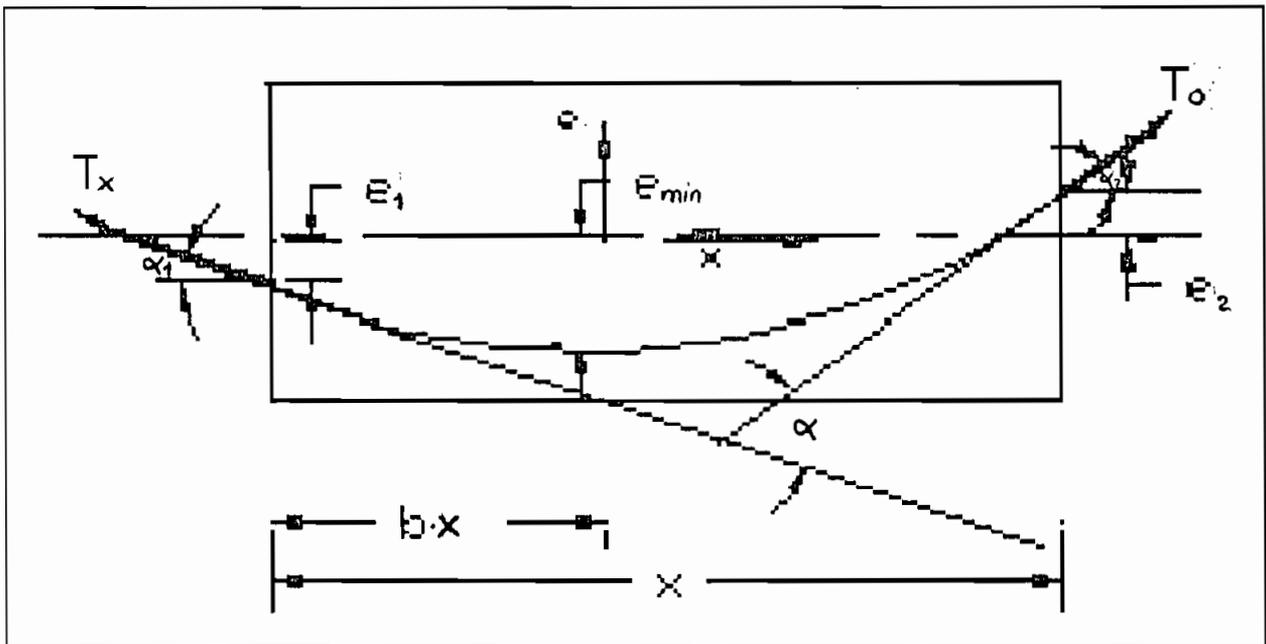


Figure 4.2 - Perte de tension par frottement

Soient $K = 0,0033 \text{ m}^{-1}$ et $\mu = 0,20$ pour une gaine semi-rigide
 x est expérimenté en mètre

α est la déviation angulaire du tronçon considéré (voir figure 4.2).

Avec les données de la figure 4.2, on peut écrire:

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 2*(e_1 - e_{\min})/(\beta_1*x) \quad (4 - 12)$$

$$\alpha_2 = 2*(e_2 - e_{\min})/(x*(1 - \beta_1)) \quad (4 - 13)$$

Ainsi en exigeant une valeur T_0 dans un câble à la section critique, on peut calculer la valeur de T_x nécessaire dans les autres sections connaissant le profil du câble moyen.

4.4 ANALYSE DES DIFFÉRENTES SOLLICITATIONS

Le moment fléchissant au transfert (M_0) est obtenu à partir des tableaux (3.1) à (3.11).

Le moment de flexion critique (M) susceptible de se produire durant la vie de l'ouvrage peut être le moment maximal en service ou le moment critique observé durant la construction.

Le moment en service a plusieurs composantes à savoir:

- le moment dû au poids propre une fois la construction achevée (tableau 3.1)
- le moment dû à la surcharge routière

- le moment dû aux bordures de sécurité
- le moment dû aux gardes corps de trottoir
- le moment dû au revêtement d'asphalte.

*** Surcharge routière**

Le moment dû à la surcharge routière doit être majoré par le terme $(1 + \alpha_1 \cdot I)$ qui tient compte des effets dynamiques et des chocs.

α_1 et I sont respectivement le facteur d'impact et la coefficient de pondération de l'impact qui tient compte de la variabilité des effets dynamiques.

D'après le supplément N°1 du CAN3-S6, lorsque nous admettons une rupture ductile en flexion sans distribution des efforts aux pièces adjacentes, il faut considérer $(1 + \alpha_1 \cdot I) = 1,45$ pour les calculs sous charges non pondérées.

*** Bordure de sécurité**

Elle est constituée d'une dalle d'épaisseur généralement égale à 0,20 mètre qui peut servir de passage aux piétons. Pour les deux trottoirs le poids de la dalle est de:

$$w_d = 2,4 \cdot 9,81 \cdot 0,2 \cdot 2 \cdot 1,2 = 13,30 \text{ kN/m}$$

D'après l'article 5.1.10.1.1 du CAN3-S6, les trottoirs doivent pouvoir supporter une surcharge de $3,5 \text{ kN/m}^2$. Pour le pont étudié cette surcharge équivaut à:

$$w_L = 3,5 * 2 * 1,2 = 8,4 \text{ kN/m}$$

Alors pour la bordure, on a au total:

$$w_B = w_d + w_L = 21,7 \text{ kN/m}$$

*** garde corps de trottoir**

En utilisant 4 poutres creuses circulaires en acier pesant approximativement 10 kg/m la charge due au garde corps de trottoir est de $w_g = 0,4 \text{ kN/m} * 2 \text{ trottoirs} = 0,8 \text{ kN/m}$

*** revêtement d'asphalte**

Pour la catégorie de la route considérée, l'épaisseur du revêtement d'asphalte est généralement de 50 mm . En considérant une densité de $2,4$ pour le béton bitumineux, la charge due au revêtement d'asphalte est de:

Tableau 4.1 - Moments de flexion critiques non pondérés à diverses sections

Sections	M_0 (kN.m)	M_{0min} (kN.m)	M_{0max} (kN.m)	M_{smin} (kN.m)	M_{smax} (kN.m)
S ₅	0		9984,8		13998,6
S ₁₀	-1417,0	-1417,0	17125,3		23117,7
S ₁₅	-1417,0	-5668,0	21431,9		27373,2
S ₂₀	-1417,0	-12753,0	22904,5		26857,9
S ₂₅	-1417,0	-22672,5	21543,0		21683,3
S ₃₀	-1543,6	-35551,6	17221,2		11817,0
S ₃₅	-1796,8	-51771,6	8593,4	-26108,8	
S ₄₀	-1960,0	-71748,8		-44957,1	
S ₄₄	-1477,4	-90818,4		-63544,9	
S ₄₅ ⁻	-2615,9	-96120,4		-68784,6	
S ₄₅ ⁺	-2381,9	-43181,1		-68784,6	
S ₄₆	-1647,0	-38936,3		-62287,5	
S ₅₀	-2151,6	-24186,2		-40371,7	
S ₅₅	-1614,5	-10116,5		-18067,5	
S ₆₀	0	0	0	0	0
S ₆₅			7085,0		13365,0
S ₇₀			11336,0		21137,5
S ₇₅			12753,0		23571,8

M_0 : moment de flexion produit lors de l'assemblage successif des voussoirs.

M_{0max} : moment de flexion produit lors du transfert de précontrainte par câble de continuité.

M_{0min} : moment de flexion maximale (signe négatif) produit au cours de la construction.

M_{smin} : moment de flexion maximale (signe négatif) produit lorsque le pont est en service.
 M_{smax} : moment de flexion maximale (signe positif) produit lorsque le pont est en service.

$$w_r = 2,4 * 0,05 * 2 * 3,5 = 0,84 \text{ kN/m}$$

En faisant la somme de toutes les charges distribuées que nous venons de calculer on a:

$$w = 21,7 + 0,8 + 0,84 = 23,34 \text{ kN/m}$$

Les sollicitations créées par cette charge sont obtenues en multipliant les valeurs du tableau 3.2 correspondant à $w = 1\text{kN/m}$, par 23,34.

Lors de la construction, au moment où le tablier est en porte à faux, des moments négatifs importants sont créés (voir tableau 3.11 en annexe). Nous devons aussi tenir compte de ces sollicitations.

Les résultats de l'analyse que nous venons de décrire sont consignés dans le tableau 4.1.

4.5 CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Les matériaux utilisés doivent avoir les caractéristiques suivantes :

- La résistance nominale du béton en compression à 28 jours:

$$f'_c = 35 \text{ MPa.}$$

- La résistance nominale du béton en compression au transfert:

$$f'_{c0} = 25 \text{ MPa}$$

- Le béton est de densité normale: $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$

- Les torons d'acier sont à relaxation normale et de contrainte de rupture minimale garantie $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$.

D'après l'article 9.5.5.1 du CAN3-S6:

$$\sigma_{0t} = - 0,25*(f'_{c0})^{0,5} = -1,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{0c} = 0,60*f'_{c0} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = - 0,50*(f'_c)^{0,5} = - 2,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 0,40*f'_c = 14 \text{ MPa.}$$

Pour les calculs préliminaires, le coefficient d'efficacité de la précontrainte $m = 0,80$ pour une précontrainte par post-tension lorsqu'on utilise des torons d'acier à relaxation normale.

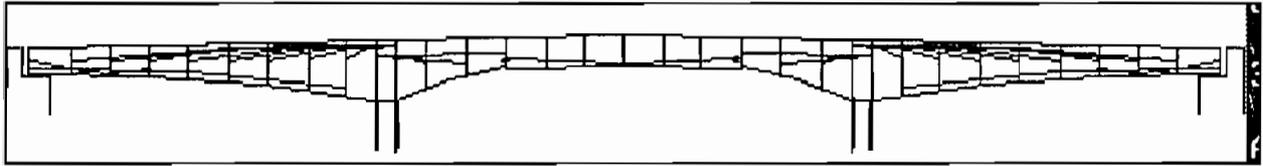


Figure 4.3 - Schéma du câblage

4.6 DIMENSIONNEMENT DES CABLES

Le schéma de câblage (figure 4.3) montre qu'il existe 2 types de câbles: les câbles de fléau et les câbles de continuité.

Les câbles de fléau sont ceux qui sont nécessaires pour résister aux moments négatifs sollicitant la section, tandis que les câbles de continuité résistent aux moments positifs.

Exemple de calcul

Précontrainte dans la section critique S_{45}

$$e_{\max} = y_s - 0,1 \cdot h$$

$$e_{\max} = 1,822 - 0,1 \cdot 3,5 = 1,472 \text{ m.}$$

Choisissons $e = e_{\max} = 1,472 \text{ m}$ et 28 câbles dont chaque câble est constitué de 10 torons de diamètre nominal égal à 15 mm: câble noté 10T15. La section d'un toron est de 140 mm^2 . Pour les 28 câbles on aura :

$$A_{ps} = 28 \cdot 10 \cdot 140 \text{ mm}^2 = 39200 \text{ mm}^2.$$

La contrainte de rupture minimale garantie de ce type de câble est $f_{pu} = 1860$ MPa.

D'après le CAN3-S6, la tension d'un câble à une section quelconque au transfert, dénotée f_{p0} ne doit pas dépasser $0,70 \cdot f_{pu}$. Etant donné que des pertes de précontraintes par frottements sont susceptibles de se produire entre la section critique et les autres sections, nous allons imposer une contrainte de $f_{p0} = 0,6 \cdot f_{pu}$ à la section critique.

$$\text{Alors } P_{0\max} = A_{ps} \cdot f_{p0}$$

$$P_{0\max} = 39200 \cdot 0,6 \cdot 1860 = 43747,2 \cdot 10^3 \text{ N.}$$

Nous considérons que l'assemblage du premier voussoir se fait à l'aide de deux des 28 câbles 10T15. A ce moment, la force de précontrainte sera de:

$$P_0 = 2 \cdot 10 \cdot 140 \cdot 0,6 \cdot 1860 = 3124,8 \cdot 10^3 \text{ N.}$$

- Vérification de la condition TT ; relation (4-5)

$$\sigma_{0i} = (3124,8 \cdot 10^3 / 10,94) - [(3124,8 \cdot 10^3 \cdot 1,472) / 10,238] - (-2615,9 \cdot 10^3 / 10,238) = 0,09 \cdot 10^6 \text{ Pa.}$$

On a bien $\sigma_i > \sigma_{0t}$

- Vérification de la condition CT ; relation (4-6)

$$\sigma_{0s} = (3124,8 \cdot 10^3 / 10,94) + [(3124,8 \cdot 10^3 \cdot 1,472) / 9,429] + (-2615,9 \cdot 10^3 / 9,428) = 0,50 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

On a bien $\sigma_{0s} < \sigma_{0c}$

- Vérification de la condition CS ; relation (4-7)

$$\sigma_i = [(0,8 \cdot 43747,2 \cdot 10^3) / 10,94] - [(0,8 \cdot 43747,2 \cdot 10^3 \cdot 1,474) / 10,238] - (-68784,6 \cdot 10^3 / 10,238) = 4,89 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

On a bien $\sigma_i < \sigma_c$

- Vérification de la condition TS ; relation (4-8)

$$\sigma_s = [(0,8 \cdot 43747,2 \cdot 10^3) / 10,94] + [(0,8 \cdot 43747,2 \cdot 10^3 \cdot 1,472) / 9,428] + (-68784,6 \cdot 10^3 / 9,428) = 1,37 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

On a bien $\sigma_s > \sigma_t$

- Vérification de la compression sous moment (M_{0min}) en construction.

$$\sigma_{mi} = (43747,2 \cdot 10^3 / 10,94) - [(43747,2 \cdot 10^3 \cdot 1,472) / 9,428] - (-96120,4 \cdot 10^3 / 10,238) = 7,10 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

On a bien $\sigma_{mi} < \sigma_{0c}$

- Vérification de la traction sous moment (M_{0min}) en construction.

$$\sigma_{ms} = (43747,2 \cdot 10^3 / 10,94) + [(43747,2 \cdot 10^3 \cdot 1,472) / 9,428] + (-96120,4 \cdot 10^3 / 9,428) = 0,63 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

On a bien $\sigma_{ms} > \sigma_{0t}$.

Nous venons ainsi de vérifier que sous les chargements critiques et en utilisant 28 câbles 10T15, les contraintes de compression et de traction dans la section vérifient les limites imposées par la norme CAN3-S6. Un calcul avec un nombre de câbles plus faible nous a montré qu'on ne se situe plus dans les limites prescrites, c'est pourquoi nous retenons cette solution.

La capacité ultime de chaque câble est égale à :

$10 \cdot 140 \cdot 1860 = 2604 \cdot 10^3 \text{ N}$, ce qui ^{est} inférieure à la valeur maximale de 3000 kN/câble recommandée dans le manuel "Precast Segmental Box Girder Manual" de "Post-Tensioning Institute - Chicago".

Pour calculer le diamètre des gaines de post-tension, on admet que l'aire de la section intérieure d'une gaine doit être au moins égale au double de l'aire de la section de l'acier de précontrainte dans cette gaine; ce qui nous permet de fixer le diamètre extérieur des gaines à 60 mm. L'épaisseur des âmes ($b_w = 600 \text{ mm}$ au niveau de

la pile) est suffisante pour placer deux colonnes de cinq gaines et une colonne de quatre dans chaque âme.

Pour calculer les contraintes à la section adjacente (S_{44}), il est nécessaire d'évaluer les pertes de tension par frottements des câbles contre la gaine. En effet, pour avoir la contrainte $f_{p0} = 0,6 \cdot f_{pu}$ dans les câbles à la section critique, il faut développer une contrainte beaucoup plus grande dans la section S_{44} à cause des pertes de tension dues aux frottements. Comme le montre la relation (4-11), la perte de tension d'un câble entre deux sections dépend aussi bien de la distance entre les sections que de la courbure du câble. Pour minimiser cette perte, nous essayerons d'avoir autant que possible un profil de câble rectiligne. A la section S_{45} , la force de traction dans un seul câble est:

$$T_0 = 0,6 \cdot 1860 \text{ MPa} \cdot 10 \cdot 140 \text{ mm}^2 = 1562,4 \cdot 10^3 \text{ N.}$$

En considérant la même excentricité $e = 1,472 \text{ m}$ à la section S_{44} , la déviation angulaire du tronçon de câble est nulle entre les deux sections. Alors la tension dans le câble à la section S_{44} est donnée par:

$$T_x = 1562,4 \cdot 10^3 \cdot \exp(0,0033 \cdot 1 + 0,2 \cdot 0)$$

$$T_x = 1567,56 \cdot 10^3 \text{ N.}$$

Alors la contrainte f_{p0} à cette section est:

$$f_{p0} = (1567,56 \cdot 10^3) / (10 \cdot 140) = 1119,69 \text{ MPa}$$

$$f_{p0} = 0,602 f_{pu}.$$

A la section S_{44} nous avons encore 28 câbles.

$$P_{0\max} = 28 \cdot T_x = 43981,8 \cdot 10^3 \text{ N.}$$

$$P_0 = 2 \cdot T_x = 3135,12 \cdot 10^3 \text{ N.}$$

A partir de ces données, on peut vérifier les contraintes dans les sections sous les différents chargements critiques et le processus recommence.

