



**GOUVERNEMENT DU QUÉBEC**

**Ministère des**

**Transports du Québec**

**étude sur la faisabilité d'un lien  
entre la rive nord et la rive sud  
du fleuve saint-laurent  
via l'île d'orléans**

**RAPPORT FINAL**

**Volume I**

**Texte**

**VANDRY, JOBIN & ASSOCIÉS**

**Québec**

CANQ  
TR  
606  
V.1

mai 1979



# GOUVERNEMENT DU QUÉBEC

Ministère des  
Transports du Québec



**étude sur la faisabilité d'un lien  
entre la rive nord et la rive sud  
du fleuve saint-laurent  
via l'île d'orléans**

## RAPPORT FINAL

Volume I

Texte

VANDRY, JOBIN & ASSOCIÉS

MAI 1979

Québec

# T A B L E S   D E S   M A T I E R E S

Liste des tableaux.....	p. ix
Liste des figures.....	p. xii
<u>CHAPITRE I: INTRODUCTION</u>	
1.1 Le mandat.....	p. 1.1
1.2 Les modifications au mandat original.....	p. 1.4
<u>CHAPITRE II: INVENTAIRES</u>	
2.1 But de l'inventaire .....	p. 2.1
2.2 Méthodologie .....	p. 2.2
2.3 Regroupement des renseignements .....	p. 2.2
2.3.1 Cartographie .....	p. 2.2
2.3.2 Rapports d'études.....	p. 2.3
2.3.3 Exigences et réglementations.....	p. 2.3
2.3.4 Informations diverses.....	p. 2.4
2.4 Inventaire des barrières physiques.....	p. 2.5
<u>CHAPITRE III: DESCRIPTION DU SITE</u>	
3.1 Le territoire d'étude.....	p. 3.1
3.2 Le climat.....	p. 3.1
3.2.1 La température .....	p. 3.1
3.2.2 Les précipitations.....	p. 3.2
3.2.3 Les vents .....	p. 3.3
3.3 Hydrologie du fleuve.....	p. 3.3
3.3.1 Les profils .....	p. 3.3
3.3.2 Les marées .....	p. 3.4
3.3.3 Les courants.....	p. 3.4
3.3.4 Evaluation du débit.....	p. 3.5
3.3.5 Vagues.....	p. 3.5
3.3.6 Glaces.....	p. 3.5
3.3.7 Température et densité de l'eau.....	p. 3.5
3.4 Géomorphologie .....	p. 3.6
3.4.1 Topographie de la zone étudiée .....	p. 3.6
3.4.2 Bathymétrie.....	p. 3.7
3.4.3 Socle rocheux.....	p. 3.8

3.5	Géologie .....	p.	3.9
3.5.1	Lithologie.....	p.	3.9
3.5.2	Géologie structurale.....	p.	3.12
3.5.3	Capacité portante de la roche.....	p.	3.15
3.6	Nature du sol.....	p.	3.15
3.6.1	Sondages.....	p.	3.15
3.6.2	Stratigraphie.....	p.	3.16
3.6.3	Essais de chantier et de laboratoire.....	p.	3.17
3.6.4	Propriétés mécaniques.....	p.	3.21
3.6.5	Réseau d'arpentage, chenal nord.....	p.	3.21

#### CHAPITRE IV: DONNEES DE BASE

4.1	Charges vives .....	p.	4.1
4.2	Dimensions des chaussées.....	p.	4.1
4.2.1	Lien à six voies.....	p.	4.1
4.2.2	Lien à deux voies, chenal nord.....	p.	4.2
4.3	Réseau routier.....	p.	4.3
4.4	Alignement horizontal et vertical.....	p.	4.3
4.4.1	Pentes .....	p.	4.3
4.4.2	Courbes.....	p.	4.3
4.5	Dégagements des chenaux.....	p.	4.4

#### CHAPITRE V: CHENAL NORD

5.1	Formulation des hypothèses de base.....	p.	5.1
5.1.1	Cadrage de la zone d'étude.....	p.	5.1
5.1.1.1	Avantages.....	p.	5.2
5.1.1.2	Désavantages.....	p.	5.3
5.1.1.3	Particularités inhérentes.....	p.	5.4
5.1.2	Choix des liens proposés .....	p.	5.5
5.1.3	Critères de sélection des axes.....	p.	5.5

5.2	Identification des axes proposés.....p.	5.6
5.3	Jetées.....p.	5.9
5.3.1	Analyse.....p.	5.9
5.3.2	Construction des jetées.....p.	5.9
5.3.3	Choix de la houle de dimensionnement.....p.	5.10
5.3.4	Elevation minimum de la crête des jetées.....p.	5.10
5.3.5	Conditions de fondations.....p.	5.11
5.3.5.1	Procédure.....p.	5.12
5.3.5.2	Description du terrain.....p.	5.12
5.3.6	Recommandations quant au site.....p.	5.12
5.3.7	Structure des jetées à talus en enrochement.....p.	5.14
5.3.8	Section Type - Jetée.....p.	5.16
5.3.9	Séquence de construction.....p.	5.17
5.3.10	Quantités requises de matériaux.....p.	5.17
5.3.11	Estimation des coûts.....p.	5.18
5.3.12	Conclusion.....p.	5.20
5.4	Jetées partielles avec pont.....p.	5.21
5.4.1	Jetée partielle.....p.	5.21
5.4.2	Pont à haubans.....p.	5.21
5.4.2.1	Introduction.....p.	5.21
5.4.2.2	Description du pont.....p.	5.22
5.4.2.2.1	Superstructure.....p.	5.22
5.4.2.2.2	Pylônes.....p.	5.25
5.4.2.2.3	Câbles.....p.	5.26
5.4.2.2.4	Stabilité aérodynamique.....p.	5.27
5.4.2.2.5	Infrastructure et fondation.....p.	5.28
5.4.2.3	Méthodes de construction.....p.	5.29
5.4.2.3.1	Montage par lancement.....p.	5.29
5.4.2.3.2	Méthode à l'avancement à partir de des piles	5.30
5.4.2.3.3	Problèmes posés par le montage... à l'avancement	5.30
5.4.2.4	Entretien des ouvrages haubannés.....p.	5.31
5.4.2.5	Evaluation des axes.....p.	5.31
5.4.2.6	Estimation des coûts.....p.	5.34
5.4.2.7	Conclusion.....p.	5.34
5.4.3	Pont en encorbellement.....p.	5.39
5.4.3.1	Introduction.....p.	5.39
5.4.3.2	Description du pont.....p.	5.39
5.4.3.2.1	Superstructure.....p.	5.39
5.4.3.2.2	Infrastructure et fondation.....p.	5.41
5.4.3.3	Méthodes de construction.....p.	5.41

5.4.3.4	Evaluation des axes.....	p.	5.44
5.4.3.5	Estimation des coûts.....	p.	5.45
5.4.3.6	Description d'un pont à deux voies.....	p.	5.45
5.4.3.6.1	Superstructure.....	p.	5.45
5.4.3.6.2	Infrastructure et fondation.....	p.	5.46
5.4.3.6.3	Estimation des coûts.....	p.	5.46
5.4.3.7	Conclusion.....	p.	5.46
5.4.4	Pont à poutres caissons en acier avec dalle orthotrope.....	p.	5.53
5.4.4.1	Introduction.....	p.	5.53
5.4.4.2	Description de la superstructure.....	p.	5.53
5.4.4.3	Estimation des coûts.....	p.	5.57
5.4.4.4	Conclusion.....	p.	5.58
5.5	Pont couvrant la largeur du chenal.....	p.	5.61
5.5.1	Portées centrales.....	p.	5.61
5.5.2	Portées d'approches.....	p.	5.61
5.5.2.1	Superstructure des portées d'approches.....	p.	5.61
5.5.2.1.1	Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint et dalle composite en béton armé.....	p.	5.61
5.5.2.1.1.1	Introduction.....	p.	5.61
5.5.2.1.1.2	Section transversale.....	p.	5.62
5.5.2.1.1.3	Description de la superstructure.....	p.	5.63
5.5.2.1.1.4	Méthode de construction.....	p.	5.66
5.5.2.1.1.5	Avantages et désavantages de ce type de superstructure..	p.	5.66
5.5.2.1.1.6	Axe préférentiel.....	p.	5.67
5.5.2.1.1.7	Estimation des coûts.....	p.	5.68
5.5.2.1.1.8	Conclusion.....	p.	5.69
5.5.2.1.2	Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite.....	p.	5.74
5.5.2.1.2.1	Introduction.....	p.	5.74
5.5.2.1.2.2	Solutions considérées et celles retenues.....	p.	5.74
5.5.2.1.2.3	Matériaux et codes utilisés..	p.	5.75
5.5.2.1.2.4	Description de la superstructure.....	p.	5.75
5.5.2.1.2.4.1	Caractéristiques générales .....	p.	5.75
5.5.2.1.2.4.2	Ponts jumelés à trois voies par pont .....	p.	5.78
5.5.2.1.2.4.3	Pont simple à deux voies plus un trottoir.....	p.	5.80
5.5.2.1.2.5	Méthode de construction.....	p.	5.81
5.5.2.1.2.6	Avantages et désavantages.....	p.	5.81

5.5.2.1.2.7	Axe préférentiel.....p.	5.82
5.5.2.1.2.8	Estimation des coûts.....p.	5.83
5.5.2.1.2.9	Conclusion.....p.	5.84
5.5.2.1.3	Ponts à poutres assemblées en acier...p.	5.89
5.5.2.1.3.1	Introduction.....p.	5.89
5.5.2.1.3.2	Description de la super- structure.....p.	5.90
5.5.2.1.3.3	Méthode de construction...p.	5.93
5.5.2.1.3.4	Avantages et désavantages..p.	5.93
5.5.2.1.3.5	Axe préférentiel.....p.	5.94
5.5.2.1.3.6	Estimation des coûts.....p.	5.95
5.5.2.1.3.7	Conclusion.....p.	5.96
5.5.2.2	Infrastructure des portées d'approches.....p.	5.98
5.5.2.2.1	Introduction.....p.	5.98
5.5.2.2.2	Solutions envisagées.....p.	5.99
5.5.2.2.2.1	Types de piliers.....p.	5.99
5.5.2.2.2.2	Types de fondations.....p.	5.99
5.5.2.2.3	Propositions retenues pour fins d'estimation des coûts.....p.	5.103
5.5.2.2.3.1	Piliers retenus.....p.	5.103
5.5.2.2.3.2	Fondations.....p.	5.105
5.5.2.2.4	Mise en oeuvre de l'infrastructure...p.	5.108
5.5.2.2.4.1	Les batardeaux.....p.	5.108
5.5.2.2.4.2	Batardeaux en enrochement..p.	5.109
5.5.2.2.4.3	Batardeaux en palplanches d'acier.....p.	5.110
5.5.2.2.4.4	Construction sans batardeaup. .....p.	5.113
5.5.2.2.5	Estimation des coûts.....p.	5.114
5.5.2.2.5.1	Eléments principaux.....p.	5.114
5.5.2.2.5.2	Tableaux résumés des coûts.p.	5.114
5.5.2.2.5.3	Construction en deux phases,.....p.	5.115

## CHAPITRE VI: CHENAL SUD

6.1	Formulation des hypothèses de bases .....p.	6.1
6.2	Identification des axes proposés.....p.	6.1
6.3	Pont suspendu.....p.	6.3
6.3.1	Canal de navigation.....p.	6.3
6.3.2	Conditions du sol.....p.	6.3
6.3.3	Qualité et état du site.....p.	6.4
6.3.4	Analyse des différents axes retenus.....p.	6.4
6.3.5	Justification du choix d'un pont suspendu .....p.	6.6

6.3.6	Portées selon les axes retenus .....	P.	6.6
6.3.7	Sections d'approches pour le pont .....	P.	6.8
6.3.8	Conclusion .....	P.	6.8
6.3.9	Recommandations .....	P.	6.9
6.4	Tunnel déposé .....	p.	6.13
6.4.1	Choix d'un tunnel déposé .....	p.	6.13
6.4.2	Données de base .....	p.	6.18
6.4.2.1	Dimensions des chaussées .....	p.	6.18
6.4.2.2	Alignement horizontal et vertical .....	p.	6.19
6.4.2.3	Canal de navigation .....	p.	6.19
6.4.2.4	Accès sur les rives .....	p.	6.20
6.4.3	Emplacement du tunnel .....	p.	6.20
6.4.3.1	Critères de localisations .....	p.	6.20
6.4.3.2	Axes proposées .....	p.	6.21
6.4.3.2.1	Caractéristiques générales des axes .....	p.	6.21
6.4.3.2.2	Avantages et désavantages des tracés .....	p.	6.22
6.4.4	Revue des types de tunnels déposés .....	p.	6.27
6.4.4.1	Méthode américaine .....	p.	6.28
6.4.4.2	Méthode européenne .....	p.	6.31
6.4.4.3	Rampes d'approche .....	p.	6.35
6.4.5	Choix des sections pour la présente étude .....	p.	6.36
6.4.5.1	Chenal nord .....	p.	6.36
6.4.5.2	Chenal sud .....	p.	6.38
6.4.6	Méthodes et hypothèses de calcul .....	p.	6.41
6.4.6.1	Choix de la section et flotabilité .....	p.	6.41
6.4.6.2	Calcul structural des sections .....	p.	6.42
6.4.6.3	Fondations .....	p.	6.46
6.4.6.4	Tolérance aux joints .....	p.	6.46
6.4.6.5	Protection sur le tunnel et enrochement .....	p.	6.47
6.4.6.6	Ventilation .....	p.	6.47
6.4.7	Mise en place projetée .....	p.	6.48
6.4.7.1	Déblaiement de la fosse .....	p.	6.48
6.4.7.2	Mise en place .....	p.	6.49
6.4.7.3	Finition intérieure .....	p.	6.50
6.4.8	Rampes d'approches et tunnels forés .....	p.	6.51
6.4.8.1	Rampes d'approche .....	p.	6.51
6.4.8.2	Tunnels forés .....	p.	6.52
6.4.9	Estimation des coûts .....	p.	6.52
6.4.9.1	Estimation des coûts pour les axes étudiés .....	p.	6.52
6.4.9.2	Temps de réalisation .....	p.	6.59
6.4.10	Conclusion .....	p.	6.59
6.4.10.1	Considérations techniques .....	p.	6.59
6.4.10.2	Considérations économiques .....	p.	6.61
6.5	Tunnel foré .....	p.	6.62
6.5.1	Introduction .....	p.	6.62
6.5.2	Données géologiques .....	p.	6.63
6.5.3	Cadre hydrogéologique .....	p.	6.65
6.5.4	Cadre géotechnique .....	p.	6.67
6.5.5	Esquisse du projet .....	p.	6.67



6.5.5.1	Profil en plan.....	p.	6.67
6.5.5.2	Profil en coupe.....	p.	6.67
6.5.5.3	Profil en travers.....	p.	6.67
6.5.6	Méthode d'exécution.....	p.	6.70
6.5.6.1	Abattage de la roche.....	p.	6.70
6.5.6.2	Soutènement immédiat.....	p.	6.71
6.5.6.3	Revêtement définitif.....	p.	6.71
6.5.6.4	Exécution du tunnel de sécurité.....	p.	6.73
6.5.6.5	Contrôle et auscultation .....	p.	6.73
6.5.7	Programme d'exécution .....	p.	6.73
6.5.7.1	Puits et tunnel de sécurité.....	p.	6.73
6.5.7.2	Tunnel grande section.....	p.	6.74
6.5.8	Coût estimatif .....	p.	6.75
6.5.9	Etudes préliminaires à la réalisation d'un avant projet.....	p.	6.77
6.5.9.1	Données de bases.....	p.	6.77
6.5.9.2	Estimations des travaux.....	p.	6.78
6.5.9.3	Objectifs à atteindre.....	p.	6.79
6.5.9.4	Reconnaitances géotechniques et géologiques... p.	6.81	
6.5.9.4.1	Description des travaux.....	p.	6.81
6.5.9.4.2	Prospection géophysique sur l'eau.....	p.	6.82
6.5.9.4.3	Campagne de sondages mécaniques.....	p.	6.83
6.5.9.4.4	Essais géotechniques.....	p.	6.84
6.5.9.5	Devis estimatif.....	p.	6.84
6.5.10	Conclusion et recommandations.....	p.	6.87

## CHAPITRE VII: ILE D'ORLEANS

7.1	Accès à l'Ile d'Orléans.....	p.	7.1
7.1.1	Accès à la rive nord de l'Ile d'Orléans.....	p.	7.1
7.1.2	Accès à la rive sud de l'Ile d'Orléans.....	p.	7.5
7.2	Passage sur l'Ile d'Orléans.....	p.	7.6
7.3	Lien dans le chenal nord.....	p.	7.7
7.4	Conclusion.....	p.	7.9

## CHAPITRE VIII: INTEGRATION DES COUTS

8.1	Introduction.....	p.	8.1
8.2	Coûts des stuctures, chenal nord.....	p.	8.2
8.3	Lien entre la rive nord et la rive sud.....	p.	8.16
8.4	Lien à deux voies dans le chenal nord pouvant être intégré à un autoroute éventuel.....	p.	8.21

8.5	Lien à deux voies dans le chenal nord sans considération d'un lien éventuel avec la rive sud.....p.	8.24
8.6	Conclusion.....p.	8.26

CHAPITRE IX: CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II: INVENTAIRES

Tableau no	2.1	Liste des cartes répertoriées .....	p. 2.6
	2.2	Liste des cartes sur l'inventaire des barrières physiques.....	p. 2.8

CHAPITRE V: CHENAL NORD

Tableau no	5.1	Coûts d'une jetée complète dans l'axe #2-D.....	p. 5.19
	5.2	Pont à haubans, estimation comparative des coûts de construction; axe 2, 2B et 5.....	p. 5.36
	5.3	Pont à haubans, estimation comparative des coûts de construction; axe 2-D et 2-E.....	p. 5.37
	5.4	Pont à haubans, estimation comparative des coûts de construction; axe 3-A.....	p. 5.38
	5.5	Pont de béton construit par encorbellement à six voies, estimation pour les axes 2, 2-B et 5.....	p. 5.48
	5.6	Pont de béton construit par encorbellement à six voies, estimation pour les axes 2-D et 2-E.....	p. 5.49
	5.7	Pont de béton construit par encorbellement à six voies, estimation pour l'axe 3-A.....	p. 5.50
	5.8	Pont de béton construit par encorbellement à deux voies, estimation pour l'axe 2-D.....	p. 5.51
	5.9	Pont de béton construit par encorbellement à deux voies, estimation pour l'axe 3-A.....	p. 5.52
	5.10	Informations sur les ponts de type orthotrope.....	p. 5.60
	5.11	Coûts de pont à poutres préfabriquées en béton précontraint.....	p. 5.70
	5.12	Estimation du coût de la superstructure de deux ponts jumelés de 13,65 m de largeur à poutres préfabriquées de béton.....	p. 5.71
	5.13	Estimation du coût de la superstructure de deux ponts jumelés de 13.09 m de largeur à poutres préfabriquées de béton.....	p. 5.72

Tableau no	5.14	Estimation du coût de la superstructure d'un pont simple de 13.65 m de largeur à poutres préfabriquées de béton.....	p. 5.74
	5.15	Estimation du coût de la superstructure de deux ponts jumelés de 13.65 m de largeur à caissons d'acier et dalle composite en béton armé pour une travée principale de 110 mètres.....	p. 5.85
	5.16	Estimation du coût de la superstructure d'un pont simple de 13.65 m de largeur à caissons d'acier et dalle composite en béton armé pour une travée principale de 110 mètres.....	p. 5.86
	5.17	Estimation du coût de la superstructure de deux ponts jumelés de 13.65 m de largeur, à caissons d'acier et dalle composite en béton armé pour une travée principale de 60 m.....	p. 5.87
	5.18	Estimation du coût de la superstructure d'un pont simple de 13.65 m de largeur à caissons d'acier et dalle composite en béton armé pour une travée principale de 60 m.....	p. 5.88
	5.19	Estimation du coût de la superstructure de deux ponts jumelés de 13.65 m de largeur en poutres assemblées d'acier.....	p. 5.97
	5.20	Prix unitaires des coûts de l'infrastructure.....	p. 5.114
	5.21	Coût de l'infrastructure, pont en poutres préfabriquées de béton, portées de 40 m.....	p. 5.117
	5.22	Coût de l'infrastructure, pont en poutres d'acier, portées de 60 m.....	p. 5.118

#### CHAPITRE VI: CHENAL SUD

Tableau no:	6.1	Ponts suspendus dans le chenal sud, estimation comparative des coûts de construction, axe 2 et 2-D .....	p. 6.10
	6.2	Ponts suspendus dans le chenal sud, estimation comparative des coûts de construction, axe 3-A.....	p. 6.11
	6.3	Ponts suspendus dans le chenal sud, estimation comparative des coûts de construction, axe 5.....	p. 6.12
	6.4	Répertoire des tunnels déposés.....	p. 6.14
	6.5	Tunnels déposés - pentes.....	p. 6.23

Tableau no	6.6	Tunnels déposés, longueurs en mètres des sections .....	p. 6.24
	6.7	Tunnels déposé, estimation des coûts dans l'axe #1, chenal nord .....	p. 6.54
	6.8	Tunnel déposé, estimation des coûts dans l'axe #1, chenal sud .....	p. 6.55
	6.9	Tunnel déposé, estimation des coûts dans l'axe #2-A, chenal sud .....	p. 6.56
	6.10	Tunnel déposé, estimation des coûts dans l'axe #2-C, chenal nord .....	p. 6.57
	6.11	Tunnel déposé, estimation des coûts dans l'axe #2-C, chenal sud .....	p. 6.58

CHAPITRE VIII: INTEGRATION DES COÛTS

8.1	Coûts des structures,	p. 8.4
à	chenal nord .....	à
8.12	.....	p. 8.15
8.13	Coûts intégrés d'un lien à six voies entre l'au-	p. 8.17
à	toroute #440 et l'autoroute #20, sans le coût	à
8.16	des raccords au réseau routier actuel. ....	p. 8.20
8.17	Lien à deux voies pouvant être intégré à un auto-	p. 8.22
et	route éventuel de six voies avec la rive sud, che-	et
8.18	nal nord .....	p. 8.23
8.19	Lien à deux voies sans considération d'un lien	
	éventuel avec l- rive sud, chenal nord .....	p. 8.25

## LISTE DES FIGURES (VOLUME II)

### CHAPITRE III: DESCRIPTION DU SITE

Figure no 3.1	Zone d'étude
3.2	Températures et précipitations à Québec
3.3	Fréquences annuelles des vents
3.4	Variation de la température de l'eau
3.5	Bathymétrie et topographie
3.6	Socle rocheux
3.7	Plan des forages 1977
3.8	Plan des forages 1978
3.9	Sondages sismiques dans le chenal nord, 1977
3.10	Résistance au cisaillement, forage #3
3.11	Sondages et stations d'arpentages

### CHAPITRE V: CHENAL NORD

Figure no 5.1	Présentation des axes étudiés
5.2	Pont haubané à caisson d'acier et dalle orthotrope, axe 2 nord
5.3	Pont haubané à caisson d'acier et dalle orthotrope, portées 60-150-60 m.
5.4	Pont haubané à caisson d'acier et dalle orthotrope, portées 90-250-90 m.
5.5	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, élévation axe 2 nord.
5.6	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, élévation axe 2D nord.
5.7	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, élévation axe 3A nord.
5.8	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, élévation 5 nord.
5.9	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, conditions aux appuis.
5.10	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, coupe transversale
5.11	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, coupe longitudinale du tablier, coupe transversale du tablier.
5.12	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, pilier
5.13	Pont tubulaire en béton précontraint construit par encorbellement, pilier.
5.14	Pont à poutres caissons d'acier avec dalle orthotrope, superposition des contraintes dans le tablier d'un pont à dalle orthotrope.
5.15	Pont à poutres caissons d'acier avec dalle orthotrope, structures existantes.

- 5.16 Pont à poutres caissons d'acier avec dalle orthotrope, structures existantes.
- 5.17 Pont à poutres caissons d'acier avec dalle orthotrope, 2 ponts à 3 voies.
- 5.18 Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint et dalle composite en béton armé, élévation du pont, deux ponts jumelés de 13.65 m de largeur.
- 5.19 Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint et dalle composite en béton armé, élévation du pont, deux ponts jumelés de 13.09 m de largeur.
- 5.20 Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint et dalle composite en béton armé, élévation du pont, pont simple de 13.65 m de largeur avec trottoir.
- 5.21 Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint et dalle composite en béton armé, poutres AASHO de type V.
- 5.22 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armée, élévation du pont dans le chenal nord.
- 5.23 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armée, ponts jumelés de 3 voies, pont simple 2 X 3 voies.
- 5.24 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé, pont simple 2 voies + un trottoir, séquences des coulées de la dalle.
- 5.25 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé, ensemble contreventement.
- 5.26 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé, cadre de torsion et contreventement de la semelle supérieure, diaphragmes aux piliers.
- 5.27 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé, diaphragme en béton aux culées.
- 5.28 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé, diaphragme en acier aux culées.
- 5.29 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé, dimension des plaques.
- 5.30 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé, méthode de construction.
- 5.31 Pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé, coût par mètre linéaire vs portée principale.
- 5.32 Pont à poutres assemblées en acier avec dalle composite en béton armé, coupe longitudinale.
- 5.33 Pont à poutres assemblées en acier avec dalle composite en béton armé, coupe transversale ponts jumelés, détails.
- 5.34 Pont à poutres assemblées en acier avec dalle composite en béton armé, coupe transversale pont simple avec trottoir, détails.
- 5.35 Infrastructure des portées d'approches, piliers des poutres d'acier.
- 5.36 Infrastructure des portées d'approches, piliers des poutres préfabriquées en béton.
- 5.37 Infrastructure des portées d'approches, pilier des poutres caissons en acier.
- 5.38 Infrastructure des portées d'approches, pilier des poutres à base unique et fûts séparés.
- 5.39 Infrastructure des portées d'approches, coupe type d'un batardeau en enrochement.

- 5.40 Infrastructure des portées d'approches, exemple d'un batardeau de palplanches d'acier.
- 5.41 Jetée et pont en encorbellement, axe #2
- 5.42 Jetée et pont à haubans (150 m), axe #2
- 5.43 Jetée et pont à haubans (250 m), axe #2
- 5.44 Pont en béton avec portées d'approches en poutres d'acier, axe #2
- 5.45 Pont en béton avec portées d'approches en poutres préfabriquées de béton, axe #2
- 5.46 Jetée complète, axe #2D
- 5.47 Coupes types pour jetées à 2 voies
- 5.48 Coupes types pour jetées à 2 voies
- 5.49 Coupes types pour jetées à 6 voies
- 5.50 Coupes types pour jetées à 6 voies
- 5.51 Jetée et pont en encorbellement, axe #2-D
- 5.52 Jetée et pont à haubans (150 m) axe #2-D
- 5.53 Jetée et pont à haubans (250 m) axe #2-D
- 5.54 Pont en béton avec portées d'approches en poutres d'acier, axe #2-D
- 5.55 Pont en béton avec portées d'approches en poutres d'acier, et de béton, axe #2-D
- 5.56 Jetée complète, axe #3-A
- 5.57 Jetée et pont en encorbellement, axe #3-A
- 5.58 Pont en béton avec portées d'approches en poutres préfabriquées de béton, axe #3-A
- 5.59 Jetée et pont à haubans (150 m), axe #3-A
- 5.60 Jetée et pont à haubans (250 m), axe #3-A
- 5.61 Jetée et pont en encorbellement, axe #5
- 5.62 Pont en béton avec portées d'approches en poutres d'acier, axe #5
- 5.63 Pont en béton avec portées d'approches en poutres préfabriquées de béton, axe #5
- 5.64 Jetée et pont à haubans (150 m), axe #5
- 5.65 Jetée et pont à haubans (250 m), axe #5

CHAPITRE VI: CHENAL SUD

- Figure no 6.1 Pont suspendu, axe #2 et #2-D
- 6.2 Pont suspendu, axe #3-A et #5
- 6.3 Pont suspendu, travée de 790 m.
- 6.4 Tunnel déposé et foré, axe #1
- 6.5 Tunnel déposé et foré, axe #2-A
- 6.6 Tunnel déposé et foré, axe #2-C
- 6.7 Tunnel déposé, sections types, méthode américaine
- 6.8 Tunnel déposé, nivellement de la tranchée, méthode américaine
- 6.9 Tunnel déposé, joint type, section américaine
- 6.10 Tunnel déposé, sections rectangulaires
- 6.11 Tunnel déposé, mise en place d'un élément, section rectangulaire
- 6.12 Tunnel déposé, joint type, section rectangulaire
- 6.13 Tunnel déposé, injection du coussin de sable, méthode européenne
- 6.14 Tunnel déposé, ouvertures types des rampes d'approches



- 6.15 Tunnel foré, tracé approximatif considéré
- 6.16 Tunnel foré, axe #2-A
- 6.17 Tunnel foré, profil en plan
- 6.18 Tunnel foré, profil en coupe
- 6.19 Tunnel foré, profil en travers.

CHAPITRE VII: ILE D'ORLEANS

- Figure no 7.1 Possibilité d'accès sur l'Ile d'Orléans
- 7.2 Possibilité d'accès sur l'Ile d'Orléans

CHAPITRE I

## CHAPITRE I

### INTRODUCTION

#### 1.1 LE MANDAT

Le mandat confié à la firme Vandry, Jobin & Associés, Ingénieurs-Conseils, consistait à effectuer une "étude de faisabilité d'un lien entre la Rive nord et la Rive sud du fleuve Saint-Laurent, via l'Ile d'Orléans.

Plus précisément, cette étude de faisabilité consistait à examiner ce qui est faisable, ce qui est réalisable, compte tenu des possibilités techniques. Dans cette optique, l'étude considérant tant le choix des axes que le choix du type de liens a été réalisée en tenant compte des aspects physiographiques tels que la topographie du terrain et du lit du fleuve, de l'hydrologie ainsi que de la géologie.