Des calculs analogues à ceux effectués précédemment nous permettent de constituer les tableaux (4.2) et (4.3).

Tableau 4.2 a - câbles de fléau
(précontrainte par voussoir)

Sections	e (m)	nbre 10T15		A _{ps} (mm ²)
		transf.	service	
S ₁₀	0,460	6	6	8400
S ₁₅	0,460	2	8	11200
S ₂₀	0,460	2	10	14000
S ₂₅	0,460	4	14	19600
S ₃₀	0,589	4	18	25200
S ₃₅	0,658	6	24	33600
S ₄₀	0,855	2	26	36400
S ₄₄	1,472	2	28	39200
S ₄₅ ⁻	1,472	2	28	39800
S ₄₅ ⁺	1,400	2	18	25200
S ₄₆	1,400	2	18	25200
S ₅₀	1,293	2	16	22400
S ₅₅	0,852	2	14	19600

Tableau 4.2 b - Contraintes dues aux câbles de fléau
(précontrainte par voussoir)

Sections	σ_{0i} (MPa)	σ_{0s} (MPa)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{mi} (MPa)	σ_{ms} (MPa)	f_{p0}/f_{pu}
S ₁₀	0,26	3,27			0,26	3,27	0,6786
S ₁₅	0,62	0,78			2,48	3,11	0,6675
S ₂₀	0,62	0,76			6,29	2,04	0,6566
S ₂₅	0,42	1,92			11,53	1,23	0,6459
S ₃₀	0,23	1,86			12,39	-0,08	0,6353
S ₃₅	-0,09	2,87	6,68	3,12	14,92	-1,80	0,6249
S ₄₀	0,28	0,61	8,34	1,29	13,85	-1,56	0,6126
S ₄₄	-0,02	0,62	4,37	1,95	6,57	1,23	0,6020
S ₄₅ ⁻	0,09	0,50	4,89	1,37	7,10	0,63	0,6000
S ₄₅ ⁺	0,08	0,56	5,61	-1,45	2,84	2,73	0,6500
S ₄₆	0,01	0,64	4,98	-0,74	2,42	3,20	0,6521
S ₅₀	0,14	0,64	4,05	1,15	1,96	4,68	0,6608
S ₅₅	0,26	0,73	3,16	2,69	1,62	5,32	0,6718

Tableau 4.3 - Contraintes dues aux câbles de continuité
(précontrainte par travée entière)

Sections	e (m)	nombre 10T15	A_{ps} (mm ²)	σ_{0i} (MPa)	σ_{0s} (MPa)	σ_i (MPa)	σ_s (MPa)	f_{p0}/f_{pu}
S ₅	-0,30	14	19600	3,81	5,97	-0,32	6,63	0,6868
S ₁₀	-0,60	14	19600	3,64	5,81	-2,38	7,58	0,6675
S ₁₅	-0,85	14	19600	4,20	5,32	-2,38	7,42	0,6500
S ₂₀	-0,85	14	19600	3,37	5,78	-2,09	7,26	0,6500
S ₂₅	-0,60	14	19600	1,16	7,20	-1,58	7,14	0,6675
S ₃₀	-0,30	14	19600	0,52	7,27	1,20	5,24	0,6832
S ₃₅	-0,20	14	19600	2,67	4,93			0,6954
S ₆₅	-0,50	12	19800	6,42	3,32	0,82	5,04	0,6813
S ₇₀	-0,75	12	16800	6,67	3,00	-1,44	6,14	0,6635
S ₇₅	-0,85	12	16800	6,75	2,82	-2,10	6,40	0,6500

CHAPITRE 5

5.1 MÉTHODE DE CALCUL AUX ETATS LIMITES

Les calculs de précontrainte effectués dans le chapitre précédent ne sont que des calculs de dégrossissage du problème. Il s'agit maintenant d'affiner la solution obtenue en vérifiant l'état limite de résistance ultime en flexion.

La particularité du calcul aux états limites est le fait que la sécurité associée aux états limites ultimes, est évaluée en tenant compte de la variabilité statistique des sollicitations et de la résistance. Le concept de coefficient de sécurité utilisé dans la méthode aux contraintes admissibles est remplacé par le concept de probabilité de rupture.

Les sollicitations dues aux charges étant aléatoires sa variabilité est représentée par une courbe de Gauss (courbe S, figure 5.1-a). La résistance d'une pièce est aussi aléatoire, compte tenue des hypothèses simplificatrices admises en Résistance des Matériaux, du caractère aléatoire des paramètres comme les

caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier et de la qualité de construction des pièces. Ainsi, la variabilité de la résistance est aussi représentée par une courbe de Gauss (courbe R , figure 5.1-a).

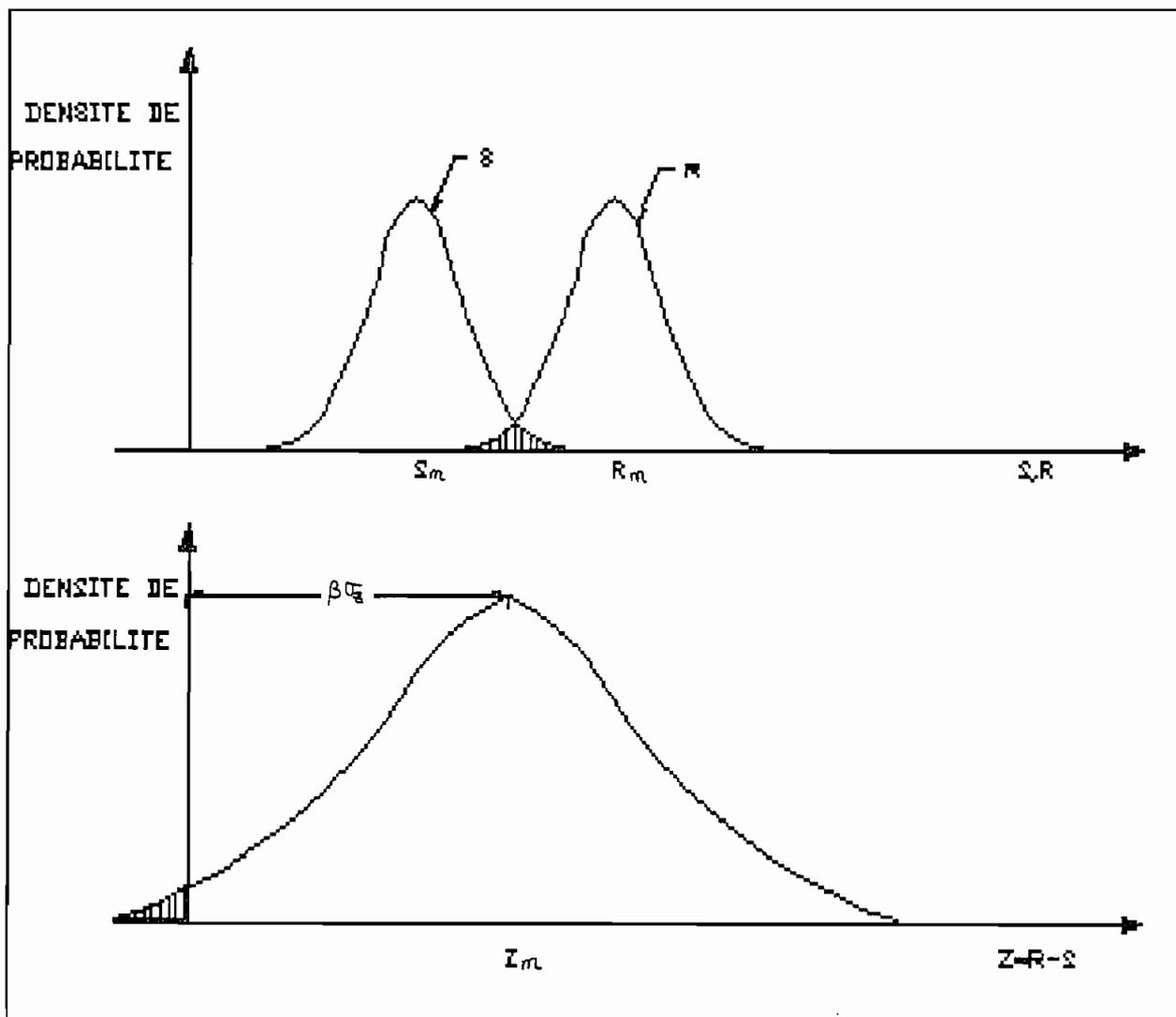


Figure 5.1 - Courbes de Gauss

La probabilité de rupture est égale à l'aire définie par l'intersection de la courbe des sollicitations et celle de la résistante.

La marge de sécurité notée $Z = R - S$, a l'allure représentée à la figure 5.1-b. On définit l'indice de sécurité par le réel β tel que:

$$\beta \cdot \sigma_z = Z_m$$

Pour une distribution normale de Z , la probabilité de rupture (aire hachurée) peut être déterminée en connaissant l'indice de sécurité (β).

Pour le design en flexion, on admet que la rupture en flexion est ductile, ce qui sera vérifiée ultérieurement. Différents travaux élaborés par des auteurs comme BORGES et CASTANHETA montrent que l'indice de sécurité requis est égale à 3,0. La probabilité de rupture correspondante, en supposant que la marge de sécurité obéit à la loi normale, est égale à:

$$p = \int_{-\infty}^{-3} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp(-x^2/2) dx = 1,35 \cdot 10^{-3}$$

Le moment pondéré total est donné par:

$$M_f = \Sigma \alpha_D \cdot M_D + \alpha_L \cdot (1 + \alpha_I \cdot I) \cdot M_L \quad (5-1)$$

Tableau 5.1 - Valeurs des coefficients de pondération.

β	p (10 ³)	α_D		α_L	α_I	α_E	Φ	I
		D ₁	D ₂					
3,0	1,35	1,30	1,36	1,63	0,94	1,09	0,79	0,45
3,5	0,23	1,34	1,41	1,72	1,0	1,10	0,75	0,45

α_D est le coefficient de pondération de la charge morte.

M_D représente le moment fléchissant dû à la charge morte.

M_L représente le moment fléchissant dû à la surcharge routière sans impact.

Le terme $(1 + \alpha_I * I)$ est le coefficient de majoration qui tient compte des effets dynamiques et des chocs.

α_I est le coefficient de pondération de l'impact qui tient compte de la variabilité des effets dynamiques.

I est le facteur d'impact.

α_D est le coefficient de pondération de la charge vive.

Le moment résistant pondéré d'une pièce de pont est donné par:

$$M_r = (\Phi * M_u) / \alpha_E \geq M_f \quad (5-2)$$

d'où

$$M_u \geq (\alpha_E * M_f) / \Phi \quad (5-3)$$

M_u est le moment résistant ultime de la pièce.

ϕ est un coefficient de tenue, qui dépend du matériau utilisé.

α_E est le coefficient d'expertise qui tient compte du soin avec lequel l'ouvrage sera construit.

Des travaux effectués par l'Association Canadienne de Normalisation (ACNOR) ont permis de déterminer les valeurs des différents coefficients contenus dans les équations (5-1) à (5-3) en fonction de la probabilité de rupture. Le tableau 5.1 est un extrait du CAN3-S6.

Dans ce tableau, D_1 représente le poids des pièces structurales en béton de densité normale couléées sur place avec contrôle de la qualité.

D_2 : poids des composantes non structurales; poids du revêtement d'asphalte dont l'épaisseur est soumis à un contrôle minimal.

Les valeurs de α_E contenues dans ce tableau ne sont valables que lorsque le comportement de la structure est analysé sur ordinateur.

Les valeurs de ϕ contenues dans le tableau 5.1 sont celles qui sont valables pour les pièces en béton précontraint couléées en place avec bon contrôle de qualité.

Lorsque l'effet des charges permanentes est de sens contraire à celui des autres charges, des auteurs comme Foster PETERSON

suggèrent d'utiliser comme α_0 l'inverse de la valeur contenue dans le tableau 5.1.

5.2 CALCUL DE LA RÉSISTANCE ULTIME MINIMALE EN FLEXION

Nous allons effectuer le calcul pour les sections critiques et pour 2 cas de charges: les charges maximales en construction et les charges maximales de service.

Comme nous l'avons spécifié plus haut, l'indice de sécurité requis est de $\beta = 3,0$.

Nous considérons un coefficient de pondération de 1,5 pour la surcharge de trottoir.

Exemple de calcul: section critique: S_{45} .

Au cours de la construction du tablier, la valeur maximale de signe négatif du moment de flexion est $M_{0min} = -96120,4$ kN.m (table 3.10).

Puisque c'est uniquement le poids propre qui agit au cours de la construction, le moment pondéré total est égal à.

$$(M_{f0})_{min} = 1,30 * (-96120,4) = 124956,5 \text{ kN.m}$$

Tableau 5.2 - Résistance ultime minimale en flexion.

Sections	M_{u0} (kN.m)		M_u (kN.m)	
	positif	négatif	positif	négatif
S ₅	17912,7		27566,8	
S ₁₀	30722,8	-2542,1	45694,3	
S ₁₅	38448,8	-10168,4	54399,9	
S ₂₀	41090,7	-22878,9	53897,8	-2800,5
S ₂₅	38648,1	-40673,6	44453,7	-12470,5
S ₃₀	30894,5	-63779,6	26002,1	-25862,5
S ₃₅	15416,6	-92878,3	6965,6	-52858,2
S ₄₀		-128716,6		-87887,5
S ₄₄		-162928,2		-122270,3
S ₄₅ ⁻		-172440,0		-131938,2
S ₄₅ ⁺		-74466,9		-131938,2
S ₄₆		-69851,7		-119530,3
S ₅₀		-43390,0		-78568,6
S ₅₅		-18149,0		-35170,4
S ₆₀	0	0	0	0
S ₆₅	12710,5		26195,0	
S ₇₀	20336,8		41367,8	
S ₇₅	22878,9		46079,8	

M_{u0} : Résistance ultime minimale en flexion durant la construction
 M_u : Résistance ultime minimale en flexion lorsque le pont est en service

La résistance ultime minimale que doit avoir la section pour résister à ce moment fléchissant est donnée par l'équation (5-3):

$$M_{u0} = 1,09/0,79 * M_f$$

$$M_{u0} = 1,38 * (-124956,5) = -172440,0 \text{ kN.m}$$

Sous les charges en service, les tables 3.1 à 3.14 nous permettent d'écrire:

$M_{D1} = -43181,1 \text{ kN.m}$: moment dû au poids des pièces structurales.

$M_{D2} = -5042,25 \text{ kN.m}$: moment dû aux autres charges permanentes (dalle de trottoir, revêtement bitumineux, gardes-corps de trottoir)

$M_{L1} = -12225 \text{ KN.m}$: moment dû à la surcharge routière.

$M_{L2} = -2835 \text{ KN.m}$: moment dû à la surcharge de trottoir.

Le moment pondéré total est donné par l'équation (5-1).

$$M_f = 1,30 * (-43181,1 + 1,36 * (-5042,25 + 2,32 * (-12225) + 1,5 * (-2835)) = -95607,0 \text{ kN.m.}$$

La résistance ultime minimale que doit avoir la section pour résister à M_f est donnée par l'équation (5-3).

$$M_u = 1,38 * (-95607) = -131938 \text{ kN.m.}$$

Des calculs analogues à ceux ci-dessus ont permis de constituer le tableau 5.2. Notons que dans le cas où l'effet des de la surcharge routière est de sens contraire à celui des autres charges, nous avons utilisé comme coefficient de pondération, l'inverse de la valeur du tableau 5.1.

5.3 HYPOTHÈSES DE CALCUL

Les calculs que nous allons présenter pour le design en flexion des pièces du pont sont basés sur les hypothèses suivantes :

- La poutre est sous armée: quantité d'armature modérée afin d'avoir une rupture ductile en flexion.

- La résistance ultime en flexion est atteinte avant qu'il y ait rupture en cisaillement.

- Les sections planes restent planes jusqu'à la rupture. La déformation unitaire du béton varie donc linéairement sur la hauteur de la section.

- Les gaines de précontrainte sont injectées au coulis de ciment de façon à avoir une adhérence parfaite.

- La valeur ultime de la déformation unitaire du béton en compression (ϵ) est égale à 0,003 comme recommandée pour les normes nord-américaines.

- La distribution rectangulaire des contraintes de compression dans le béton proposée par C.S. Whitney dans les années 1930-1940 est retenue pour les 2 méthodes de calcul que nous allons présenter.