Le présent document se veut tout d'abord un document de travail qui permettra de fournir un éclairage encore absent lors de l'examen de la situation concernant le transport terrestre entre les deux rives du fleuve Saint-Laurent et, plus spécifiquement, de répondre à certaines interrogations concernant la liaison entre l'Ile d'Orléans et la terre ferme.

Le travail a été réalisé de façon à déboucher sur des recommandations pertinentes à la prise des décisions concernant ce secteur.

Le présent document est le rapport final tel que souligné par

l'échéancier du devis technique présentant les termes de références. Il fait suite au rapport d'étape daté du mois d'avril 1977 et présentant les travaux préliminaires. Ce rapport final présente donc les études et les analyses techniques détaillées des éléments caractérisant les aspects techniques de la réalisation du projet. Si les travaux préliminaires ont permis de "débroussailler" le terrain ainsi que de mieux faire connaître la situation du point de vue technique, l'analyse technique, dans un processus d'élimination et de confrontation des alternatives, permet de faire ressortir les options qui apparaissent les plus valables pour les études plus poussées et définitives.

A cet effet, le présent travail consistait à étudier et à analyser plus en détails les possibilités de lien dans la région de l'Ile d'Orléans afin que les résultats puissent permettre une prise de décision la plus rationnelle possible compte tenu de l'envergure et de la complexité du projet concerné.

Au cours de l'étude, on s'est attardé à considérer aussi bien les différentes hypothèses d'axes que les différentes alternatives quant aux types de liens ainsi qu'aux caractéristiques particulières de chacune des options envisagées.

La méthodologie consista donc à présenter, dans un premier temps, une ébauche des options devant subir un processus d'élimination via les études et les analyses de la deuxième étape.

Dans ce rapport final, on retrouve sensiblement les mêmes éléments que dans le rapport d'étape, mais avec beaucoup plus de détails quant à

l'analyse et aux calculs relatifs aux propositions avancées.

Le rapport final peut donc être considéré surtout comme un document de travail et toutes recommandations finales, ou encore toute synthèse, s'avèrent relativement délicates à formuler et l'interprétation des résultats devra être effectuée avec prudence.

C'est pourquoi, après entente avec le client, le lecteur retrouvera dans le présent rapport très peu de recommandations mais plutôt différentes alternatives envisageables selon les axes plausibles ainsi que l'évaluation technique des propositions analysées. ←

Même si l'étude devait considérer la possibilité et l'intégration d'un lien complet entre la rive nord et la rive sud du Saint-Laurent, le travail consistait, tout d'abord et primordialement, à s'attarder à la liaison rive nord - Ile d'Orléans. En effet, la préoccupation première et prioritaire du travail devait considérer en tout premier lieu cette liaison rive nord - Ile d'Orléans étant donné la situation du lien existant via le pont actuel de l'Ile d'Orléans. C'est pourquoi, les énergies de la recherche sont surtout concentrées sur l'analyse de la faisabilité technique de ce nouveau lien entre la rive nord et l'Ile d'Orléans. NB

D'autre part, dans une poursuite éventuelle de la liaison vers la rive sud, il devenait impossible de ne pas considérer l'intégration de ce premier lien avec son prolongement. Il apparaissait donc logique de s'attarder, à un moindre degré toutefois, à présenter les principales caractéristiques des éléments identifiés et devant être présents lors d'une implan-

tation, même à long terme, d'une liaison Ile d'Orléans - rive sud devant s'avérer la continuation du premier tronçon entre la rive nord et l'Ile d'Orléans.

## 1.2 LES MODIFICATIONS AU MANDAT ORIGINAL

Le mandat original consistait à effectuer l'étude de faisabilité technique en incluant les aspects suivants: <sup>1</sup> inventaire de la situation et des ressources disponibles; <sup>2</sup> formulation d'hypothèses quant aux choix des axes et des types de liens; <sup>3</sup> analyse des milieux physique et humain de l'Ile d'Orléans ainsi que des deux rives concernées en fonction de l'étude des éléments suivants: <sup>3a</sup> géologie, <sup>b</sup> géomorphologie, <sup>c</sup> hydraulique, <sup>d</sup> climatologie, <sup>e</sup> bio-physique, <sup>f</sup> socio-économique, <sup>g</sup> aménagement du territoire, <sup>h</sup> transport et circulation et <sup>i</sup> impact sur l'environnement.

Une réunion tenue à Québec le 31 août 1978, devait modifier ce mandat en retranchant les éléments suivants: se limiter à une analyse sommaire pour les types de liens du côté du chenal sud; limitation de la géotechnique; la présentation de la climatologie réduite à un minimum; étude de l'impact sur l'environnement reportée; étude sur l'aménagement du territoire retardée; étude socio-économique reportée; et étude sur les transports et la circulation limitée à un minimum. Nonobstant les raisons modifiant le mandat, il ressort que le présent dossier se limite donc à une analyse des possibilités techniques de réalisation d'un nouveau lien entre les deux rives du Saint-Laurent.

De plus, le programme de l'étude hydraulique devant faire partie

du travail ne peut être intégré au présent document à cause des délais dans l'obtention des permis d'utilisation des modèles de laboratoire. Cependant, ce travail devrait normalement être poursuivi dans un avenir prochain.

Dans les prochains chapitres, le lecteur retrouvera tout d'abord une présentation de l'inventaire des renseignements de bases ayant servi à encadrer l'étude, suivi d'une description technique du site. Le chapitre intitulé "données de bases" comprend les charges, les dimensions et les contraintes utilisées dans les calculs et l'analyse. Par la suite, deux chapitres relatifs aux propositions d'aménagement présentent successivement la description et l'analyse des différents projets de liaisons pour le chenal nord et pour le chenal sud respectivement. Le septième chapitre s'attarde à la traversée de l'Ile d'Orléans en considérant particulièrement les accès et le passage sur l'Ile. Le huitième chapitre représente une intégration des coûts selon les différentes alternatives proposées en faisant ressortir les principales caractéristiques nécessaires à la prise de décision. Enfin, le neuvième chapitre présente la conclusion.

CHAPITRE II



## CHAPITRE II

### INVENTAIRE

#### 2.1 BUT DE L'INVENTAIRE

Lors de l'étape préliminaire, un inventaire relativement complet de documents pertinents à l'étude fut réalisé. Il s'agissait, dans cette première phase, de recueillir suffisamment d'informations pour le démarrage de l'étude technique et, de plus, de rechercher les informations pertinentes qui seraient disponibles dans des rapports antérieurs.

Rappelons qu'au début de l'étude, le mandat couvrait plusieurs secteurs, et en plus de la faisabilité technique proprement dite, il fallait intégrer d'autres aspects, tels la socio-économique, l'aménagement du territoire, le transport et la circulation, l'environnement et la bio-géographie. L'inventaire se devait donc de recouvrir tous ces secteurs, et un nombre considérable de documents furent recensés ou recueillis. Sur environ quarante sujets différents, ce furent les documents traitant de la technique, du transport, d'un lien entre la rive nord et la rive sud, de l'urbanisme et de l'activité économique de la région qui apportèrent les plus importantes quantités de documents.

## 2.2 METHODOLOGIE

Dans un premier temps, les informations de base furent recueillies de différentes façons: recensements, rencontres et discussions avec divers organismes publics ou privés, conversations téléphoniques, correspondance, etc. Parallèlement, une recherche en bibliothèque nous a permis de dresser une liste de documents relatifs au sujet traité. La plupart de ces documents ont été consultés, et analysés.

## 2.3 REGROUPEMENT DES RENSEIGNEMENTS

Les principaux renseignements obtenus lors de l'inventaire se regroupent en quatre (4) grandes catégories:

- 1- Cartographie
- 2- Rapports d'études
- 3- Exigences et réglementations
- 4- Informations diverses

### 2.3.1 Cartographie

Des cartes de base se rapportant au territoire étudié et portant sur des sujets comme la topographie, la bathymétrie, la géologie, etc., furent inventoriées et classifiées.

Au tableau 2.1 présenté à la fin du présent chapitre, le lecteur retrouve la liste de ces cartes classées selon les différents sujets.

### 2.3.2 Rapports d'études

Tel que mentionné précédemment, le recensement des rapports d'études relatifs au sujet s'avérait essentiel afin de profiter des données déjà disponibles et de ne pas dédoubler un travail déjà effectué. Ces données serviraient, soit à compléter l'inventaire des barrières physiques, ou encore, à recueillir les données de base aux études techniques. Plus spécifiquement, l'attention s'est portée sur des rapports ou mémoires traitant:

- d'un lien entre la Rive Nord et la Rive Sud (près d'une vingtaine de documents);
- des développements proposés pour la région de Québec mentionnant l'éventualité d'un lien Rive Nord/Rive Sud;
- du développement portuaire et industriel de la région;
- des schémas d'aménagement;
- d'études techniques sur les types de liens.

Les documents étaient classés de façon à être accessibles tout au long de l'étude. Ils sont présentés dans la bibliographie annexée à la fin du rapport.

### 2.3.3 Exigences et réglementations

Un certain travail fut réalisé pour la recherche des exigences et réglementations des différents niveaux de gouvernements pouvant affecter l'exécution du projet.

Au niveau du gouvernement fédéral, la principale réglementation est naturellement la "Loi sur la protection des eaux navigables", S.R.C. 1970, chap. N 19. Afin de faciliter, dans le futur, l'acceptation d'un projet déterminé, nous avons obtenu du gouvernement fédéral certaines indications de dégagements susceptibles d'être acceptés lors d'une demande officielle (voir section 4.5).

Au niveau du gouvernement provincial, étant donné la situation assez privilégiée de l'Ile d'Orléans au point de vue des sites historiques et de la région agricole, la réglementation de plusieurs ministères peut intervenir. Cependant la présente étude relevant du même palier de gouvernement, nous croyons que les ententes devraient avoir lieu normalement lors de la réalisation d'un projet précis.

Enfin au niveau des gouvernements municipaux, les règlements de zonage sont prioritaires et, dans la plupart des cas, étaient en cours de revision au moment de l'étude.

#### 2.3.4 Informations diverses

Enfin, l'inventaire se complète par les informations diverses portant sur les sujets suivants: agriculture, circulation, environnement, géologie, géotechnique, marégraphie, structures, (pont, jetée, tunnel), urbanisme, voirie. Les titres des ouvrages relatifs à ces sujets apparaissent également dans la bibliographie présentée à la fin du rapport.

## 2.4 INVENTAIRE DES BARRIERES PHYSIQUES

Pour le rapport d'étape d'avril 1977, un travail important avait été réalisé dans le but de constituer un inventaire de données reliées aux barrières physiques. Cet inventaire devait être complété dans la seconde phase du mandat et devait servir à mieux définir les axes routiers. Il devait aussi être intégré à l'étude de transport proprement dite.

Cependant, il a été convenu lors d'une réunion de coordination à l'automne 1976 qu'il fallait attendre le rapport d'une étude d'environnement et d'aménagement du territoire avant de compléter le travail amorcé sur l'inventaire des barrières physiques. Or ce rapport, devant être préparé par le Service de la Géographie du Ministère des Transports, n'a jamais été transmis aux consultants.

Etant donné la réorientation du mandat, le travail entrepris dans le cadre de cet inventaire n'a donc jamais été complété.

Nous présentons quand même au tableau 2.2 pour l'information du lecteur, la liste des cartes qui étaient en préparation, dans le cadre de cet inventaire.

TABLEAU 2.1  
LISTE DES CARTES REPERTORIEES

<u>TYPE</u>	<u>ECHELLE</u>	<u>SOURCE</u>	<u>REMARQUES</u>
AMENAGEMENTS PORTUAIRES	1" : 800'	Port de Québec	
AQUEDUC	1 : 20,000	Ville de Beauport	Secteur limité
BATHYMETRIE	1 : 48,000 1 : 13,200 1 : 20,000 1" : 1,000'	Service Hydrographique du Canada	Port de Québec
CADASTRE	1 : 20,000	Min. Terres et Forêts, Québec.	
EGOUTS	1 : 20,000 1 : 20,000	Ville de Beauport Ville de Lauzon	Secteur limité
ELECTRICITE	1" : 800' 1" : 500' 1" : 400' 1 : 20,000	Hydro-Québec, Secteur Lévis. Hydro-Québec, Secteur Québec. Hydro-Québec, Secteur Québec.	
GEOLOGIE	1 : 25,000 1 : 10,000	Min. Richesses naturelles Min. des Transports Rapport Emery Holz	DP-205 Profondeur socle rocheux.
GEOTECHNIQUE	1 : 25,000	Min. Richesses naturelles	Dépôts meubles
INVENTAIRE DES TERRES (POTENTIELS)	1 : 50,000	O.P.D.Q. Gouv. du Québec	
PHOTOGRAPHIES AERIENNES	1 : 24,000 1 : 40,000 1 : 15,000	Aéro Photo Min. Terres et Forêts, Québec. Min. Terres et Forêts, Québec.	1976 secteur limité 1975 1973, couleurs
PLANIMETRIE	1 : 20,000 1 : 10,000	Min. Terres et Forêts, Québec. C.U.Q.	
TELEPHONE	1 : 20,000	Bell Canada	

TABLEAU 2.1 (suite)

<u>TYPE</u>	<u>ECHELLE</u>	<u>SOURCE</u>	<u>REMARQUES</u>
TOPOGRAPHIE (PLANI-TOPO)	1 : 50,000	Energie, Mines et Ressources du Canada.	Couleur
	1 : 25,000	Energie, Mines et Ressources du Canada.	Couleur
	1 : 20,000	Min. Terres et Forêts, Québec.	Couleur
	1 : 9,600	Min. Terres et Forêts, Québec.	
	1 : 5,000	Min. Terres et Forêts, Québec.	Ortho-Topo
	1 : 20,000	Min. Affaires Culturelles	Topo - seulement Secteur limité
TOURISME	1 : 50,000	Min. Tourisme, Chasse & Pêche.	
UTILISATION DU SOL	1 : 50,000	O.P.D.Q.	
VOIRIE	1" : 2112'	Min. des Transports, Québec.	Boul. des Grèves
ZONAGE		Ville de Lauzon	Secteur limité

TABLEAU 2.2

LISTE DES CARTES

INVENTAIRE DES BARRIERES PHYSIQUES

<u>NO</u>	<u>TITRE</u>	<u>ECHELLE</u>
1	Localisation	1: 75,000
2	Territoire à l'étude	1: 20,000
3	Population (densité)	1: 20,000
4	Population saisonnière	1: 20,000
5	Population (courants migratoires)	1: 20,000
6	Habitation	1: 20,000
7	Lieux institutionnels	1: 20,000
8	Lieux historiques et culturels	1: 20,000
9	Tourisme (hébergement)	1: 20,000
10	Tourisme (lieux d'intérêt et récréatifs)	1: 20,000
11	Tourisme et récréation (zones potentielles)	1: 20,000
12	Industries et commerces	1: 20,000
13	Utilisation du sol	1: 20,000
14	Contrôle de l'utilisation du sol	1: 20,000
15	Agriculture (zones potentielles)	1: 20,000
16	Géologie	1: 20,000
17	Topographie	1: 20,000
18	Services publics	1: 20,000
19	Cadastres	1: 20,000 ou plus
20	Limites des municipalités	1: 20,000



TABLEAU 2.2 (suite)

<u>NO</u>	<u>TITRE</u>	<u>ECHELLE</u>
21	Hydrographie	1: 20,000
22	Végétation forestière	1: 20,000
23	Forêts (zones potentielles)	1: 20,000
24	Faune	1: 20,000
25	Faune ongulée	1: 20,000
26	Faune sauvage	1: 20,000
27	Réseau routier actuel	1: 20,000
28	Réseaux de transport public	1: 20,000
29	Débits de circulation - 1974	1: 20,000
30	Contrôles de circulation	1: 20,000
31	Plan de conservation, C.U.Q.	1: 20,000
32	Plan synthèse d'affectation des sols, C.U.Q.	1: 20,000
33	Aménagement moyen du Port de Québec, variante II, ABBDL	1: 20,000
34	Tourisme et récréation (zones potentielles) La Haye	1: 20,000
35	Equipements structurants (Les tendances) La Haye	1: 20,000
36	Equipements de service (Les tendances) La Haye	1: 20,000

CHAPITRE III

## CHAPITRE III

### 3.1 LE TERRITOIRE D'ETUDE

Le territoire d'étude choisi et faisant l'objet du mandat pour la localisation d'un nouveau lien se situe à la pointe ouest de l'Ile d'Orléans.

Plus précisément ce territoire est limité au nord par la falaise de Montmorency, au sud par l'autoroute #20, à l'ouest par une ligne imaginaire passant par les chantiers maritimes de Lauzon et l'usine des Ciments du Saint-Laurent à Villeneuve, et enfin à l'est par la ligne de transmission d'énergie de 735 KV de l'Hydro-Québec. (Voir fig. 3.1).

### 3.2 LE CLIMAT

Cette section se veut une description très succincte du climat dans la région de l'Ile d'Orléans. La plupart des données météorologiques ont été cueillies à l'aéroport de Sainte-Foy, et ces données sont applicables en grande partie à la région d'étude, sauf pour quelques variations mineures concernant la vitesse et la direction des vents. En fait, les vents peuvent subir certaines influences locales selon la topographie et la configuration du terrain.

#### 3.2.1 La température

Les mois les plus chaud et les plus froids dans la région de Québec sont respectivement les mois de juillet et de janvier [85] [89].

Généralement, le fleuve contribue à une influence maritime sur le climat. Cependant, en se fiant aux variations mensuelles de température, on pourrait associer le climat de la région de Québec à un climat continental. (Voir fig. 3.2)

Il est à noter que l'écart de température entre janvier et juillet est d'environ 75° C., élément qui peut devenir important lors du calcul et de la conception des structures.

De même le nombre de jours de gel totalise environ 160 jours. Cela implique une exposition rigoureuse des structures à l'action du gel et du dégel, et à des éléments corrosifs, comme le chlorure de sodium utilisé pour le déglacage des routes.

### 3.2.2 Les précipitations

Les précipitations totales moyennes à Québec sont de 860 mm de pluie et de 302 cm de neige. Les pluies peuvent survenir à n'importe quel mois de l'année et impliquent des verglas, parfois importants, qui peuvent occasionner des inondations sur les routes ou encore des surcharges de glace sur les structures.

Les périodes verglassantes comptent pour 546 heures de 1957 à 1966 et la probabilité d'avoir plus de 3 cm de glace est de 5%. [85] [89] [71].

Quant aux périodes de neige, elles surviennent d'octobre à mai.

### 3.2.3 Les vents

Les directions prédominantes des vents dans la région de Québec sont les suivantes:

O - SO à 14.72% du temps:	21.6 km/h
SO à 13.11% du temps:	20.43 km/h
E - NE à 13.36% du temps:	20.76 km/h
Vitesse maximale pour 1 min:	SO 84 km/h
Vitesse maximale instantannée:	E - NO 177 km/h

Nous représentons à la figure 3.3 les fréquences et directions des vents annuels, des vents d'hiver et des vents d'été pour 9 stations du Québec méridional [89]. On notera une prédominance des vents du sud-ouest et du nord-est à cause de la tendance de l'air à se canaliser dans la vallée du Saint-Laurent.

## 3.3 HYDROLOGIE DU FLEUVE

Les renseignements hydrologiques du fleuve ont été puisés de différents rapports d'étude déjà publiés, et aucune campagne de mesure n'a été réalisée dans le cadre de la présente étude.

### 3.3.1 Les profils

Différents profils ont été tracés pour les axes étudiés à partir des cartes bathymétriques. Sommairement, on retrouve un chenal nord peu profond, comparativement au chenal sud qui présente de grandes profondeurs d'eau.

### 3.3.2 Les marées

On peut assumer que les niveaux de marées à la station de Lauzon sont représentatifs des niveaux dans la région d'étude. Ces niveaux, tels que définis dans le système de référence marégraphique sont les suivants [51]:

Pleine mer supérieure:	- marée moyenne	4.7 m.
	- grande marée	5.6 m.
Basse mer inférieure:	- marée moyenne	0.7 m.
	- grande marée	-0.2 m.
Extrêmes enregistrés:	- extrême de pleine mer	7.1 m.
	- extrême de basse mer	-1.3 m.
Niveau moyen de l'eau		2.5 m.

Le type de marée à Québec est identifié comme semi-diurne, avec deux oscillations marégraphiques complètes quotidiennes.

### 3.3.3 Les courants

Dans le chenal nord, les courants sont de l'ordre de 1.0 m/sec pour l'écoulement aval et de 0.6 m/sec pour l'écoulement amont 10 .

Dans le chenal sud, ces courants sont de l'ordre de 2.1 m/sec pour l'écoulement aval et de 1.2 m/sec pour l'écoulement amont. Un remous de près de 160 mètres de diamètre est localisé à la pointe ouest de l'Ile d'Orléans, près du quai de Sainte-Pétronille, lors de l'écoulement aval.

Le changement de direction des courants se fait en moyenne une heure et demie après l'étale de basse marée et une heure après l'étale de haute marée.

L'écoulement aval se fait pendant près de huit heures et demie tandis que l'écoulement amont dure environ quatre heures et quart.

#### 3.3.4 Evaluation du débit

Le débit dans le chenal sud est évalué à 48,127 m<sup>3</sup>/sec pour l'écoulement amont. [10].

Dans le chenal nord, le débit est d'environ 5,662 m<sup>3</sup>/sec.

#### 3.3.5 Vagues

A cause de l'étroitesse du fleuve et de l'escarpement des rives, le mouvement des vagues se fait très peu sentir dans la zone étudiée. Cependant, nous adopterons une valeur maximum de 2.5 m pour nos calculs.

#### 3.3.6 Glaces

Durant l'hiver, la glace peut créer des conditions de navigation difficiles. Dans le chenal sud, il y a circulation de glaçons entre le début de décembre et le début de mai.

Dans le chenal nord, la surface gèle complètement du début de janvier au début de mars.

#### 3.3.7 Température et densité de l'eau

La densité de l'eau est sensiblement la même que celle de l'eau

distillée, puisqu'elle est non saline dans la région de l'étude. [10].

La température de l'eau varie selon les saisons, telle que présentée à la fig. 3.4.

### 3.4 GEOMORPHOLOGIE

La topographie, la bathymétrie ainsi que la profondeur du socle rocheux jouent un rôle de première importance dans le choix de l'implantation des structures proposées (pont, tunnel, jetée), autant au niveau du choix des axes que de celui du type de lien.

#### 3.4.1 Topographie de la zone étudiée

##### a) Rive nord

La rive nord présente un mince plateau entre l'élévation 0 m et 10 m sur lequel sont situés le boulevard Sainte-Anne et le boulevard des Grèves. C'est sur ce plateau que se localise le point de départ du nouveau lien.

##### b) Ile d'Orléans

L'Ile d'Orléans présente une gradation assez continuelle de l'élévation 0 m en partant de Sainte-Pétronille pour s'élever jusqu'à 140 m à la hauteur des lignes de 735 KV de l'Hydro-Québec. La falaise nord de l'Ile dans la zone d'étude varie donc de 0m à la Pointe ouest de l'Ile



à 80 m vis-à-vis Saint-Pierre. Du côté sud, l'élévation de la falaise varie de 0 m à 100 m environ à Saint-Laurent.

c) Rive sud

La rive sud présente une falaise assez abrupte partant au niveau du fleuve et montant jusqu'à 70 m. En se dirigeant ensuite vers le sud, le niveau monte plus doucement pour se situer au niveau 80 m vis-à-vis l'auto-route #20. La topographie est représentée à la fig. 3.5.

3.4.2 Bathymétrie (fond marin)

a) Chenal nord

Le chenal nord présente un mince chenal d'environ 500 m de large sur une profondeur supérieure à 5 m, à marée basse.

b) Chenal sud

Le chenal sud est de beaucoup plus profond et plus large que le chenal nord. Sur une largeur d'environ 500 m, la profondeur d'eau est supérieure à 25 m.

c) Pointe de l'Ile d'Orléans

Enfin, à la Pointe ouest de l'Ile, les profondeurs d'eau varient graduellement de 0 m à 30 m.

Nous référons le lecteur à la fig. 3.5 pour une meilleure visualisation de la bathymétrie.

### 3.4.3 Socle rocheux

#### a) Chenal sud

L'identification des profondeurs du socle rocheux n'est complète que pour le chenal sud de l'Ile d'Orléans. On remarque que le socle est situé à une profondeur variant de 30.5 m à 45.7 m sous le niveau de la mer.

#### b) Chenal nord

L'identification du niveau du socle est très imparfaite du côté nord. A la suite de certains forages effectués l'hiver dernier et d'autres forages effectués par l'Hydro-Québec et le Ministère des Transports, on peut estimer que le socle est près de la surface sur les rives, pour descendre assez abruptement en quittant les rives et former une fosse de profondeur variant entre -61.9 m G.S.C. vis-à-vis Sainte-Pétronille à -45.7 m G.S.C. vis-à-vis le pont actuel. Entre le pont et les lignes de l'Hydro-Québec, on peut présumer que cette fosse continue à grande profondeur, mais les prémisses de cette hypothèse sont très incomplètes. Des sondages sismiques dans les trois axes seraient nécessaires pour vérifier ces hypothèses (Voir fig. 3.6).

### 3.5 GEOLOGIE

#### 3.5.1 Lithologie

Les 5 tracés routiers reliant les côtes nord et sud du fleuve Saint-Laurent via la partie sud-ouest de l'Ile d'Orléans traversent 2 domaines structuraux et stratigraphiques, à savoir: un domaine d'imbrication (formation de St-Augustin) au nord-ouest et un domaine de nappes de charriage au sud-est. Ce dernier comprend la nappe du Promontoire de Québec, l'écaille de Sainte-Pétronille et la nappe de Bacchus.

##### 1) Domaine d'imbrication (formation de St-Augustin)

Le domaine d'imbrication couvre la partie sud-est de la côte de Beaupré, le chenal nord et l'estran nord-ouest de l'Ile d'Orléans. Ce domaine est formé d'une séquence flyschique de la formation de St-Augustin, c'est-à-dire de schiste argileux (shale) avec des interlits de moins de 1 m d'épaisseur (moyenne de 1 à 15 cm de grès calcaireux). Les schistes argileux constituent plus de 85 pourcent du volume de la formation, et sont très friables. De plus, ils contiennent des minéraux gonflants qui, soumis à l'eau, rendent la roche très friable. Ajoutons que cette roche contient du méthane qui localement peut être en quantité suffisante pour exploser sous l'effet d'une étincelle ou d'une flamme.

##### 2) Nappe du Promontoire de Québec

Cette nappe affleure suivant une bande allant du nord-est vers

le sud-ouest, de quelques mètres à plus de 800 m de largeur le long de la falaise nord-ouest de l'Ile d'Orléans. Des failles majeures de charriage marquent les contacts entre les roches de la nappe du Promontoire de Québec et les roches des formations sous-jacentes et sus-jacentes.

Cette nappe est constituée de calcaire argileux et de schistes argileux variant du gris foncé au noir. Il y a aussi quelques lits de calcarénite. L'ensemble est formé d'une alternance de lits de 10 cm à plus de 3 m d'épaisseur. Ces roches de gris foncé à noir contiennent des hydrocarbures. Au bris, la roche dégage des odeurs de bitume. Etant donné que les roches de cette nappe sont coincées entre 2 failles majeures de chevauchement, la roche est très contournée et cisailée. A noter que la sortie nord du tunnel proposé se trouve localisée au sein de la nappe du Promontoire de Québec.

### 3) Ecaille de Ste-Pétronille

Les roches ainsi dénommées forment le socle rocheux de l'extrémité sud-ouest de l'Ile d'Orléans. L'axe du tunnel proposé traverse sur une largeur d'environ 800 m les roches de cette écaille. Elle est formée de strates de la formation de Lévis. On y observe surtout des mudstones dolomitiques vert en lits de 10 cm à 1 m avec des interlits de mudstones micacés gris foncé en lits de 1 cm à 15 cm d'épaisseur. Il y a aussi des schistes argileux vert avec des interlits de siltstone de moins de 20 cm d'épaisseur. Plusieurs bancs de conglomérat calcaire et de calcarénite de 25 cm à plus de 10 m d'épaisseur sont observés à différents niveaux stratigraphiques dans la formation de Lévis de l'écaille de Ste-Pétronille.

En général, les roches de cette écaille sont résistantes à l'érosion et se prêtent bien à la percée d'un tunnel.

#### 4) Nappe de Bacchus

Les strates de la nappe de Bacchus forment le socle rocheux de la majeure partie de l'Ile d'Orléans, à l'est de Ste-Pétronille ainsi que du chenal sud de l'Ile et de la rive sud du fleuve à l'est des chantiers maritimes de Lauzon. Sur environ 5 kilomètres de sa longueur, le tunnel (partie sud) proposé traverserait les roches de cette nappe de charriage. Il recouperait obliquement un synclinal majeur plongeant vers le sud avec un angle moyen de 25 degrés. Les formations rocheuses rencontrées sont des plus anciennes aux plus jeunes: de l'Anse Maranda, du Trou de St-Patrice et, de la Pointe-de-la-Martinière. La formation de l'Anse Maranda présente des schistes argileux, des mudstones (roches argileuses) et des grès à texture et composition homogènes et localement très glauconieux. Au-dessus, affleure une séquence de schistes argileux avec des interlits de calcarénites, de conglomérats calcaires, de grès quartzeux et de grès calcareux de la formation du Trou de St-Patrice. Au sommet, la formation de la Pointe-de-la-Martinière est formée d'une alternance de schistes argileux ou de mudstone gris, vert et rouge contenant quelques bancs de conglomérat calcaire, de grès et de siltstone.

Toutes ces roches se prêtent relativement bien à la percée d'un tunnel.