- La résistance ultime en flexion est calculée en utilisant les valeurs nominales des propriétés géométriques et mécaniques de l'acier et du béton.

En fait, deux méthodes de calculs ont été développées pour le design en flexion; il s'agit de la méthode de calcul approximative et de la méthode de comptabilité.

A l'aide de la première, on peut calculer les quantités d'armature ordinaire en traction et en compression nécessaires en admettant que la contrainte dans l'acier de précontrainte lors de la rupture en flexion (f_{ps}) est donnée par une équation empirique.

La méthode de compatibilité permet de déterminer avec plus de précision la contrainte dans l'acier de précontrainte et elle sera utilisée pour les vérifications définitives.

5.4 MÉTHODE DE CALCUL APPROXIMATIVE

5.4.1 Premier cas: comportement de poutre rectangulaire sans armature ordinaire en traction ($a \leq t$; $A_s = 0$)

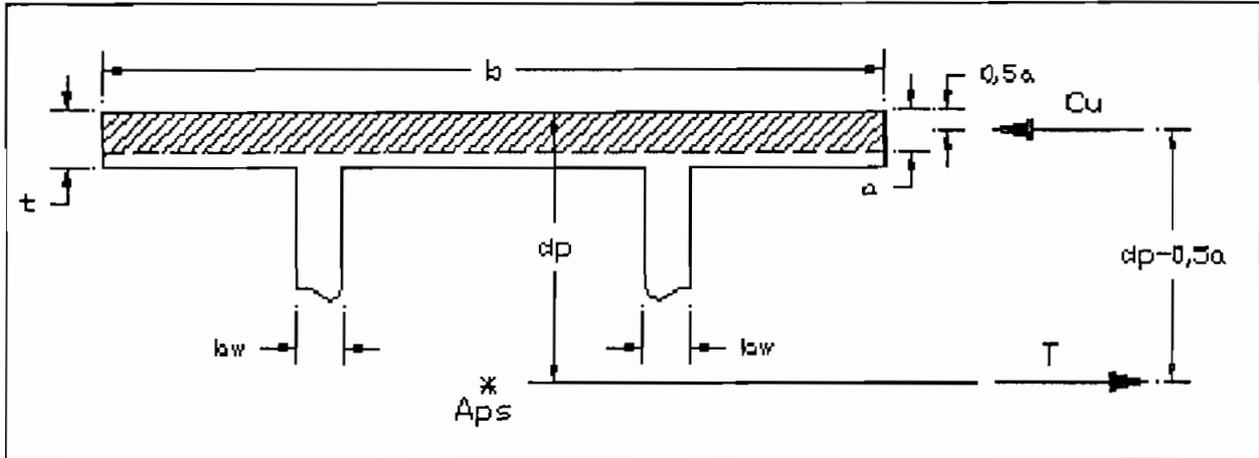


Figure 5.2 - Premier cas de flexion

Ce cas très simple est illustré à la figure 5.2.

D'après la distribution des contraintes proposée par Whitney:

$$C_u = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$T = A_{ps} * f_{ps}$$

L'équilibre des forces internes donne:

$$a = (A_{ps} * f_{ps}) / (0,85 * f'_c * b) \quad (5-4)$$

La somme des moments par rapport à la ligne d'action de la force de compression C_u donne:

$$M_{up} = A_{ps} * f_{ps} * (d_p - 0,5 * a) \quad (5-5)$$

Si $A_s = 0$, f_{ps} est donnée par l'équation empirique suivante tirée de la norme américaine A.C.I.

$$f_{ps} = f_{pu} * [1 - (\delta_p / \beta_1) * (A_{ps} / (b * d_p))] * (f_{pu} / f'_c) \quad (5-6)$$

avec $\delta_p = 0,40$ pour les torons à relaxation normale

5.4.2 Deuxième cas: comportement de poutre en T sans armature ordinaire en traction ($a > t$; $A_s = 0$)

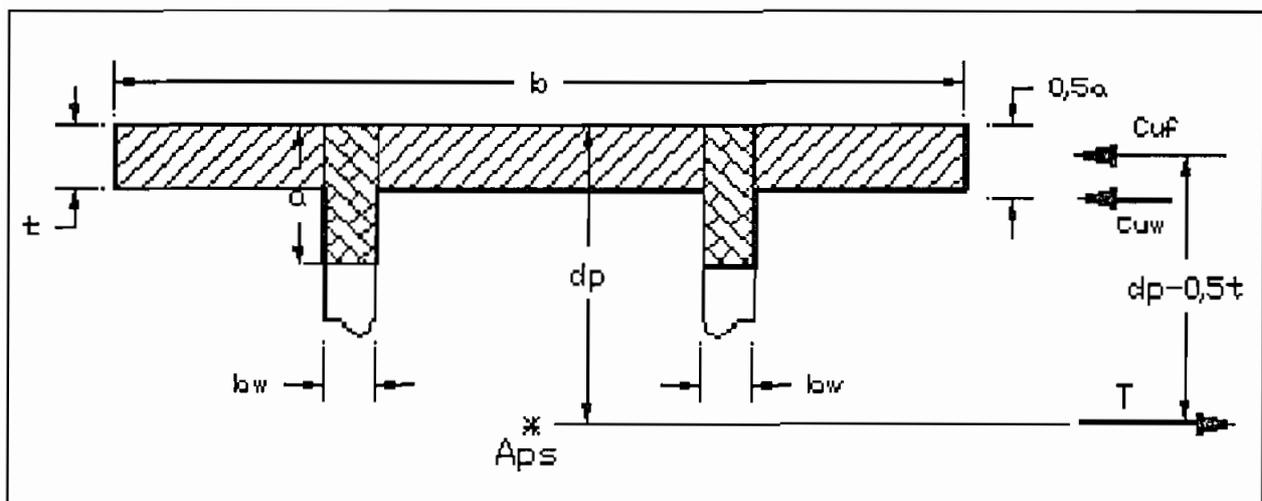


Figure 5.3 - Deuxième cas de flexion

Ce cas est illustré à la figure 5.3. On établit facilement les relations suivantes:

A_s est l'aire de l'acier ordinaire en compression.

f_{cs} la contrainte de compression dans l'armature A'_s à la rupture.

d représente la distance entre les fibres extrêmes comprimées et la force résultante de traction dans les armatures A_{ps} et A_s . La valeur de ce paramètre est donnée par:

$$d = (A_{ps} * f_{ps} * d_p + A_s * f_y * d_s) / (A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y) \quad (5-12)$$

5.4.3 Troisième cas: Comportement de poutre rectangulaire avec armature ordinaire en traction ($a \leq t$; $A_s \neq 0$)

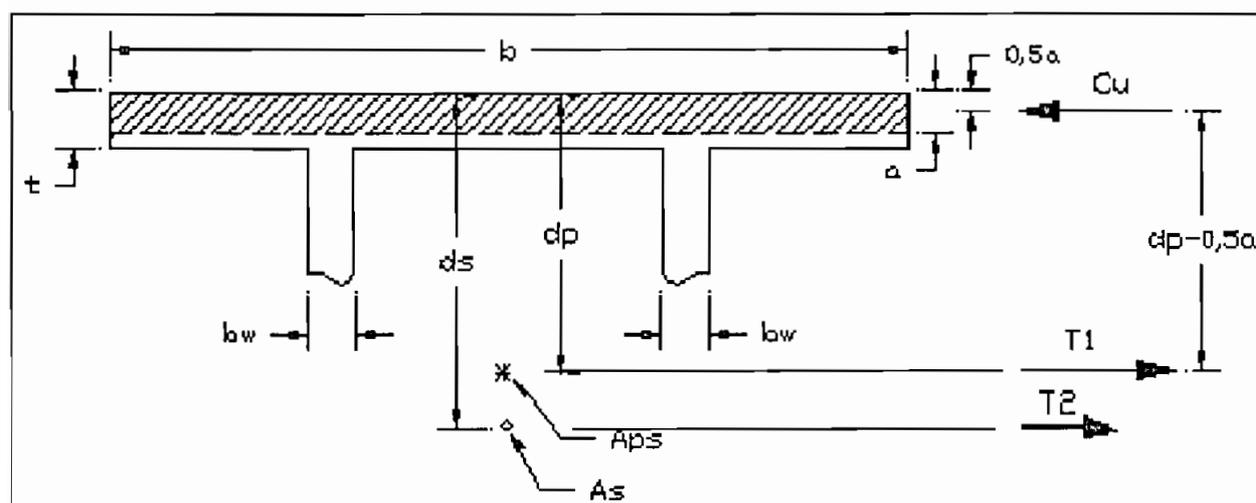


Figure 5.4 - Troisième cas de flexion

Ce cas est illustré à la figure 5.4. On établit facilement les relations suivantes:

$$C_u = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$T_1 = A_{ps} * f_{ps}$$

$$T_2 = A_s * f_y$$

L'équilibre des forces internes donne:

$$a = (A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y) / (0,85 * f'_c * b) \quad (5-13)$$

La portion du moment résistant ultime provenant de A_s est:

$$M_{Rs} = A_s * f_y * (d_s - 0,5 * a) \quad (5-14)$$

Introduisant (5-13) dans (5-14) on a:

$$M_{Rs} = A_s * f_y * [d_s - (A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y) / (1,70 * f'_c * b)] \quad (5-15)$$

En tenant compte de la contribution de l'armature de précontrainte à la résistance ultime en flexion de la section, on a:

$$M_R = A_{ps} * f_{ps} * (d_p - 0,5 * a) + A_s * f_y * (d_s - 0,5 * a) \quad (5-16)$$

Lorsqu'on a de l'armature ordinaire en traction, f_{ps} est donné par la relation empirique suivante tirée de la norme A.C.I.

$$f_{ps} = f_{pu} * [1 - \delta_p / \beta_1 * (A_{ps} * f_{pu} / (b * d_p * f'_c) + d_s / d_p * w)] \quad (5-17)$$

5.4.4 Quatrième cas: comportement en T avec armature ordinaire en traction ($a > t$; $A_s \neq 0$)

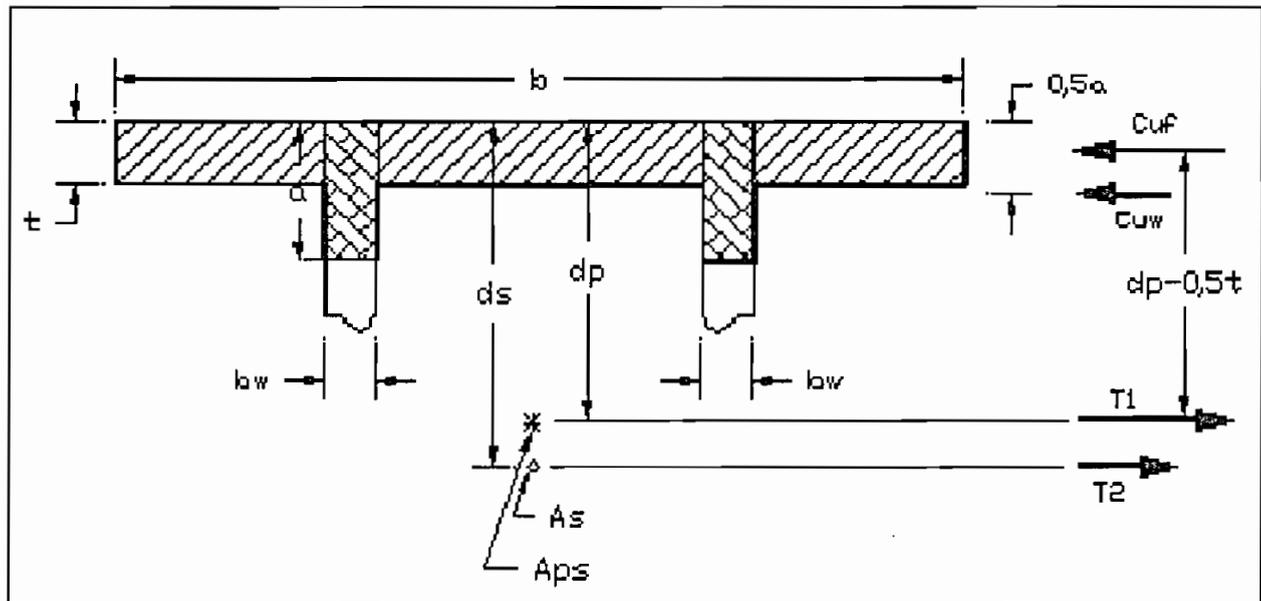


Figure 5.5 - Quatrième cas de flexion

Ce cas est illustré à la figure 5.5. Généralement, la valeur de C_{uf} est grande par rapport à C_{uw} de sorte que le point d'application de la résultante des forces de compression se situe assez près de celui de C_{uf} . On peut donc écrire:

$$M_{us} \approx A_s \cdot f_y \cdot (d_s - 0,5 \cdot t)$$

$$A_s \approx M_{us} / [f_y \cdot (d_s - 0,5 \cdot t)] \quad (5-18)$$

L'équilibre des forces internes permet d'avoir:

$$a = [A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y - 0,85 * f'_c * (b - B_w) * t] / (0,85 * f'_c * B_w) \quad (5-19)$$

La somme des moments par rapport à la ligne d'action de C_{uf} donne:

$$M_R = A_{ps} * f_{ps} * (d_p - 0,5 * t) + A_s * f_y * (d_s - 0,5 * t) - 0,85 * f'_c * a * B_w * (a - t) / 2 \quad (5-20)$$

5.5 INDICE D'ARMATURE

L'expérience confirme que les sections planes restent planes jusqu'à la rupture. On peut donc admettre une variation linéaire de la déformation unitaire du béton sur la hauteur de la section.

D'après la figure 5.6 et en considérant la loi des triangles semblables on a:

$$\epsilon_p / (d_p - c) = \epsilon_u / c \quad (5-21)$$

$$\epsilon_s / (d_s - c) = \epsilon_u / c \quad (5-22)$$

$$\epsilon'_s / (c - d'_s) = \epsilon_u / c \quad (5-23)$$

De (5-21) on a:

$$c / d_p = \epsilon_u / (\epsilon_u + \epsilon_p) \quad (5-24)$$

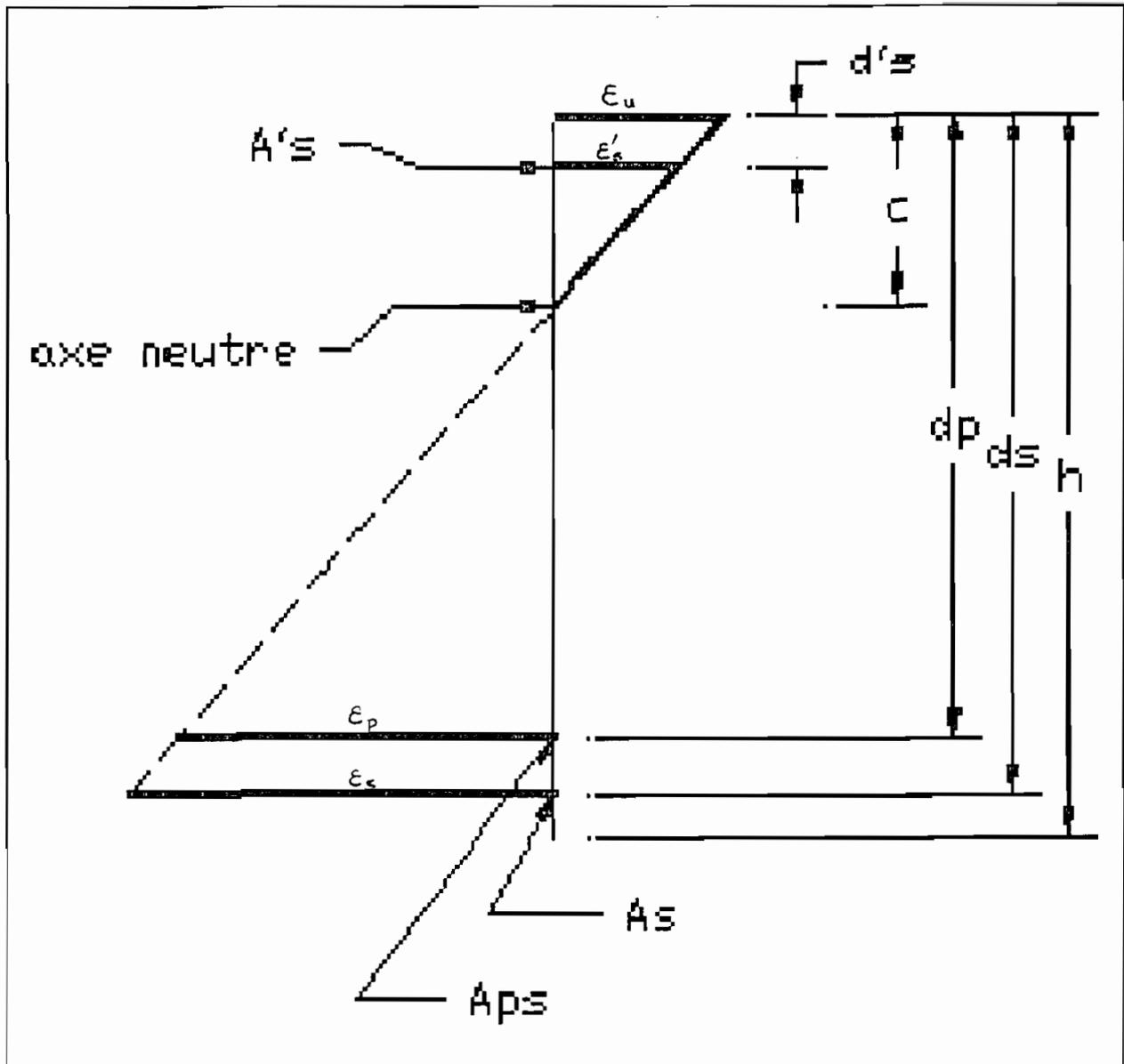


Figure 5.6 - Relations entre déformations

Au moment où l'acier de précontrainte atteint sa limite élastique f_{py} , on a :

$$\epsilon_p = \epsilon_{py} - \epsilon_{pe} \quad (5-25)$$

On suppose qu'au début du chargement, la contrainte dans l'acier de précontrainte est égale à la contrainte à long terme (f_{pe}).