### 3.5.2 Géologie structurale

#### 1) Failles

Toutes les unités structurales décrites sont limitées par des failles importantes mais inactives. La plus connue de ces failles, la ligne de Logan, traverse l'Ile d'Orléans du sud-ouest au nord-est. Elle affleure du côté nord-ouest de l'Ile généralement au pied de la falaise principale. Toutes ces failles ont des pendages abrupts vers le sud-est ou l'est. Des zones de cisaillement, parfois importantes, sont observées le long de ces failles. Elles sont caractérisées par la présence de schistes argileux très cahotiques et friables. Tel que mentionné auparavant, la principale de ces zones de cisaillement affecte toutes les roches de la nappe du Promontoire de Québec. La sortie nord du tunnel proposé traverserait environ 300 mètres de cette roche.

A l'intérieur de chacune des unités structurales, plusieurs failles inverses, parallèles à la surface axiale des plis, répètent la stratigraphie. Les plus spectaculaires affectent les roches de la nappe de Bacchus. Elles sont nord-sud avec des pendages abrupts vers l'est. Des failles semblables dans l'écaille de Ste-Pétronille, dans la nappe du Promontoire de Québec et dans la formation de St-Augustin accusent une direction du nord-est vers le sud-ouest et un pendage élevé vers le sud-est. Il est probable que les roches en bordure de ces failles soient bréchiques sur quelques mètres de largeur.

## 2) Plis

L'orientation et la plongée des plis varient d'une unité à l'autre. Dans la zone d'imbrication, les flyschs de la formation St-Augustin forment des plis serrés, sub-horizontaux et déversés vers le nord-ouest. Les assises de la nappe du Promontoire de Québec sont très contournées et bréchiques. Seuls quelques petits plis de direction du nord-est vers le sud-ouest ou nord-sud sont préservés ici et là. Dans l'écaille de Ste-Pétronille les plis sont isoclinaux, légèrement déversés vers le nord-ouest et plongent vers le nord-est avec un angle moyen de 20 degrés. Les plis affectant les strates de la nappe de Bacchus, exceptionnellement ouverts dans la partie ouest (sur une largeur de 3 kilomètres) de la nappe sont généralement serrés et isoclinaux. Ils plongent vers le sud avec un angle moyen de 25 degrés.

## 3) Surfaces de discontinuité

A part les failles, les principales surfaces de discontinuité sont la stratification, la fissilité, le clivage de flux et les joints.

En général la stratification se présente en lits de moins de 1 m d'épaisseur quoique certains bancs de conglomérat ont plus de 5 m d'épaisseur et les grès glauconieux, à la base de la nappe de Bacchus, forment une bande massive de plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur. Cette bande de grès est constituée d'une superposition de lits de 30 cm à plus de 1 m d'épaisseur.

La stratification est généralement verticale, ou à pendage abrupt

sur les flancs des plis et sub-horizontale, ou à pendage faible dans la région axiale des plis. L'axe du tunnel proposé est perpendiculaire aux couches géologiques dans la nappe du Promontoire de Québec et dans l'écaillage de Ste-Pétronille. Toutefois, il est oblique aux strates de la nappe de Bacchus. A noter que sur une longueur approximative de 400 m, l'axe du tunnel traverserait en-dessous du chenal sud du fleuve, la région axiale d'un synclinal majeur. Il intercepterait donc à cet endroit des couches géologiques sub-horizontales ou légèrement inclinées vers le sud.

Tous les schistes argileux de la région à l'étude se débitent en feuilles de quelques millimètres d'épaisseur à cause de la fissilité. La fissilité est une foliation résultant de la compaction des sédiments argileux lors de leur diagenèse (passage de sédiment à roche sédimentaire). Elle se développe donc parallèlement à sa stratification. En surface, la roche est généralement friable à cause de la fissilité mais en profondeur elle peut être compacte et massive. Les forages vont nous renseigner sur les effets de ce phénomène en profondeur.

La roche affectée par le clivage de flux se débite en feuilles d'une fraction de millimètre à quelques millimètres d'épaisseur. Ce clivage est développé dans les schistes argileux, les mudstones et les grès glauconieux de la région axiale des plis. Il est sub-parallèle à la surface axiale de ces derniers. Il s'observe surtout dans les roches de l'écaillage de Ste-Pétronille et la nappe de Bacchus. Dans cette dernière, l'axe du tunnel proposé est oblique au clivage de flux tandis que dans l'écaillage de Ste-Pétronille, il lui est perpendiculaire.



Les joints sont omniprésents mais bien développés surtout dans les roches compétentes telles les grès et les conglomérats calcaires. Ils sont généralement conjugués et orthogonaux entre eux et à la stratification. En effet, si les strates sont horizontales, les joints sont verticaux et si elles sont verticales, les joints accusent une direction perpendiculaire à celles des strates et des pendages variables. Ajoutons que d'une strate à l'autre, la direction ou le pendage des joints varie tout en demeurant orthogonal entre eux et à la stratification. Il est à noter que dans les conglomérats calcaires, certains sont ouverts à cause de la solubilité du calcaire à l'eau froide. Ainsi, en sous surface, les conglomérats calcaires pourraient permettre à l'eau d'envahir le chantier.

### 3.5.3 Capacité portante de la roche

Les éléments actuels pour évaluer la capacité portante de la roche sont relativement limités. Les forages effectués pour l'implantation des tours de l'Hydro-Québec dans le chenal nord indiquent une capacité portante du roc fissuré de 0.5 MPa et du roc sain de 1.4 MPa.

## 3.6 NATURE DU SOL

### 3.6.1 Sondages

Un plan de reconnaissance géotechnique a été réalisé dans le chenal nord au cours des hivers 1977 et 1978. Sept forages mécaniques ont été réalisés sur la glace en février et mars 1977, dont cinq au roc,

et quatre forages en février 1978, (dont un au roc) donnant ainsi une bonne idée de la stratigraphie, des propriétés physiques et mécaniques des sols. (Voir fig. 3.7 et 3.8).

De plus, des sondages sismiques par réflexion ont été tentés dans le chenal nord à l'automne 1977, sans succès. Le rapport du consultant expert mentionne "que les conditions géologiques du site, c'est-à-dire une absence de contraste sismique entre le roc et les sédiments, non consolidés, ont été la cause de l'insuccès des sondages par réflexion".

D'autre part, le Service des Sols du Ministère des Transports, a obtenu des résultats satisfaisants en effectuant des sondages sismiques par réfraction sur les battures du chenal nord à l'automne 1977. (Voir fig. 3.9).

De même les résultats de sondages sismiques par réflexion effectués dans le chenal sud par Monsieur Emery Holz en 1974 ont été consultés. [68]

Enfin les sondages effectués dans la région par l'Hydro-Québec et le Ministère des Transports de même que les sondages exécutés avant la construction du pont actuel ont aussi été consultés pour présenter une intégration complète de tous les résultats disponibles dans la région étudiée. (Voir fig. 3.6).

### 3.6.2 Stratigraphie

Le lit du chenal nord semble constitué d'un épais dépôt d'envi-

ron 60 m de sable gris mélangé avec un peu de silt, reposant sur un schiste altéré. Dans l'axe #2 cependant, on note un important dépôt d'argile grise silteuse, traversée en son milieu par une couche de sable gris silteux d'environ 6 m d'épaisseur. Il est à noter que la partie supérieure du dépôt d'argile a une consistance ferme, alors que sa partie inférieure est de raide à très raide. On évalue que ce dépôt se situe entre les chaînages 10 + 65 et 19 + 80, soit sur une distance de 900 m environ. (Voir fig. 3.7 et 3.8).

Le roc remonte en surface sur les battures du chenal nord, remontant de façon très abrupte, autant du côté de Montmorency que du côté de l'Ile d'Orléans, sauf dans l'axe #2 où sous l'autoroute #440, le dépôt de sable est encore très épais. En général, il s'agit d'un roc altéré sur une épaisseur de 10 m à 20 m, et par la suite d'un roc sain. (Voir fig. 3.6 et 3.9).

### 3.6.3 Essais de chantier et de laboratoire

Lors des forages de l'hiver 1977, des essais de chantier et de laboratoire furent exécutés sur les échantillons.

Lors des forages de 1978, seulement des essais de chantier furent effectués afin de minimiser les coûts d'étude. L'identification des sols n'est donc que visuel.

Nous présentons donc dans les lignes qui suivent les caractéristiques principales des sols rencontrés à l'endroit des forages exécutés.

#### 3.6.3.1 Limites d'Atterberg, teneurs en eau

La limite de liquidité de l'argile rencontrée aux forages #1 et #3 varie de 34 à 61 et son indice de plasticité se situe entre 15 et 35, indiquant la présence d'un dépôt argileux de moyenne à haute plasticité. L'argile de haute plasticité se trouvant dans la partie supérieure du dépôt.

La teneur en eau naturelle correspondante de l'argile varie entre 28 et 63 pour cent, et est voisine de sa limite de liquidité. Elle est légèrement inférieure pour l'argile de moyenne plasticité se rencontrant en profondeur.

#### 3.6.3.2 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement de l'argile non remaniée, telle que déterminée sur le chantier à l'aide d'un scissomètre, soit dans le dépôt d'argile rencontré au forage #3, est de l'ordre de 47.9 kPa dans la partie supérieure du dépôt, et varie entre 143.6 kPa et 239.4 kPa environ dans la partie inférieure du dépôt.

Les valeurs de résistance en cisaillement pour l'argile remaniée se situent entre 8.3 kPa et 9.4 kPa dans la partie supérieure du dépôt, et entre 52.4 kPa et 86.8 kPa dans la partie inférieure, indiquant une sensibilité de l'argile de l'ordre de 5 et 3 respectivement.

Un profil de résistance au cisaillement en fonction de l'élévation est présenté à la fig. 3.10.

#### 3.6.3.3 Essais de compression triaxiale

Des essais de compression triaxiale, confinés et non drainés, furent exécutés en laboratoire sur des échantillons d'argile non remaniée et prélevés dans les forages #1 et #3. Les valeurs de résistance à la compression obtenues varient entre 100 kPa et 153 kPa.

Ces résultats de laboratoire sont aussi indiqués sur le profil présenté à la fig. 3.10 en supposant la résistance au cisaillement de l'argile égale à une demi-fois la résistance à la compression des essais triaxiaux.

#### 3.6.3.4 Poids unitaires, teneurs en eau

Les masses unitaires humides mesurés sur les échantillons précédemment analysés varient de 1634 kg/m<sup>3</sup> à 1698 kg/m<sup>3</sup> dans la partie supérieure du dépôt d'argile, et de 1890 kg/m<sup>3</sup> à 2050 kg/m<sup>3</sup> dans la partie inférieure.

Les teneurs en eau naturelle correspondantes se situent entre 51 et 63 pour cent dans la partie supérieure du dépôt d'argile, et entre 24 et 35 pour cent dans la partie inférieure.

#### 3.6.3.5 Essais de consolidation

Cinq essais de consolidation furent effectués en laboratoire sur des échantillons représentatifs d'argile non remaniée prélevés dans les forages #1 et #3. L'analyse des résultats indique que le dépôt d'argile existant est surconsolidé. L'argile rencontré dans le forage #1 montre une pression de surconsolidation excédant d'environ 144 kPa la pression verti-

cale effective exercée par les terres sus-jacentes. Dans le forage #3, le degré de surconsolidation de l'argile est de l'ordre de 28.7 kPa dans la partie supérieure du dépôt, et varie de 38.3 kPa à 76.6 kPa dans la partie inférieure du dépôt.

#### 3.6.3.6 Indices de résistance

Des essais de pénétration furent effectués sur le chantier, à l'aide d'une cuillère fendue conventionnelle de 51 mm de diamètre, enfoncée sous une énergie standard de 475 J afin de déterminer la densité relative des sols granulaires rencontrés.

D'une façon générale, les indices de résistance obtenus dans les matériaux granulaires sont le plus souvent compris entre 33 et 100 coups au mètre indiquant des sols à l'état compact. Toutefois, à grande profondeur ou près du socle rocheux, des indices de résistance plus élevés furent mesurés, indiquant la présence de matériaux à l'état dense et même très dense (le nombre de coups pouvant alors excéder 165 coups au mètre).

#### 3.6.3.7 Analyses granulométriques, teneurs en eau

Des analyses granulométriques furent exécutées en laboratoire sur des échantillons représentatifs des sols granulaires rencontrés, comme complément aux descriptions visuelles après les sondages de l'hiver 1977.

Les matériaux analysés consistent le plus souvent en un sable uniforme renfermant de 1 à 22 pour cent environ de particules fines passant le tamis 75  $\mu$ m. Occasionnellement, on trouve des matériaux à granulométrie étalée, composés d'un mélange de sable, silt et gravier (forages #6

et #9), ou encore un matériau très fin constitué essentiellement de silt (forage #9, près de la surface du sol).

Les teneurs en eau naturelles des matériaux précédemment analysés varient entre 9 et 27 pour cent.

#### 3.6.4 Propriétés mécaniques

##### - Capacité portante

Selon les informations restreintes qui sont disponibles actuellement, la capacité portante du roc est évaluée à environ 0.98 MPa près de la surface du roc, après avoir enlevé les parties les plus fissurées ou altérées.

Quant aux capacités portantes du sol, il semble qu'elles pourraient varier sur le sol granulaire de 0.2 MPa à 0.4 MPa si on utilisait de la vibroflotation.

#### 3.6.5 Réseau d'arpentage, chenal nord

Nous présentons à la figure 3.11 le réseau d'arpentage utilisé dans le chenal nord pour la localisation des forages et des sondages sismiques.

Tout le réseau est rattaché aux points géodésiques indiqués sur le plan, et tels que fournis par le Ministère des Terres et Forêts, Direction des Relevés Techniques, Service de la Géodésie, Québec.

CHAPITRE IV



## CHAPITRE IV

### DONNEES DE BASE

#### 4.1 CHARGES VIVES

Tous les projets ont été conçus pour une charge standard H20-S16 augmentée de 25%, soit la charge H25-S20, en tenant compte des charges d'impact. La surcharge de camion a été appliquée selon la norme de l'ACNOR S6-1974.

Aucune surcharge de neige n'a été incluse dans le calcul du tablier ou du trottoir.

#### 4.2 DIMENSIONS DES CHAUSSEES

##### 4.2.1 Lien à six voies

Lors des premières réunions de coordination, le Ministère nous indiquait d'établir un lien à six voies, soit 3 voies dans chaque sens, comme hypothèse pour l'étude.

Plus particulièrement dans le cas des chaussées de pont ou de jetées sur le chenal nord, la direction des ponts faisait part aux consultants d'une norme datée du 15 décembre 1973 préconisant une chaussée de 0.90 m - 3 fois 3.65 m - 0.90 m dans chaque sens. A cela s'ajoutent les

largeurs pour les garde-fous, parapets et joint longitudinal.

Dans le cas des chaussées sur l'Ile d'Orléans, il était alors plus pratique tout en demeurant économique d'élargir nos accotements sur les rebords de la route et de séparer les voies de circulation dans chaque sens.

Quant au choix des chaussées pour le chenal sud, le choix s'est arrêté sur les mêmes sections que le chenal nord, bien que lors d'un design plus avancé ces largeurs pourraient être modifiées pour tenir compte de facteurs plus particuliers. Enfin le choix fut le même pour les solutions de tunnel ou de pont.

#### 4.2.2 Lien à deux voies, chenal nord

Lors d'une réunion de coordination en novembre 1978, le Ministère nous demandait d'étudier la possibilité de relier la rive nord avec l'Ile d'Orléans par un lien à deux voies. Ceci a conduit à considérer des structures qui pourraient accommoder dans un premier temps deux voies avec un trottoir et, dans un deuxième temps, trois voies unidirectionnelles intégrées à un lien de six voies en autoroute.

La chaussée préconisée est donc la suivante: deux voies de 3.65 m, avec accotement de chaque côté de 1.85 m, et trottoir de 1.6 m, séparé de la chaussée par un garde-fou métallique.

Les structures dans le chenal nord sont donc présentées pour un lien à deux voies ou un lien à six voies.

### 4.3 RESEAU ROUTIER

Le réseau routier actuel, avec parachèvement de l'autoroute Dufferin-Montmorency, fut considéré comme base pour l'élaboration du projet. Il n'est donc pas prévu de prolonger le boulevard de la Capitale vers l'est.

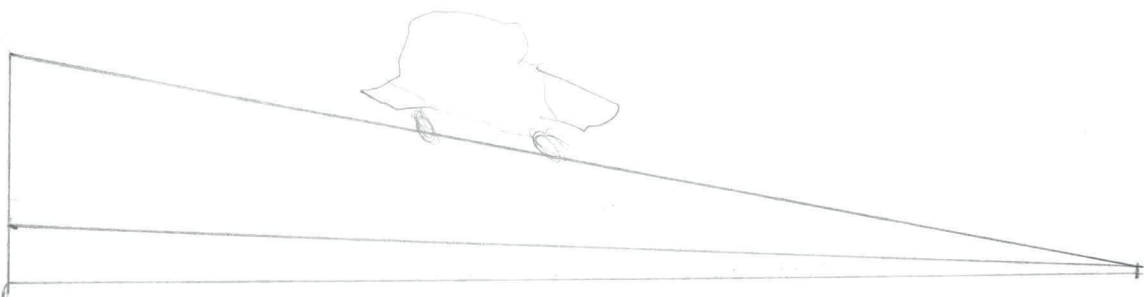
### 4.4 ALIGNEMENT HORIZONTAL ET VERTICAL

#### 4.4.1 Pentes

Dans un premier temps, lors de l'élaboration du projet, les pentes ont été limitées dans les montées ou les descentes à 3%. Cependant, étant donné les fortes différences d'élévation, on a dû augmenter la limite supérieure des pentes à 4%, et considérer des longueurs de pente considérables, surtout dans le cas des tunnels.

#### 4.4.2 Courbes

Pour ce qui est de la géométrie des routes, la conception des courbes, des échangeurs, et des devers est basée sur les normes de l'Association Canadienne des Bonnes Routes, ainsi que sur les normes du Ministère des Transports du Québec.



#### 4.5 DEGAGEMENTS DES CHENAUX

Selon les indications fournies par Transport Canada, les dégagements susceptibles d'être approuvés lors d'une demande d'approbation officielle sont les suivants:

Chenal nord: 120 m X 15 m au-dessus des Hautes Eaux

Chenal sud: 610 X 61 m au-dessus des Hautes Eaux

L'étude des structures dans le chenal nord et le chenal sud a donc été élaborée à partir de ces données. Ces données s'avèrent réalistes compte tenu du cadre de l'étude actuelle. Cependant lors de la construction d'un pont au-dessus du fleuve St-Laurent, il y a une certaine procédure à suivre en vertu de la loi fédérale sur la protection des eaux navigables.

Cependant, il n'est pas dans le cadre de la présente étude d'entamer cette procédure, mais celle-ci devra s'amorcer lorsque la décision de construction du lien aura été arrêtée. Pour l'instant, nous sommes donc limiter à obtenir des valeurs de dégagement indicatives et susceptibles d'être acceptées dans le déroulement de la procédure.

CHAPITRE V

## CHAPITRE V

### CHENAL NORD

#### 5.1 FORMULATION DES HYPOTHESES DE BASES

##### 5.1.1 Cadrage de la zone d'étude

Par juxtaposition des données de base, trois zones principales furent identifiées en tenant compte des obstacles physiques majeurs. A l'intérieur de ces trois zones, une vingtaine d'axes furent tracés puis juxtaposés respectivement à ces mêmes cartes d'inventaire des données de base afin de faire ressortir les avantages, les désavantages et les particularités respectives de chacun des axes.

Par la suite, l'analyse des différents facteurs particuliers à ces axes constitua le processus de sélection et d'élimination de chacun des axes proposés. Les axes routiers proposés et sélectionnés ont été analysés en considérant la délimitation du corridor, le transport, la circulation, le design et les données disponibles relativement aux barrières physiques.

Les trois sections suivantes représentent les avantages, les désavantages et les particularités présentes lors du choix des axes tracés. Certains facteurs touchent tous les axes, alors que d'autres n'affectent que certains.

Donc, les principaux facteurs considérés sont au niveau des:

5.1.1.1 Avantages

- 1- Opportunité de mieux relier les deux rives dans la partie est de la région de Québec en tant que territoire économique.
- 2- Prolongement naturel de l'autoroute de la Capitale actuelle.
- 3- Lien avec l'autoroute Dufferin-Montmorency.
- 4- Amélioration pour résoudre le problème actuel du raccordement de l'Ile à la terre ferme.
- 5- Revalorisation des terrains avoisinants due à un développement bien planifié.
- 6- Possibilité de transformer certaines parties de l'Ile en zones de récréation et de villégiature.
- 7- Possibilité de favoriser l'aménagement du patrimoine.
- 8- Possibilité de favoriser la création de circuits touristiques empruntant la rive nord et la rive sud du St-Laurent à l'est de Québec. *(autobus)*
- 9- Possibilité de construire une autoroute sur l'Ile.
- 10- Possibilité de créer des entrées et des sorties adéquates avec les routes de l'Ile.
- 11- Lien avec la route Lallemand sur la rive sud.
- 12- Lien avec un axe situé à l'ouest de Beaumont et rejoignant l'autoroute #20.
- 13- Un tunnel sous l'Ile éviterait des perturbations physiques importantes et serait plus sécuritaire en hiver.
- 14- Niveaux sud de l'Ile et de la rive sud propices pour un pont surplombant le chenal de navigation actuel.



- 15- Axe situé hors de la zone achalandée de Montmorency-Villeneuve.
- < 16- Relié à l'autoroute Dufferin-Montmorency par un échangeur prévu.
- < 17- Possibilité de développer industriellement la pointe de la Martinière.
- 18- Possibilité de créer un corridor de transport parallèle et/ou adjacent à la servitude de la ligne 735KV de l'Hydro-Québec.
- < 19- Possibilité de développer facilement un échangeur sur la bande de terrain située entre le fleuve et le boulevard Ste-Anne.

#### 5.1.1.2 Désavantages

- < 1- Probabilité d'une spéculation foncière sur l'Ile, la Rive Nord et la Rive Sud.
- < 2- Possibilité d'un développement accru de secteurs résidentiels sur l'Ile au détriment de l'agriculture actuelle.
- < 3- Danger de réduire le territoire de production agricole.
- < 4- Possibilité d'impact sur les sites culturels, historiques ou touristiques. *Danger à éviter si le Tunnel reste relativement caché dans le paysage.*
- < 5- Lien avec routes de l'Ile doit être envisagé mais difficile à instaurer.
- < 6- Un pont (ou des ponts) serait une présence physique sur un site d'une très grande beauté au point de vue environnement urbain et panoramique.
- 7- Aucun lien direct avec l'autoroute de la Capitale.
- 8- L'échangeur prévu pour le vieux pont de l'Ile et l'autoroute Dufferin-Montmorency devra être modifié.
- < 9- Engorgement probable de la circulation sur la pointe ouest.
- < 10- Lien avec routes existantes de l'Ile pourrait s'avérer difficile à cause de l'exiguité des lieux.

11- Axe éloigné de Québec.

12- Lien avec routes de l'Ile pourrait s'avérer difficile à cause des lieux historiques situés à Ste-Pétronille.

### 5.1.1.3 Particularités inhérentes

1- Nécessité de contrôler l'utilisation du sol principalement en fonction des zones résidentielles, agricoles, touristiques, culturelles et récréatives.

2- Importance de protéger le territoire de production agricole.

3- Difficulté de mesurer les conséquences écologiques sur la végétation du littoral (avifaune), la faune aquatique et les oiseaux.

4- L'Ile pourrait devenir une attraction touristique de premier ordre.

5- Nécessité de tenir compte des intérêts de la population locale.

6- Nécessité d'une route greffée sur le côté nord de l'Ile d'Orléans comme accès à l'Ile, et probablement d'un petit échangeur à la pointe ouest de l'Ile.

7- Nécessité de prévoir des aménagements très spéciaux pour l'accès à l'Ile.

8- Alignement des tracés selon les dimensions cadastrales des lots originaux.

9- Minimiser les contraintes au point de départ et d'arrivée des liens.

10- Un pont (ou des ponts) doit tenir compte des aspects esthétiques et du panorama.

11- Une autoroute sur l'Ile serait nettement moins onéreuse au coût/km qu'un tunnel. *mais plus dévastateur au niveau des sites à préserver. Faire le bois ?*

12- Probabilité d'un tunnel sur l'Ile afin de préserver les cachets culturels et historiques de Ste-Pétronille et pour protéger l'environnement.

13- Nécessité de construire un petit échangeur sur les battures de Beauport comme lien avec l'autoroute Dufferin-Montmorency.

14- Nécessité de creuser un ~~petit~~ tunnel dans l'escarpement du côté nord de l'Ile.

15- Chemin le plus court pour le trafic entre Québec centre-ville et Lévis centre-ville.

#### 5.1.2 Choix des liens proposés

Il est important de souligner que durant toute la durée de l'étude, les cueillettes des données ainsi que les résultats de l'analyse ont été continuellement échangés entre les différentes sections de l'équipe de travail pour alimenter l'étude des types de liens possibles et plus particulièrement des axes situés à l'intérieur des trois zones présentées auparavant.

#### 5.1.3 Critères de sélection des axes

Lors de l'analyse, les critères généraux suivants ont été retenus pour le choix du tracé des axes routiers:

- être le prolongement d'un axe routier principal;
- permettre un échangeur adéquat avec les autres routes ou artères principales;
- prendre avantage de la proximité de servitudes existantes pour les lignes de transport d'énergie ou d'utilités publiques;  
Exemple: création d'un corridor de transport à utilisation multiple;
- être localisé dans un secteur à basse densité d'utilisation et à faible potentiel (si possible);

- < - minimiser l'impact sur les zones résidentielles;
- < - desservir et relier adéquatement les zones industrielles;
- minimiser les distances totales entre les pôles majeurs d'attraction;
- considérer les contraintes physiques telles collines, bâtiments, cours d'eau, etc...;
- maximiser l'impact et l'effet d'entraînement dû à l'emplacement;
- minimiser l'impact sur les zones à haute densité et fortement touchées par la présence de piétons;
- < - éviter et minimiser l'impact du bruit et de la pollution de l'air;
- < - développer les aspects panoramiques et esthétiques de la route;
- < - consolider l'infrastructure de voies de transport en vue d'un accroissement de l'activité économique;
- s'attarder aux solutions les plus rentables économiquement.

---

## 5.2 IDENTIFICATION DES AXES PROPOSES (Chenal nord)

Les limites du territoire d'étude pour le chenal nord s'étendent de la pointe ouest de l'Ile (Ste-Pétronille) jusqu'à la ligne de l'Hydro-Québec sur l'Ile, et des battures de Beauport (près de Ville Montmorency) jusqu'à la ligne de l'Hydro-Québec à l'ouest.

Trois zones principales ont été définies à l'intérieur de ce périmètre. Il apparaissait difficile d'établir des liens à l'extérieur de ces zones étant donné les obstacles naturels bien précis et nombreux, tels que: le pont actuel, le cimetière, la longueur excessive, la circulation, etc.

A l'intérieur de ces trois zones identifiées et caractérisées par l'inventaire des barrières physiques et à l'aide des cartes topographiques et bathymétriques, il a été tracé à l'intérieur de chacune d'elles un axe représentatif de la zone (voir fig. 5.1, 5.41 à 5.65). A l'aide du profil en élévation de chacun de ces axes, on constate que le fond marin varie très peu d'un axe à l'autre, sauf à l'endroit d'une dépression plus évidente dans l'axe #2 nord.

Par ailleurs, le profil topographique du côté de l'Ile présente un escarpement qui s'accroît de l'axe #2 nord vers l'axe #5 nord. Il est à noter que l'axe #2 nord est le plus court et correspond au prolongement de l'autoroute #40 sur les battures de Beauport.

Plusieurs facteurs techniques influencent le choix d'un type de lien, notamment la topographie des lieux, du fond marin, la stratigraphie, la géologie, la nature et les propriétés du sol et du roc, le vent, les courants, les marées et le mouvement des glaces propre au St-Laurent.

Une bonne part de ces informations ont été compilées sur les différents axes du bras nord. De plus, des sondages sismiques ont été réalisés et les résultats sont compilés dans la section sur la géotechnique. Enfin, l'absence des modèles hydrauliques à ce stade de l'étude ne permet aucune conclusion quant au mouvement des glaces ainsi que l'effet de sédimentation ou l'affouillement du fond marin causés par l'entrave d'une jetée ou le rétrécissement du fleuve occasionné par un pont.

Donc, considérant ces différents éléments à l'intérieur des trois zones principales identifiées sur le côté du bras nord, cinq axes principaux ont été sélectionnés qui sont les suivants et présentés à la figure 5.1

- axe #1 - nord
- axe #2 - nord
- axe #2-D - nord
- axe #3-A - nord
- axe #5 - nord

A ces quatre axes de base, viennent se greffer trois autres axes qui sont une légère variante des cinq premiers ci-haut présentés. Ils sont identifiés comme suit:

- axe #2-B - nord
- axe #2-C - nord
- axe #2-E - nord

Ces trois derniers axes présentent généralement les mêmes caractéristiques que les précédents en y ajoutant plus de précision au niveau de l'arrivée sur l'Ile.

## 5.3 JETÉES

### 5.3.1 Analyse

L'objet de la présente section est de faire l'analyse d'une jetée complète dans le chenal nord du fleuve St-Laurent, et par le fait même de traiter des jetées partielles combinées à un pont.

Nous avons établi la largeur des structures à 33.0 m pour la jetée et à 27.6 m pour les ponts. Cette largeur inclut les accotements et les six voies de circulation tel que préconisé par le Ministère des Transports.

De plus, les pentes pour la circulation sur les ponts seront limitées à 2% ou 3% au maximum.

### 5.3.2 Construction des jetées

#### a) Définition

Une jetée est une structure généralement perpendiculaire à la rive, et s'étendant dans un cours d'eau. Dans le cas qui nous intéresse, cette structure a été étudiée pour assurer une liaison entre la rive nord et l'Ile d'Orléans.

#### b) Types

Généralement les jetées sont construites à partir de moellons bruts, de cellules en palplanches, de caissons et de cribles employant soit le bois, l'acier ou le béton.

#### c) Emplacement

L'emplacement d'une jetée peut être très important. Une attention spéciale doit être apportée à la direction et aux forces des marées et à la section du chenal nécessaire à la navigation.

Les jetées doivent être généralement disposées de manière à ce que le chenal soit orienté dans une position et une direction qui correspond au mouvement naturel de la marée.

### 5.3.3 Choix de la houle de dimensionnement

Le principal problème qui intervient lors du dimensionnement d'une structure maritime, est de choisir la nature de la houle.

Ce choix est influencé principalement par les facteurs suivants:

- a) La structure peut être sujette à l'attaque d'ondes non déferlantes, déferlantes ou déferlées.
- b) Effets sur les aires protégées des dommages causés à la structure.
- c) Besoins de maintenance en fonction des dommages causés par les tempêtes.
- d) Disponibilité des matériaux de protection.

### 5.3.4 Élévation minimum de la crête des jetées

L'élévation de la crête est déterminée à partir de la surélévation du plan d'eau contre la structure. Cette surélévation est elle-même fonction des caractéristiques de la houle et de la structure.

Comme première approximation, on admet que cette surélévation est égale à la hauteur de l'onde incidente, à laquelle on ajoute un certain facteur pour tenir compte du débordement de la houle au-dessus de la structure.



Dans le chenal nord, l'élévation des hautes eaux extrêmes est établie à l'élévation + 5.0 m, selon le système de référence géodésique du Canada.

La hauteur des vagues et du plan d'eau étant fonction de la direction des vents dominants et de leur distance de parcours, nous avons évalué le "fetch" entre 20 et 28 kilomètres. Ainsi la hauteur totale nécessaire au-dessus des hautes eaux a été établie à 2.75 m.

Comme l'assise de la route est protégée sur les côtés par un enrochement sélectionné de pierres de 1200 kg sur une épaisseur de 1.5 m, nous ne prévoyons pas de protection spéciale à la fondation des chaussées. Ainsi, l'élévation minimum des crêtes a été établie à l'élévation + 7.0 m. Cette élévation minimum s'entend après tout tassement des jetées et de leurs fondations. La hauteur à réaliser lors de la construction devra donc inclure une surélévation égale aux tassements anticipés qui pourraient varier de 0.2 m à 0.4 m, dans les différents axes.

#### 5.3.5 Conditions de fondation

Un programme préliminaire de forages et d'études géotechniques a été exécuté sur le site précité, par la compagnie Nationale de Forage et Sondage Inc. Cette étude préliminaire avait pour objet de déterminer la nature et les propriétés géotechniques du sous-sol en vue de la construction d'une jetée ou d'un pont devant relier la rive de Beauport à l'Ile d'Orléans.

#### 5.3.5.1 Procédure

Quatre tracés possible ont été investigués pour la traversée du chenal nord. Au total neuf forages préliminaires furent implantés et exécutés, soit quatre forages sur l'axe #2, et deux forages sur chacune des lignes #2-D, #3-A et #5.

Pour l'ensemble des axes, les forages furent arrêtés à des profondeurs variant entre l'élévation -5 m et -66 m (élevations géodésiques). Le socle rocheux fut vérifié sur cinq forages exécutés sur les axes #2 et #3-A, avec pénétration de 1 à 5 m dans le roc.

#### 5.3.5.2 Description du terrain

La description des différentes couches de terrains rencontrés à l'endroit des forages exécutés a été présentée à la section 3.6 et aux figures 3.7 et 3.8, et nous y référons le lecteur pour plus de détails.

#### 5.3.6 Recommandations quant au site

L'étude pour déterminer l'emplacement des jetées s'est faite à partir du résultat des essais de chantier et de laboratoire.

La hauteur d'une jetées complète en enrochement pourrait atteindre l'élévation +7.0 m (élévation géodésique) tandis que la jetée partielle pourrait s'élever à l'élévation + 18.3 m. Ceci peut représenter des hauteurs maximales de jetées de l'ordre de 25 m.

Sur les axes #2-D, #2-E, #3-A et #5, où le sol consiste essentiel-

lement en un dépôt de matériaux granulaires, aucun problème particulier de stabilité des pentes de la jetée, dû à la surcharge imposée, n'est présentement entrevu. Quant aux tassements anticipés, en excluant toute présence d'argile, ils pourraient être de l'ordre de 0.3 m (ou moins) dans les matériaux essentiellement granulaires constituant le mort-terrain à ces endroits, ce qui est acceptable.

Toutefois à l'emplacement de l'axe #2, où un important dépôt d'argile fut rencontré au centre du chenal, (forages #11 et #3), une étude plus particulière fut entreprise concernant la stabilité des pentes et les tassements anticipés.

En tenant compte des propriétés de l'argile trouvée au forage #3, d'une pente de 3 (horizontale) dans 1 (verticale), et d'un remblai de 24 mètres de hauteur, le facteur de sécurité serait inférieur à 1.0, indiquant ainsi une pente instable. Pour obtenir un facteur de sécurité minimum de 1.3, correspondant à une pente de talus sécuritaire contre la rupture, un palier horizontal d'une largeur de 52 mètres devrait être établi à l'élévation -7 m.

Quant au tassement total à long terme du dépôt d'argile à l'endroit du forage #3, il serait de l'ordre de 5 mètres, donc considérable.

Entre les forages #4 et #11, l'axe #2 n'apparaît donc pas favorable à la construction d'une jetée.



### 5.3.7 Structures des jetées à talus en enrochement

Les digues à talus en enrochement sont couramment utilisées comme protection contre la houle. Elles consistent en un noyau composé de tout-venant de carrière sur lequel on superpose plusieurs couches protectrices avec différentes grosseurs d'enrochements. La dernière couche que l'on désigne comme couche protectrice est souvent composée de blocs artificiels en béton.

Le principal problème qui intervient pour le dimensionnement de digues à talus en enrochement est de déterminer le poids des unités de la couche protectrice primaire pour qu'ils soient stables, c'est-à-dire qu'ils ne soient pas délogés lorsque soumis à l'attaque de la houle. Or cette stabilité dépend principalement de la rugosité des unités, de la porosité de la couche protectrice et de l'effet de l'emboîtement des unités. Le poids des unités de la couche protectrice est déterminé par des formules empiriques. La formule d'Hudson, pour la détermination du poids des unités s'écrit:

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_d (sh-1)^3 \cotg \theta}$$

ou  $W$ , est le poids des unités en kN,  $\gamma_r = \gamma_h / \gamma_w$ , et étant les poids spécifiques respectifs des unités et de l'eau en kN/m<sup>3</sup>,  $H$  la hauteur de dimensionnement de la houle en m,  $\theta$  la pente du talus mesurée par rapport à l'horizontale et  $K_d$  un coefficient adimensionnel dit coefficient de dommage, qui est principalement fonction de la forme des unités, c'est-à-dire de leur rugosité et surtout de leur degré d'emboîtement. La pente du talus peut varier entre 1: 1.25 jusqu'à 1: 1.3, mais il n'est pas recommandé d'utiliser

des pentes plus accentuées que 1: 1.15.

Egalement, il faut déterminer l'élévation et la largeur de la crête, la pente au talus, les caractéristiques des couches et les fondations. L'élévation de la crête est déterminée à partir de la surélévation du plan d'eau sur la structure qui elle-même, est fonction des caractéristiques de la houle et de celles de la structure. Comme première approximation, on admet que cette surélévation est égale à la hauteur de l'onde incidente à laquelle on ajoute une certaine sécurité contre le dépassement de la houle par-dessus la structure.

La largeur de la crête est donnée par:

$$B = nKa \left( \frac{W}{\gamma_h} \right)^{1/3}$$

ou n est le nombre d'unités sur la largeur B avec une valeur de n = 3 recommandée et K est un coefficient de la couche qui dépend des unités utilisées.

L'épaisseur de la couche protectrice est déterminée à partir de la formule suivante:

$$r = mKa \left( \frac{W}{\gamma_n} \right)^{1/3}$$

Le nombre d'unités requis pour la construction de la couche extérieure est fourni par  $Nr = An Ka \left( 1 - \frac{P}{100} \right) \left( \frac{Sr}{W} \right)^{2/3}$

ou Nr est le nombre requis pour couvrir une surface An en m<sup>2</sup> d'unités formant une couche d'épaisseur r en mètres, dont le coefficient de la couche est

Ka et la porosité moyenne est P exprimée en pourcentage.

Dans le cas de non déferlement, cette couche est étendue jusqu'à une hauteur d'onde au-dessous du niveau de repos minimal, tandis que lorsqu'il y a déferlement à la structure, cette couche est prolongée jusqu'au fond.

L'expérience montre d'autre part qu'il est sage de protéger les fondations de la structure dans le cas où la profondeur d'eau est moindre que deux fois la hauteur de la houle, où il existe de forts courants et où les fondations consistent en un matériau meuble.

#### 5.3.8 Section type - Jetée

Compte tenu des conditions de fondations, les sections types choisies apparaissent dans les figures 5.49 et 5.50.

On a donc un massif d'emprunt "Classe - B", bloqué entre deux recharges en enrochements constitués de tout-venant de carrière (granit) de 0-700 mm de diamètre, additionné d'une membrane synthétique qui recouvre les deux recharges en enrochements et assure l'étanchéité de la structure.

La couche protectrice considérée comme couche protectrice primaire est composée d'enrochements sélectionnés de 1200 kg et d'une épaisseur de 1.5 m. Cette protection est disposée à partir des fondations jusqu'à l'élévation +7.0 m, soit de deux mètres plus élevée que le niveau de la marée haute extrême.

Les pentes extérieures et intérieures sont de 3/2.

L'assise de la route sera construite sur une épaisseur d'environ 1.2 m avant d'y faire le pavage pour compléter les travaux.

### 5.3.9 Séquence de construction

La jetée devra être construite à l'avancement en pleine eau. Pour aider aux travaux de première fermeture, on procédera à la construction des deux massifs de recharge, en enrochement, supérieur à 50 mm. Cette opération se fera par déversement des camions à l'avancement à partir de la rive nord.

L'étanchéité sera assurée en recouvrant les massifs de recharge d'une couche de pierre concassée de 0.15 m et en y installant une membrane synthétique. L'achèvement de la jetée se fera par remplissage du volume laissé entre les deux massifs de recharge. Ce remplissage sera fait avec un emprunt "Classe B". Puis dans l'ordre indiqué, on achève la partie supérieure de la digue après avoir complété l'enrochement de protection.

### 5.3.10 Quantités requises de matériaux

Les quantités ont été calculées à partir du profil en travers (fig. 5.49, 5.50) pour une jetée complète passant par l'axe 2-D.

A partir de pentes de 3/2, on a établi les quantités suivantes pour la jetée sur toute sa longueur.

- Enrochement sélectionné de 1200 kg (A)

156400 m<sup>3</sup>

- Tout-venant de carrière (granit) de 0-700 mm de diamètre  
(D<sub>50</sub> = 450 mm) ou (calcaire) de 0-760 mm de diamètre  
(D<sub>50</sub> = 150 mm) (B)  
935100 m<sup>3</sup>.
- Pierre concassée de 0-100 mm de diamètre (D<sub>50</sub>-19 mm)  
ou gravier naturel (0-100 mm de diamètre) (E)  
16100 m<sup>3</sup>.
- Membrane synthétique (F)  
107000 m<sup>2</sup>
- Emprunt "Classe - B". (G)  
342,000 m<sup>3</sup>.

#### 5.3.11 Estimation des coûts

Nous présentons ici l'estimation des coûts pour une jetée complète seulement dans l'axe #2-D. Les autres alternatives apparaissent au chapitre VIII, "Intégration des coûts".



TABLEAU 5.1

COUTS D'UNE JETEE COMPLETE DANS L'AXE NO 2-D

- Enrochement tout-venant (B)	
	Excavation, transport, mise en place par le versement de barges
	935100 m <sup>3</sup> @ \$7.00/m <sup>3</sup> ----- \$6,546,000.
- Enrochement sélectionné (A)	
	Excavation, transport, mise en place par déversement de camion
	156,400 m <sup>3</sup> X \$10.00/m <sup>3</sup> ----- \$1,564,000.
- Pierre concassée de 0-100 mm (E)	
	Excavation, transport, mise en place par déversement de barges ou camions
	16,100 m <sup>3</sup> X \$7.00/m <sup>3</sup> ----- \$ 112,000.
- Membrane synthétique (F)	
	107,000 m <sup>2</sup> X \$2.25/m <sup>2</sup> ----- \$ 241,000.
- Emprunt "Classe B" (G)	
	342,000 m <sup>3</sup> X \$5.00/m <sup>3</sup> ----- \$1,712,000.
	<u>\$10,175,000.</u>
	IMPREVUS 10% <u>1,000,000.</u>
	<u>\$11,175,000.</u>

### 5.3.12 Conclusion

Le choix d'une jetée complète pour relier la rive nord à l'Ile d'Orléans, s'avère la solution la plus économique aux endroits des axes 2-D, 2-E et 3-A.

Toutefois, la fermeture du chenal nord de l'Ile d'Orléans entraînera des perturbations, à court terme du moins, du régime hydraulique local du St-Laurent. Aussi, la poursuite d'étude sur modèles réduits permettra de rechercher l'influence à long terme de ces ouvrages sur le régime naturel, les niveaux, les champs de vitesse, la sédimentation, les glaces, l'environnement, etc.

## 5.4 JETEE PARTIELLE AVEC PONT

### 5.4.1 JETEE PARTIELLE

Nous référons le lecteur à la section 5.3 pour la description de la jetée partielle. Sa constitution demeure essentiellement la même que celle d'une jetée complète.

### 5.4.2 PONTS A HAUBANS

#### 5.4.2.1 Introduction

Deux types de ponts à haubans ont été étudiés pour la traversée de la partie centrale du chenal nord.

Des structures continues (fig.5.42, 5.43, 5.52, 5.53, 5.59, 5.60 et 5.64) de trois portées (90 m, 250 m, 90 m) et de (60 m, 150 m, 60 m) permettaient de répondre aux exigences des différents axes.

Cet ensemble tient compte d'un gabarit minimum de 120 mètres de largeur par 15 mètres de hauteur.

Ces ponts à câbles autoancrés porteurs ont un tablier qui peut être tout en acier avec dalle de roulement orthotrope ou mixte en acier-béton ou même en béton précontraint.

Les câbles créent une précontrainte extérieure et sont liés à

un pylône indépendant ou non du tablier.

Les points d'ancrages des câbles au niveau du tablier constituent des appuis élastiques dont la raideur dépend de la tension existante dans les haubans.

Les points les plus importants à considérer, concernent :

- Les problèmes de calculs et de dimensionnement
- Les problèmes de vibrations et de stabilité aérodynamique
- Les problèmes de montage
- Les problèmes de corrosion et d'entretien

#### 5.4.2.2 Description du pont

##### 5.4.2.2.1 Superstructure (Fig.5.2, 5.3 et 5.4)

Le tablier de ce pont comporte deux chaussées de 12.80 m de largeur avec bande médiane pour une largeur totale de 28 mètres.

Pour une travée centrale de 250 mètres, la superstructure de l'ouvrage comprend un caisson double de 3.6 m de hauteur et 11.5 m de largeur, continue en trois travées de 90.0 m, 250.0 m, 90.0 m et soutenue par les piles ainsi que par huit haubans situés dans le plan de l'axe longitudinal du pont et reliés aux deux pylônes suivant une disposition radiale.

Le platelage orthotrope en tôle d'acier avec raidisseurs longitudinaux en U se prolonge de 8.2 m de part et d'autre du caisson et est sou-

tenu au droit des entretoises par des bracons inclinés, espacés de 4.6 mètres.

Le tablier orthotrope et les poutres transversales sont supportés par des entretoises en diagonale. La poutre caisson est raidie avec des diaphragmes transversaux espacés à 15 mètres centre en centre.

Cette solution est en général adoptée pour les ponts à nappes de haubans centraux. Les avantages principaux résident dans la facilité de mise en place des systèmes d'ancrages et dans la valeur élevée de la période de vibration en torsion (pratiquement indépendante des systèmes de câbles).

Dans le sens longitudinal, on notera que pour ce type de pont la poutre de rigidité est continue, et que les travées latérales sont appuyées sur des piles contribuant à l'ancrage des haubans.

Si une solution utilisant les ouvrages mixtes est adoptée, ces structures se composent de travées centrales métalliques et de travées latérales en béton. Dans ce cas, les joints entre les éléments de structures différentes sont conçus pour une transmission des efforts de compression et de flexion.

Ainsi, alternativement, on peut employer comme poutre un caisson métallique comportant une dalle supérieure en béton. Théoriquement, ce type de structure est très intéressant puisque le béton est précontraint extérieurement par les haubans et participe donc à la flexion d'ensemble.

Dans le sens transversal, les efforts dus à la torsion du tablier sont très importants et les appareils d'appuis, comme les fondations, doivent être conçus pour supporter des efforts alternés.

Pour une travée centrale de 150 mètres, la superstructure de l'ouvrage comprend un caisson double de 2.25 m de hauteur, continue en travées de 60 m, 150 m, 60 m et soutenue par les piles ainsi que par huit haubans situés dans le plan de l'axe longitudinal du pont.

La platelage orthotrope se compose d'une tôle d'acier avec des raidisseurs à profil ouvert espacés de 0.35 m et des entretoises tous les 1.70 m; des contreventements transversaux intérieurs en treillis espacés de 6.50 m empêchent la déformation du caisson.

Les aciers utilisés pour le caisson devront présenter une ductilité accrue sous entaille à basse température, c'est-à-dire un acier à haute résistance G40.11, grade B, avec une limite élastique de  $28 \text{ kg/mm}^2$  et une résistance à la rupture de  $46 \text{ kg/mm}^2$ .

Les assemblages longitudinaux sur chantier seront réalisés par soudure, et les joints transversaux au moyen de boulons à haute résistance.

Le revêtement de la chaussée pourra être constitué d'une couche d'asphalte caoutchoutée d'environ 7 cm d'épaisseur.

#### 5.4.2.2.2 Pylônes

Les deux pylônes, haut de 36.6 m, sont des caissons dont la section carrée décroît de 1850 mm X 1850 mm à 1520 mm X 1520 mm pour une portée centrale de 250 m et de 1530 mm X 1530 mm à 1240 mm X 1240 mm pour une portée centrale de 150 m.

Les pylônes sont en acier à haute résistance ASTM A-441.

Cet élément constitutif du pont à haubans peut prendre des formes variables suivant le type de haubannage (central ou latéral), ou selon les types de fixation adoptés sur les massifs.

En général, les encastremements sur les massifs de fondation sont relativement onéreux. En effet, les efforts dus au vent ou au tremblement de terre comportent, en plus des réactions horizontales, des moments fléchissants très importants.

La transmission des moments d'encastrement entre le pylône et le tablier est également très délicate sur le plan technologique (tôles de renforts très épaisses et assemblages difficiles à réaliser).

Comme les sections du pylône métallique sont fréquemment en forme de caisson, les diaphragmes et raidisseurs intérieurs sont déterminés pour éviter le flambement local des faces du pylône.

Certains éléments sont difficiles à dimensionner, notamment les zones situées près des selles d'appuis ou des ancrages des haubans.

En effet, en raison de l'encombrement des pièces, les sections sont réduites et la diffusion des efforts de compression doit s'effectuer sans concentration anormale des contraintes. Le recours à la méthode des éléments finis permet de résoudre le problème.

Quelquefois, les pylônes en béton sont employés pour des tabliers métalliques. Les sections sont en général pleines, sauf au droit des niches pour selles d'appuis.

Enfin, le réglage des câbles doit être fait avec beaucoup de soins pour éviter les dépassements d'efforts permis.

#### 5.4.2.2.3 Câbles

Pour une portée centrale de 250 m, chacun des haubans est constitué de 24 torons disposés en deux faisceaux de 12 unités. Leur diamètre est de 50.80 mm pour les câbles supérieurs et de 31.75 mm pour les câbles inférieurs. Pour une portée centrale de 150 m, chacun des haubans est constitué de 20 torons disposés en deux faisceaux de 10 unités. Leur diamètre est de 44.50 mm pour les câbles supérieurs et 30.16 mm pour les câbles inférieurs.

Pour la protection contre les agents atmosphériques, chacun des fils sera recouvert de polyéthylène de 5 mm d'épaisseur.

Plusieurs types de haubannages existent :



1) Soit les systèmes comportant peu de haubans, ceux-ci étant formés de plusieurs monotorons.

En général, les câbles sont continus au droit du pylône et sont ancrés avec épanouissement dans le tablier porteur. Une telle technique entraîne cependant les difficultés suivantes:

- Ancrages complexes, nécessité d'appareils en acier moulé facilitant l'épanouissement.
- Réglage par la selle d'appui.
- Possibilité de changement de câble très réduite.
- Entretien des enduits superficiels anticorrosifs très difficile.
- Grande discontinuité dans les efforts de compression transmis au tablier.

2) Soit les systèmes comportant de nombreux monotorons individuels. Dans ce cas, le câble est ancré dans le pylône, la selle d'appui n'ayant plus d'intérêt. Les ancrages sont souvent réalisés par le blocage des culots d'ancrage

L'avantage d'un tel système est:

- De faciliter le remplacement éventuel d'un câble.
- De mieux répartir les forces de compression dans le tablier.

#### 5.4.2.2.4 Stabilité aérodynamique

Le vent peut provoquer sur un pont à haubans:

- Des oscillations forcées dues aux échappements tourbillonnaires.
- Des oscillations auto-excitées à deux ou plusieurs degrés de liberté complètes, appelées flottement.

L'analyse mathématique ne permet pas de prévoir ces efforts avec précision car on ne connaît pas d'expression satisfaisante des forces aérodynamiques. On doit donc avoir recours à l'essai sur modèles; il existe actuellement deux types de méthode:

- L'essai sur modèle dynamiquement semblable, suspendu par des ressorts, dans la soufflerie; les mouvements du modèle fournissent directement le comportement du pont réel.
- Les méthodes associant l'essai sur modèle pour la mesure des forces aérodynamiques et le calcul pour déterminer la réponse de la structure.

#### 5.4.2.2.5 Infrastructure et fondation

L'infrastructure est l'élément important dans le choix des axes, et est fonction du niveau du lit du fleuve pour le coût des batardeaux et du niveau du roc pour le coût des pieux.

La partie supérieure des piliers donnera une assise aux pylônes de même qu'aux caissons d'acier. (Fig. 5.2 et 5.3)

La partie inférieure sera assise sur des pieux forés ancrés au roc. La capacité de chacun des pieux variera de 600 à 800 tonnes.

La partie supérieure qui est complètement hors de l'eau, est constituée d'un pilier unique qui sert d'appui au pylône de même qu'au caisson.

#### 5.4.2.3 Méthode de construction

Au départ, la construction de l'infrastructure posera des problèmes majeurs pour la traversée du chenal nord. Ces problèmes seront reliés à la position des piliers selon l'axe qui fait partie de l'étude.

Aux endroits où la hauteur des batardeaux n'excèdera pas quinze mètres de hauteur, ce système pourra se réaliser à un coût abordable.

Aux endroits où la hauteur des batardeaux sera de vingt mètres et plus, cette solution sera difficile à réaliser et coûteuse.

En ce qui concerne la superstructure, nous allons analyser sommairement les principaux modes de montage.

##### 5.4.2.3.1 Montage par lancement

Le tablier est lancé et repose ensuite sur des appuis provisoires avant le montage du pylône et la mise en place des câbles.

Une telle méthode permet un réglage du profil en long du tablier avant la mise en tension des câbles.

#### 5.4.2.3.2 Méthode à l'avancement à partir des piles

Dans le cas où la zone à franchir ne peut comporter aucun appui intermédiaire, le seul procédé est une mise en place de tronçons de 16 à 20 m de long, les haubans servant d'appuis provisoires.

Les éléments de caissons sont:

- Soit approvisionnés par ripage sur le tablier mis en place. Il faut dans ce cas construire d'abord les travées d'accès.
- Soit mis en place par un derrick biflèche les soulevant à partir d'une barge de transport.

#### 5.4.2.3.3 Problèmes posés par le montage à l'avancement

Une première difficulté réside dans la mise en place d'un pylône métallique. La mise en place de la totalité ou d'une partie du pylône est toujours une opération délicate, car les haubans n'étant pas en place, la stabilité statique et au vent devient difficile à réaliser.

A chaque élément de tablier en porte-à-faux (supportant en plus le poids du derrick et d'un tronçon approvisionné), correspond une surtension dans les haubans de retenue. Cette surtension disparaît dès que le hauban suivant est ancré. Il en résulte dans le tablier des moments négatifs importants.

Les risques d'instabilité aérodynamique ne peuvent également être négligés en cours de montage.

#### 5.4.2.4 Entretien des ouvrages haubanés

##### - Effet de la corrosion

Dans un ouvrage haubané, la partie la plus fragile demeure les câbles de haubans et leurs ancrages. En effet, les éléments sont constitués par des aciers à très haute limite de rupture et à faible allongement de rupture. Par ailleurs, les compositions chimiques prévues pour les aciers constitutifs sont souvent favorables à la corrosion sous tension.

Les câbles à plusieurs torons, sont employés de façon courante. La protection contre la corrosion nécessite:

- De faciliter l'évacuation de l'eau qui s'infiltré entre les paquets de câbles en évitant les enveloppes générales étanches et en étudiant les zones d'ancrage.

- De protéger efficacement les monotorons par un enduit recouvrant les couches de fils dont l'efficacité au point de vue étanchéité n'est pas totale.

#### 5.4.2.5 Evaluation des axes

A la suite d'une comparaison des différents axes, on peut constater que la superstructure des ponts à haubans diffère peu d'un axe à l'autre.

Tel que mentionné précédemment dans le rapport, l'infrastructure demeure l'élément majeur dans le choix des axes.

La comparaison entre les différents axes est la suivante:

1) Les axes 2 et 2B se caractérisent par la présence d'une couche d'argile située entre les chaînages 11+ 00 et 19+ 00, pour des profondeurs allant de 18 m à 54 m.

La présence d'argile dans ce secteur, obligera à forer des pieux jusqu'au roc, soit à une profondeur d'environ 60 mètres. Cette solution s'avérera très coûteuse.

Le pont à haubans est situé dans le chenal principal dans des profondeurs d'eau de 19 m. Si à cette hauteur, nous additionnons 6 m, ce qui correspond au niveau des hautes eaux, la hauteur des batardeaux à construire hors du dol serait d'environ 25 mètres. Ceci s'avérerait difficile à réaliser et d'un coût prohibitif.

A partir des plans de forage, le profil probable du roc a été établi. Ainsi, on peut constater que les piliers principaux du pont reposeraient sur des pieux de longueurs variables, et dont certains s'ancreraient sur un socle rocheux incliné, ce qui pourrait possiblement créer certains problèmes.

En somme, on peut conclure que l'érection d'un pont à haubans, avec ses portées d'approches, serait difficile à réaliser dans cet axe.

2) Les principales caractéristiques des axes 2D et 2E sont un lit de fleuve moins profond et une profondeur de roc moins grande.

Comme aucune présence importante d'argile n'a été décelée au moment des forages, les piliers principaux du pont à haubans pourront être ancrés au roc, dont la profondeur varie de 12 m à 30 m.

La hauteur maximum des batardeaux serait d'environ 18 m, et leur construction semblent réaliste.

En somme, ces axes semblent présenter le plus d'avantages tant au point de vue de réalisation de l'exécution que du coût.

Ainsi, la région triangulaire formée par axe 2D sur la rive nord et le point extrême de l'axe 2E sur l'Ile, se prête à des solutions fort intéressantes.

3) L'axe 3A se caractérise par un lit du fleuve légèrement plus profond qu'à l'endroit de l'axe 2D et une plus grande profondeur de roc.

Les mêmes énoncés que pour l'axe 2D peuvent s'appliquer. Cependant, le coût de construction sera légèrement supérieur à cause d'une plus grande longueur des pieux.

En conséquence, cet axe se prête également à des solutions intéressantes.

4) L'axe 5, se caractérise par un lit du fleuve très profond, et une élévation du socle rocheux possiblement très profonde.

En conséquence, la construction d'un pont à haubans dans cet axe

s'avèrerait complexe à exécuter, et d'un coût élevé.

#### 5.4.2.6 Estimation des coûts

D'après les estimations apparaissant aux tableaux aux pages suivantes, le coût de l'infrastructure apparaît important.

Pour l'axe 2D, nous avons déterminé que le coût de la superstructure pour une portée centrale de 250 m est de \$785./m<sup>2</sup>, tandis que celui de l'ensemble est de \$1573./m<sup>2</sup>.

Le coût de la superstructure pour une portée centrale de 150 m est de \$624./m<sup>2</sup> tandis que celui de l'ensemble est de \$1698./m<sup>2</sup>.

#### 5.4.2.7 Conclusion

De façon générale les ponts haubannés constituent une solution économique pour les ouvrages dont les travées principales se situent entre 135 m et 305 m. Pour les alternatives étudiées, un pont à haubans avec une portée centrale de 250 m est le plus économique dans tous les axes.

Des différents axes étudiés, l'axe 2D est le plus économique, parce que la profondeur du fond marin est moindre pour l'installation des batardeaux et que la profondeur du socle rocheux est moins grande que dans les autres axes.

De même, il a été relevé qu'une caractéristique particulière des



ponts à haubans réside dans le fait qu'il est possible de régler les efforts axiaux dans les câbles de manière à contrôler les diagrammes des moments fléchissants dans les poutres principales et dans les pylônes. En appliquant des efforts de postcontraintes déterminés à l'avance, on peut obtenir des conditions optimales et bien équilibrées. De plus, les systèmes haubannés peuvent être construits en porte-à-faux sans aucun appui intermédiaire provisoire.

Du point de vue économique, il faut noter l'avantage de l'utilisation d'acier à résistance élevée pour les câbles, la disposition possible des câbles sur un seul plan, la diminution du nombre de pylônes et de la grosseur des piles. Du point de vue esthétique, on dispose d'une vue sans obstacle et sans interférence visuelle des câbles, en les disposant sur un seul plan.

Par contre, les câbles disposés dans un seul plan sont soumis à des efforts plus grands, qui nécessitent des ancrages plus compliqués et un renforcement des pièces des poutres au droit de ces ancrages.