On obtient ϵ_{pe} de la façon suivante:

$$\begin{aligned}\epsilon_{pe} &= f_{pe}/E_{ps} \\ \epsilon_{pe} &= P/(A_{ps} * E_{ps})\end{aligned}\tag{5-26}$$

Pour qu'une rupture soit ductile, l'acier de précontrainte doit au moins atteindre sa limite élastique f_{py} .

Alors:

$$(\epsilon_p)_{\min} = \epsilon_{py} - \epsilon_{pe}\tag{5-27}$$

En introduisant (5-27) dans (5-24) on obtient:

$$(c/d_p)_{\max} = \epsilon_u / (\epsilon_u + \epsilon_{py} - \epsilon_{pe})\tag{5-28}$$

En considérant $\epsilon_u = 0,003$, $\epsilon_{py} = 0,01$ pour les torons, en accord avec les normes nord-américaines, on a:

$$(c/d_p)_{\max} = 0,003 / (0,013 - \epsilon_{pe})\tag{5-29}$$

En réalité l'équation (5-29) ne donne pas une ductilité suffisante puisque l'acier de précontrainte atteint à peine sa limite élastique. Pour obtenir une ductilité acceptable, nous allons utiliser l'équation suivante:

$$c/d_p \leq 0,75*(c/d_p)_{\max} \quad (5-30)$$

Pour définir l'indice d'armature, nous devons considérer 2 cas.

5.5.1 Premier cas: comportement de poutre rectangulaire

Lorsque nous considérons de l'armature en compression en plus des données de la figure 5.4, l'équilibre des forces agissant sur la section permet d'écrire:

$$\begin{aligned} T_1 + T_2 - C'_u &= C_u \\ A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y - A'_s * f_{cs} &= 0,85 * f'_c * \beta * c * b \end{aligned} \quad (5-31)$$

Si on divise (5-31) par $b * d_p * f'_c$, on obtient:

$$\begin{aligned} (A_{ps} * f_{ps} / (b * d_p * f'_c)) + (d_s / d_p) * (A_s * f_y / (b * d_s * f'_c)) - \\ (d / d_p) * (A'_s * f_{cs} / (b * d * f'_c)) &= 0,85 * \beta_1 * c / d_p \end{aligned} \quad (5-32)$$

D'après les équations (5-9) à (5-11); (5-32) devient:

$$w_p + d_s / d_p * w - d / d_p * w' = 0,85 * \beta_1 * (c / d_p) \quad (5-33)$$

Posons :

$$I_R = w_p + d_s / d_p * w - d / d_p * w' \quad (5-34)$$

Alors :

$$I_R = 0,85 * \beta_1 * (c / d_p)$$

En tenant compte de la relation (5-30) on a:

$$I_R \leq 0,64 * \beta_1 * (c / d_p)_{\max} \quad (5-35)$$

I_R est l'indice d'armature d'une section ayant un comportement de poutre rectangulaire. La relation (5-35) est celle qui définit toutes les combinaisons possibles des armatures A_{ps} , A_s et A'_s qui donnent une poutre sous armée.

5.5.2 Deuxième cas: comportement d'une poutre en T

En considérant de l'armature en compression en plus des données de la figure 5.5, l'équilibre des forces agissant sur la section permet d'écrire:

$$A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y - A'_s * f_{cs} - 0,85 * f'_c * (b - B_w) * t = 0,85 * f'_c * \beta_1 * c * B_w \quad (5-36)$$

En posant:

$$I_T = b/B_w * I_R - 0,85 * (b - B_w) * t / (B_w * d_p) \quad (5-37)$$

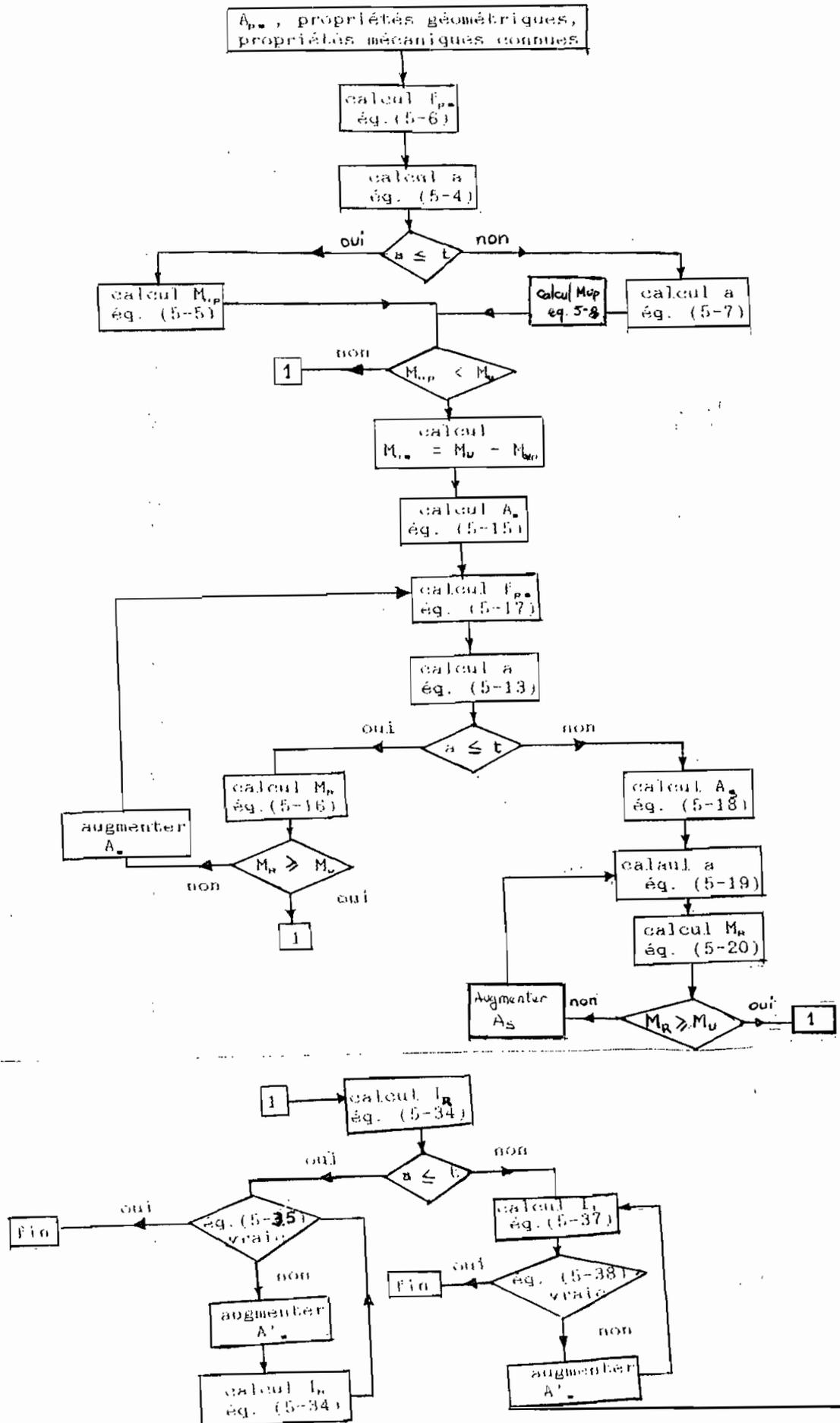
un raisonnement analogue à celui du premier cas permet d'aboutir à la relation suivante:

$$I_T \leq 0,64 * \beta_1 * (c/d_p)_{max} \quad (5-38)$$

I_T est l'indice d'armature d'une section ayant un comportement de poutre en T.

Pour calculer I_R ou I_T , on a besoin de connaître, la contrainte de compression dans l'armature A'_s à la rupture.

Figure 5.7: Procédure de calcul par méthode approximative



Elle est donnée par:

$$f_{cs} = E_s * \epsilon'_s \quad (5-39)$$

A partir de (5-23) on obtient:

$$\epsilon'_s = \epsilon_u / c * (c - d'_s) \quad (5-40)$$

Si la valeur de ϵ'_s donnée par l'équation (5-40) est supérieure à ϵ_y alors $f_{cs} = f_y$; sinon f_{cs} est donnée pour l'équation (5-39)

5.6 PROCÉDURE DE CALCUL

L'organigramme de la figure (5-7) résume la procédure que nous allons adopter pour faire le design d'une section par la méthode approximative.

5.7 APPLICATION DE LA METHODE APPROXIMATIVE

- Section S_{45}

$$A_{ps} = 39200 \text{ mm}^2; f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}; E_{ps} = 190\,000 \text{ Mpa}$$

$$d_p = y_i + e = 1678 + 1472 = 3150 \text{ mm}$$

$$b = 5000 \text{ mm}$$

$$t_i = 1000 \text{ mm}$$

$$A = 10,94 * 10^6 \text{ mm}$$

$$h = 3500 \text{ mm}$$

$$d_s = h - t_s = 3375 \text{ mm}$$

$$f_{p0}/f_{pu} = 0,6; m = 0,8$$

$$f_{pe} = 0,6*1860*0,8 = 892,8 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_{u0} = 172440,0 \text{ kN.m}$$

$$\beta_1 = 1,09 - 0,008*35 = 0,81$$

1. Calcul de f_{ps} ; équation (5-6)

$$\begin{aligned} f_{ps} &= 1860*(1 - 0,4/0,81 * 39200/(5000*3150) * 1860/35) \\ &= 1738,51 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

2. Calcul de a ; équation (5-4)

$$a = 39200/(0,85*35*5000) = 458,15 \text{ mm}^2.$$

On a $a < t_i$ alors la section a un comportement de poutre a section rectangulaire.

3. Calcul de M_{up} équation (5-5)

$$M_{up} = 39200*1738,51*(3150 - 0,5*458,15) = 199060*10^6 \text{ N.mm}^2.$$

or $M_{u0} = 172440 \text{ kN.m}$

on a bien $M_{up} > M_{u0}$, alors on a juste besoin d'armature ordinaire minimale pour résister aux contraintes dues à la température et au retrait.

D'après l'article 9.5.9.4.2 du CAN3-S6, $(A_{st}/A)_{min} = 0,0015$ et l'espacement maximal entre les barres ne doit pas dépasser 450 mm.

A_{st} est la section totale d'armature ordinaire.

Pour la section S_{45} , $A = 10,94 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$.

Prenons 21 barres #10 en traction et le reste sera en compression.

$A_s = 2100 \text{ mm}^2$, avec un espacement s tel que:

$$s = 100 \text{ mm}^2 / 2100 \text{ mm}^2 * 9400 \text{ mm} = 447,6 \text{ mm} < 450 \text{ mm}.$$

4. Calcul de f_{ps} ; équation (5-17)

$$f_{ps} = 1860 * (1 - 0,4/0,81 * [39200/(5000*3150) * 1860/35 + 2100*400/(3150*5000*35)])$$

$$f_{ps} = 1737,11 \text{ Mpa}$$

5. Calcul de a ; équation (5-13)

$$a = (39200*1737,11 + 2100*400)/(0,85*35*5000) = 463,43 \text{ mm}$$

Alors $a < t_i$; la section a un comportement de poutre à section rectangulaire.

6. Calcul du moment résistant M_R ; équation (5-16)

$$M_R = 39200*1737,11*(3150 - 0,5*463,43) + 2100*400*(3375 - 0,5*463) = 201360,4 \text{ kN.m} > M_{u0}$$

7. - Vérifions si la section est sous armée.

D'après l'équation (5-40), $\epsilon'_s = 0,003/c * (c - d'_s)$. Considérons que les armatures comprimées se situent à 100 mm de la fibre externe comprimée: $d'_s = 100$ mm.

$$\epsilon'_s = 0,003 * 0,81 / 463,43 * (463,43 / 0,81 - 100) = 0,0025$$

$$\epsilon'_s > \epsilon_y = 400 / 200000 = 0,002$$

Alors A's s'écoule à la rupture et $f_{cs} = f_y = 400$ Mpa

A's = 49000 mm² c'est à dire 49 barres #35 avec un espacement de

$$s = 1000 \text{ mm}^2 / 14500 \text{ mm}^2 * 5000 \text{ mm} = 102,04 \text{ mm}$$

L'indice d'armature peut être calculé par:

$$I_R = (A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y - A'_s * f_{cs}) / (b * d_p * f'_c)$$

$$I_R = (39200 * 1737,11 + 2100 * 400 - 49000 * 400) / (5000 * 3150 * 35)$$

$$I_R = 0,089$$

$$I_{max} = 0,64 * 0,81 * 0,003 / (0,013 - 892,8 / 190000) = 0,187$$

conclusion: $I_R < I_{max}$ O.K (Rupture ductile).

5.8 MÉTHODE DE COMPATIBILITE

Cette méthode est basée sur la compatibilité entre les contraintes et les déformations unitaires des matériaux. On admet que les armatures sont adhérentes et que la courbe de comportement ($\sigma - \epsilon$) de l'acier de précontrainte peut être définie par des

équations. Ainsi pour les torons à relaxation normale ($f_{py} \geq 0,85*f_{pu}$) on a:

$$\text{si } 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_0 ; \quad \sigma = 190000*\epsilon \quad (5-41)$$

$$\text{si } \epsilon_0 \leq \epsilon \leq 0,014 ; \quad \sigma = f_{pu}*(12,5*\epsilon + 0,725) \quad (5-42)$$

$$\text{si } 0,014 \leq \epsilon \leq 0,035 ; \quad \sigma = f_{pu}*(4,7619*\epsilon + 0,8333) \quad (5-43)$$

$$\text{avec } \epsilon_0 = 0,725*f_{pu}/(190000 - 12,5*f_{pu}) \quad (5-44)$$

La déformation dans l'acier de précontrainte à la rupture de la pièce (ϵ_{ps}) se situe généralement entre 0,014 et 0,035 si la poutre est sous armée et précontrainte par des câbles adhérents. Ainsi, après avoir supposé une valeur de f_{ps} , on peut calculer ϵ_{ps} en utilisant la relation (5-43):

$$\epsilon_{ps} = (f_{ps}/f_{pu} - 0,8333)/4,7619 \quad (5-45)$$

avec $0,014 \leq \epsilon_{ps} \leq 0,035$.

La vérification de la section par la méthode de compatibilité se fait en distinguant 2 cas dépendamment de la hauteur du diagramme rectangulaire des contraintes de compression dans le béton.