TABLEAU 5.2

PONTS A HAUBANS

ESTIMATION COMPARATIVE DES COUTS DE CONSTRUCTION

AXES 2, 2B, 5

Longueurs en mètres

	<u>Type 1</u>	<u>Type 2</u>
Travée principale-mètre	150	250
Total des travées haubannées	270	430
Longueur totale	270	430

ESTIME DES COUTS EN \$1,000.

Travées haubannées		
Superstructure	\$ 4,574.	\$ 9,765.
Infrastructure	\$11,500.	\$12,950.
	<hr/>	<hr/>
TOTAL	\$16,074.	\$22,115.
Imprévus	\$ 1,600.	\$ 2,200.
	<hr/>	<hr/>
COUT TOTAL	\$17,674.	\$24,315.

TABLEAU 5.3

PONTS A HAUBANS

ESTIMATION COMPARATIVE DES COUTS DE CONSTRUCTION

AXES 2D, 2E

Longueurs en mètres

	<u>Type 1</u>	<u>Type 2</u>
Travée principale - mètres	150	250
Total des travées haubannées	270	430
Longueur Totale	270	430

ESTIME DES COUTS EN \$1,000.

Travées haubannées		
Superstructure	\$ 4,574.	\$ 9,165.
Infrastructure	\$ 6,770.	\$ 7,595.
	<hr/>	<hr/>
TOTAL	\$11,344.	\$16,760.
Imprévus	\$ 1,100.	\$ 1,600.
	<hr/>	<hr/>
COUT TOTAL	\$12,444.	\$18,360.

TABLEAU 5.4

PONTS A HAUBANS

ESTIMATION COMPARATIVE DES COUTS DE CONSTRUCTION

AXE 3-A

Longueurs en mètres

	Type 1	Type 2
Travée principale - mètres	150	250
Total des travées haubannées	270	430
Longueur totale	270	430

ESTIME DES COUTS EN \$1,000.

Travées haubannées		
Superstructure	\$ 4,574.	\$ 9,165.
Infrastructure	\$ <u>7,530.</u>	\$ <u>8,860.</u>
TOTAL:	\$12,104.	\$18,025.
Imprévus	\$ <u>1,200.</u>	\$ <u>1,800.</u>
COUÏ TOTAL:	\$13,304.	\$19,825.

### 5.4.3 PONT EN ENCORBELLEMENT

#### 5.4.3.1 Introduction

La traversée du chenal nord (fig. 5.5, 5.6, 5.7, 5.8, 5.41, 5.44, 5.45, 5.51, 5.54, 5.55, 5.56, 5.57, 5.58, 5.61, 5.62 et 5.63) se caractérise, suivant l'axe pris en considération, pour la partie centrale par une largeur de 600 m à 900 m et par le lit du fleuve se situant entre 6 et 20 mètres.

Le niveau de l'eau varie de -3.5 m et +5.0 m et le niveau du roc se situe entre -9 mètres et -60 mètres.

Cette partie centrale représente 25% à 30% de la traversée du chenal nord et doit respecter un gabarit minimum pour la navigation de 120 m de largeur par 15 mètres de hauteur.

Un pont en encorbellement en béton précontraint a été étudié pour la traversée de cette partie centrale. Une structure continue (fig. 5.6) de cinq portées (110 m - 185 m - 185 m - 185 m - 110 m) répondait d'une manière satisfaisante aux caractéristiques des différents axes. (fig. 5.9).

#### 5.4.3.2 Description du pont

##### 5.4.3.2.1 Superstructure (fig. 5.10 et 5.11)

Deux caissons détachés identiques à cellule unique et à porte-à-faux de 3.20 m, d'une largeur de 13.72 m (12.80 m entre les chasse-roues) pour trois voies de circulation, forment la superstructure.

La profondeur des poutres varie paraboliquement le long de la portée; elle est de 10.36 m au pilier et de 3.05 m au centre et aux extrémités des parties extérieures. L'épaisseur des âmes est de 0.36 m. La dalle supérieure est d'épaisseur constante de 38.0 cm, 30.0 cm ou 27.9 cm pour chaque tranche de 30.5 mètres.

La dalle inférieure est d'épaisseur variable. Elle est de 1.02 m aux endroits des piliers et de 22.9 cm au centre et aux extrémités des portées extérieures.

La superstructure est précontrainte longitudinalement, transversalement et verticalement.

Les diaphragmes se trouvent seulement aux appuis et le pont est fixé aux deux piliers centraux.

Ainsi, la section tubulaire continue à être reconnue comme répondant de façon optimale à tous les impératifs du projet et de la construction.

On note en particulier:

- Le bon rendement de la section vis-à-vis de la précontrainte, spécialement dans le cas de moments négatifs (contraintes de traction au niveau de la table supérieure formant dalle de chaussée);

- Les dimensions suffisantes de la table inférieure comme membrure comprimée pour épuiser la résistance à la rupture des câbles de pré-

contrainte, de sorte que les ruptures fragiles par écrasement prématuré du béton sont évitées;

- Une excellente stabilité élastique, statique et dynamique pendant la construction de l'ouvrage et en service;

- Une grande résistance de torsion permettant d'éliminer tous les entretoisements intermédiaires en dehors des appuis.

#### 5.4.3.2.2 Infrastructure et fondation (fig. 5.12 et 5.13)

L'infrastructure est de forme identique dans tous les axes et aux différents points d'appuis.

Les piliers sont évidés sur toute leur hauteur. La partie supérieure qui est complètement hors de l'eau est formée des deux piliers séparés portant chacun un caisson. La partie inférieure, monolithique avec la partie supérieure, est assise sur des pieux forés et ancrés dans le roc.

La capacité de chacun des pieux est de 1,500 tonnes.

#### 5.4.3.3 Méthode de construction

La construction par encorbellement convient parfaitement pour la traversée de la partie centrale.

La réalisation d'un pont en encorbellement fait appel à deux techniques différentes:

- La préfabrication de voussoirs qui sont assemblés par précontraintes successives;
- Le coulage en place des voussoirs sur des équipages mobiles que l'on avance de la longueur d'un voussoir après durcissement et mise en précontrainte du voussoir précédemment exécuté.

Les voussoirs préfabriqués nécessitent des moyens de manutention puissants sur parc de manutention pour le transport des voussoirs et pour leur mise en place dans l'ouvrage. Ces moyens limitent le poids des pièces, donc leurs dimensions.

Les équipages mobiles présentent par rapport aux voussoirs préfabriqués l'avantage de ne nécessiter que des moyens de manutention normaux.

De plus, les erreurs de fabrication peuvent se compenser d'un voussoir à l'autre, ce que ne permet pas la préfabrication.

Ainsi, la superstructure devra être coulée par tronçons (voussoirs) à partir d'un pilier. Au milieu de la portée, les deux consoles, coulées et précontraintes par étapes, sont liées pour former une structure continue.

Cette méthode donne une grande liberté d'action dans l'établissement des cédules de travail.



Elle permet de débiter les travaux à différents points du chantier, indépendamment de l'avancement des travaux de fondations ou de superstructure dans d'autres points. La mécanisation des tâches et la répétition des étapes permet un rodage rapide de la main-d'oeuvre, un haut rendement dans l'avancement des travaux et une coordination facile du chantier. Un avancement de 1.5 m à 2.5 m de superstructure par jour par paire d'échafaudage mobile est facilement réalisable.

La mise en place de l'infrastructure est l'élément majeur dans la partie centrale du chenal nord. Les difficultés qui s'y attachent dépendent beaucoup de la localisation du pilier, de la structure et de l'axe choisi. A l'endroit des axes 2, 2B et 5 où le niveau du lit du fleuve est à -18 mètres environ, les batardeaux, quoique possibles, demeurent extrêmement difficiles et coûteux (\$2,500,000.00 à \$3,000,000.00) et sont des solutions à éviter. La solution par caissons n'est pas souhaitable, car en plus de son prix coûteux, elle n'est nécessaire qu'à deux des piliers de la structure. Ceci produira des conditions de fondations différentes pour une seule structure continue. La présence de poches d'argile sous ces caissons ne fera qu'aggraver le problème.

A l'endroit des axes 2-D, 2-E, 3-A, le niveau du lit du fleuve se situe environ à -11 mètres. La construction de batardeaux ne devrait donc pas poser de problèmes majeurs. Des palplanches, ancrées 6 mètres dans le lit du fleuve et dépassant les eaux extrêmes, assurent un champ d'opération facile pour planter les pieux et ériger les piliers.

#### 5.4.3.4 Evaluation des axes (fig. 5.1)

Dans la partie centrale du chenal nord, la construction de la superstructure et le raccordement de son profil avec les autres solutions (jetées ou pont) ne diffèrent pas beaucoup d'un axe à un autre. L'infrastructure est l'élément prédominant dans le choix d'un axe particulier.

Les points importants à considérer sont:

- Le niveau du lit du fleuve qui déterminera le coût des batardeaux;
- Le niveau du roc qui déterminera le coût des pieux;

Le niveau du lit du fleuve et celui du roc sont montrés aux figures (5.5 à 5.8).

Les axes 2 et 2-B se caractérisent par la présence d'une poche d'argile sur une bonne partie de la région centrale. Les axes 2-D et 2-E surpassent de beaucoup les autres lignes et ceci pour n'importe quel type de structure dans la région centrale. Elles se caractérisent par un lit de fleuve relativement plat, uniforme, de profondeur moyenne, et un niveau de roc peu profond.

L'axe 3-A se caractérise par un lit de fleuve relativement identique à l'axe 2-D, mais avec un niveau de roc très profond.

On évalue les coûts des batardeaux et des pieux pour les axes 2, 2-B ou 5 ou 5 à \$12,900,000.00

Pour les axes 2-D ou 2-E, l'évaluation des coûts totalise \$7,700,000.

Pour l'axe 3-A, l'évaluation des coûts totalise \$9,200,000.

La région triangulaire, formée par les points de départ des axes 2 et 2-D sur la rive nord et le point terminal de l'axe 2-D sur l'Ile, offre un champ de solutions fort intéressant pour la traversée du chenal nord.

#### 5.4.3.5 Estimation des coûts

D'après les estimations aux tableaux 5.5, 5.6, 5.7, il est à noter que le coût de l'infrastructure a une grande influence.

Pour l'axe 2-D, nous avons déterminé que le coût de la superstructure est de \$535./m<sup>2</sup>, tandis que celui de l'ensemble est de \$1028./m<sup>2</sup>.

#### 5.4.3.6 Description d'un pont à deux voies

##### 5.4.3.6.1 Superstructure

La superstructure est formée d'un caisson à cellule unique avec deux porte-à-faux latéraux de 3.20 m de largeur. Ceci procure une largeur de 13.72 m pour deux voies de circulation, une voie d'accotement et un trottoir. La profondeur des poutres, l'épaisseur des âmes et l'épaisseur des dalles sont identiques au caisson décrit en 5.4.3.2.1.

#### 5.4.3.6.2 Infrastructure et fondation

L'infrastructure a été étudiée pour les axes 2-D et 3-A.

Les piliers sont évidés sur toute leur hauteur, et portent le caisson. La partie inférieure, monolithique avec la partie supérieure, est assise sur des pieux forés et ancrés dans le roc.

La capacité de chacun des pieux est de 1500 tonnes.

#### 5.4.3.6.3 Estimation des coûts

Une estimation a été faite seulement pour les axes 2-D et 3-A, telle que montrée aux tableaux 5.8 et 5.9.

Pour l'axe 3-A, nous avons déterminé que le coût de la superstructure est de \$535./m<sup>2</sup>, tandis que celui de l'ensemble est de \$1,300/m<sup>2</sup>.

#### 5.4.3.7 Conclusion

Parmi les cinq axes étudiés, avec une structure continue de cinq portées, l'axe 2-D surpasse les autres axes à cause d'un lit de fleuve relativement plat et d'un niveau de roc peu profond. Comparativement à un pont à haubans, cette structure est généralement la plus économique.

Ce type de pont, avec sa texture tout en béton et son style d'arcades, s'harmonise bien avec le caractère spécifique de l'Ile d'Orléans. Son profil se confond avec la ligne d'horizon, étant donné l'absence de pylônes et de câbles.

L'impact économique régional d'un pont en béton sera plus élevé que celui d'un pont en acier. On aura recours directement à la main-d'oeuvre locale et aux matériaux déjà disponibles dans la région. Quant aux coûts d'entretien, ils sont extrêmement faibles.

TABLEAU 5.5

PONT DE BETON CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT A SIX VOIES

ESTIMATION POUR LES AXES 2, 2-B et 5

- Béton précontraint (775 m)

<u>OUVRAGE</u>	<u>COUT</u>
Organisation du chantier	\$ 1,250,000.

INFRASTRUCTURE

Batardeaux	\$ 8,700,000.
Pieux	\$ 4,200,000.
Béton (culées)	\$ 111,000.
Béton (piliers)	\$ 1,211,000.
Acier doux	<u>\$ 761,000.</u>
	\$16,233,000.

SUPERSTRUCTURE

Béton	\$ 3,181,000.
Acier doux	\$ 1,050,000.
Acier précontrainte	\$ 4,420,000.
Fausse charpente et coffrage	\$ 2,000,000.
Joints, plaques d'appui, divers	<u>\$ 812,000.</u>
	\$11,463,000.
TOTAL:	\$28,946,000.

TABLEAU 5.6

PONT DE BETON CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT A SIX VOIES

ESTIMATION POUR LES AXES 2-D et 2-E

- Béton précontraint (775 m)

<u>OUVRAGE</u>	<u>COUT</u>
Organisation du chantier	\$ 1,250,000.

INFRASTRUCTURE

Batardeaux	\$ 4,400,000.
Pieux	\$ 2,800,000.
Béton (culées)	\$ 111,000.
Béton (piliers)	\$ 1,211,000.
Acier doux	<u>\$ 761,000.</u>
	\$ 9,283,000.

SUPERSTRUCTURE

Béton	\$ 3,181,000.
Acier doux	\$ 1,050,000.
Acier de précontrainte	\$ 4,420,000.
Fausse charpente et coffrage	\$ 2,000,000.
Joints, plaques d'appui, divers	<u>\$ 812,000.</u>
	\$11,463,000.
TOTAL:	\$21,996,000.

TABLEAU 5.7

PONT DE BETON CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT A SIX VOIES

ESTIMATION POUR L'AXE 3-A

- Béton précontraint (775 m)

<u>OUVRAGE</u>	<u>COÛT</u>
Organisation du chantier	\$ 1,250,000.

INFRASTRUCTURE

Batardeaux	\$ 4,400,000.
Pieux	\$ 4,800,000.
Béton (culées)	\$ 111,000.
Béton (piliers)	\$ 1,211,000.
Acier doux	\$ 761,000.
	\$11,283,000.

SUPERSTRUCTURE

Béton	\$ 3,181,000.
Acier doux	\$ 1,050,000.
Acier de précontrainte	\$ 4,420,000.
Fausse charpente et coffrage	\$ 2,000,000.
Joints, plaques d'appui, divers	\$ 812,000.
	\$11,463,000.

GRAND TOTAL: \$23,996,000.



TABLEAU 5.8

PONT DE BETON CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT A DEUX VOIES

ESTIMATION POUR L'AXE 2-D

- Béton précontraint (775 m)

<u>OUVRAGE</u>	<u>COÛT</u>
Organisation du chantier	\$850,000.
 <u>INFRASTRUCTURE</u> 	
Batardeaux	\$ 3,000,000.
Pieux	\$ 1,680,000.
Béton (culées)	\$ 56,000.
Béton (piliers)	\$ 787,000.
Acier doux	\$ 495,000.
	<u>\$ 6,018,000.</u>
 <u>SUPERSTRUCTURE</u> 	
Béton	\$ 1,590,000.
Acier doux	\$ 525,000.
Acier de précontraint	\$ 2,210,000.
Fausse charpente et coffrage	\$ 1,000,000.
Joint, plaques d'appui garde-fous et divers	\$ 400,000.
	<u>\$ 5,725,000.</u>
TOTAL:	\$12,593,000.

TABLEAU 5.9

PONT DE BETON CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT A DEUX VOIES

ESTIMATION POUR L'AXE 3-A

- Béton précontraint (775 m)

<u>OUVRAGE</u>	<u>COÛT</u>
Organisation du chantier	\$ 850,000.
 <u>INFRASTRUCTURE</u> 	
Batardeaux	\$ 3,000,000.
Pieux	\$ 2,880,000.
Béton (culées)	\$ 56,000.
Béton (piliers)	\$ 787,000.
Acier doux	<u>\$ 495,000.</u>
	\$ 7,218,000.
 <u>SUPERSTRUCTURE</u> 	
Béton	\$ 1,590,000.
Acier doux	\$ 525,000.
Acier de précontraint	\$ 2,210,000.
Fausse charpente et coffrage	\$ 1,000,000.
Joints plaques d'appui, garde-fous et divers	<u>\$ 400,000.</u>
	\$ 5,725,000.
TOTAL	\$13,799,000.

#### 5.4.4 PONT A POUTRES CAISSONS EN ACIER AVEC DALLE ORTHOTROPE

##### 5.4.4.1 Introduction

La traversée du chenal nord de l'Ile d'Orléans nécessite l'utilisation de structures principales importantes. En effet, le gabarit minimum imposé et la grande profondeur des eaux requièrent l'emploi d'une structure de pont avec de longues portées.

Etant donné que les structures de pont à poutres caissons en acier et dalle orthotrope ont été employées sur plusieurs projets ayant les mêmes exigences quant aux portées, leur utilisation peut être envisagée pour la traversée du chenal nord. Cette étude présentera la description de ce type de structure ainsi qu'une évaluation sommaire des coûts par mètre carré.

##### 5.4.4.2 Description de la superstructure

###### 1) Description générale

Un pont à poutres caissons en acier et dalle orthotrope est un système structural complexe dans lequel chaque composante est en inter-relation très étroite.

Les caissons sont relativement larges et utilisés avec leurs ailes inférieures et supérieures renforcées à l'aide de raidisseurs longitudinaux. L'avantage de ce système réside dans le fait que les poutres caissons ont une grande rigidité à la torsion, tandis que leur poids est réduit au minimum comparativement à une structure de béton.

D'autre part, le tablier est constitué de plaques minces en acier renforcées par une série de raidisseurs longitudinaux et de poutres transversales. Les plaques d'acier servent de semelle supérieure aux raidisseurs longitudinaux et assez souvent aux poutres transversales. Les raidisseurs longitudinaux de type "Fermé" sont espacés à tous les 600 mm avec les poutres transversales à 4500 mm c/c  $\pm$ , tandis que ceux de type "ouvert" sont espacés à tous les 300 mm avec les poutres transversales à 2100 mm c/c  $\pm$ . Comme les rigidités des raidisseurs et des poutres sont différentes, le comportement élastique est différent dans chacune des deux directions. C'est ainsi que l'ensemble du système est connu sous le nom d'orthotrope.

Etant donné que chaque composante a une fonction multiple, il en résulte un système triple de contraintes; dans le premier système, il s'agit des contraintes longitudinales dans la poutre caisson et la semelle supérieure formée par le tablier; dans le deuxième système, il s'agit des contraintes longitudinales dans le tablier, renforcé longitudinalement, et soutenu par les poutres transversales; et dans le troisième système, il s'agit des contraintes transversales dans la plaque d'acier soutenue entre les raidisseurs longitudinaux (voir fig. 5.4 pour superposition des contraintes).

## 2) Gamme des portées

Un sous-comité de l'ASCE a trouvé une vaste application des ponts à poutres caissons pour des portées variant de 30 m à 230 m. Une autre étude révèle que les poutres caissons d'acier et dalle orthotrope sont économiques pour des portées variant de 80 m à 165 m. Dans ce domaine, il a été constaté que le poids de l'acier par surface unitaire du caisson était de

25% et même, dans certains cas, de 50% plus léger que les poutres en "I" et les ponts avec fermes (cependant, ceci ne correspond pas à une économie des coûts de 25% à 50% puisque le coût à la tonne pour l'acier est plus élevé pour un caisson que pour une poutre en "I").

Pour la traversée du chenal nord, une portée principale de 185 m est considérée cette portée est envisagée afin de construire le moins de piliers possible en eau profonde (voir fig. 5.17).

### 3) Configuration de la section transversale

On remarque une certaine configuration de la section transversale propre à chaque portée, à chaque largeur de chaussée et à chaque hauteur permise.

Dans le domaine des 230 m à 250 m, si la hauteur permise est suffisante, l'emploi de deux caissons de grande hauteur est préférable, les deux caissons étant reliés par une poutre transversale. Le pont de San Matéo-Hayward de San Francisco en Californie et le pont du Zoo à Cologne en Allemagne de l'Ouest en sont des exemples (voir fig. 5.15).

Dans le domaine des 150 m à 185 m, une section à plusieurs caissons peut être employée (Pont Poplar Street, St-Louis, U.S.A.) ou un caisson unique à cellules multiples peut être préférable (Pont de la Concorde, Montréal, Canada). (voir fig. 5.16).

Pour la traversée du chenal nord, une section à plusieurs caissons est préférée car ceci permet la construction de deux ponts jumelés. (Voir fig. 5.17).

4) Avantages et désavantages de ce type de superstructure.

a) Avantages

Les avantages de ce type de superstructure sont nombreux, parmi lesquels on retrouve particulièrement :

- Une structure plus élancée qui donne une apparence plaisante et esthétique;
- Un poids mort moindre, ce qui implique des efforts moins importants dans les poutres et surtout dans les fondations;
- Grande rigidité torsionnelle qui assure une meilleure distribution latérale des charges vives;
- Adaptable aux configurations géométriques courbées;
- Adaptable facilement à la préfabrication et à la standardisation des détails;
- Des sections relativement larges peuvent être préfabriquées et peuvent être transportées et érigées avec une facilité relative et dans un court délai;
- Les plaques minces sont utilisées à leur meilleur; de plus, l'emploi des plaques minces évite le problème que pose la soudure des plaques épaisses et les risques de rupture fragile;
- Coût compétitif de l'ensemble superstructure et infrastructure à la condition que le coût de l'infrastructure ne soit pas contrôlé par le coût de batardeaux;

- Les poutres caissons permettent le passage des différents services pour leur exploitation.

b) Désavantages

- Ce type de superstructure exige l'emploi d'une technologie avancée
- En général, pas économique pour de courtes portées;
- L'entretien du tablier orthotrope peut causer des problèmes et devenir onéreux.

5.4.4.3 Estimation des coûts

1) Estimation des coûts pour la section choisie

Après l'analyse du tableau no 5.10, on peut estimer le poids de la superstructure à 480 kg/ m car. avec une précision adéquate. Après vérification, il fut établi que le coût de l'acier pour ce genre de structure serait dans l'ordre de \$1980.00/tonne incluant l'achat du matériel, la fabrication et l'érection.

Il est donc calculé que cette structure revient à \$950.40/m car: ce qui est très élevé comparativement aux propositions de pont haubané en acier ou de pont à poutres caissons en béton précontraint en encorbellement.

2) Infrastructure

L'élément qui pourrait rendre ce type de superstructure compétitif serait un coût moindre dans les infrastructures; en effet, le poids

mort est inférieur d'au moins 2 tonnes/m car. à la proposition béton. Ceci doit produire nécessairement une économie appréciable dans le coût des piliers et des fondations.

### 3) Elimination de ce type de superstructure

Le coût de ce type de superstructure est d'environ \$370.00/m car. plus élevé que la proposition de pont à poutres caissons en béton précontraint en encorbellement. L'économie réalisable dans l'infrastructure est de seulement 10% environ, puisque le coût des batardeaux est fixé d'une solution à l'autre.

Une économie de \$76.00/m car est donc réalisable dans l'infrastructure pour les axes #2 nord et #5.

Il reste donc que le coût total pour l'ensemble est de \$294.00/ m car. supérieur à la proposition de poutres caissons en béton précontraint en encorbellement.

Ce système de pont à poutres caissons d'acier et dalle orthotrope pourrait être converti en pont haubané, ce qui aurait comme effet de réduire les sections, de faciliter l'érection et donc de diminuer le coût.

#### 5.4.4.4 Conclusion

Après l'investigation de différentes structures existantes il apparaît que ce genre de superstructure est adéquat pour le gabarit horizontal demandé.



Le coût pour ce genre de superstructure est plus élevé qu'une superstructure à poutres caissons de béton précontraint en encorbellement mais permet de réaliser des économies dans l'infrastructure. Cependant, comme le coût des batardeaux en eau profonde contrôle le coût de l'infrastructure, on ne peut réaliser d'économie appréciable. Il en demeure donc un coût total pour l'ensemble très élevé, ce qui nous conduit à éliminer ce type de superstructure dans les estimations pour la traversée du chenal nord.

## TABLEAU 5.10

### Informations sur les ponts de type orthotrope

	TRAVÉE Principale (MÈTRES)	LONGUEUR Totale (MÈTRES)	LARGEUR De La Chaussée (MÈTRES)	SUPERFICIE De La Chaussée (Mètre Carré)	POIDS De la Superstructure (Tonnes)	POIDS Unitaire (Kg/m. Car.) De Chaussée	PRIX Unitaire en (Dollards/Tonnes)	PRIX Unitaire (\$/m. Carré) De Chaussée	PRIX Unitaire (pour 1978) (Dollards/Tonnes)	PRIX Unitaire (\$/m. Carré) De Chaussée Pour 1978
Pont De La Concorde (1964) Expo Universelle de 1967	160	724	28.6	20 728	9 727	469	820	384.58	1 980	928.62
Pont Poplar (1966) St. Louis sur le Missisipi	182.9	660	34.45	22 773	11 818	519	677	351.36	1 980	10 276.2
Pont San Mateo-Hayward (1966) San Francisco Californie *	228.6	2 942	25.9	76 220	34 091	447	792	354.03	1 980	885.06
Pont San Diego-Coronado (1966) Californie *	201.2	2 263.1	19.8	44 616	11 645	261	1 337	348.96	1 980	516.78

\* INCLUANT LES PORTÉES D'APPROCHES

## 5.5 PONT COUVRANT LA LARGEUR DU CHENAL

Cette section traite des ponts couvrant la largeur du chenal. Cette alternative peut être retenue advenant le cas où il faudrait minimiser l'impact hydraulique de l'implantation d'une structure dans le chenal nord. Nous distinguons deux sections, soit les portées centrales prévues pour franchir les régions les plus profondes et les portées d'approches, construites sur les battures.

### 5.5.1 PORTEES CENTRALES

Le lecteur se réferra à la section 5.4.2 pour la description des différentes structures pouvant être utilisées comme portées centrales.

### 5.5.2 PORTEES D'APPROCHES

#### 5.5.2.1 SUPERSTRUCTURE DES PORTEES D'APPROCHES

##### 5.5.2.1.1 PONT A POUTRES PREFABRIQUEES EN BETON PRECONTRAINI ET DALLE COMPOSITE EN BETON ARME

###### 5.5.2.1.1.1 Introduction

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint et dalle composite en béton armé sont employés couramment. Ce type de structure s'avère une structure simple et économique pour des portées relativement courtes (e.g. 30 - 40 mètres).

Etant donné les faibles profondeurs d'eau pour une bonne partie du chenal nord, les ponts à courtes portées doivent donc être considérés.

La présente section a pour but de décrire ce type de superstructure et, par la suite, d'en évaluer le coût par mètre linéaire de longueur.

#### 5.5.2.1.1.2 Section transversale

Dans un premier temps, nous étudions deux ponts jumelés de 13.65 m de largeur pouvant supporter six voies de circulation, c'est-à-dire, trois voies dans chaque sens. La largeur carrossable entre les chasse-roues est de 12.75 m par pont. Cette section transversale correspond aux critères d'une autoroute moderne où aucun trottoir n'est prévu. (Voir fig. 5.18).

Dans un deuxième temps, nous avons évalué la diminution du coût au mètre linéaire si on réduit la voie carrossable à 12.19 m, tout en conservant le même nombre de voies.

Dans un troisième temps, nous étudions un pont simple de 13.65 m de largeur à deux voies de circulation, c'est-à-dire une voie dans chaque sens. La largeur carrossable entre les chasse-roues est de 11.00 m. Un trottoir de 1.60 m de largeur est alors prévu sur un seul côté du pont. Cette section transversale correspond aux critères pour deux voies urbaines (voir fig. 5.20). Une particularité importante de cette section transversale est qu'en enlevant le trottoir nous retrouvons la section transversale pour un pont à trois voies, d'où la versatilité de ce genre de section pour le cas où l'on déciderait de construire le deuxième pont et d'augmenter de deux à six voies.

#### 5.5.2.1.1.3 Description de la superstructure

Proposition #1: Deux ponts jumelés de 13.65 m de largeur.

L'étude est faite pour un pont ayant quatre portées de 40 m, mesurées centre à centre des piliers, continues sous les charges mortes surimposées et sous les charges vives. Cette portée devient presque un maximum pratique à cause de la limite de temps de prise du béton (31 MPa à la relâche des câbles) et de la difficulté de transporter des longues sections.

Sept poutres parallèles AASHO de type V en béton précontraint sont utilisées par pont jumelé et par travée. Leur espacement est de 1930 mm (voir fig. 5.18 et 5.21). Le design des poutres est contrôlé par les efforts dans la poutre intérieure.

Les poutres AASHO de type VI permettent l'usage de portées plus considérables mais leur emploi n'est pas considéré dans la présente étude parce que ce type n'est pas actuellement fabriqué à Québec.

La résistance du béton à 28 jours devra être de 41.4 MPa. A la relâche des câbles, le béton des poutres devra avoir une résistance relativement élevée de 31 MPa dû à la grande force de précontrainte requise. Ceci implique une prise de résistance rapide puisque le cycle complet de fabrication d'une poutre est d'une durée de 24 heures i.e. pose de l'armature et des câbles, mise en tension des câbles, mise en place des coffrages et du béton, mûrissement du béton, décoffrage et relâche des câbles.

59 câbles d'un diamètre de 12.7 mm et d'une résistance de 1861.5 MPa sont requis. Des câbles stabilisés sont utilisés ici afin de réduire le plus possible les pertes de précontrainte dues à la relaxation de l'acier.

Aux extrémités, dix-sept câbles sont remontés tandis que vingt des quarante-deux câbles droits sont tubés sur une certaine longueur. Chaque câble est soumis à une tension de 139.5 kN à l'état zéro, de 125.44 kN immédiatement après la relâche des câbles, et de 105.0 kN sous les pleines charges de service.

Un fini rugueux doit être prévu sur les surfaces du dessous des poutres en contact avec les appareils d'appui.

Une dalle en béton armé de 170 mm d'épaisseur est coulée sur les poutres de type AASHO. L'armature principale de cette dalle est posée transversalement à la direction du trafic, c'est-à-dire transversalement aux poutres, tandis qu'une armature secondaire est placée longitudinalement au trafic pour assurer une meilleure distribution des charges et aussi pour minimiser les effets dus au retrait du béton et aux changements de température.

La dalle en béton armé devient composite avec les poutres, afin de résister aux efforts dus aux charges mortes surimposées et aux charges vives, au moyen d'étriers sortant des poutres. Ces étriers, faits d'un acier ayant une limite élastique de 350 MPa, résistent à l'effort de cisaillement horizontal entre la poutre et la dalle en plus de résister aux efforts tranchants dus aux charges verticales. De plus, un fini rugueux pour le dessus des poutres améliore l'adhérence entre les poutres et la dalle.

Une continuité de la structure, sous les charges mortes surimposées et sous les charges vives, est assurée au moyen d'une armature pouvant résister aux moments positifs ou négatifs aux piliers. Les moments négatifs

aux piliers sont résistés par une armature de tension dans la dalle et une compression effective dans le bas des poutres tandis que les moments positifs sont résistés par une armature au bas des poutres ancrées dans le diaphragme ainsi que par une compression effective dans la dalle.

De plus, une poutre de rigidité est requise aux quarts et au centre de chaque portée ainsi qu'au-dessus de chaque pilier et culée.

Proposition #2: Deux ponts jumelés de 13.09 m de largeur

Chaque pont a les mêmes caractéristiques que le pont jumelé de 13.65 m de largeur sauf pour les éléments suivants:

1. Les travées sont de 39 m.
2. Six poutres AASHO de type V sont utilisées par pont et leur espacement est de 2130 mm. (voir fig. 5.19)

Proposition #3: Un pont simple de 13.65 m de largeur avec trottoir (i.e. 2 voies, 2 sens).

Sans la coulée du trottoir et des chasse-roues, ce pont possède les mêmes caractéristiques que le pont jumelé de 13.65 m de largeur. Cependant avec la coulée du trottoir, l'état de chargement est modifié.

En somme, l'emploi de cette section transversale exige une plus forte quantité d'armature mais ne représente qu'un faible pourcentage d'augmentation du coût. Par contre, la mise en place de cette section offre de meilleures possibilités d'utilisation car il ne suffit, à ce moment, que d'enlever le trottoir pour retrouver un pont pouvant accommoder trois voies de circulation automobile.

#### 5.5.2.1.1.4 Méthode de construction

Il est essentiel de ne pas exiger une résistance (à la compression pour les poutres) trop élevée lors de la relâche des câbles afin de ne pas retarder le cycle de préfabrication.

Les poutres sont transportées au chantier au moyen de camions puis chargées sur des barges pour être ensuite érigées en place au moyen de grues.

Pour la construction, les coffrages et l'armature sont mis en place. Ensuite, le béton est coulé par étapes en commençant par la région des moments positifs pour terminer par la région des moments négatifs. Lorsque le béton de dalle a atteint la résistance prescrite, les autres éléments peuvent être mis en place (trottoirs, parapets, revêtement bitumineux, etc.)

#### 5.5.2.1.1.5 Avantages et désavantages de ce type de superstructure

##### 1. Avantages

Les avantages de ce type de superstructure sont nombreux, parmi



lesquels on retrouve plus particulièrement:

- Construction relativement économique;
- Procédé de construction peu compliqué;
- Délai de construction écourté;
- Type de construction bien éprouvé;
- Emploi local de matériaux et de main-d'oeuvre;
- Prix plus facilement contrôlable;
- Peu d'entretien requis;
- Usine de préfabrication à proximité ce qui implique un coût de transport des poutres moins élevé;
- Utilisable dans chacun des axes suggérés;
- Versatilité.

## 2. Désavantages

- Limité à de courtes portées (de 30 à 40 mètres);
- Ce type de pont implique l'emploi de plusieurs piliers et c'est une solution économique pour de faibles profondeurs d'eau;
- Nécessité de prévoir à l'avance la cédule de préfabrication des poutres (e.g. l'axe #2 nord, pour la proposition #1, nécessite 518 poutres).

### 5.5.2.1.1.6 Axe préférentiel

Ce type de pont demeure une solution applicable économiquement comme portées d'approches dans les régions où les profondeurs d'eau sont faibles, donc dans tous les axes où de telles profondeurs sont observables.

Les distances à être couvertes pour les axes #2 nord, #2-D nord, #3-A nord, et #5 nord, sont respectivement de 1480 m, 1000 m, 960 m, et 720 m. Comme cette distance représente un tronçon important de la traversée du chenal nord, il y aurait lieu d'optimiser dans une étude ultérieure les portées afin d'obtenir des réductions de coûts possiblement importantes.

#### 5.5.2.1.1.7 Estimation des coûts

L'estimation des coûts de la superstructure est basée sur les prix unitaires obtenus par le Ministère des Transports au cours de travaux récents. Les coûts sont estimés: à \$8550./m lin. pour les ponts jumelés de 13.65 m de largeur; à \$7700./m lin. pour les ponts jumelés de 13.090 m de largeur; à \$4500./m lin. pour le pont simple de 13.65 m de largeur avec trottoir. (Pour détails, voir tableaux 5.12, 5.13, 5.14).

De plus, le coût total est calculé pour chaque axe selon chaque proposition avancée. (Voir tableau 5.11).

A la lecture du tableau 5.11, la proposition #1 s'avère plus dispendieuse de 11.0% que la proposition #2, ce qui représente un coût supplémentaire relativement élevé de \$1,300,000.00 pour 1480 m d'utilisation, et une augmentation de largeur carrossable de seulement 0.56 m par pont.

La proposition #1 coûte \$4,275./m lin. représentant une augmentation de 5.0% (\$350,000.) pour une longueur d'utilisation de 1480 m et une plus grande versatilité.

Les propositions #1 et #3 sont donc retenues pour l'évaluation du coût total du lien pour le chenal nord.

#### 5.5.2.1.1.8 Conclusion

Le type de superstructure impliquant un pont à poutres préfabriquées et dalle composite en béton armé demeure une solution réaliste et économique pour de faibles profondeurs d'eau.

Pour ce type de structure, les matériaux localisés à proximité et la main-d'oeuvre locale sont utilisés au maximum. La durée de construction est réduite et les frais d'entretien sont peu élevés.

Comme les distances couvertes par ce type de structure sont importantes, une étude d'optimisation des portées et des largeurs s'avérerait utile lors de l'étape préliminaire.

TABLEAU 5.11

COUTS (en dollars) DE PONTS A POUTRES PREFABRIQUEES EN BETON PRECONTRAIN

Type de pont	Coût par mètre linéaire	Axe #2 Nord (1480 m)	Axe #2D Nord (1000 m)	Axe #3A Nord (960 m)	Axe #5 Nord (720 m)
1) Jumelés de 13.65 m de largeur	\$8550.	\$12,700,000.	\$8,600,000.	\$8,200,000.	\$6,200,000.
2) Jumelés de 13.09 de	\$7700.	\$11,400,000.	\$7,700,000.	\$7,400,000.	\$5,600,000.
3) Simple de 13.65 m de largeur avec trot- toir	\$4500.	\$ 6,700,000.	\$4,500,000.	\$4,300,000.	\$3,200,000.

TABLEAU 5.12

ESTIMATION DU COUT DE LA SUPERSTRUCTURE DE DEUX PONTS JUMES DE 13.65 m DE LARGEUR A POUTRES PREFABRIQUEES EN BETON PRECONTRAIT ET DALLE COMPOSITE EN BETON ARME

Largeur totale: 2 X 13.65 m  
Largeur carrossable: 2 X 12.75 m  
Nombre de voies de circulation: 3 par pont  
Longueur totale pour l'estimation: 160 m  
Nombre de poutres AASHO par travée: 2 X 7

<u>DESCRIPTION</u>	<u>COUT</u>
Béton de la dalle et poutres de rigidité	\$180,000.00
Béton des garde-roues et parapets	\$ 40,000.00
Acier d'armature	\$160,000.00
Poutres de béton précontraint	\$810,000.00
Accessoires et divers	\$180,000.00
	<hr/>
	\$1,370,000.00

RESUME: \$1,370,000.00 pour 160 m  
\$8,550.00 / m lin.  
\$314.00 / m car.

TABLEAU 5.13

ESTIMATION DU COUT DE LA SUPERSTRUCTURE DE DEUX PONTS JUMES DE 13.09 m  
DE LARGEUR A POUTRES PREFABRIQUEES EN BETON PRECONTRAIT ET DALLE COMPO-  
SITE EN BETON ARME.

Largeur totale: 2 X 13.09 m  
Largeur carrossable: 2 X 12.19 m  
Nombre de voies de circulation: 3 par pont  
Longueur totale pour l'estimation: 156 m  
Nombre de poutres AASHO par travée: 2 X 6

<u>DESCRIPTION</u>	<u>COUT</u>
Béton de la dalle et poutres de rigidité	\$170,000.00
Béton des garde-roues et parapets	\$ 40,000.00
Acier d'armature	\$150,000.00
Poutres de béton précontraint	\$680,000.00
Accessoires et divers	\$160,000.00
	<hr/>
	\$1,200,000.00

RESUME: \$1,200,000.00 pour 156 m  
\$7,700.00 / m lin.  
\$294.00 / m car.

TABLEAU 5.14

ESTIMATION DU COUT DE LA SUPERSTRUCTURE D'UN PONT SIMPLE DE 13.65 m DE  
LARGEUR A POUTRES PREFABRIQUEES EN BETON PRECONTRAIT ET DALLE COMPOSITE  
EN BETON ARME.

Largeur totale: 13.65 m  
 Largeur carrossable: 11.0 m  
 Nombre de voies de circulation: 2  
 Longueur totale pour l'estimation: 160 m  
 Nombre de poutres AASHO par travée: 7

<u>DESCRIPTION</u>	<u>COUT</u>
Béton de la dalle et poutres de rigidité	\$ 90,000.00
Béton des garde-roues et parapets	\$ 25,000.00
Acier d'armature	\$ 85,000.00
Poutres de béton précontraint	\$400,000.00
Accessoires et divers	\$125,000.00
	<hr/>
	\$725,000.00

RESUME: \$725,000.00 pour 160 m

\$4,500.00 / m lin.

\$332.00 / m lin.

#### 5.5.2.1.2. PONT A POUTRES CAISSONS D'ACIER ET DALLE COMPOSITE

##### 5.5.2.1.2.1 Introduction

Les ponts à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé sont efficaces et économiques pour des portées intermédiaires et pour des profondeurs d'eau moyennes.

Le présent rapport présentera l'étude de ce type de structure de pont pour des portées de 60 m et de 110 m dans le chenal nord de l'Ile d'Orléans, afin d'évaluer leur coût par mètre linéaire. (voir fig. 5.22)

Ce type de structure de pont a déjà été utilisé par le Ministère des Transport pour d'autres projets; le pont de la rivière York à Gaspé et le pont de la Rivière des Prairies à Montréal en sont des exemples.

##### 5.5.2.1.2.2. Solutions considérées et celles retenues

Dans un premier temps, un pont simple pouvant supporter six voies dans deux sens a été étudié. Ensuite, dans un deuxième temps deux ponts jumelés ont été proposés avec trois voies par pont. Dans un troisième temps, un pont simple à deux voies plus un trottoir a été considéré. En enlevant le trottoir, la section transversale devient identique à celle du pont jumelé. (Voir fig. 5.23 et fig. 5.24).

Les deux dernières solutions ont été retenues puisqu'elles avaient



l'avantage de pouvoir se réaliser par étapes et de s'ajuster aux différents cas possibles de deux, trois ou six voies.

#### 5.5.2.1.2.3 Matériaux et codes utilisés

Les qualités de matériaux utilisés dans les calculs de section sont les suivantes:

- Acier à haute résistance G40.21-50A avec  $F_y$  350MPa pour les caissons;
- Armature à haute résistance avec  $F_y$  400MPa;
- Béton avec une résistance à la compression à 28 jours de 30MPa.

Les calculs sont faits selon la norme CSA-S6-1974 et les directives du Ministère des Transports.

Le dimensionnement des sections d'acier est calculé selon la théorie élastique et celui du béton selon le facteur de charge.

#### 5.5.2.1.2.4 Description de la superstructure

##### 5.5.2.1.2.4.1 Caractéristiques générales

###### 1) Continuité

Les structures sont généralement étudiées pour six portées continues. Dans certains axes des structures à trois ou quatre portées continues sont utilisées.

Les structures continues sont utilisées parce qu'elles possèdent une plus grande capacité aux surcharges, car les moments maximum positifs et négatifs surviennent avec les charges en des endroits différents. De plus, ces sections sont généralement plus économiques et moins profondes.

Les tassements prévus sous les fondations sont suffisamment petits pour ne pas être préjudiciables à la structure continue.

## 2) Dalle de béton

Deux caissons d'acier de section trapézoïdales supportent la dalle en béton armé ayant trois portées continues de 3.58 m et deux porte-à-faux de 1.45 m (Voir fig. 5.23). L'armature principale de cette dalle est posée transversalement à la direction du trafic.

Dans la région des moments de flexion positifs, la dalle devient composite avec les poutres caissons d'acier par l'intermédiaire de goujons soudés aux semelles supérieures des caissons.

Dans une étude ultérieure, il pourrait s'avérer plus économique de rendre la dalle composite sur toute la longueur du pont, en ajoutant, en plus des goujons, une armature longitudinale supplémentaire dans la dalle au-dessus des piliers. Mais l'étude d'optimisation de ces détails dépasse les cadres de cette étude.

La section résistance aux efforts de flexion, considérée dans les calculs, est la section d'acier pour les charges mortes, la section transformée de béton et d'acier avec un facteur  $n=24$  pour les charges mortes

surimposées et la section transformée avec un facteur  $n=8$  pour les charges vives.

### 3) Stabilité latérale

Des cadres de torsion entre les caissons ainsi qu'un système de contreventement horizontal sont requis, afin de stabiliser le pont durant le montage de l'acier et lors de la coulée du béton. (Voir fig. 5.25)

Pour les ponts ayant une portée de 60 m et de 110 m, les cadres de torsion sont espacés respectivement de 10 m  $\pm$  et de 13.75 m  $\pm$ .

### 4) Contreventement de la semelle supérieure

Avant la prise du béton, un contreventement à l'intérieur du caisson est requis pour supporter latéralement la semelle supérieure soumise à des efforts de flexion en compression. (Voir fig. 5.25 et 5.26)

### 5) Diaphragmes

Des diaphragmes sont nécessaires au droit de chaque pilier et de chaque culée afin de maintenir la forme de la section transversale et de transférer les charges des poutres caissons aux appuis. (Voir fig. 5.26 à 5.28)

Les diaphragmes sont en acier au-dessus des piliers et peuvent être en acier ou en béton au-dessus des culées. (Voir fig. 5.27 et 5.28)

De plus, une console est requise à chaque culée pour renforcer la dalle car la charge de roue ne peut se distribuer de façon adéquate à cause de la discontinuité dans la dalle.

6) Appuis

Les efforts sont transmis aux piliers par un appui en teflon sous chaque poutre caisson. A chaque pilier, une seule poutre caisson transfère les efforts transversaux aux appuis et, sauf pour les ponts à plusieurs portées, un seul pilier reçoit les efforts longitudinaux.

7) Calculs

Chaque caisson a été calculé pour la charge vive déterminée par l'équation du code CSA STANDARD S6-1974 à l'article 5.2.1.2.3 qui assume une grande capacité de distribution des charges vives entre les caissons.

5.5.2.1.2.4.2 Ponts jumelés à trois voies par pont

1) Caissons d'acier pour des portées de 60 m

Deux caissons d'acier sont fabriqués avec des plaques minces en acier; elles sont soudées entre elles et forment une section trapézoïdale. (Voir fig. 5.23)

Les âmes des poutres caissons ont une profondeur constante de 2.15 m et une épaisseur uniforme de 10 mm sur toute la longueur du pont. Leur pente est de 2.15 m vertical dans 0.53 m horizontal. Des raidisseurs ver-

ticaux et un raidisseur longitudinal sont soudés à chaque âme. (Voir fig. 5.29)

La semelle inférieure des poutres caissons est formée d'une plaque de largeur constante, soit 2.58 m, mais d'épaisseur variable de 14 à 32 mm. Elle est renforcée par des raidisseurs transversaux et longitudinaux afin de conserver une valeur satisfaisante de contrainte admissible à la compression. (Voir fig. 5.29).

La semelle supérieure des poutres caissons est formée de deux plaques de largeur et d'épaisseur variable de 300 à 800 mm pour la largeur et de 16 à 50 mm pour l'épaisseur. La semelle supérieure est appuyée latéralement par un contreventement intérieur afin de maintenir une valeur satisfaisante de contrainte admissible à la compression. (Voir fig. 5.29)

## 2) Caissons d'acier pour des portées de 110 m

La description est semblable à celle des caissons d'acier pour des portées de 60 m. Les épaisseurs et largeurs suivantes sont requises. (Voir fig. 5.29)

Les âmes ont une profondeur de 3.80 m et une épaisseur de 16 mm. Leur pente est de 3.80 m vertical dans 0.95 m horizontal.

La semelle inférieure a une largeur de 1.74 m et une épaisseur variable de 20 à 80 mm. Les raidisseurs transversaux et longitudinaux requis sont moins nombreux puisque l'élanement de la plaque inférieure, dans la

zone en compression, est moins critique que celui de la plaque inférieure des poutres caissons de 60 m de portée.

Les plaques de la semelle supérieure ont une largeur variable de 400 à 750 mm et une épaisseur variable de 25 à 80 mm.

#### 5.5.2.1.2.4.3 Pont simple à deux voies plus un trottoir

La structure est semblable à celle d'un pont jumelé à trois voies, sauf pour les différences suivantes. (Voir fig. 5.24)

Le premier type de différence se retrouve au niveau de la géométrie. La largeur carrossable est de 11 m comparativement à 12.75 m pour le pont jumelé. Elle est divisée en deux dégagements de 1.85 m et en deux voies de 3.65 m, comparativement à deux dégagements de 0.90 m et à trois voies de 3.65 m. Un trottoir permet le passage des piétons sur un côté du pont. Les garde-foux sont d'un type différent.

Le deuxième type de différence se retrouve au niveau de la grosseur des semelles des caissons. La charge totale supportée par caisson est plus grande dans le cas du pont simple à deux voies plus un trottoir; la charge morte du trottoir est plus grande que celle des parapets des ponts jumelés. Par contre, la charge vive utilisée est la même par caisson, puisqu'en employant la formule au code CSA-S6-1974 à l'article 5.2.1.2.3 pour des largeurs carrossables de 11 m et de 12.75 m, trois voies doivent être considérées pour chaque cas.

C'est pourquoi le tonnage d'acier des caissons pour un pont simple

à deux voies plus un trottoir est légèrement plus élevé que la moitié du tonnage d'acier des caissons pour deux ponts jumelés à trois voies par pont.

(Voir tableaux pour les estimations de coûts)

#### 5.5.2.1.2.5 Méthode de construction

La méthode de montage des poutres caissons dépend de la longueur et du poids des sections à être érigées. Pour les portées étudiées, des supports tels que des pylônes temporaires ne sont pas requis.

Les poutres caissons fabriquées, dont la portée principale est de 60 m, sont amenées sur place, puis montées sur des barges, pour être directement hissées sur les piliers. L'ordre habituellement utilisé est indiqué sur la fig. 5.30.

La dalle en béton armé est coulée par étapes afin de réduire au minimum les fissures de la dalle due au retrait et aux flèches excessives et asymétriques, si le coulage de la dalle se faisait continuellement d'un bout à l'autre du pont, et afin que le béton atteigne la résistance spécifiée premièrement dans les sections composites. (Voir fig. 5.24)

#### 5.5.2.1.2.6 Avantages et désavantages

Nous énumérons la liste des avantages et des désavantages suivants que nous ne voulons pas exhaustive.

##### 1) Avantages

- Temps de construction court et érection facile.
- Une bonne distribution latérale sous les charges vives.
- Poids plus léger que le béton, ce qui implique des fondations plus économiques.
- Très agréable du point de vue esthétique.
- Moins d'acier que des poutres assemblées.
- Moins susceptibles à la corrosion que des poutres assemblées, car il y a moins de surface exposées.
- L'acier est utilisé selon le diagramme des efforts.
- L'utilisation de la dalle composite permet une économie d'acier dans le caisson.
- Adaptable économiquement à une vaste gamme de portées.

## 2) Désavantages

- L'acier est plus coûteux à la tonne que les poutres assemblées.
- Il faut prévoir des drains et des accès.
- Ce genre de construction requiert moins de matériaux et de main-d'oeuvre locale qu'une construction en béton.

### 5.5.2.1.2.7 Axe préférentiel

Ce type de pont demeure une solution applicable économiquement comme portées d'approches dans les régions où les profondeurs d'eau sont moyennes, donc dans tous les axes où de telles profondeurs sont observables.

Dans l'axe 2 nord, où la présence d'argile empêche la construction d'une jetée des longueurs importantes de structure d'approches devront



être réalisées.

#### 5.5.2.1.2.8 Estimation des coûts

L'estimation du coût pour ce type de structure de pont par mètre linéaire et par mètre carré a été calculé à partir de quantités (pour détails, voir tableaux 5.15, 5.16, 5.17, et 5.18)

Pour un lien à six voies avec deux ponts jumelés, les coûts sont estimés à \$11,300,000./ m lin. ou \$415./ m car. pour un pont de 60 m de portée principale et à \$18,000./ m lin. ou \$656./m car. pour un pont de 110 m de portée principale.

Pour un lien à deux voies plus un trottoir, les coûts sont estimés à \$6,250./m lin. ou \$458./m car. pour un pont de 60 m de portée principale et à \$9,600./m lin. ou \$704./m car. pour un pont de 110 m de portée principale.

Un graphique a été tracé montrant le coût par mètre linéaire en fonction de la portée principale pour un lien à deux voies et à six voies. (Voir fig. 5.31). Il est possible d'interpeler, avec suffisamment de précision, le coût par mètre linéaire pour une portée intermédiaire entre 60 m et 110 m pour un lien à deux voies ou à six voies.

#### 5.5.2.1.2.9 Conclusion

Le type de superstructure impliquant un pont à poutres caissons d'acier et dalle composite en béton armé demeure une solution réaliste pour des profondeurs d'eau moyennes. De plus, c'est une solution ajustable à différentes grandeurs de portées.

Etant donné le coût plus élevé de cette proposition comparative-ment au coût de construction d'une jetée, il serait préférable d'utiliser ce type de pont là où la jetée ne serait pas recommandée à cause des conditions d'hydraulique, ou des tassements excessifs prévus pour une jetée dans l'axe 2 nord dû à la présence d'argile.

TABLEAU 5.15

ESTIMATION DU COUT DE LA SUPERSTRUCTURE DE DEUX PONTS JUMELES DE 13.65 m DE LARGEUR, A CAISSONS D'ACIER ET DALLE COMPOSITE EN BETON ARME POUR UNE TRAVEE PRINCIPALE DE 110 m.

Largeur totale: 2 X 13.65 m  
Largeur carrossable: 2 X 12.75 m  
Nombre de voies de circulation: 3 par pont  
Longueur totale pour l'estimation: 614 m  
Nombre de caissons par travée: 2 X 2

<u>DESCRIPTION</u>	<u>COUT</u>
Caissons d'acier avec raidisseurs, contreventements, diaphragmes, goujons	\$9,275,000.00
Béton du tablier et des garde-corps	\$ 750,000.00
Armature	\$ 425,000.00
Accessoires et divers	\$ 550,000.00
	<hr/>
	\$11,000,000.00

RESUME: \$11,000,000.00 pour 614 m

\$18,000.00 / m lin.

\$656.00 / m car.

TABLEAU 5.16

ESTIMATION DU COUT DE LA SUPERSTRUCTURE D'UN PONT SIMPLE DE 13.65 m  
DE LARGEUR, A CAISSONS D'ACIER ET DALLE COMPOSITE EN BETON ARME POUR UNE  
TRAVÉE PRINCIPALE DE 110 m ET AVEC UN TROTTOIR SUR UN COTE SEULEMENT.

Largeur totale:	13.65 m
Largeur carrossable:	11.0 m
Nombre de voies de circulation:	2
Longueur totale pour l'estimation:	614 m
Nombre de caissons par travée:	2

<u>DESCRIPTION</u>	<u>COUT</u>
Caissons d'acier avec raidisseurs, contreventements, diaphragmes, goujons.	\$4,800,000.00
Béton du tablier et des garde-corps	\$ 440,000.00
Armature	\$ 230,000.00
Accessoires et divers	\$ 430,000.00
	<hr/>
	\$5,900,000.00

<u>RESUME</u>	\$5,900,000.00 pour 614 m
	\$9,600.00 / m lin.
	\$704.00 / m car.

TABLEAU 5.17

ESTIMATION DU COUT DE LA SUPERSTRUCTURE DE DEUX PONTS JUMELES DE 13.65 m DE LARGEUR, A CAISSONS D'ACIER ET DALLE COMPOSITE EN BETON ARME POUR UNE TRAVEE PRINCIPALE DE 60 m.

Largeur totale: 2 X 13.65 m  
Largeur carrossable: 2 X 12.75 m  
Nombre de voies de circulation: 3 par pont  
Longueur totale pour l'estimation: 336 m  
Nombre de caissons par travée: 2 X 2

DESCRIPTION

COUT

Caissons d'acier avec raidisseurs, contreventements, diaphragmes, goujons.	\$2,900,000.00
Béton du tablier et des garde-corps	\$ 400,000.00
Armature	\$ 250,000.00
Accessoires et divers	\$ 250,000.00
	<hr/>
	\$3,800,000.00

RESUME: \$3,800,000.00 pour 336 m

\$11,300.00 / m lin.

\$415.00 / m car.

TABLEAU 5.18

ESTIMATION DU COUT DE LA SUPERSTRUCTURE D'UN PONT SIMPLE DE 13.65 m DE  
LARGEUR, A CAISSONS D'ACIER ET DALLE COMPOSITE EN BETON ARME POUR UNE TRA-  
VEE PRINCIPALE DE 60 m ET AVEC UN TROTTOIR SUR UN COTE SEULEMENT.

Largeur totale:	13.65 m
Largeur carrossable:	11.0 m
Nombre de voies de circulation:	2
Longueur totale pour l'estimation:	336 m
Nombre de caissons par travée:	2

<u>DESCRIPTION</u>	<u>COUT</u>
Caissons d'acier avec raidisseurs, contreventements, diaphragmes, goujons	\$1,600,000.00
Béton du tablier et des garde-corps	\$ 250,000.00
Armature	\$ 125,000.00
Accessoires et divers	\$ 125,000.00
	<hr/>
	\$2,100,000.00

RESUME: \$2,100,000.00 pour 336 m

\$6,250.00 / m lin.

\$458.00 / m car.

### 5.5.2.1.3 PONT A POUTRES ASSEMBLEES EN ACIER

#### 5.5.2.1.3.1 Introduction

Nous avons considéré le pont à poutres assemblées en acier comme étant une solution très valable pour la traversée du chenal nord de l'Ile d'Orléans. Ce type de structure est largement utilisé un peu partout dans le monde et les avantages de cette structure ne sont plus à démontrer.

Bien que l'on ait atteint avec des poutres assemblées et dalles orthotropes des portées allant jusqu'à 261 m (pont SAVA I à Belgrade, Yougoslavie), nous nous sommes limités dans la présente étude aux courtes portées avec dalle de béton composite croyant qu'il s'agissait pour notre cas particulier de la meilleure utilisation à faire de cette structure.

Nous avons ainsi étudié différentes variations de portées, allant de 30 m à 75 m. Pour les fins d'estimations et pour l'étude de l'infrastructure, nous nous sommes arrêtés à des portées de 60 m, avec portées de rive de 50 m.

Cependant, il ne s'agit pas là de la solution optimum, mais plutôt d'une solution jugée économique.

Ces portées seront utilisées dans les régions peu profondes en eau, régions que l'on retrouve sur de grandes distances dans chacun des axes.

Advenant le choix d'une grande ouverture de pont entre les jetées d'approches, ce type de structure pourrait être largement utilisé. Dans les régions où la profondeur d'eau est plus grande, le coût des piliers augmente rapidement, et on devra donc en limiter le nombre en utilisant des portées plus grandes, pour lesquelles conviendront mieux d'autres types de superstructure.

#### 5.5.2.1.3.2 Description de la superstructure

##### 5.5.2.1.3.2.1 Coupe longitudinale (voir fig. 5.32)

Le pont est composé de portées continues de 50 m pour la première portée suivant la culée et de portées intermédiaires de 60 m.

La hauteur de l'âme des poutres d'acier est constante sur toute la longueur du pont, et l'âme n'est renforcée qu'avec des raidisseurs verticaux, sans raidisseurs longitudinaux.

Les contreventements sont espacés à 8 m c/c.

La dalle de béton armé est reliée à l'aile supérieure des poutres et travaille en composite avec celle-ci dans les zones de moments positifs, soit de 0 à 0.75 L1, 0.25 à 0.75 L2, etc.

La variation des semelles n'est pas continue et on conserve les mêmes plaques sur des sections de 15 m en moyenne.



Les joints de chantier sont situés dans les zones du point d'inflexion du diagramme des moments causés par la charge morte, soit au tiers des portées, à environ tous les 30 m.

Tout l'assemblage est fait par soudure, sauf aux joints de chantier où on utilisera des plaques de recouvrement retenues par des boulons à haute résistance.