5.8.1 Premier cas: comportement de poutre rectangulaire

La force de traction totale T_t et la force de compression totale C_t sont données respectivement par:

$$T_t = A_{ps}*f_{ps} + A_s*f_y \quad (5-46)$$

$$C_t = A'_s * f_{cs} + 0,85 * f'_c * \beta_1 * c * b \quad (5-47)$$

Le moment résistant total est obtenu en prenant la somme des moments par rapport à la ligne d'action de C_u :

$$M_R = A_{ps} * f_{ps} * (d_p - 0,5 * a) + A_s * f_y * (d_s - 0,5 * a) - f_{cs} * A'_s * (d'_s - 0,5 * a) \quad (5-48)$$

5.8.2 Deuxième cas: comportement de poutre en T

La force de traction totale T_t et la force de compression totale C_t sont données respectivement par:

$$T_t = A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y$$

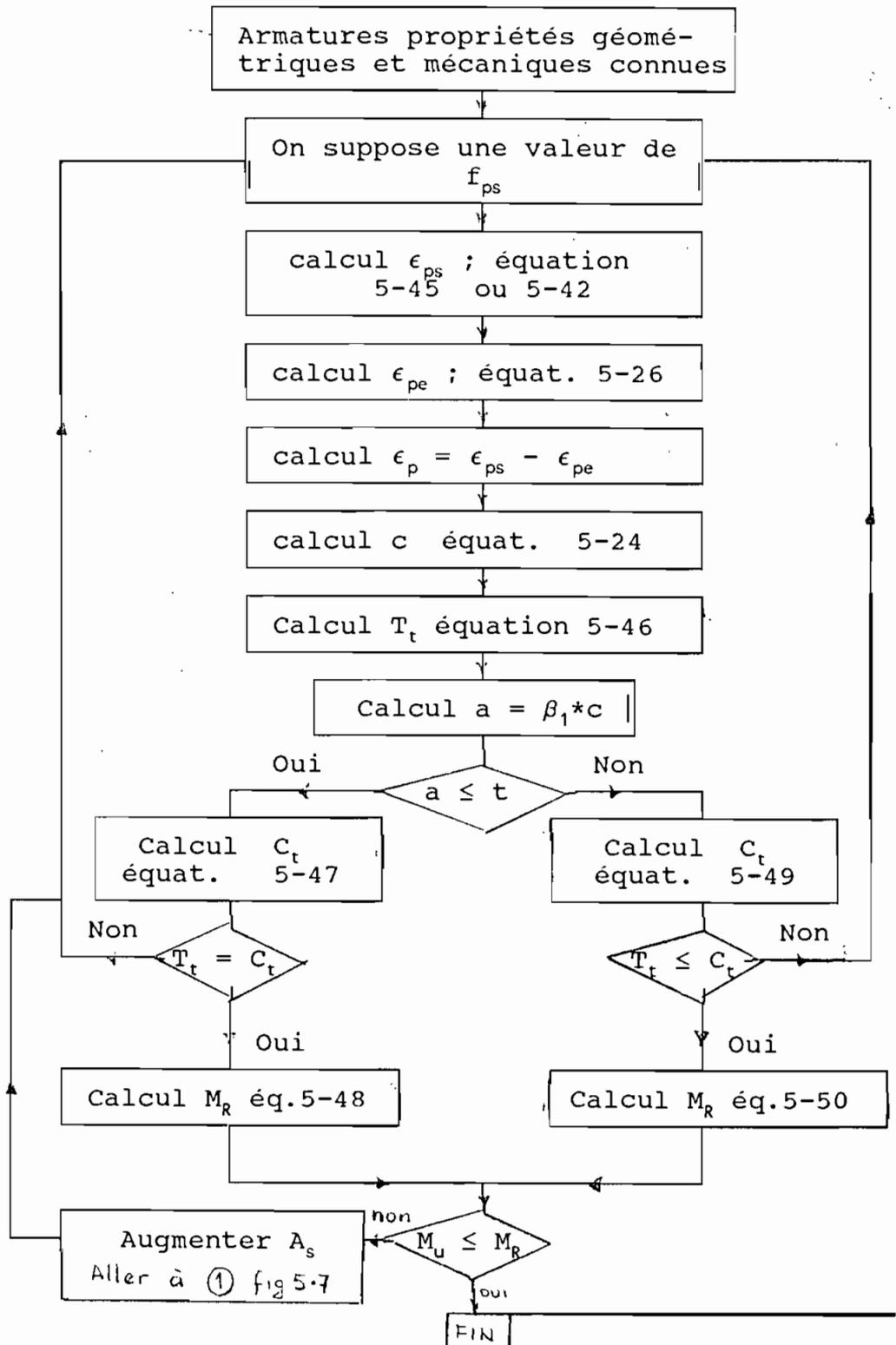
$$C_t = 0,85 * f'_c * (b - B_w) * t + A'_s * f_{cs} + 0,85 * f'_c * \beta_1 * c * B_w \quad (5-49)$$

Le moment résistant total est obtenu en prenant la somme des moments par rapport à la ligne d'action de C_{uf} :

$$M_R = A_{ps} * f_{ps} * (d_p - 0,5 * t) + A_s * f_y * (d_s - 0,5 * t) - 0,425 * f'_c * \beta_1 * c * B_w * (a - t) - f_{cs} * A'_s * (d'_s - 0,5 * t) \quad (5-50)$$

L'organigramme montré à la figure 5-8 montre la procédure de calcul par la méthode de compatibilité.

Figure 5.8 : Procédure de calcul par méthode de compatibilité



5.9 APPLICATION DE LA METHODE DE COMPATIBILITE

Vérification de la résistance en flexion de la section S_{45} .

Supposons $f_{ps} = 1764,974$ Mpa compris entre $0,9 f_{pu}$ et f_{pu}

$$\epsilon_{ps} = (1764,974/1860 - 0,8333)/4,7619 = 0,024278 \quad [\text{équation (5-45)}]$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{ps} - 892,8/190000 = 0,019579$$

$$c = 3150*0,003/(0,003 + \epsilon_p) = 418,524 \text{ mm.}$$

$$\epsilon'_s = 0,003*(418,524 - 100)/418,524 = 0,00228 \geq \epsilon_y; \text{ alors } f_{cs} = 400 \text{ Mpa}$$

$$T_t = 39200*1764,974 + 2100*400 = 70027*10^3 \text{ N}$$

$c \leq t_i$, alors $a = \beta_1*c \leq t_i$ car $\beta_1 < 1$; la section se comporte donc comme une poutre à section rectangulaire.

$$C_t = 49000*400 + 0,85*35*0,81*c*5000 = 70027*10^3 \text{ N.}$$

$$T_t = C_t \quad \text{O.K}$$

$$M_R = 39200*1764,974*(3150 - 0,5*0,81*c) + 2100*400*(3375 - 0,5*0,81*c) - 400*49000*(100 - 0,5*0,81*c) = 210266,5 \text{ kN.m}$$

On remarque bien que $M_R > M_u$ alors la section pourra résister aux sollicitations dont elle est soumise.

Des calculs analogues à ceux-ci nous permettent de constituer les tableaux (5-3 a) et (5-3 b)

**Tableau 5.3 a - Résultats du design en flexion
(résistance aux moments positifs)**

Sections	A^{ps} (mm ²)	f_{ps} (MPa)	A_s barres	A_i barres	M_R (kN.m)
S ₅	19600	1737,74	61#10	12#10	30697,6
S ₁₀	19600	1772,09	105#10	90#10	46575,5
S ₁₅	19600	1806,37	61#10	80#10	55539,0
S ₂₀	19600	1806,39	21#10	65#10	54594,6
S ₂₅	19600	1736,37	21#10	56#25	55599,3
S ₃₀	19600	1684,85	21#10	60#35	70336,7
S ₃₅	19600	1628,62	105#15	72#45	101559,1
S ₆₅	16800	1796,29	61#10	12#10	33534,1
S ₇₀	16800	1829,32	48#10	45#10	43882,7
S ₇₅	16800	1835,57	28#10	75#10	48999,7

**Tableau 5.3 b - Résultats du design en flexion
(résistance aux moments négatifs)**

Sections	A_{ps} (mm^2)	f_{ps} (MPa)	A_s barres	A_i barres	M_R (kN.m)
S ₁₀	8400	1858,26	105#10	90#10	31051,8
S ₁₅	11200	1819,08	61#10	80#10	35437,0
S ₂₀	14000	1785,85	21#10	65#10	39795,4
S ₂₅	19600	1765,18	21#10	56#25	54214,1
S ₃₀	25200	1766,71	21#10	60#35	69320,7
S ₃₅	33600	1752,07	105#15	72#45	102878,0
S ₄₀	36400	1768,49	49#25	110#35	146569,6
S ₄₄	39200	1765,09	21#10	49#35	210279,6
S ₄₅ ⁻	39200	1764,97	21#10	49#35	210266,5
S ₄₅ ⁺	25200	1810,54	21#10	72#15	137125,0
S ₄₆	25200	1810,67	21#10	72#15	137134,2
S ₅₀	22400	1820,64	21#10	21#25	117450,2
S ₅₅	19600	1800,20	21#10	81#10	82102,6

CHAPITRE 6

6.1 GENERALITES

Lorsque nous considérons une poutre qui supporte des charges, le design en cisaillement consiste à déterminer les armatures transversales nécessaires pour résister à l'effort tranchant et à la torsion causés par l'effet de ces charges.

Les différentes théories utilisées pour prédire la résistance ultime à l'effort tranchant (V_u) et à la torsion (T_u) sont plus imprécises que celles utilisées pour prédire la résistance ultime en flexion (M_u). En effet, aucun modèle théorique n'est capable de simuler parfaitement comment la poutre supporte les charges après la fissuration oblique de l'âme. En raison de la plus grande imprécision des modèles théoriques, il faut dimensionner les armatures transversales de manière que la poutre présente une résistance surabondante à l'effort tranchant et à la torsion, c'est à dire qu'une défaillance due au cisaillement avant que survienne la rupture par flexion est improbable sinon impossible. C'est

pourquoi nous allons utiliser pour le design en cisaillement une probabilité de rupture plus faible que lors du design en flexion.

Des travaux effectués par l'Association Canadienne de normalisation (ACNOR) montrent que pour assurer une plastification des armatures transversales avant la rupture en compression des bielles de béton, ce qui assurerait une certaine ductilité à la pièce, il faut utiliser un indice de sécurité de 3,5, ce qui correspond à une probabilité de rupture de:

$$p = \int_{-\infty}^{-3,5} (1/2\pi)^{0,5} \cdot \exp(-x^2/2) dx = 2,3 \cdot 10^{-4}$$

L'effort tranchant pondéré total est donné par:

$$V_f = \Sigma \alpha_d \cdot V_D + \alpha_L \cdot (1 + \alpha_I \cdot I) \cdot V_L \quad (6-1)$$

V_D représente l'effort tranchant dû à la charge morte

V_L représente l'effort tranchant dû à la surcharge routière sans impact.

Les autres coefficients sont définis dans le chapitre précédent. Par analogie à la relation (5-3), la résistance ultime minimale à l'effort tranchant est donné par:

$$V_u \geq \alpha_E \cdot V_f / \Phi \quad (6-2)$$

6.2 CALCUL DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

Toutes les études expérimentales de la résistance à l'effort tranchant et à la torsion confirment qu'avant la fissuration les pièces précontraintes se comportent comme l'indique la théorie élastique. Les contraintes de cisaillement d'effort tranchant et celles de torsion peuvent donc être calculées à l'aide de l'équation suivante de la résistance des matériaux classique.

$$\tau_v = V_n * Q / (I * \Sigma * b_n) \quad (6-3)$$

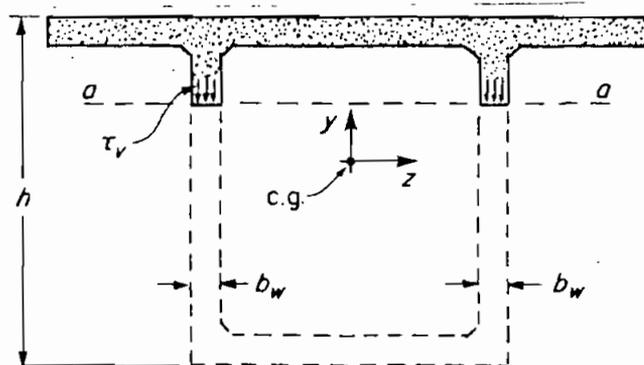


Figure 6.1 - Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant

Dans cette équation,

τ_v est la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant à un niveau quelconque d'ordonnée y de l'âme (voir figure 6.1)

Q est le moment statique, par rapport à l'axe de flexion de l'aire partielle délimitée par la ligne de coupure a-a située au niveau d'ordonnée y .

I est le moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe de flexion (axe z).

b_n est l'épaisseur nette de béton au niveau y , déduction faite du demi-diamètre de toutes les gaines se situant à ce niveau.

V_n est l'effort tranchant net à la section considérée. Il est donné par:

$$V_n = V + V_p \quad (6-4)$$

V est l'effort tranchant causé par les charges d'utilisation.

V_p est l'effort tranchant de précontrainte donné par la relation suivante:

$$V_p = d(M_p)/dx$$

avec $M_p = P \cdot e + M_h$

M_p est le moment fléchissant de précontrainte.

$P \cdot e$ est la composante isostatique du moment de précontrainte.

M_h est la composante hyperstatique du moment de précontrainte.

Pour le cas que nous étudions dans ce projet, $M_h = 0$ car la structure est isostatique, d'où:

$$V_n = V + P \cdot de/dx \quad (6-5)$$

Pour une section fermée, la contrainte de cisaillement dans l'âme due à la torsion est donnée par:

$$\tau_t = M_t / (2 \cdot A_0 \cdot b_w) \quad (6-6)$$

M_t est le moment de torsion sollicitant la section.

A_0 est l'aire intérieure du tube défini par le contour moyen de la section.

b_w est l'épaisseur de l'âme.

Pour la vérification de l'épaisseur de l'âme, plutôt que de calculer la contrainte de cisaillement à différents niveaux, on effectue les calculs au centre de gravité de la section en utilisant l'épaisseur nette (b_n) minimale, même si cette épaisseur ne se situe pas au centre de gravité de la section.

La contrainte de cisaillement totale au niveau de centre de gravité est donnée par:

$$\tau_g = \tau_v + \tau_t \quad (6-7)$$

Exemple de calcul: contrainte de cisaillement à la section S_{45}

- Sous chargement en construction

- Calcul de l'effort tranchant sous les charges non pondérées.

A partir des tables (3.1) à (3.14), on peut établir le tableau (6.1) qui contient la valeur de l'effort tranchant sous les charges non pondérées.

Comme nous utilisons des étriers disposés perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'ouvrage, le signe de l'effort tranchant n'a pas d'importance ; seule la valeur absolue maximale compte.

Alors en service, pour la section S_{45}

$$V = 4286,1 + 448,2 + 1,45 * 813,4 + 252 = 6165,7 \text{ kN}$$

Au moment de la construction, l'analyse nous a montré que l'effort tranchant dans la section S_{45} peut atteindre

$$V_0 = 5430,8 \text{ kN}$$

Tableau 6.1 a - Efforts tranchants

Sections	V_{D1} (kN)	V_{D2} (kN)	$(V_{L1})_{max}$ (kN)	$(V_{L1})_{min}$ (kN)
S ₀	1731,9	224,1	786,6	-271,6
S ₅	1144,7	149,4	643,0	-271,6
S ₁₀	577,9	74,7	543,4	-271,6
S ₁₅	11,1	0	443,4	-271,6
S ₂₀	-555,7	-74,7	343,4	-313,4
S ₂₅	-1122,5	-149,1	243,4	-356,6
S ₃₀	-1739,9	-224,1	143,4	-513,4
S ₃₅	-2458,6	-298,8	1434,0	-613,4
S ₄₀	-3253,5	-373,5	43,4	-713,4
S ₄₄	-4028,5	-433,2	0	-813,4
S ₄₅ ⁻	-4286,1	-448,2	900,0	-813,4
S ₄₅ ⁺	4373,5	-448,2	900,0	0
S ₄₆	4116,0	433,3	900,0	0
S ₅₀	3275,8	373,5	900,0	0
S ₅₅	2383,6	298,8	888,4	0
S ₆₀	1700,4	224,1	0	0
S ₆₅	1133,6	149,4	515,0	-47,0
S ₇₀	566,8	74,7	365,0	-170,0
S ₇₅	0	0	180,0	-320,0

V_{D1} : effort tranchant dû au poids des pièces structurales (construction achevée).

V_{D2} : effort tranchant dû aux autres charges permanentes.

$(V_{L1})_{min}$: effort tranchant minimal dû à la surcharge routière.

Tableau 6.1 b - Efforts tranchants (V) et (Vp)

Sections	V_{L2} (kN)	V_p (kN)	V_n (kN)	V_0 (kN)
S ₀	126,0	0	3222,6	2218,1
S ₅	84,0	0	2310,5	1711,5
S ₁₀	42,0	0	1482,5	1144,7
S ₁₅	0	0	654,0	1133,6
S ₂₀	-42,0	0	1126,8	1700,4
S ₂₅	-84,0	0	1873,0	2267,2
S ₃₀	-126,0	614,6	2219,8	2884,7
S ₃₅	-168,0	431,2	3383,6	3603,4
S ₄₀	-210,0	1307,4	3564,0	4398,2
S ₄₄	-243,6	5416,2	711,2	5173,2
S ₄₅₋	-252,0	0	6165,7	5430,8
S ₄₅₊	252,0	0	6378,7	2673,1
S ₄₆	243,6	-654,1	5443,8	2415,6
S ₅₀	210,0	-1942,6	3221,7	1575,4
S ₅₅	168,0	-3338,6	800,0	683,2
S ₆₀	126,0	-4734,6	2684,1	1700,4
S ₆₅	84,0	-1703,0	410,8	1133,6
S ₇₀	42,0	-829,3	392,3	566,8
S ₇₅	0	-325,0	789,0	0

V_{L2} : effort tranchant dû à la surcharge de trottoir.