#### 5.5.2.1.3.2.2 Coupe transversale (voir fig. 5.33)

Le tablier est composé d'une dalle de béton armé de 200 mm, sauf dans les porte-à-faux où son épaisseur varie de 225 mm à l'appui à 175 mm à l'extrémité de la dalle. Les poutres sont espacées de 3050 mm c/c, avec porte-à-faux de 2210 mm. La dalle est rendue solidaire à l'aile supérieure de la poutre par des goujons soudés.

Le contreventement est formé de doubles cornières reliées en leurs centres afin de diminuer les longueurs de flambement et boulonnées dans le haut et dans le bas des raidisseurs. Il n'y a pas de raidisseurs sur la face apparente des poutres extérieures afin de préserver l'esthétique du pont.

Toutes les poutres ont une hauteur de 2134 mm. Les plaques inférieures des ailes atteignent un maximum de 50 mm X 760 mm aux appuis et un minimum de 32 mm X 508 mm au centre des portées. Les plaques supérieures varient de la même façon de 50 mm X 760 mm aux appuis à 32 mm X 254 mm au centre des portées.

Comme on peut le constater à la figure 5.33, le pont est divisé en deux sections de 13.65 m qui peuvent être construites à des époques différentes.

La première partie pourra ainsi accommoder un lien à deux voies avec trottoir dans une première étape (voir fig. 5.34) pour relier uniquement l'Ile d'Orléans. Elle pourra par la suite se transformer par l'enlèvement du trottoir en un lien à 3 voies unidirectionnelles intégrées à une autoroute de 6 voies (fig. 5.33).

#### 5.5.2.1.3.2.3 Matériaux

Nous avons utilisé pour nos calculs de l'acier structural G40.21, avec limite élastique de l'acier ( $F_y$ ) de 350 MPa. Dans l'éventualité d'un pont réalisé en acier, il serait intéressant de considérer l'utilisation d'acier patinable ou galvanisé afin de réduire les frais d'entretien du pont.

La contrainte admissible dans le béton à 28 jours était fixé à 35 MPa.

L'acier d'armature est de la catégorie extra dur avec une limite d'élasticité de 400 MPa.

#### 5.5.2.1.3.2.4 Calculs

Les calculs ont été faits selon la norme CSA-S6 1974, le dimensionnement de l'acier de structure selon la théorie élastique et le di-

mensionnement du béton selon la théorie ultime.

#### 5.5.2.1.3.3 Méthode de construction

Les poutres sont d'abord assemblées en usine en longueurs ne dépassant pas 35 m. Elles peuvent ensuite être transportées en chantier par camion ou sur barge. Elles sont alors chargées en petit nombre sur barge et érigées sur les piliers au moyen de grues. La section centrale est ensuite mise en place et boulonnée aux autres sections reposant déjà sur les piliers. Le chenal nord étant aussi complètement gelé au moins deux mois et demi par année, l'érection des poutres pourrait aussi se faire l'hiver à partir d'un pont de glace.

Les coffrages sont par la suite mis en place, attachés aux poutres et l'armature est installée. On procède ensuite au bétonnage en commençant par les régions de moment positif pour terminer par les régions de moment négatif. Lorsque le béton a atteint la résistance prescrite, on peut alors mettre en place le revêtement bitumineux, les trottoirs, chasse-roues, parapets et autres accessoires.

#### 5.5.2.1.3.4 Avantages et désavantages

##### 5.5.2.1.3.4.1 Avantages

1. Le principal avantage d'une structure d'acier à poutres assemblées est la simplicité de sa géométrie qui conduit à une fabrication facile et économique.

2. Ce type de pont est plus léger qu'un pont de béton; il y a donc une légère économie au niveau des fondations (superstructure d'environ  $8600\text{N/m}^2$  pour une portée de 60 m).

3. L'apparence de ce type de pont est très convenable si on prend la peine de cacher les raidisseurs.

4. On peut varier l'inertie des poutres pour suivre le diagramme des efforts en variant les plaques. De même on peut utiliser le tablier dans les zones de moment positif comme partie de l'aile supérieure composite travaillant en compression.

#### 5.5.2.1.3.4.2 Désavantages

1. Les coûts d'entretien contre la corrosion sont plus élevés que pour un pont de type tubulaire en acier, et beaucoup plus élevés que les coûts d'entretien des ponts de béton. Par contre cet inconvénient peut être éliminé en utilisant de l'acier patinable à un coût cependant un peu plus élevé.

2. La quantité d'acier utilisée dans ce pont est plus élevée que pour un pont tubulaire, à arche ou en treillis.

#### 5.5.1.3.5 Axe préférentiel

Ce type de structure peut s'adapter à n'importe lequel des axes dans le chenal nord. Cette solution pourrait être envisagée dans le cas où l'ouverture requise du chenal serait assez grande et qu'il faille alors cons-

truire de longues approches en pont.

Plus particulièrement, nous croyons que cette solution pourrait être envisagée économiquement à défaut de pouvoir construire une jetée dans les régions suivantes:

Axe 2 nord: Rive nord au chaînage 12 + 80

Chaînage 19 + 20 à la rive de l'Ile d'Orléans

Axe 2D nord: Rive nord au chaînage 6 + 10

Chaînage 18 + 30 à la rive de l'Ile d'Orléans

Axe 3A nord: Rive nord au chaînage 6 + 40

Chaînage 13 + 80 à la rive de l'Ile d'Orléans

Axe 5 nord: Rive nord au chaînage 7 + 60

Chaînage 15 + 90 à la rive de l'Ile d'Orléans

Ajoutons aussi que ce genre de structure s'adapte très bien aux autres types de superstructures envisagées dans les régions profondes comme les ponts à haubans et les ponts tubulaires.

#### 5.5.2.1.3.6 Estimation des coûts

Nous avons estimé le coût d'un pont à poutres assemblées dans l'axe 2 sur une longueur de 884 m. On retrouve le détail de cet estimé au tableau 5.19. L'estimation est basée sur la section transversale montrée à la figure 5.33, c'est-à-dire sur la section de deux ponts jumelés de six voies. Pour la construction d'un pont à deux voies avec un trottoir, le coût du pont simple devra être majoré de 6%.

La superstructure du pont coûterait \$415.00/m<sup>2</sup>, ou environ \$11,300.00/m lin. pour un double pont à trois voies dans chaque direction. Pour un pont simple à deux voies avec trottoirs, il en coûterait \$440,000/m<sup>2</sup> ou environ \$6,000.00/m lin. Ce coût comme nous l'avons mentionné précédemment, n'est pas nécessairement le coût optimisé, mais nous croyons que nous avons là un ordre de grandeur réaliste de ce que coûterait une telle superstructure dans

Le coût pourrait être optimisé lors du dimensionnement préliminaire en élaborant une étude poussée du coût de l'infrastructure en fonction de la portée.

#### 5.5.2.1.3.7 Conclusion

Le type de pont à poutres assemblées en acier avec tablier composite en béton demeure une solution très réaliste dans le cas des portées d'approches du chenal nord. Cette solution avec celle des poutres en béton préfabriquées, sont les plus favorables pour la construction d'un pont dans de faibles profondeurs d'eau.

TABLEAU 5.19

ESTIMATION DU COUT DE LA SUPERSTRUCTURE DE DEUX PONTS JUMES DE 13.65 m DE LARGEUR EN POUTRES ASSEMBLEES EN ACIER ET DALLE COMPOSITE EN BETON ARME POUR UNE TRAVEE PRINCIPALE DE 60 m.

Largeur totale: 2 X 13.65 m  
Largeur carrossable: 2 X 12.75 m  
Nombre de voies de circulation: 3 par pont  
Longueur totale pour l'estimation: 884 m  
Nombre de poutres par travée: 2 X 4

<u>DESCRIPTION</u>	<u>COUT</u>
Acier structural	\$7,600,000.00
Béton du tablier et des garde-corps	\$ 950,000.00
Armature	\$ 450,000.00
Accessoires et divers	\$1,000,000.00
	<hr/>
	\$10,000,000.00

RESUME: \$10,000,000.00 pour 884 m  
\$11,300.00 / m lin.  
\$415.00 / m car.

## 5.5.2.2 INFRASTRUCTURE DES PORTEES D'APPROCHES

### 5.5.2.2.1 Introduction

Nous présenterons dans cette section un aperçu des différentes infrastructures possibles pour les ponts de portées d'approche dans le chenal nord ainsi qu'une évaluation sommaire du coût de ces infrastructures.

La solution retenue pour fins d'évaluation sera généralement la solution la plus "standard" et non pas nécessairement la solution la plus économique. Une estimation basée sur une proposition plus audacieuse ne fait en effet pas partie de la présente étude. Une telle étude nécessiterait des données de base additionnelles, telles que des forages ou des essais de chargements, plus nombreuses que celle obtenues à date. De même de telles propositions sont plus sujettes à de fortes variations de coûts lors de la réalisation de l'ouvrage. La recherche de cette proposition optimum pourra se réaliser lors du calcul préliminaire.

Sont considérés comme infrastructure: les piliers excluant les appareils d'appui, les semelles, et les pieux lorsque nécessaires. De même on pourra constater que les méthodes de construction sont déterminantes pour ce qui est des coûts, surtout aux endroits de grandes profondeurs d'eau (profondeur supérieure à 10 m).

Enfin, mentionnons que l'espacement des piliers a été établi de façon à balancer le coût de la superstructure et le coût de l'infrastructure.



En effet, lorsqu'on procède à un tel balancement de coûts, cela conduit habituellement à une portée économique pour un type de pont donné.

#### 5.5.2.2.2 Solutions envisagées

##### 5.5.2.2.2.1 Types de piliers

Les piliers envisagés sont constitués de béton armé, d'une résistance minimum de 30 MPa, pour résister à l'érosion mécanique de la glace et prévenir la détérioration du béton. De même le nez du pilier sera en pointe ou arrondi afin de minimiser l'effet des glaces et du courant. L'élévation minimum des piliers a été établi à 7.6 m afin d'éviter que les glaces viennent buter contre les poutres à marée haute.

Deux types de piliers ont été considéré ; 1) un pilier unique venant prendre la charge des six voies du pont; et 2) deux piliers séparés, chacun prenant la charge de la moitié du pont, soit trois voies. Cette seconde solution a l'avantage de pouvoir se réaliser en deux étapes advenant le cas où l'on désire dans une première phase construire un premier pont à deux voies ou trois voies servant uniquement à relier l'Ile d'Orléans à la rive Nord. (Voir fig. 5.35, fig. 5.36 et fig. 5.37).

##### 5.5.2.2.2.2. Types de fondations

###### 1) Fondations sur semelles

Les fondations nettement les plus économiques sont les semelles sur sol. Cependant, dans le cas présent, ce type de fondation ne peut être

adopté que sur roc. La couche de mort terrain révélée par les forages n'est en effet pas suffisamment résistante pour supporter les charges sans rupture ou tassement considérable. On pourra donc retrouver ce type de fondations surtout du côté de l'Ile d'Orléans. Sur les battures de Montmorency, on devra avoir recours à un autre type de fondation à cause de la présence d'un épais dépôt de mort terrain.

Rappelons que la capacité portante du roc dans le chenal nord peut être de l'ordre de 0.958 Mpa près de la surface du socle rocheux, après avoir enlevé les parties les plus fissurées ou altérées.

## 2) Pieux battus au roc ou au refus

Il s'agit ici d'un type très courant de fondations sur pieux de petit diamètre et, en général, économique. Il semble que selon les résultats de sondages ces pieux pourraient être foncés sans difficultés au refus ou au roc si nécessaire sur des profondeurs allant jusqu'à 60 m, comme cela peut être le cas dans l'axe #2 nord. Ces pieux foncés à partir de barge ou d'une jetée de travail aurait une capacité portante de l'ordre de 100 t.

Le coût des pieux de béton préfabriqué est évalué à \$56./m lin. et celui du pieu d'acier en H évalué à \$75./m lin., incluant le coût des matériaux et l'enfoncement. Même si le pieu en acier est plus dispendieux, il semble que ce pieu est plus facile à enfoncer s'il y a présence de gros cailloux. Il peut donc s'avérer un choix satisfaisant pour l'enfoncement à de grandes profondeurs.

### 3) Pieux à friction

Ce type de fondation peut être très intéressant et économique dans le cas où on réussirait à mobiliser une capacité suffisante pour une longueur de pieu pas trop considérable. Par exemple, des pieux d'une capacité de 50 t seraient possibles dans les dépôts identifiés, mais seul des essais de chargement sur place pourront déterminer de façon précise la longueur de ces pieux. Un tel pieu peut être avantageux si on réussit à mobiliser les 50 t sur une longueur inférieure à 25 m. Au-delà de cette longueur, il peut être plus économique de foncer des pieux de 60 m au roc ou au refus pour atteindre 100 t de capacité. De même il faut considérer dans ce cas-ci les déplacements du groupe de pieux sous la charge et veiller à ce qu'ils demeurent dans les limites tolérables pour la superstructure.

Notons enfin que cette solution représente un plus grand nombre de pieux et implique donc un coût un peu plus élevé pour l'empâtement du pilier et pour le batardeau. C'est le pieu de béton préfabriqué qui semble le mieux approprié pour ce type d'application au coût de \$56./m lin.

### 4) Pieux à base élargie

Ce type de fondation pourrait se révéler économique dans les zones où le dépôt de mort terrain est profond et lorsque ce dépôt est constitué essentiellement de matériaux granulaires. Dans le cas où une couche d'argile se retrouve dans le dépôt, il faut alors développer la base du pieu sous cette couche. Cela peut donc impliquer un pieu trop long qui n'est plus économique.

Par exemple, on estime qu'un pieu à base élargie avec fût tolé de 410 mm de diamètre pourrait supporter une charge admissible de 100 t.

La base du pieu peut être formée à partir de 10 m sous le niveau du mort terrain, mais la nécessité que les pieux résistent aux efforts de soulèvement induits par certains moments de renversement peut amener des longueurs plus considérables. Un tel pieu est évalué à environ \$100./m lin.

Notons enfin que la mise en oeuvre de ce type de fondation se fait facilement à partir d'une jetée de travail, mais que l'impossibilité de procéder de cette façon rendrait la réalisation de ces pieux plus difficile et plus coûteuse.

#### 5) Pieux caissons au roc

Enfin, une dernière solution envisagée est celle des pieux caissons circulaires en acier ayant un diamètre de 600 mm à 1200 mm. Cette fondation a l'avantage de faire une fondation de toute première qualité. Il s'agit cependant d'un type de pieux plus dispendieux, les prix étant de l'ordre de \$250./m lin. pour 600 mm de diamètre à \$500./m lin. pour un diamètre de 1200 mm.

On pourrait obtenir d'un caisson de 1067 mm une capacité portante de l'ordre de 725 t, en assumant un encastrement de 3 m dans le roc sain. On évalue alors la capacité portante moyenne du roc de 958 kPa à la pointe du caisson et la valeur d'adhérence roc-béton de 517 kPa.

Soulignons enfin que certains ponts ont été réalisés dernièrement sur d'énormes caissons de (1830 à 2440 mm) agissant à la fois comme pilier et comme pieux de fondation (Pont sur la rivière York, rivière des Prairies). Le caisson est encastré dans le roc et monte jusqu'à un chevêtre situé sous

le tablier du pont. Quoique cette méthode élimine l'emploi de batardeau pour la construction de l'infrastructure, elle demande toutefois une attention très particulière dans le fonçage du caisson. En effet, si le caisson dévie de sa ligne de fonçage, même de façon minime, cela peut amener une déviation de la tête à l'endroit où repose la charge, et causer des efforts supplémentaires de flexion dans le caisson et sur les fondations. Les tolérances de verticalité doivent donc être très exigeantes advenant une construction de ce genre. De plus, il semble que dans certains cas, cette solution ne se soit pas révélée aussi économique que prévue.

#### 5.5.2.2.3 Propositions retenues pour fins d'estimation des coûts

##### 5.5.2.2.3.1 Piliers retenus

Les piliers retenus pour fins d'estimation des différentes propositions sont les piliers séparés tels qu'apparaissant la la fig. 5.35. Ce type de pilier a l'avantage de diminuer les charges aux fondations en minimisant le plus possible les quantités de béton nécessaires à l'infrastructure. Cette solution présente l'avantage de pouvoir s'adapter à la construction d'un seul pont à 2, 3 ou 4 voies dans une première phase qui pourrait par la suite être jumelé à un autre pont identique pour compléter un lien autoroutier de 3 voies dans chaque direction.

Les calculs des différents piliers ont été faits selon la norme CSA-S6-1974, et plus particulièrement selon les méthodes de calcul à la limite ("Load factor design"). Les calculs sont basés sur une résistance à 28 jours de 30 MPa pour le béton et une limite élastique de nuance 400 pour l'acier.

## 1) Piliers des poutres préfabriquées et des poutres assemblées d'acier

La portée des poutres de béton étant de 40 m, nous assumons qu'un seul pilier prend les efforts longitudinaux pour 4 portées de pont lorsque les piliers sont assez courts ( $< 15$  m). Deux piliers prennent ces mêmes efforts pour les piliers plus élevés, les efforts de température et de retrait à la base du pilier étant, à ce moment, moindres. Il devient donc avantageux de répartir les efforts longitudinaux dus au vents ou aux tremblements de terre sur deux piliers.

Le fût du pilier garde une dimension transversale constante sur presque toute sa hauteur afin de faciliter la mise en oeuvre. A la base du pilier, un élargissement aide cependant à diminuer les contraintes de cisaillement et de flexion dans l'empattement.

Dans le cas des piliers de poutres assemblées en acier de 60 m de portée, nous assumons les mêmes formes. Dans le calcul des charges, nous obtenons sensiblement les mêmes charges axiales et les mêmes moments que pour les piliers supportant les poutres de béton de 40 m de portée. Encore là, les efforts longitudinaux de 5 portées consécutives sont pris par deux piliers lorsque ceux-ci sont plus hauts.

Enfin, selon la géométrie du pilier ce sont la charge axiale et les efforts longitudinaux qui contrôlent pour les calculs du pilier.

## 2) Piliers des poutres caissons d'acier

Pour les poutres caissons de 60 m de portées, l'infrastructure sera

sensiblement la même que pour les poutres assemblées en acier. Les charges mortes étant un peu plus faibles, on peut obtenir une infrastructure légèrement plus économique que celle des poutres assemblées, soit une diminution de coût de l'ordre de 5%. La procédure et les hypothèses de calcul sont telles que citées précédemment.

Dans le cas des caissons de 107 m de portées, on retrouve ce type de superstructure lorsque la profondeur d'eau devient assez importante (Voir fig. 5.38). Nous avons encore là étudié une série de 5 portées dont les efforts longitudinaux sont pris par les deux premiers piliers. Les charges de vent et de tremblements de terre deviennent considérables étant donné la hauteur accrue de la superstructure et l'augmentation du poids mort par surface unitaire. De même le bras de levier disponible pour les effets de glace est plus élevé et on obtient donc des efforts très considérables à la base du pilier.

### 3) Piliers des ponts de béton construits par encorbellement

Il s'agit du même type de pilier que pour les ponts de grandes portées construits par encorbellement.

#### 5.5.2.2.3.2 Fondations

Les fondations retenues pour fins d'estimation sont les empattements sur roc lorsque celui-ci se retrouve près de la surface. Les fondations sur pieux préfabriqués de béton battus au roc et pieux caissons de 600 mm de diamètre enfoncés dans le roc sont utilisés si le roc est localisé à de grandes profondeurs. Ayant peu d'informations pour effectuer le choix de la meil-

leure solution entre le pieu battu au roc et les autres types de pieux, la première solution a été sélectionnée. On obtient ainsi un coût conservateur mais avec une autre solution on risquerait de sous-évaluer les coûts d'infrastructure.

De même lorsqu'il s'agit de fondations en pieux battus au roc, en particulier sur l'axe #2, le niveau du roc a été évalué à l'élévation -60 m tel que révélé par les forages no 1 et no 3. Cependant, il faut bien réaliser que de très grandes distances séparent les forages (de 1000 m à 15000 m) et pour cette raison l'interpolation des niveaux de roc est hypothétique. Les coûts présentés devront donc être considérés avec prudence. Ces coûts pourront varier selon les informations plus précises qu'on obtiendra dans le futur d'un plus grand nombre de forages exécutés dans la ligne choisie. Il semble cependant qu'à première vue la zone de grande profondeur de roc est plus étendue dans la ligne #2 que dans les autres lignes et conduit donc à des fondations plus dispendieuses pour cet axe.

Les charges pour le calcul des fondations ont été établies selon la norme CSA S6-1974 selon la méthode élastique("Working stress design").

Dans le cas des fondations sur pieux, ce sont les efforts dus aux tremblements de terre, en plus de la charge axiale, qui contrôlent le calcul des fondations. Pour les empattements sur roc, ce sont les efforts dus au retrait, à la température, et à la glace qui sont déterminants. Cela peut s'expliquer par les facteurs de multiplication 0.02 et 0.06 de la norme CSA S6-1974, utilisés dans le calcul des charges de tremblement de terre. Le premier facteur multipliant la charge morte dans le cas des empattements sur roc et le second dans le cas de fondations sur pieux, la



charge utilisée pour le calcul de l'infrastructure sur pieux, est donc trois fois plus élevée.

De même la pression des glaces sur les piliers a été fixée à 2MPa, soit la pression correspondants à un grand champ de glace cédant lors de la débâcle au début du printemps. Nous avons assumé une variation du champ de glace de 10° par rapport à l'axe longitudinal du pilier, d'où l'importance de bien disposer cet axe selon l'orientation du courant dans le chenal. Il va sans dire que ces charges de glaces sont approximatives, et que lors de l'étape préliminaire, étant donné le nombre important de piliers, il serait avantageux de procéder à une campagne de mesure sur place, (probablement sur les piliers du pont actuel), pour mieux définir les paramètres à utiliser.

Enfin, pour les piliers sur pieux dans les régions de faible profondeur d'eau, ce sont les efforts de tremblement de terre qui contrôlent dans les deux sens. Lorsque la profondeur devient plus importante ( 8 m), les efforts transversaux sont maximum sous l'effet de la glace.

#### 1) Fondations sur semelles

Les fondations sur semelles sont assises directement sur le roc après en avoir enlevé les parties les plus fissurées. Tel que mentionné précédemment, ces fondations sont utilisées lorsque la profondeur du mort terrain sur le roc est faible ( $\leq 5$  m). L'empattement est armé dans les deux directions avec une armature assurant la continuité avec le pilier et il est de dimensions suffisantes pour ne pas induire au roc une contrainte supérieure-

re à 0.958 MPa sous l'effet des charges.

## 2) Pieux battus

Il s'agit de pieux en béton préfabriqués calculés pour prendre une charge admissible de 100 t. Ces pieux mesurent environ 300 mm de diamètre et sont disponibles chez les entrepreneurs en fondation selon une géométrie et un procédé d'enfoncement propres à chacun. Ces pieux sont utilisés comme fondations des piliers pour des portées de 40 m et de 60 m.

## 3) Pieux caissons

Les fondations des piliers supportant les ponts à poutres caissons de 107 m consisteront en des pieux caissons de 750 mm encastrés dans le roc sur 3 m. Les pieux sont foncés soit par vibration ou excavation à l'intérieur du pieu. Ils sont bétonnés en trémie, après avoir terminé l'évidement, et disposé à l'intérieur une cage d'acier d'armature. La capacité de tels pieux est évaluée à 450 t environ.

### 5.5.2.2.4 Mise en oeuvre de l'infrastructure

#### 5.5.2.2.4.1 Les batardeaux

Afin de réaliser l'infrastructure dans le chenal nord, on devra avoir recours lorsque nécessaire à des batardeaux en enrochement ou en palplanches d'acier.

Règle générale, le batardeau sera construit jusqu'à l'élévation 6.5 m, soit l'élévation des hautes eaux extrêmes plus une hauteur de vagues

de 1.3 m. L'accès aux différents piliers peut se faire avec une jetée temporaire, un pont temporaire, ou avec barges lorsque les piliers sont trop éloignés des rives.

#### 5.5.2.2.4.2 Batardeaux en enrochement

Les batardeaux en enrochement sont construits de matériel tout venant recouvert d'un enrochement de protection. L'étanchéité est assurée par un noyau d'argile au centre du batardeau. Il peut s'agir là d'un type de batardeau économique que nous évaluons de \$10./m<sup>3</sup> à \$15./m<sup>3</sup>, incluant la mise en place et l'enlèvement par la suite du batardeau. (Voir fig. 5.39)

Le batardeau est mis en place autour du pilier à partir d'un chemin d'accès construit également en enrochement et reliant les différents piliers

Une fois le batardeau construit, on place un système de pompage au bas de la pente intérieure qui rejète l'eau à l'extérieur du batardeau et assèche le site du pilier à construire. Il est à noter que ce type de batardeau ne serait probablement possible qu'aux endroits où le roc vient presque en surface. Aux autres endroits où on retrouve un épais dépôt de sol granulaire, donc très perméable, il y aurait trop d'infiltration sous le batardeau. Ceci, en plus de rendre le pompage presque impossible, causerait des problèmes d'instabilité et compromettrait la sécurité de l'ouvrage. C'est pourquoi nous avons assumé dans nos estimations que ce type de batardeau conviendrait uniquement dans le cas où l'on construit des empattements sur roc situé dans la zone découverte à marée basse (profondeur d'eau inférieure à 6 m à marée haute).

Une fois l'assèchement du batardeau terminé et maintenu, on procède au nettoyage du roc, et on s'assure que sa surface est bien horizontale. Puis, on procède au coffrage et au bétonnage de l'empattement et du pilier. Un joint de construction peut être prévu au dessus du niveau des hautes eaux afin de procéder au bétonnage du haut du fût en une phase ultérieure.

#### 5.5.2.2.4.3 Batardeaux en palplanches d'acier

Tel que mentionné précédemment, les batardeaux en palplanche d'acier ont été retenus pour fins d'évaluation lorsque les profondeurs de mort terrain sur le roc étaient appréciables. En effet, à l'aide d'une fiche d'enfoncement plus ou moins longue combinée à une base d'étanchéité, on peut arriver à limiter convenablement le débit d'infiltration à l'intérieur du batardeau. Le volume de pompage est alors raisonnable et la sécurité de l'ouvrage ainsi que celles des hommes assurée. (Voir fig. 5.40)

Ce type de batardeau a été considéré pour des profondeurs d'eau allant de 3 m à 25 m. Il faut cependant mentionner qu'au-delà de 15 m de profondeur, la réalisation du batardeau commence à être problématique étant donné la longueur de palplanche à utiliser, les pressions d'eau extérieures très fortes, etc. Le prix de réalisation pour un batardeau passe donc d'un coût de \$200,000. approximativement pour un batardeau construit dans 7 m de profondeur d'eau à \$2,500,000. pour celui construit dans 25 m de profondeur d'eau (Pont de 6 voies). La variation du prix en fonction de la profondeur est donc non linéaire. De même la proportion du coût du batardeau par rapport au coût global d'un pilier passe de 30% pour un pilier dans 3 m d'eau à marée haute à 65% pour un pilier dans 25 m d'eau. On constate donc que pour les travées centrales du pont, les coûts des batardeaux sont déterminants.

1) Constitution du batardeau

Les batardeaux sont constitués d'une palplanche d'acier très résistante, telles les PZ 27, PZ 32 et PZ 38 ou équivalentes. Les palplanches les plus lourdes sont utilisées pour les plus grandes profondeurs. Ces palplanches sont enfoncées de 6 m à 11 m dans le sol afin de donner la stabilité au batardeau et surtout de diminuer les pressions d'eau au fond du batardeau lors de l'assèchement.

Enfin une base d'étanchéité consistant en un bouchon de béton coulé en trémie est placé au fond du batardeau.

2) Mise en place du batardeau

Le batardeau peut être mis en place de différentes façons. Cependant, on a tenu compte de la façon suivante dans nos estimations:

- Le système d'entretoisement est préfabriqué sur la berge, puis amené en place à l'aide d'une barge. Au site prévu du pilier, une grue sur barge prend le système et le dépose à son emplacement. Le système est descendu au niveau requis et applombé en glissant sur des pieux préalablement plantés aux quatre coins du batardeau. Lorsqu'il est au bon niveau, le système est boulonné ou soudé aux pieux par des plongeurs.

- Le système d'entretoisement en place, celui-ci est utilisé comme gabarit pour l'enfoncement des palplanches autour de la cage d'acier. Le palplanche est battue au niveau requis. Les palplanches doivent être par la suite attachées et assujetties adéquatement au système d'entretoisement.

- On procède ensuite au dragage du fond pour nettoyer la couche de sol de mauvaise qualité en surface. Le dragage peut même se faire sur une profondeur de 4 à 5 m si l'on veut que la base d'étanchéité soit encastrée en bonne partie dans le lit du fleuve, soit pour des raisons d'esthétique si le pilier est découvert à marée basse, soit à cause de l'affouillement prévu.

Les pieux sont ensuite battus à la position voulue en se servant encore de la cage d'entretoisement comme gabarit. Lorsque les pieux ont atteint la profondeur suffisante pour développer la capacité requise, les pieux inclinés sont coupés au niveau futur de l'empattement afin de ne pas nuire au battage des autres pieux. Les pieux verticaux quant à eux pourront être coupés après l'assèchement du batardeau. On procédera aussi à un essai de chargement à chaque pilier pour vérifier si les fondations rencontrent les spécifications requises.

Enfin, la base d'étanchéité est coulée en trémie à l'intérieur des batardeaux sur une hauteur de 3 à 6 m. Cette base servira à contrebalancer par son poids propre les pressions hydrostatiques, au fond du batardeau, qui existeront malgré la perte de charge due à la fiche du batardeau. De même ce bouchon de béton sera étanche à l'eau et réduira de beaucoup le pompage à l'intérieur du batardeau. Il est à noter que les pieux traversent complètement la base d'étanchéité pour venir prendre la charge au niveau de l'empattement du pilier. Cette façon de procéder donne l'avantage de couper la majorité des pieux à sec une fois le battage terminé et de s'assurer qu'un béton de meilleure qualité et armé transmet la charge aux pieux. La base d'étanchéité pénalise cependant la fondation au point de vue des charges, et il

faudra augmenter le nombre de pieux pour en tenir compte.