$(V_{L1})_{max}$: effort tranchant maximal dû à la surcharge routière.

- Calcul de l'effort tranchant de précontrainte (V_p)

$$V_p = P \cdot e / x$$

A la section S_{45} , $e = 0$ alors $V_p = 0$ et $V_n = V$

Connaissant la variation de l'excentricité du câble de précontrainte dans les autres sections, on peut calculer facilement V_p .

- Calcul de Q

Q est le moment statique par rapport à l'axe de flexion situé au dessus du centre de gravité.

Au niveau des appuis on a :

$$Q = t_s \cdot b \cdot (y_s - 0,5 \cdot t_s) + 2 \cdot b_w \cdot (y_s - t_s)^2 \cdot 0,5 + 0,5 \cdot (b - b_0) \cdot 0,2 \cdot (y_s - t_s - 0,2/3)$$

Alors à la section S_{45}

$$Q = 0,25 \cdot 9,4 \cdot (1,822 - 0,5 \cdot 0,25) + 2 \cdot 0,6 \cdot (1,822 - 0,25)^2 \cdot 0,5 + 0,5 \cdot (9,4 - 5,0) \cdot 0,2 \cdot (1,822 - 0,25 - 0,2/3) = 6,133 \text{ m}^3$$

- Calcul de Σb_n

A la section S_{45} , $\Sigma b_w = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ m}$ et nous avons 3 rangées de gaines de diamètre 60 mm, alors :

$$\Sigma b_n = 1200 - 3 \cdot 60/2 = 1110 \text{ mm}$$

- Calcul de τ_v (chargement symétrique)

A partir de l'équation (6-3)

$$\tau_v = 6165,7 * 6,133 / (17,179 * 1,11) = 1983,1 \text{ kPa}$$

Alors $\tau_g = \tau_v = 1983,1 \text{ kPa}$

- Calcul de τ_v (chargement dissymétrique)

$V'n = 5576,0 \text{ kN}$ en ne considérant que la moitié de V_{L1} .

$$\tau'_v = 5576,0 * 6,133 / (17,179 * 1,11) = 1793,4 \text{ kPa}$$

- Calcul de A_0

$$A_0 = (b_0 - b_w) * [h - (t_s + t_i) * 0,5]$$

A la section S_{45}

$$A_0 = (5 - 0,6) * [3,5 - (0,25 + 1,0) * 0,5] = 12,65 \text{ m}^2.$$

- Calcul de τ_t (chargement dissymétrique)

M_t est donné au tableau 3.4

A partir de l'équation (6-6) on a:

$$\tau_t = 562,5 / (2 * 12,65 * 0,60) = 37,1 \text{ kPa}.$$

Alors $\tau'_g = \tau'_v + \tau_t = 1793,4 + 37,1 = 1830,5 \text{ kPa}$

On remarque ici que c'est τ_g qui est critique. En général la torsion n'est pas critique dans les poutres à section en caissons.

Tableau 6.2 - Contraintes de cisaillement total

Sections	Q_3 (m ³)	A_o (m ²)	τ_g (kPa)	V'_n (kN)	τ'_g (kPa)
S ₀	1,551	6,93	2050,5	2652,3	1755,3
S ₅	1,418	7,324	3622,4	1844,3	3066,7
S ₁₀	1,418	7,324	2597,1	1088,6	2134,1
S ₁₅	1,418	7,324	1666,5	332,6	1260,2
S ₂₀	1,418	7,324	1274,3	899,6	386,0
S ₂₅	1,418	7,324	1911,4	1614,4	1023,4
S ₃₀	1,824	6,859	2607,4	1847,6	1895,8
S ₃₅	2,045	6,394	2711,2	2938,9	2276,5
S ₄₀	2,981	8,731	3019,6	3046,8	2694,3
S ₄₄	6,133	12,65	1742,1	711,2	264,2
S ₄₅ ⁻	6,133	12,65	1983,1	5576,0	1830,5
S ₄₅ ⁺	6,133	12,65	2051,6	5726,2	1891,1
S ₄₆	6,133	12,65	1750,9	4791,3	1688,8
S ₅₀	5,16	13,26	3258,9	2569,2	2935,7
S ₅₅	3,526	11,30	2288,6	488,2	1888,3
S ₆₀	1,418	7,324	3752,8	2684,1	621,9
S ₆₅	1,418	7,324	5322,1	370,1	3065,9
S ₇₀	1,418	7,324	1914,3	269,1	440,4
S ₇₅	1,418	7,324	932,2	557,0	302,4

Des calculs analogues à ceux ci-dessus donnent les résultats du tableau 6.2 pour les autres sections.

6.3 EFFETS DE LA PRECONTRAINTES SUR L'INTENSITE ET LA DIRECTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES

Lorsque nous considérons un élément de volume infinitésimal soumis à un état plan de contraintes, on peut déterminer les contraintes principales de traction et de compression (σ_{pt} et σ_{pc}) en traçant le cercle de Mohr (figure 6.1).

Le rayon du cercle de Mohr est donné par:

$$R = (0,25*(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_z^2)^{0,5} \quad (6-8)$$

La contrainte principale de compression est:

$$\sigma_{pc} = 0,5*(\sigma_x + \sigma_y) + R \quad (6-9)$$

La contrainte principale de traction est donnée par:

$$\sigma_{pt} = 0,5*(\sigma_x + \sigma_y) - R \quad (6-10)$$

Comme l'indique la figure 6.2, la précontrainte verticale déplace le cercle de Mohr vers les compressions. Avec la précontrainte verticale, il est même possible de supprimer toute traction causée par les contraintes dites mécaniques (dues à la précontrainte et aux charges extérieures).

Dans les normes nord-américaines, les contraintes principales dans l'âme ne doivent pas dépasser les limites prescrites.

Au centre de gravité de la section on a :

$$\sigma_{pc} = 0,5 * (\sigma_g + \sigma_y) + R \leq \sigma_c \quad (6-11)$$

$$\sigma_{pt} = 0,5 * (\sigma_g + \sigma_y) - R \geq \sigma_t \quad (6-12)$$

Au centre de gravité de la section $\sigma_g = P/A$ est sous-évaluée ou surévaluée selon que les pertes de précontraintes soient surévaluées ou sous-évaluées respectivement. Une sous-estimation de σ_g est défavorable dans l'équation (6-12) et favorable dans (6-11). Comme il est difficile d'évaluer avec précision les pertes différées, il est important de tenir compte de l'imprécision de σ_g .

On suppose une variation de $\pm 5\%$ de la force de précontrainte. C'est pourquoi dans (6-11), nous ferons nos calculs avec

$$\sigma_g = 1,05 * P/A \quad (6-13)$$

et dans (6-12), les calculs seront faits avec :

$$\sigma_g = 0,95 * P/A \quad (6-14)$$

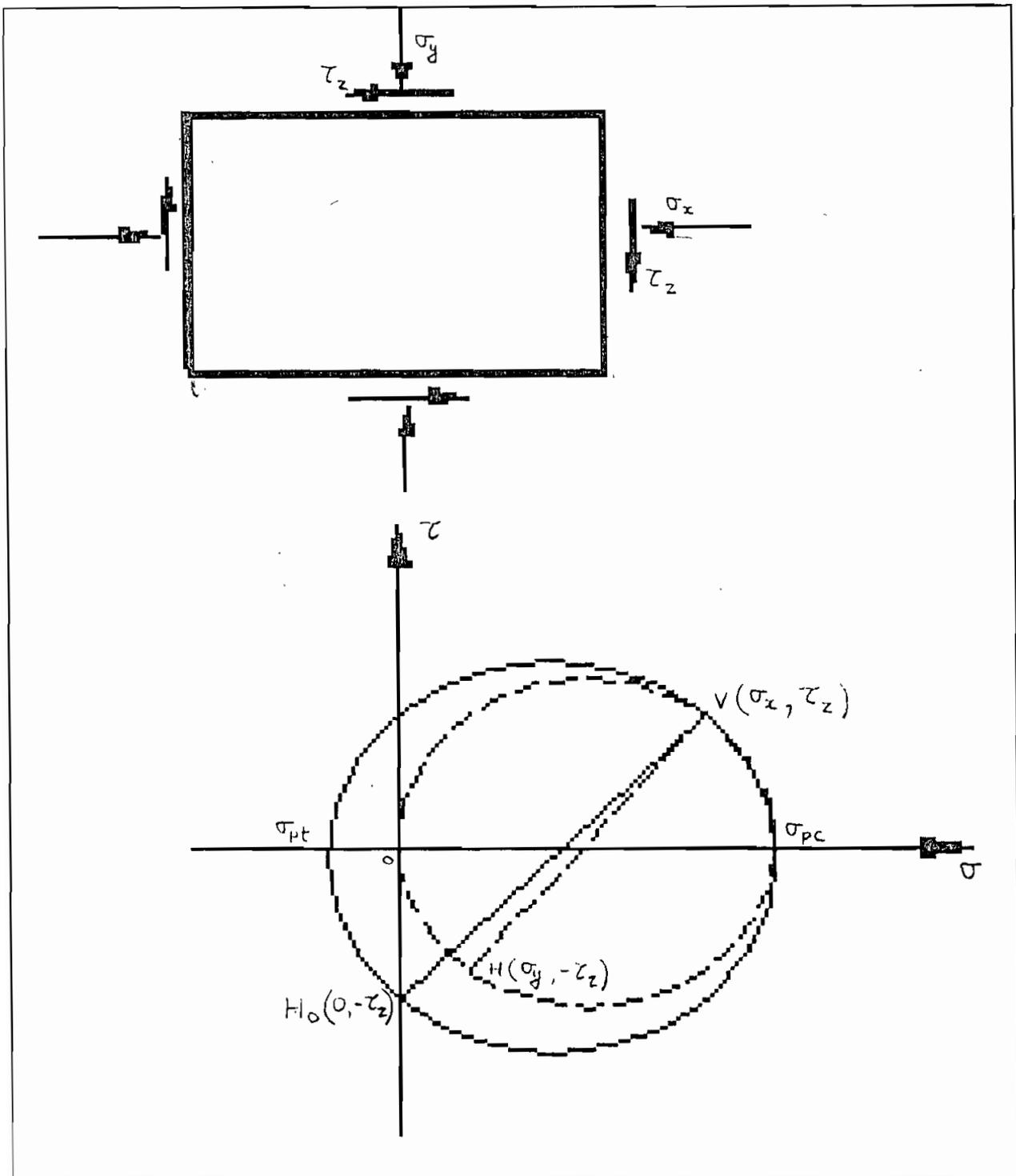


Figure 6.2 - Comparaison entre divers états plans de contraintes

Tableau 6.3 - Contraintes principales au centre de gravité des sections

Sections	σ_{pe} (Mpa)	σ_{pt} (Mpa)
S ₀	4,67	-0,96
S ₅	6,41	-2,15
S ₁₀	3,68	-1,89
S ₁₅	3,27	-0,90
S ₂₀	3,45	-0,51
S ₂₅	4,86	-0,81
S ₃₀	5,62	-1,29
S ₃₅	6,20	-1,27
S ₄₀	6,35	-1,53
S ₄₄	4,11	-0,79
S ₄₅ ⁻	4,28	-0,98
S ₄₅ ⁺	3,53	-1,25
S ₄₆	3,28	-0,99
S ₅₀	4,92	-2,24
S ₅₅	4,28	-1,29
S ₆₀	3,95	-3,58
S ₆₅	7,49	-3,90
S ₇₀	4,44	-0,88
S ₇₅	3,77	-0,25

Lorsque les calculs montrent qu'il faut effectuer une précontrainte verticale, la contrainte σ_y nécessaire afin d'avoir

$\sigma_{pt} \leq \sigma_t$ et $\sigma_{pc} \leq \sigma_c$ est telle que:

$$\sigma_t + \tau_g^2 / (0,95 * P/A - \sigma_t) \leq \sigma_y \leq \sigma_c - \tau_g^2 / (\sigma_c - 1,05 * P/A) \quad (6-15)$$

Ainsi nous pourrons calculer l'armature de précontrainte verticale nécessaire.

Exemple de calcul (Section S45-)

Supposons qu'il n'existe pas de précontrainte verticale

$\sigma_y = 0$, alors en utilisant les équations (6-11) et (6-12) on a :

$$\sigma_{pc} = 0,5 * 1,05 * 34997,7 * 10^3 / 10,94 + (0,25 * (1,05 * 34997,7 * 103 / 10,94)^2 + (1983,1 * 10^3)^2)^{0,5}$$

$$\sigma_{pc} = 4,3 * 10^6 \text{ Pa} < \sigma_c$$

$$\sigma_{pt} = 0,5 * 0,95 * 34997,7 * 10^3 / 10,94 - (0,25 * (0,95 * 34997,7 * 103 / 10,94)^2 + (1983,1 * 10^3)^2)^{0,5}$$

$$\sigma_{pt} = -0,98 * 10^6 \text{ Pa} > \sigma_t$$

Etant donné que les limites prescrites par la norme CAN3-S6 sont respectées, nous n'avons pas besoin de précontrainte verticale dans la section.

Des calculs analogues à ceux ci-dessus permettent d'établir les résultats du tableau 6.3.

On remarque que dans chacune des sections, l'épaisseur de l'âme est suffisante pour qu'on se passe de la précontrainte verticale; ce qui est l'idéal du point de vue économique.

6.4 CALCUL DE LA RÉSISTANCE ULTIME MINIMALE A L'EFFORT

TRANCHANT

Pour le design en cisaillement, compte tenue des raisons évoquées plus haut, nous admettons une probabilité de rupture correspondant à un indice de sécurité $\beta = 3,5$.

Le tableau 5.1 donne les valeurs des différents coefficients de pondération correspondant à cette probabilité de rupture. En utilisant ces coefficients et les sollicitations obtenues à partir de l'analyse structurale, on peut déterminer l'effort tranchant pondéré total.

Exemple de calcul: section critique S_{45} .

Au cours de la construction du tablier, la valeur minimale de l'effort tranchant est $V_{0min} = -5430,8$ kN.

Puisque c'est uniquement le poids propre qui agit au cours de la construction, l'effort tranchant pondéré total est égal à:

$$V_{f0} = 1,34 * (- 5430,8) = - 7277,17 \text{ KN.}$$

Tableau 6.4 - Résistance ultime minimale à l'effort tranchant

Sections	V_{u0} (kN)	V_u (kN)
S ₀	4359,3	7021,7
S ₅	3362,7	5095,5
S ₁₀	2249,7	3370,3
S ₁₅	2227,9	1643,7
S ₂₀	3341,9	2485,4
S ₂₅	4455,8	4004,2
S ₃₀	5669,4	6038,1
S ₃₅	7081,9	8063,2
S ₄₀	8643,9	10238,1
S ₄₄	10167,1	12324,6
S ₄₅	10673,3	12880,2
S ₄₅ ⁺	5253,5	13368,7
S ₄₆	4747,5	12813,3
S ₅₀	3096,2	10964,5
S ₅₅	1342,7	8921,7
S ₆₀	3341,9	4082,5
S ₆₅	2227,9	4605,5
S ₇₀	1114,0	2696,0
S ₇₅	0	1170,5

V_{u0} : Résistance ultime minimale à l'effort tranchant durant la construction

V_u : Résistance ultime à l'effort tranchant lorsque le pont est en service

La résistance ultime minimale que doit avoir la section pour résister à cet effort tranchant est obtenue en utilisant la relation à l'équation (6-2)

$$V_{u0} = 1,10/0,75 * - 7277,25 = -10673,3 \text{ KN.}$$

Sous les charges en service, à partir des tables (3.1) à (3.13) nous avons:

$V_{D1} = -4286,1 \text{ KN}$: effort tranchant dû au poids des pièces structurales.

$V_{D2} = -448,2 \text{ KN}$: effort tranchant dû aux autres charges permanentes.

$(V_{L2})_{\min} = -813,4 \text{ kN}$: valeur négative de l'effort tranchant dû à la surcharge routière.

$(V_{L2})_{\max} = -252 \text{ KN}$: effort tranchant dû à la surcharge de trottoir.

Puisque les étriers seront placés perpendiculairement à l'axe longitudinal, c'est la valeur absolue maximale de l'effort tranchant pondéré qui nous intéresse.

$$V_f = 1,34*4286,1 + 1,41*448,2 + 1,72*(1 + 1,0*0,45)*813,4 + 1,5*252 = 8781,95 \text{ KN.}$$

La résistance ultime minimale à l'effort tranchant que doit avoir la section pour résister à V_f est:

$$V_u = 1,10/0,75 * 8781,95 = 12880,2 \text{ KN.}$$

Des calculs analogues à ceux que nous venons d'effectuer ont permis de constituer le tableau 6.4.

6.5 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

On considère une coupe transversale perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce. Sur cette coupe, on calcule une contrainte de cisaillement moyenne agissant sur la section effective.

La surface cisailée est donnée par :

$$A_c = (\Sigma b_w) * d \quad (6-16)$$

b_w : épaisseur brute de chaque âme

d : hauteur utile de la section, donnée par

$$d = (A_{ps} * f_{py} * d_p + A_s * f_y * d_s) / (A_{ps} * f_{py} + A_s * f_y) \geq 0,8 * h \quad (6-17)$$

A une section quelconque, la résistance ultime à l'effort tranchant est donnée par:

$$V_R = V_c + V_s \geq V_u \quad (6-18)$$

V_c est la contribution du béton à la résistance ultime à l'effort tranchant.

V_s est la contribution de l'acier à la résistance ultime à l'effort tranchant.

$$V_c = \text{MIN}(V_{c1} ; V_{c2}) \quad (6-19)$$

$$V_{c1} = 0,25 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (1 + M_{dc}/M_f) \cdot A_c \leq 0,60 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c \quad (6-20)$$

avec $M_{dc}/M_f \leq 1,4$

Pour un béton de densité normale, $\alpha = 1$

M_{dc} est le moment fléchissant qui crée la décompression au niveau des fibres extrêmes comprimées.

- Pour une zone de moment positif

$$\sigma_i = P/A - P \cdot e/S_i - M_{dc}/S_i = 0$$

$$\text{Alors } M_{dc} = P \cdot (S_i/A - e) = P \cdot (k_s - e) \quad (6-21)$$

- Pour une zone de moment négatif

Un raisonnement identique au précédent aboutit à :

$$M_{dc} = -P \cdot (k_i + e) \quad (6-22)$$

Pour calculer l'effort tranchant V_{c2} , il faut déterminer la contrainte de cisaillement (τ_g) au niveau du centre de gravité de la section, qui combinée à σ_g donne une contrainte principale de traction égale à $-0,3 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c}$.

$$\sigma_{pt} = 0,5 \cdot (\sigma_g + \sigma_y) - [0,25 \cdot (\sigma_g - \sigma_y)^2 + \tau_g^2]^{0,5} = -0,3 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c}$$

alors:

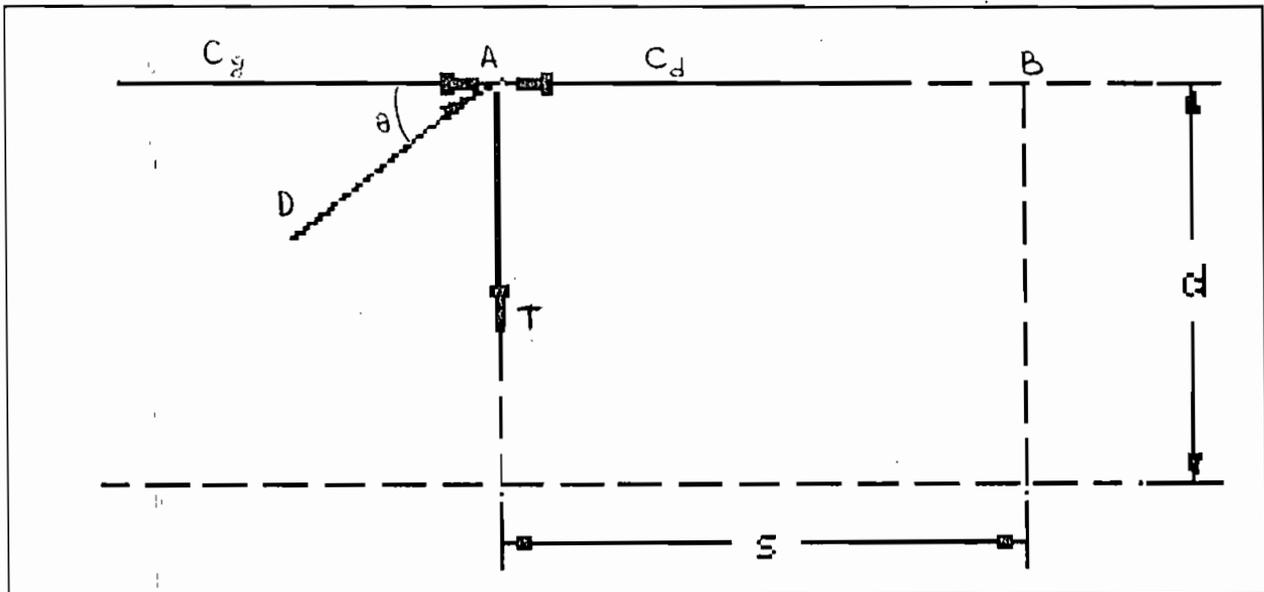


Figure 6.3 - Modèle du treillis

$$\tau_g = [(\sigma_g + 0,3 \cdot \dot{a} \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot (\sigma_y + 0,3 \cdot \dot{a} \cdot \sqrt{f'_c})]^{0,5} \quad (6-23)$$

$$V_{c2} = \tau_g \cdot A_c + V_p \quad (6-24)$$

V_p est l'effort tranchant dû à la précontrainte.

Après avoir déterminé V_c il est possible de calculer la quantité d'armature transversale telle que l'équation (6-18) soit vérifiée.

Pour éviter de sur-armer l'âme, la valeur de V_s doit être limitée par :

$$V_s \leq 0,67 \cdot \dot{a} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c \quad (6-25)$$

Le phénomène qui se produit lors de la résistance à l'effort tranchant peut être idéalisé par le modèle du treillis dessiné à la figure 6.3.

C_g et C_d représentent les forces de compression qui agissent de part et d'autre d'un point quelconque A de la fibre extrême comprimée.

D est la force de compression dans une bielle de béton comprise entre les fissures inclinées qui se produisent à l'état limite.

T est la force de traction dans les armatures verticales.

L'équilibre des forces horizontales en A donne

$$D \cdot \cos\theta = C_d - C_g = M/d = V_s \cdot s/d$$

Alors

$$D = V_s \cdot s / (d \cdot \cos\theta) \quad (6-26)$$

L'équilibre des forces verticales agissant au noeud A donne :

$$T = D \sin\theta$$

d'où

$$T = V_s \cdot s / d \cdot \operatorname{tg}\theta \quad (6-27)$$

V_s est la résistance à l'effort tranchant due aux armatures verticales.

s est l'espacement entre les armatures verticales.

La force de traction T doit être limitée par $A_v \cdot f_{yt}$.

Alors

$$V_s * s / d * \operatorname{tg} \theta \leq A_v * f_{yt}$$

En posant comme hypothèse $\theta = 45^\circ$, c'est à dire que les fissures dans l'âme de la poutre sont orientées à 45° , on a :

$$A_v / s \geq V_s / (d * f_{yt}) \quad (6-28)$$

f_{yt} est la limite élastique des armatures verticales.

A_v est la somme des aires de chaque branche d'étriers à la section considérée.

Pour les étriers actifs on remplace dans l'équation (6-28) A_v par A'_{ps} et f_{yt} par $f'_{ps} = f'_{pe} + 400 \leq f_{py}$ (6-29)

En plus de l'armature, il faut vérifier la compression dans les bielles de béton de l'âme. Cette compression est donnée par :

$$C_u = D_u / A_b$$

$A_b = 0,9 * d * \cos 45^\circ * b_n$ est l'aire de la section transversale de la bielle (voir figure 6.4).

b_n est l'épaisseur nette des âmes.

D_u est la force de compression dans la bielle à l'état limite.

En se servant de l'équation (6-26), on obtient facilement :

$$C_u = 2 * V_u / (0,9 * b_n * d) \leq 0,55 f'_c \quad (6-30)$$

D'après la norme CAN3-S6, cette compression doit être limitée comme l'indique la relation (6-30).

Exemple de calcul d'armatures transversales

(section S_{45})

$$k_i = 862 \text{ mm}$$

$$e = 1472 \text{ mm}$$

$$A_{ps} = 39200 \text{ mm}^2$$

$$d_p = 3150 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma B_w = 1200 \text{ mm}$$

$$\Sigma b_n = 1200 - 3 * 60/2 = 1110 \text{ mm}$$

$$A = 10,94 * 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2100 \text{ mm}^2$$

$$h = 3500 \text{ mm}$$

$$f_{pe} = 892,8 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,95 * f_{pu} = 0,85 * 1860 = 1581 \text{ MPa}$$

$$M_f = M_u / 1,38 = -172440 / 1,38 = -124956,5 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_y = 0 \text{ (pas de précontrainte verticale)}$$

$$V_p = 0$$

$$V_u = 12880,2 \text{ kN}$$

A l'aide de ces données on peut calculer d en utilisant (6-17).

$$d = (3200 * 1581 * 3150 + 2100 * 400 * 3375) / (39200 * 1581 + 2100 * 400) = 3153,0 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 0,8 * 3500 = 2800 \text{ mm}$$

Alors nous considérons $d = 3153,0 \text{ mm}$

En utilisant l'équation (6-16) on a :

$$A_c = 1200 * 3153 = 3783600 \text{ mm}^2$$

La section S45- étant dans une zone de moment négatif, on a à partir de l'équation (6-22) :

$$M_{dc} = -39200 * 892,8 * (862 + 1472) = -81684,8 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\text{Alors } M_{du}/M_f = 0,6537 < 1,4.$$

D'après l'équation (6-20) on a:

$$V_{c1} = 0,25 * \sqrt{35} * (1 + 0,6537) * 3783600 = 9254,1 * 10^3 \text{ N}$$

En utilisant l'équation (6-23), on a:

$$\tau_g = [(39200 * 892,8 / 10,94 * 10^6 + 0,3 * \sqrt{35}) * 0,3 / \sqrt{35}]^{0,5} = 2,97116 \text{ MPa.}$$

A partir de (6-24) on a:

$$V_{c2} = 2,9712 * 3783600 = 11241,8 * 10^3 \text{ N}$$

$$V_c = \text{MIN}(V_{c1}, V_{c2}) = 9254,1 * 10^3 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - V_c = 3626,1 * 10^3 \text{ N}$$

$$\text{D'après (6-25), } V_{s_{\text{max}}} = 0,67 * \sqrt{35} * 3783600 = 14997,3 * 10^3 \text{ N}$$

On a bien $V_s < V_{s_{\text{max}}}$

A partir de (6-28), en choisissant des étriers #15, on a:

$$A_v = 2 * 400 \text{ mm}^2 \text{ pour les 2 âmes et}$$

$$s_0 = 2 * 400 * 3153,0 * 400 / (3626,1 * 10^3) = 278,2 \text{ mm.}$$

L'espacement maximal prescrit par l'article 9.5.11.2.3 du CAN3-S6 est $s_{\text{max}} = \text{MIN}(0,75 * h; 600 \text{ mm})$

$$\text{Alors } s_{\text{max}} = \text{MIN}(2625; 600) = 600 \text{ mm}$$

Tableau 6.5 - Armatures transversales

Sections	Vc1 (kN)	Vc2 (kN)	Vs (kN)	S0 (mm)	S (mm)	Cu (MPa)
S0	6133,8	5756,4	1265,3	364,2	360	9,51
S ₅	2492,4	3271,5	2603,1	177,0	175	12,29
S ₁₀	2341,1	3239,1	1029,2	447,7	445	8,13
S ₁₅	2480,0	3364,7	252,1		600	5,12
S ₂₀	2482,9	3357,1	859,0	561,1	560	7,70
S ₂₅	2364,7	3238,9	220,4	220,4	220	10,74
S ₃₀	2478,1	3702,0	3560,0	129,4	125	14,56
S ₃₅	3239,3	3777,3	4823,9	95,5	95	18,71
S ₄₀	3532,1	6522,1	6706,0	99,3	95	16,81
S ₄₄	9480,5	16669,8	2844,1	354,8	350	7,83
S ₄₅ ⁻	9254,1	11241,8	3626,1	278,2	275	8,18
S ₄₅ ⁺	8630,3	9864,4	4738,4	208,3	205	8,68
S ₄₆	8969,4	9219,3	3843,9	256,8	255	8,32
S ₅₀	6065,6	4154,7	6809,8	138,4	135	12,72
S ₅₅	6385,4	1883,3	7038,4	108,4	105	12,41
S ₆₀	3578,0		4082,5	112,9	110	10,33
S ₆₅	2654,6	1392,0	3213,5	143,4	140	11,67
S ₇₀	2614,7	2238,7	457,3	1007,7	600	2,82
S ₇₅	2493,6	2873,2	1323,1		600	10,33

En définitif, choisissons $s = 275$ mm.

Vérifions à présent la compression dans les bielles de béton de l'âme à partir de l'équation (6-30)

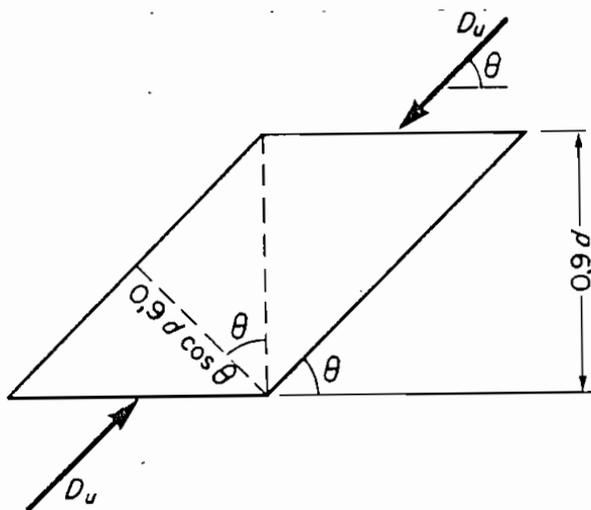
$$C_u = 2 \cdot 12880,2 \cdot 10^3 / (0,9 \cdot 1110 \cdot 3153,0) = 8,18 \text{ MPa}$$

$$C_{u\max} = 0,55 \cdot 35 = 19,25 \text{ MPa}$$

$$C_u < C_{u\max} \quad \text{O.K.}$$

Des calculs analogues nous permettent de constituer le tableau 6.5.

Figure 6.4 - Idéalisation d'une bielle d'extrémité



CHAPITRE 7

RESISTANCE A LA FATIGUE

7.1 GENERALITE

Lors des essais de fatigue sur des pièces fléchies précontraintes la rupture est causée par la fatigue de l'acier de précontrainte et non par la fatigue du béton. La résistance du béton à la fatigue est très grande.

Il faut préciser que seules les surcharges peuvent produire des sollicitations cycliques. De plus ces surcharges doivent être de courte durée et revenir fréquemment.

On définit la limite d'endurance comme l'amplitude des contraintes pour laquelle il y a seulement une chance sur cent qu'une éprouvette quelconque aie une résistance à la fatigue inférieure à 2 millions de cycles.

Pour les torons de précontrainte soumis à une contrainte minimale de $0,60 \cdot f_{pu}$, la limite d'endurance garantie à 99% est égale à $0,10 f_{pu}$ sauf pour les zones d'ancrage où il faut réduire cette valeur de 50%.

7.2 CALCUL DE LA VARIATION DES CONTRAINTES DANS L'ACIER

Comme nous avons des armatures adhérentes, la déformation de l'acier de précontrainte est la même que celle du béton qui l'enrobe localement.

Soit M_a , l'amplitude du moment fléchissant non pondéré causée par les surcharges cycliques à la section considérée.

Le premier principe du béton précontraint (principe du matériau homogène et élastique) nous permet d'écrire:

$$\sigma_{ba} = M_a * e / I \quad (7-1)$$

σ_{ba} est la variation de contrainte dans le béton au niveau du centre de gravité de l'acier de précontrainte.

e est l'excentricité du centre de gravité de l'acier de précontrainte.

La variation de contrainte dans l'acier est donnée par:

$$\sigma_a = E_{ps} / E_c * M_a * e / I \quad (7-2)$$

avec $E_c = 0,043 * \lambda^{1,5} * f'_c$

$\lambda = 2350 \text{ kg/m}$ pour 1 béton de densité normale

Tableau 7.1 - Contrainte dans l'acier , due au chargement cyclique.

Sections	Ma ⁺ (kN.m)	Ma ⁻ (kN.m)	σa ⁺ (MPa)	σa ⁻ (MPa)
S ₅	3716,6		-3,53	
S ₁₀	6433,4	-2716,6	-12,24	-3,96
S ₁₅	8150,0	-4075,4	-21,96	-5,94
S ₂₀	8933,4	-5433,4	-24,07	-7,92
S ₂₅	8866,6	-6791,6	-16,87	-9,90
S ₃₀	8000,0	-8150,0	-6,05	-12,10
S ₃₅	6216,6	-9508,4	-2,90	-14,61
S ₄₀		-10866,6		-11,12
S ₄₄		-11953,4		-6,72
S ₄₅ ⁻		-12225,0		-6,87
S ₄₅ ⁺		-12225,0		-6,53
S ₄₆		-11146,6		-5,96
S ₅₀		-8150,0		-4,89
S ₅₅		-4075,0		-2,80
S ₆₀	0	0		0
S ₆₅	3325,0		-5,27	
S ₇₀	5150,0		-12,25	
S ₇₅	5650,4		-15,23	

La vérification de la résistance à la fatigue revient à calculer σ_a et de montrer que:

$$\sigma_a \geq -0,10 \cdot f_{pu}$$

Exemple de vérification: section S_{45}

A partir de l'analyse structurale faite au chapitre 3, il ressort que le moment fléchissant créé à la section considérée par le camion standard MS 250 peut varier de 0 à $M_{L1} = -12225$ kN.m

Alors $M_a = -12225$ kN.m

A partir de l'équation (7-2) on a:

$$\begin{aligned}\sigma_a &= 190000 / (0,043 \cdot 2350^{-1,5} / 35) \cdot [(-12225) \cdot 1,472 / 17,179] \\ &= -6867,4 \text{ kPa}\end{aligned}$$

$$\sigma_a = -6,87 \text{ MPa}$$

Or $0,10 \cdot f_{pu} = 186$ MPa

Alors $\sigma_a > -0,10 \cdot f_{pu}$

La rupture à la fatigue ne peut donc pas se produire à la section S_{45}

Des calculs analogues permettent d'établir le tableau 7.1.

CONCLUSION

CONCLUSION

Le travail que nous avons effectué est en réalité une application pratique d'une partie de l'enseignement que nous avons reçu à l'Ecole. Bien qu'il reste certaines études à faire avant de prétendre lancer un appel d'offres pour la construction du pont, ce que nous avons fait est quand même complet du point de vue résistance longitudinale du tablier.

La plupart des hypothèses de calculs qui ont été clairement énoncées, sont basées sur la Résistance des Matériaux classique et nous jugeons valables ces hypothèses dans le cas du béton précontraint d'autant plus que le traitement mécanique qui consiste à précomprimer les zones tendues permet au matériau d'avoir un comportement élastique et homogène.

Nous avons préféré la formule démontrée au chapitre 5 pour le calcul de l'indice d'armature à celle donnée à l'article 9.5.9.4.1 du CAN3-S6, car la théorie que nous avons présentée sur l'indice d'armature est plus générale et tient compte de l'hypothèse la plus fondamentale de l'analyse, à savoir que les sections restent planes en se déformant.

Pour le calcul des armatures transversales, l'hypothèse qui consiste à admettre que les bielles de compression sont inclinées à $\theta = 45^\circ$, nous met dans un intervalle de sécurité car en réalité θ est inférieur à 45° . Par conséquent les fissures obliques se propageant à l'état limite dans la poutre rencontrent un plus grand nombre d'étriers que ce qui est prévu par le calcul.

A partir du travail effectué, nous pouvons remarquer que la charpente en béton précontraint bien construite est durable et requiert très peu d'entretien étant donné que la fissuration est très limitée, parfois même inexistante et la détérioration du béton, résultant de l'infiltration de l'eau dans les fissures est éliminée.

Du point de vue économie de matériau, il est évident que la charpente que nous avons conçue exige moins de béton et d'acier que si on avait adopté une charpente en béton armé, puisque dans le cas de la section précontrainte, toute la section est efficace pour résister aux charges appliquées. Les matériaux sont nécessairement de meilleure qualité car elles subissent un excellent contrôle de qualité lors de la mise en précontrainte.

La conception d'un ouvrage en béton précontraint est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

1. G. GRATTESAT Conception des ponts cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
Edition Eyrolles
2. ANDRE PICARD Béton précontraint tome 1
Principes fondamentaux et dimensionnement
Edition Gaétan Morin
3. ANDRE PICARD Béton précontraint tome 2
Analyse
Edition Gaétan Morin
4. ACNOR Calcul des ponts-routes
CAN3-S6 M78
5. SETRA Ponts en béton précontraint construits
par encorbellement
6. CPCI Metric Design Manuel
Precast and prestressed concrete

ANNEXE 1

$$C_{uf} = 0,85 * f'_c * (b - B_w) * t$$

$$C_{uw} = 0,85 * f'_c * a * B_w$$

L'équilibre des forces internes donne:

$$a = (A_{ps} * f_{ps} - 0,85 * f'_c * (b - B_w) * t) / (0,85 * f'_c * B_w) \quad (5-7)$$

La somme des moments par rapport à la ligne d'action de la force de traction T donne:

$$M_{up} = 0,85 * f'_c * (b - B_w) * t * (d_p - 0,5 * t) + 0,85 * f'_c * a * B_w * (d_p - 0,5 * a) \quad (5-8)$$

Avant de présenter les autres cas de comportement d'une section, définissons les pourcentages mécanique d'armatures dénotés w_p , w et w' .

$$w_p = [A_{ps} / (b * d_p)] * (f_{ps} / f'_c) \quad (5-9)$$

$$w = [A_s / (b * d_s)] * (f_y / f'_c) \quad (5-10)$$

$$w' = [A'_s / (b * d)] * (f_{cs} / f'_c) \quad (6-11)$$

La plupart des paramètres de ces équations sont déjà définis dans les pages qui précèdent.

A_s est l'aire de l'acier ordinaire en traction.

f_y est la contrainte de traction dans l'armature A_s à la rupture.

d_s est la distance entre le centre de gravité de A_s et la fibre extrême comprimée.

LITRE		MÈTRE		STRATIGRAPHIE		OBSERVATIONS
USUEL	NUMÉRIQUE	COUPE	DESCRIPTION	PROFOND.	HAUTEUR	
	0					
	1					
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					
	16					
	17					
	18					
	19					
	20					
	21					
	22					
	23					
	24					
	25					
	26					
	27					
	28					
	29					
	30					
	31					
	32					
	33					
	34					
	35					
	36					
	37					
	38					
	39					
	40					
	41					
	42					
	43					
	44					
	45					
	46					
	47					
	48					
	49					
	50					
	51					
	52					
	53					
	54					
	55					
	56					
	57					
	58					
	59					
	60					
	61					
	62					
	63					
	64					
	65					
	66					
	67					
	68					
	69					
	70					
	71					
	72					
	73					
	74					
	75					
	76					
	77					
	78					
	79					
	80					
	81					
	82					
	83					
	84					
	85					
	86					
	87					
	88					
	89					
	90					
	91					
	92					
	93					
	94					
	95					
	96					
	97					
	98					
	99					
	100					

STRATIGRAPHIE

PROFOND.	HAUTEUR	DESCRIPTION	OBSERVATIONS
0	0		
1	1		
2	2		
3	3		
4	4		
5	5	EAU	
6	6		
7	7		
8	8		
9	9		
10	10		
11	11		
12	12	VASE	
13	13	LEMONS AVEC SABLE BIENNETEMENT COMPACTE	
14	14		
15	15		
16	16	LATERITE COMPACTE	ECH. 1 2 00 - 2 00 ECH. 2 3 00 - 3 50
17	17		
18	18		
19	19		
20	20		
21	21		
22	22		
23	23		
24	24		
25	25		
26	26	SABLE AVEC LIMON TAUNE	ECH. 3 11 50 - 12 00 ECH. 4 13 50 - 14 00 ECH. 5 15 00 - 16 00
27	27		
28	28		
29	29		
30	30		
31	31		
32	32		
33	33		
34	34		
35	35		
36	36		
37	37		
38	38		
39	39		
40	40		
41	41		
42	42		
43	43		
44	44		
45	45		
46	46		
47	47		
48	48		
49	49		
50	50		
51	51		
52	52		
53	53		
54	54		
55	55		
56	56		
57	57		
58	58		
59	59		
60	60		
61	61		
62	62		
63	63		
64	64		
65	65		
66	66		
67	67		
68	68		
69	69		
70	70		
71	71		
72	72		
73	73		
74	74		
75	75		
76	76		
77	77		
78	78		
79	79		
80	80		
81	81		
82	82		
83	83		
84	84		
85	85		
86	86		
87	87		
88	88		
89	89		
90	90		
91	91		
92	92		
93	93		
94	94		
95	95		
96	96		
97	97		
98	98		
99	99		
100	100		

ECH. 1
2 00 - 2 00
ECH. 2
3 00 - 3 50

ECH. 3
11 50 - 12 00

ECH. 4
13 50 - 14 00
ECH. 5
15 00 - 16 00

ECH. 6
18 50 - 19 00

ECH. 7
23 50 - 24 00

ECH. 8
25 00 - 25 50

ECH. 9
27 50 - 27 50
ECH. 10
28 00 - 28 50

ARGILE DE BARE DE TYPE
LACUSTRE GRIS Foncee

ANNEXE 2

Tableau 3.3 - Sollicitations produites à la
1^{ère} phase de la construction

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S _{ao}	0	0
S _{aa}	-1477,4	-775,0
S _{ab} ⁻	-2381,2	-1032,6
S _{ab} ⁺	-2615,9	1097,7
S _{ao}	-1647,0	840,2
S _{bo}	0	0

Tableau 3.4 Sollicitations dans les sections
au cours de la phase 2

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S ₃₀	0	0
S ₄₀	-1960,0	-794,8
S ₄₄	-6616,6	-1569,9
S ₄₀ ⁻	-8315,3	-1827,4
S ₄₀ ⁺	-9228,4	1989,9
S ₄₄	-7367,3	1732,3
S ₅₀	-2151,6	892,2
S ₆₀	0	0

Tableau 3.5 - Sollicitations dans les sections
au cours de la phase 3

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S _{3o}	0	0
S _{3e}	-1796,8	-718,7
S _{4o}	-7350,3	-1513,5
S _{4e}	-14881,7	-2288,6
S _{5e} -	-17299,1	-2546,1
S _{5e} +	-17675,1	2673,1
S _{6e}	-15130,7	2415,6
S _{7o}	-7182,2	1575,4
S _{7e}	-1614,5	683,2
S _{8o}	0	0

Tableau 3.6 - Sollicitations dans les sections
au cours de la phase 4

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S ₂₅	0	0
S ₃₀	-1543,6	-617,5
S ₃₅	-6427,6	-1336,2
S ₄₀	-15068,4	-2131,0
S ₄₄	-25069,6	-2906,0
S ₄₅ -	-28104,4	-3163,6
S ₄₅ +	-17675,1	2673,1
S ₄₆	-15130,7	2415,6
S ₅₀	-7182,2	1575,4
S ₅₅	-1614,5	683,2
S ₆₀	0	0

Tableau 3.7 Sollicitations dans les sections
au cours de la phase 5

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S _{2o}	0	0
S _{2s}	-1417,0	-566,8
S _{3o}	-5794,6	-1184,3
S _{3s}	-13512,6	-1903,0
S _{4o}	-24987,4	-2697,8
S _{4s}	-37255,8	-3472,8
S _{4s} ⁻	-40857,4	-3730,4
S _{4s} ⁺	-17675,1	2673,1
S _{4s}	-15130,7	2415,6
S _{5o}	-7182,2	1575,4
S _{5s}	-1614,5	683,2
S _{6o}	0	0

Tableau 3.8 Sollicitations dans les sections
au cours de la phase 6

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S _{1o}	0	0
S _{2o}	-1417,0	-566,8
S _{2e}	-5668,0	-1133,6
S _{3o}	-12879,6	-1751,1
S _{3e}	-23431,6	-2469,8
S _{4o}	-37740,2	-3264,4
S _{4e}	-52275,1	-4039,4
S _{4e} -	-56443,3	-4297,0
S _{4e} +	-17675,1	2673,1
S _{4e}	-15130,7	2415,6
S _{5o}	-7182,2	1575,4
S _{5e}	-1614,5	683,2
S _{6o}	0	0

Tableau 3.9 Sollicitations dans les sections
au cours de la phase 7

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S _{1.0}	0	0
S _{1.5}	-1417,0	-566,8
S _{2.0}	-5668,0	-1133,6
S _{2.5}	-12753,0	-1700,4
S _{3.0}	-22798,6	-2317,9
S _{3.5}	-36184,6	-3036,6
S _{4.0}	-53327,4	-3831,4
S _{4.5}	-70130,2	-4606,4
S _{4.5} ⁻	-74865,4	-4864,0
S _{4.5} ⁺	-17675,1	2673,1
S _{4.6}	-15130,7	2415,6
S _{5.0}	-7182,2	1575,4
S _{5.5}	-1614,5	683,2
S _{6.0}	0	0

Tableau 3.10 Sollicitations dans les sections
au cours de la phase 8

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S ₀	0	0
S _{1.0}	-1417,0	-566,8
S _{1.5}	-5668,0	-1133,6
S _{2.0}	-12753,0	-1700,4
S _{2.5}	-22672,0	-2267,2
S _{3.0}	-35551,6	-2884,7
S _{3.5}	-51771,6	-3603,4
S _{4.0}	-71748,4	-4398,2
S _{4.4}	-90818,4	-5173,2
S _{4.5} -	-96120,4	-5430,8
S _{4.5} +	-17675,1	2673,1
S _{4.6}	-15130,7	2415,6
S _{5.0}	-7182,2	1575,4
S _{5.5}	-1614,5	683,2
S _{6.0}	0	0

Tableau 3.11 Sollicitations dans les sections
au cours de la phase 9

Sections	M (kN.m)	V (kN)
S ₀	0	2218,1
S ₀	9984,8	1711,5
S _{1,0}	17125,3	1144,7
S _{1,5}	21431,9	577,9
S _{2,0}	22904,5	11,1
S _{2,5}	21543,0	-555,7
S _{3,0}	17221,0	-1173,1
S _{3,5}	8593,4	-1968,9
S _{4,0}	-1860,6	-2686,7
S _{4,4}	-14084,6	-3461,7
S _{4,5} -	-17675,1	-3719,3
S _{4,5} +	-17675,1	2673,1
S _{4,6}	-15130,7	2415,6
S _{5,0}	-7182,2	1575,4
S _{6,5}	-1614,5	683,2
S _{6,0}	0	0

Tableau 3.12 - Sollicitations maximales dues au camion standard MS 250 pour une voie de circulation

Sections	M (kN.m)		V (kN)	
S ₀	0	0	393,3	-135,8
S ₁	1858,3	-679,2	321,7	-135,8
S _{1,0}	3216,7	-1958,3	271,7	-135,8
S _{1,5}	4075,0	-2037,7	221,7	-135,8
S _{2,0}	4466,7	-2716,7	171,7	-156,7
S _{2,5}	4433,3	-3395,8	121,7	-178,3
S _{3,0}	4000,0	-4075,0	71,7	-256,7
S _{3,5}	3108,3	-4754,2	71,7	-306,7
S _{4,0}	1716,7	-5433,3	21,7	-356,7
S _{4,5}	1406,7	-5976,7	0	-406,7
S _{5,0}	0	-6112,7	450,0	-406,7
S _{5,5}	0	-5573,7	450,0	0
S _{6,0}	0	-4075,0	450,0	0
S _{6,5}	0	-2037,5	444,8	0
S _{7,0}	0	0	0	0
S _{7,5}	1662,5	0	257,5	-23,3
S _{8,0}	2575,0	0	182,5	-85,0
S _{8,5}	2825,2	0	90,0	-160,0

Tableau 3.13 - Sollicitations maximales dues à un convoi de camions pour une voie de circulation

Sections	M (kN.m)		V (kN)	
S _o	0	0	362,5	-120,8
S ₁	1531,3	-562,5	300,0	-120,8
S _{1o}	2750,0	-1125,0	237,5	-120,8
S _{1s}	3656,3	-1687,5	175,0	-120,8
S _{2o}	4250,0	-2250,0	112,5	-120,8
S _{2s}	4250,0	-2812,5	0	-233,3
S _{3o}	3656,3	-3375,0	0	-295,8
S _{3s}	2550,0	-3935,5	0	-358,3
S _{4o}	1531,3	-4500,5	0	-420,8
S _{4s}	331,3	-4950,0	0	-470,8
S _{5s}	0	-5062,5	456,3	-470,8
S _{6s}	0	-4637,5	443,8	0
S _{7o}	0	-3062,5	393,8	0
S _{7s}	0	-1375,0	331,3	0
S _{8o}	0	0	268,8	0
S _{8s}	1062,5	0	206,3	0
S _{9o}	1812,5	0	143,8	0
S _{9s}	2250,0	0	81,3	0

Tableau 3.14 - Moment de torsion

Sections	M_t (kN.m)
S_0	562,5
S_1	437,5
$S_{1,0}$	312,5
$S_{1,5}$	187,5
$S_{2,0}$	62,5
$S_{2,5}$	62,5
$S_{3,0}$	187,5
$S_{3,5}$	312,5
$S_{4,0}$	437,5
$S_{4,5}$	537,5
$S_{5,0}$	562,5
$S_{5,5}$	750,0
$S_{6,0}$	725,0
$S_{6,5}$	625,0
$S_{7,0}$	500,0
$S_{7,5}$	375,0
$S_{8,0}$	250,0
$S_{8,5}$	125,0
$S_{9,0}$	0