### 3) Assèchement du batardeau

Une fois que la base d'étanchéité a suffisamment fait prise, on procédera à l'assèchement du batardeau à l'aide de pompes. On peut alors procéder à la coupe des pieux à l'élévation requise et faire la mise en place des coffrages de l'empattement et du pilier. L'empattement sera armé dans le haut et dans le bas afin de résister aux efforts de traction induits dans les pieux.

### 4) Récupération du batardeau

Lorsque le pilier est terminé et inspecté, on immerge à nouveau complètement le batardeau, puis on procède à l'enlèvement et à la récupération du système d'entretoisement et de la palplanche. Le matériel peut alors être réutilisé pour la construction d'un nouveau batardeau. Les palplanches sont arrachées lorsqu'elles ne sont pas trop longues et sont coupées au-dessus du niveau de la base d'étanchéité lorsque leurs longueurs sont trop importantes.

#### 5.5.2.2.4.4 Construction sans batardeau

Dans les zones où les battures sont découvertes à marée basse pendant une certaine période de temps, il pourrait être possible de travailler sans batardeau. Les pieux seraient battus à partir de barges positionnées à l'aide de pieux d'ancrage, et l'empattement pourrait être coulé en béton de trémie après avoir placé un coffrage préfabriqué et l'armature requise.

5.5.2.2.5 Estimation des coûts

5.5.2.2.5.1 Eléments principaux

Les principaux éléments servant de base à nos estimations des coûts de l'infrastructure sont les suivants:

TABLEAU 5.20

PRIX UNITAIRES DES COÛTS DE L'INFRASTRUCTURE

UNITE	OUVRAGES	PRIX UNITAIRES
mètre cube	Béton du pilier et des empattements	\$ 240.00
kilogramme	Acier d'armature	\$ 0.80
mètre lin.	Pieux en béton préfabriqué matériaux	\$ 50.00
globale	Organisation de plantage	\$20,000.00
mètre lin.	Pieux enfoncement	\$ 6.00
unité	Essais de chargements	\$ 3,000.00
mètre cube	Batardeau enrochements	\$ 10.00
mètre carré	Batardeau palplanche profondeurs d'eau de 3 à 15 m	\$ 40.00 à \$250.00
mètre cube	Base d'étanchéité en béton	\$ 75.00

Le coût du béton des piliers peut sembler élevé, mais il faut tenir compte d'une quantité de coffrages importante par rapport au volume de béton et des accès relativement difficiles.



Nous présentons aux pages suivantes les coûts unitaires d'infrastructure par rapport à la surface de superstructure. Ces coûts ont d'abord été déterminés pour les piliers de la proposition poutres de béton préfabriquées. On a ainsi déterminé des coûts de pilier qui s'accroissent en fonction de la profondeur, principalement à cause des quantités accrues de matériaux et à cause du coût plus élevé des batardeaux. (Tableaux 5.21 et 5.22).

Par la suite le calcul des piliers pour la proposition poutre d'acier de 60 m de portée permet d'établir que le coût du pilier à l'unité est sensiblement le même que le coût du pilier pour les ponts de béton de 40 m de portée. Le coût unitaire est donc dans ce cas-ci inversement proportionnel à la portée et estimé à environ 65% du coût unitaire de la proposition poutre de béton.

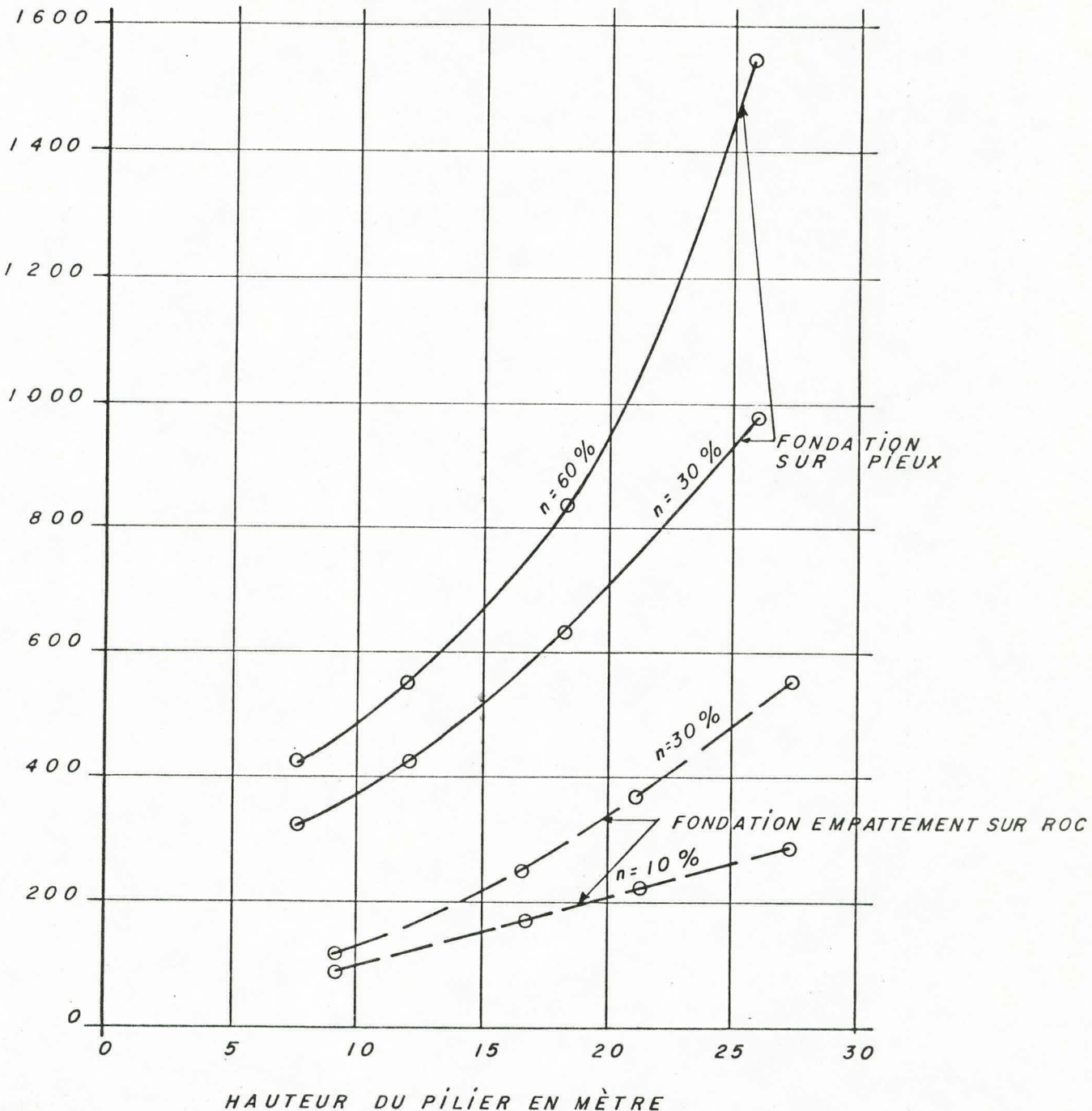
Pour les piliers des poutres caissons de 107 m, étant donné leur nombre restreints, nous les avons évalué de façon ponctuelle à chaque emplacement.

#### 5.5.2.2.5.3 Construction en deux phases

Les estimations des coûts de l'infrastructure ont été d'abord établies selon une construction en deux phases. Le coût global d'infrastructure pour le projet réalisé en une seule étape serait de 15% à 20% moins élevé que le coût du projet réalisé en deux étapes successives (construction d'une superstructure de 13.75 m à chaque étape). Cette augmentation de coûts serait due à deux facteurs principaux: Les coûts d'organisation de chantier et d'accès en rivière qui seraient doublés ainsi que les superficies des batardeaux qui augmenteraient sensiblement.

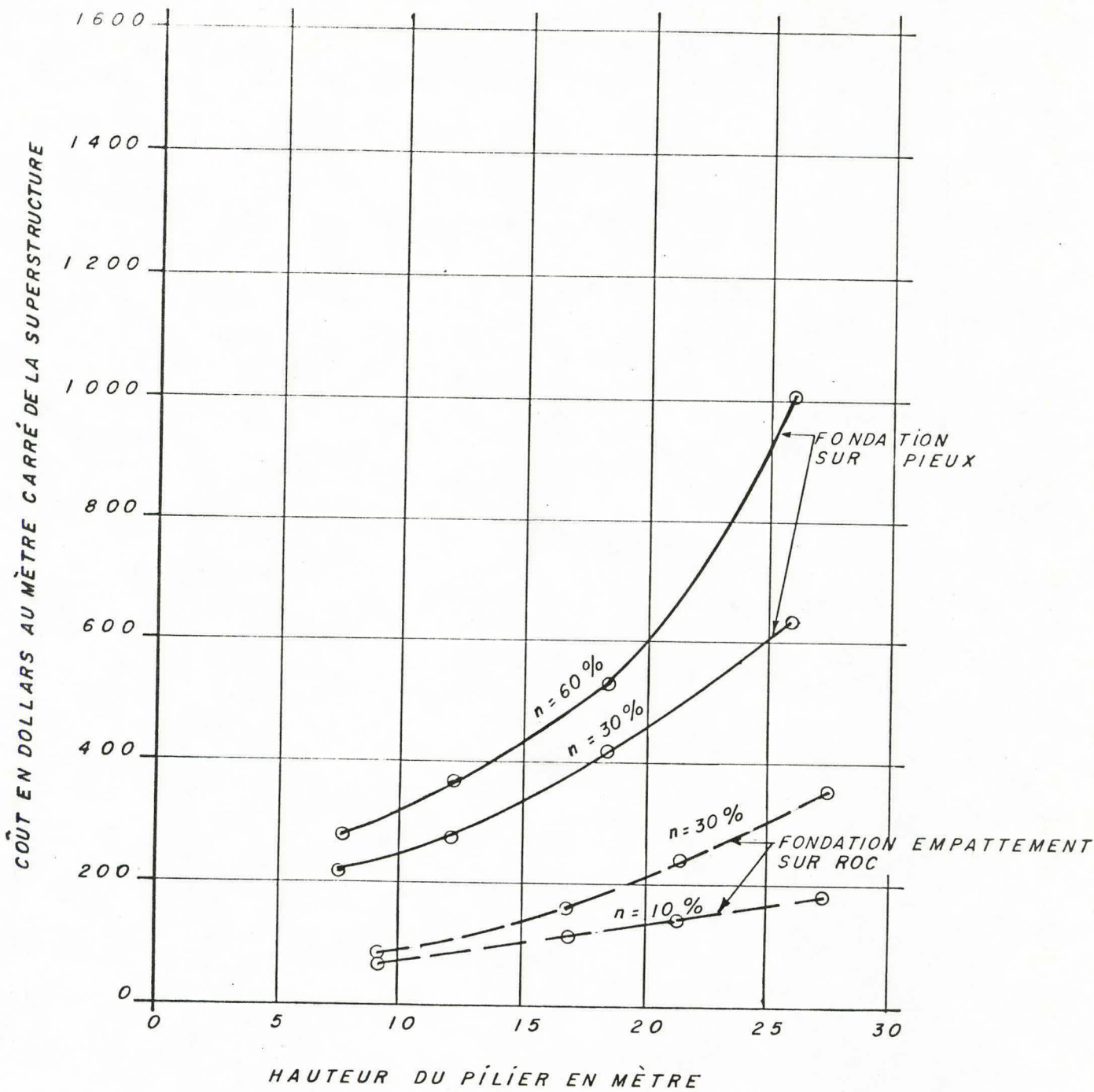
Notons que les coûts de piliers et de fondations restent sensiblement les mêmes, la structure ayant été calculée pour une réalisation en deux phases successives. Il y aurait donc très peu d'adaptation de structure ou d'infrastructure à effectuer selon que l'on choisit de construire en une ou deux phases.

CÔÛT EN DOLLARS AU MÈTRE CARRÉ DE LA SUPERSTRUCTURE



*n* = DEGRÉ DE SUBMERSION DU PILIER À MARÉE HAUTE, ÉL + 4.0  
 Ex = *n* = 60 %, UN PILIER DE 12 MÈTRES, EST SUBMÉRgé DE 7 MÈTRES À MARÉE HAUTE

CÔÛT DE L'INFRASTRUCTURE  
PONT EN POUTRES PRÉFABRIQUÉES DE BÉTON  
PORTÉES 40 m



$n$  = DEGRÉ DE SUBMERSION DU PÂIER À MARÉE HAUTE ÉL. + 4.0  
 Ex =  $n = 60\%$ ; UN PÂIER DE 12 MÈTRES, EST SUBMÉRGÉ DE 7 MÈTRES À MARÉE HAUTE

COÛT DE L'INFRASTRUCTURE  
PONT EN POUTRES D'ACIER  
PORTÉES 60 m

CHAPITRE VI

## CHAPITRE VI

### CHENAL SUD

#### 6.1 FORMULATION DES HYPOTHESES DE BASES

Afin de garder une homogénéité dans l'approche relative à la formulation des hypothèses de bases, les mêmes caractéristiques et les mêmes facteurs ont été retenus pour l'analyse du chenal sud que ceux déjà utilisés pour le chenal nord. A cet effet, le lecteur se réfèrera à la section 5.1.

#### 6.2 IDENTIFICATION DES AXES PROPOSES

A la suite de recherches sur les formations géologiques, de l'analyse des cartes bathymétriques et de l'étude sismique, il apparaissait que la liaison entre l'Ile d'Orléans et la Rive Sud pour franchir le passage navigable dans cette partie du fleuve St-Laurent, pourrait être envisagée en théorie, sans conséquence ou complication singulière, et en pratique, en considérant l'une des trois solutions suivantes:

- construction d'un pont;
- construction d'un tunnel déposé;
- construction d'un tunnel foré.

Ces différentes possibilités ont fait l'objet d'une analyse particulière et comparative, présentée aux sections 6.3, 6.4 et 6.5

A l'intérieur du secteur étudié, lequel s'étend de l'extrémité ouest de l'Ile jusqu'à la ligne de l'Hydro-Québec, soit sur une distance d'environ sept kilomètres, trois corridors ont été considérés (voir fig. 5.1), soit:

- 1- Corridor groupant les axes #1 sud, #2 sud, #2-C sud #2-A sud, #2-D sud.

Ce corridor, situé à environ 900 m de l'extrémité ouest de l'Ile d'Orléans près de Ste-Pétronille, présente certains avantages, comme le raccordement direct avec l'autoroute #40 en plus d'être le point le plus rapproché des villes de Québec et de Lévis.

L'axe choisi devrait être orienté de façon à être perpendiculaire avec le lit du fleuve.

- 2- Corridor incluant l'axe 3-A sud

Localisé près de la pointe Maranda à environ deux kilomètres à l'est de la zone précédente, c'est à cet endroit que le chenal de navigation change de direction. De plus, la largeur du chenal est d'environ 2.5 kilomètres comparativement à deux kilomètres dans les autres corridors.

- 3- Corridor incluant l'axe #5 - sud

Situé à environ 0.5 kilomètre de la ligne de transmission de l'Hydro-Québec, ce corridor est parallèle à celle-ci.

### 6.3 PONT SUSPENDU

Compte tenu de la largeur du chenal sud et des dégagements exigés, le pont suspendu apparaît comme première solution devant être considéré pour franchir le fleuve à cet endroit.

#### 6.3.1 Canal de navigation

Le chenal sud, étant le passage principal de la navigation commerciale sur le St-Laurent, dans la région d'étude, un dégagement horizontal minimal de 610 m et un dégagement vertical au-dessus des hautes eaux (el. + 4.0) de 61 m doivent être maintenus. La profondeur d'eau est de 30 m maximum à l'emplacement le plus probable pour l'érection des piliers, et ce pour chacun des axes étudiés.

La largeur hors d'eau de ces axes varie d'environ 2000 m à 2500 m.

#### 6.3.2 Conditions du sol

Les sondages, effectués pour l'Hydro-Québec lors de la construction des tours de transmission révèlent que le fond marin, au-dessus du roc à cet endroit, est composé de sable, de gravier avec inclusions d'argile, et de blocs de pierre de différentes dimensions.

Les sondages sismiques effectués sur l'ensemble du chenal sud indiquent, à l'endroit où sont localisés les différents axes, des variations quant à la profondeur du roc de 40 m à l'endroit de l'axe 2, à 46 m à l'emplacement de l'axe 5.



### 6.3.3 Qualité et état du site

Les conditions concernant la pression des glaces, la probabilité de séismes et la vitesse maximum du vent sont les mêmes que celles qui ont été considérées pour le calcul du pont Pierre Laporte.

Quant à la vitesse du courant à cet endroit, elle atteint quatre noeuds selon la largeur du chenal.

### 6.3.4 Analyse des différents axes retenus

#### - Axe 2 et 2-D

L'axe 2 est situé à environ 900 m de l'extrémité ouest de l'Ile d'Orléans, près de Ste-Pétronille (voir fig. 5.1).

Cet axe est le plus rapproché des villes de Québec et de Lévis et se raccorde directement avec l'autoroute #40. Il devra être orienté, à partir de son point de rencontre avec l'Ile d'Orléans, perpendiculairement au chenal du fleuve.

La profondeur maximum du roc, à l'emplacement des piliers du pont, serait d'environ 38 m. (voir fig. 6.1).

L'axe 2-D, présente à peu près les mêmes conditions que l'axe 2.

- Axe 3

Cet axe est localisé à environ 1920 m à l'est de l'axe 2, près de la pointe Maranda et là où le chenal de navigation change de direction. Cependant, la largeur totale du chenal à cet endroit est de l'ordre de 2400 m comparativement à 2040 m pour les autres axes. (voir fig. 6.2).

La profondeur maximum du roc, à l'endroit des piliers, serait d'environ 40 m et de 35 m aux ancrages.

- Axe 4

Cet axe, situé à environ 1220 m à l'ouest de la partie nord des lignes de transmission de l'Hydro-Québec, n'est pas perpendiculaire au chenal de navigation, mais l'intercepte plutôt avec un angle considérable.

Bien que cet axe présente certains avantages, il n'a pas été retenu à ce stade-ci de l'étude étant donné sa similitude avec l'axe 5.

- Axe 5

Ce dernier axe est situé à environ 425 m de la ligne de transmission de l'Hydro-Québec et parallèle à celle-ci.

La profondeur du roc, à l'emplacement des piliers, est de l'ordre de 46 m et la profondeur maximum aux ancrages est d'environ 43 m. (voir fig. 6.2).

#### 6.3.5 Justification du choix d'un pont suspendu

Etant donné la largeur du chenal de 610 m, la profondeur d'eau et le type de roc, le choix d'un pont suspendu s'avère la meilleure solution et la plus économique.

Par ailleurs, un pont suspendu présente une structure esthétique et harmonieuse qui traversera le fleuve à l'entrée du port de Québec.

Malgré sa grande portée, la pont aura trois voies de circulation dans chaque sens, soit deux chaussées de 11.58 mètres de largeur. Les trottoirs extérieurs et central seront de 1.22 mètres de largeur. Ces chaussées et trottoirs seront du même type que ceux du pont Pierre Laporte. (Voir fig. 6.3).

Les spécifications de "design" et les cas de chargements devront rencontrer les exigences les plus récentes du Ministère des Transports du Québec et de l'Association Canadienne de Normalisation.

#### 6.3.6 Portées selon les axes retenus

Trois portées différentes sont présentées pour chacun des quatre axes, soit pour l'axe 2, l'axe 2-D, l'axe 3 et l'axe 5, et une estimation très préliminaire du coût de construction a été introduite pour ces quatre alternatives.

A - Section centrale de 790 mètres

Une section principale de 790 m doit être considérée comme travée minimum pour traverser le chenal, et devra être combinée aux deux extrémités à deux sections de 244 m et 122 m de portée, de façon à localiser les ancrages aux emplacements où le roc est moins profond. Il faut noter, à priori, que les fondations des ancrages s'établiront sur le roc. Cependant, si les forages révèlent un fond marin plus consistant, on pourrait probablement envisager de ne pas asseoir ces ancrages directement sur le roc.

B - Section centrale de 915 mètres

Pour une section centrale de 915 mètres, les portées secondaires auront 305 m de longueur. A l'endroit des axes 2 et 2-D pour le côté sud, une portée de seulement 137 m serait nécessaire, étant donné que le roc nécessaire pour fixer l'ancrage, est moins profond.

C - Section centrale de 1525 mètres

Cette très longue section centrale a été envisagée pour vérifier si l'économie des coûts de fondation compenserait l'augmentation des coûts de superstructure.

A cette section centrale s'ajouteront à chaque extrémité deux sections de 457 m de portée, avec ancrages sur la partie haute des rives.

### 6.3.7 Sections d'approches pour le pont

Les sections d'approches, au-dessus de l'eau, varient de 85 m à 137 m de longueur.

Sur les rives, elles pourront varier entre 60 m et 80 m de longueur à l'exception du voisinage des culées où des portées plus courtes pourront être utilisées.

Les études subséquentes détermineront plus précisément les longueurs et les structures les plus économiques pour réaliser ces sections d'approches, tant au-dessus du fleuve que sur les rives.

### 6.3.8 Conclusion

Parmi les trois portées centrales étudiées, l'arrangement avec une portée centrale de 790 m semble le moins coûteux, tandis que les axes 2 et 2-D se révèlent les plus économiques. Le roc est en effet moins profond dans ces axes et la longueur totale de structure y est minimisée.

L'estimation du coût de construction préparé à ce stade-ci est basée sur une superstructure calculée selon un "design" conventionnel. Toutefois, il pourrait être avantageux d'utiliser comme tablier soit une dalle orthotrope protégée d'un revêtement d'asphalte - epoxy, combiné à des fermes de petites sections, soit des poutres caissons aérodynamiques combinées à un tablier orthotrope. Ces derniers types de superstructure pourraient réduire le coût d'une façon substantielle.

### 6.3.9 Recommandations

En tenant compte de la topographie des lieux et de ses avantages quant au coût de construction, il apparaît que le choix de l'axe 2 ou de l'axe 2-D soit le plus plausible pour la construction d'un pont suspendu d'une portée de 790 m.

L'optimisation d'une solution nécessitera cependant, une reconnaissance plus approfondie du fond marin et du roc, particulièrement aux endroits suivants:

- 1- A l'emplacement de chacun des piliers principaux;
- 2- A l'emplacement de chacun des piliers d'appui des câbles adjacents;
- 3- A l'emplacement des ancrages;
- 4- Le long des sections d'approche de chaque côté du pont.

TABLEAU 6.1

PONTS SUSPENDUS DANS LE CHENAL SUD

ESTIMATION COMPARATIVE DES COUTS DE CONSTRUCTION

AXE 2 et AXE 2-D

- Longueur des travées en mètres

	<u>TYPE 1</u>	<u>TYPE 2</u>	<u>TYPE 3</u>
Travée principale	<u>790</u>	<u>915</u>	<u>1525</u>
Total des travées suspendues	1278	1525	2439
Travées d'approches	1905	1662	1000
Longueur totale	3183	3187	3439

- Coûts en millions de dollars

<u>Travées suspendues</u>	<u>TYPE 1</u>	<u>TYPE 2</u>	<u>TYPE 3</u>
Superstructure	\$ 87.0	\$112.0	\$231.0
Infrastructure	<u>\$ 77.0</u>	<u>\$ 83.0</u>	<u>\$ 71.0</u>
T O T A L:	\$164.0	\$195.0	\$302.0
Travées d'approches	56.0	\$ 50.0	\$ 26.0
T O T A L:	\$220.0	\$245.0	\$ 328.0
Imprévus	<u>22.0</u>	<u>25.0</u>	<u>32.0</u>
C O U T T O T A L:	\$242.0	\$270.0	\$ 360.0

TABLEAU 6.2

PONTS SUSPENDUS DANS LE CHENAL SUD

ESTIMATION COMPARATIVE DES COÛTS DE CONSTRUCTION

AXE 3-A

- Longueurs des travées en mètres

	<u>TYPE 1</u>	<u>TYPE 2</u>	<u>TYPE 3</u>
Travée principale	<u>790</u>	<u>915</u>	<u>1525</u>
Total des travées suspendues	1278	1525	2439
Travées d'approches	2012	1768	854
Longueur totale	3290	3293	3293

- Coûts en millions de dollars

<u>Travées suspendues</u>	<u>TYPE 1</u>	<u>TYPE 2</u>	<u>TYPE 3</u>
Superstructure	\$ 87.0	\$112.0	\$231.0
Infrastructure	<u>\$ 83.0</u>	<u>\$ 92.0</u>	<u>\$ 80.0</u>
T O T A L	\$170.0	\$204.0	\$311.0
<u>Travées d'approches</u>	<u>\$ 60.0</u>	<u>\$ 52.0</u>	<u>\$ 23.0</u>
T O T A L	\$230.0	\$256.0	\$334.0
Imprévus	<u>\$ 23.0</u>	<u>\$ 26.0</u>	<u>\$ 34.0</u>
C O U T T O T A L:	\$253.0	\$282.0	\$368.0



TABLEAU 6.3

PONTS SUSPENDUS DANS LE CHENAL SUD

ESTIMATION COMPARATIVE DES COÛTS DE CONSTRUCTION

AXE 5

- Longueur des travées en mètres

	<u>TYPE 1</u>	<u>TYPE 2</u>	<u>TYPE 3</u>
Travées principale	<u>790</u>	<u>915</u>	<u>1525</u>
Total des travées suspendues	1278	1525	2439
Travées d'approches	1525	1280	366
Longueur totale	2803	2805	2805

- Coûts en millions de dollars

	<u>TYPE 1</u>	<u>TYPE 2</u>	<u>TYPE 3</u>
Travées suspendues			
Superstructure	\$ 87.0	\$112.0	\$231.0
Infrastructure	<u>\$ 95.0</u>	<u>\$105.0</u>	<u>\$ 75.0</u>
T O T A L	\$182.0	\$217.0	\$306.0
Travées d'approches	<u>\$ 47.0</u>	<u>\$ 41.0</u>	<u>\$ 10.0</u>
T O T A L	\$229.0	\$258.0	\$316.0
Imprévus	<u>\$ 23.0</u>	<u>\$ 26.0</u>	<u>\$ 32.0</u>
C O U T T O T A L	\$252.0	\$284.0	\$348.0

## 6.4 TUNNEL DEPOSE

### 6.4.1 Choix d'un tunnel déposé

Considéré comme seconde possibilité pour la traversée du chenal sud, le tunnel déposé est un ouvrage répandu de nos jours. En effet, on dénombre à travers le monde une quarantaine de tunnels de ce genre, dont la majorité sont routiers. (Voir tableau 6.4). Plusieurs de ces tunnels ont été réalisés depuis 1950 et dans des conditions pouvant s'apparenter à celles du chenal sud, tel le tunnel BART construit dans la région de San Francisco. Certaines sections avaient alors été déposées sous 40 m d'eau.

Le tunnel déposé est un tunnel immergé construit de sections préfabriquées, habituellement de l'ordre de 100 m, qui sont amenées en place par flottaison et déposées dans une tranchée préalablement draguée dans le fond marin. Les éléments sont aboutés l'un à l'autre pour former un tout continu soit avec une section de tunnel foré, soit avec une section de tunnel immergée coulée en place derrière un batardeau. Le tunnel Louis-Hyppolite Lafontaine est un exemple typique d'un tel ouvrage.

La présente section traitera donc des possibilités d'implantation d'un tel ouvrage dans le chenal sud, et par extension, du prolongement du tunnel dans le chenal nord.

TABLEAU 6.4 a

## RÉPERTOIRE DES TUNNELS DEPOSES (1910 - 1976)












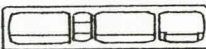

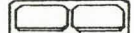

















No	ANNEE	NOM	FORME	ENDROIT	LONGUEUR	SECTION	NO VOIES
16	1961	RENDSBURG	ROUTE	ALLEMAGNE DE L'OUEST	140 m		2 X 2
17	1962	WEBSTER STREET	ROUTE	CALIFORNIE, E.U.	732 m		2
18	1962	ELIZABETH RIVER (2)	ROUTE	VIRGINIE, E.U.	1056 m		2
19	1963	CHESAPEAKE BAY (a) Thimble shoal tunnel (b) Baltimore channel tunnel	ROUTE	VIRGINIE, E.U.	(a) 1750m (b) 1661m		2 2
20	1966	COEN	ROUTE	AMSTERDAM, HOLLANDE	540 m		2 X 2
21	1967	BENELUX	ROUTE	ROTTERDAM, HOLLANDE	745 m		2 X 2
22	1967	LAFONTAINE	ROUTE	QUEBEC, CANADA	768 m		2 X 3
23	1967	VIEUX-PORT	ROUTE	MARSEILLES, FRANCE	273 m		2 X 2
24	1968	TINGSTAD	ROUTE	GOTHENBURG, SUEDE	452 m		2 X 3
25	1968	ROTTERDAM METRO	TRAIN	ROTTERDAM, HOLLANDE	1040 m		2 X 1 VOIES
26	1969	IJ RIVER	ROUTE	AMSTERDAM, HOLLANDE	790 m		2 X 2
27	1969	SCHELDT E 3 (J.F.K TUNNEL)	ROUTE/ TRAIN	ANVERS, BELGIOUE	510 m		2 X 3 VOIES
28	1969	HEINENOORD	ROUTE	BARENCRECHT, HOLLANDE	614 m		2 X 3
29	1969	LIMF JORD	ROUTE	ARLBORG/JUTLAND, DANEMARK	510 m		2 X 3
30	1969	PARANA (HERNANDIAS)	ROUTE	ARGENTINE	2356 m		2

TABLEAU 6.4 b

REPertoire DES TUNNELS DEPOSES (suite)








No	ANNEE	NOM	FORME	ENDROIT	LONGUEUR	SECTION	NO VOTES
1	1910	DETROIT RIVER	TRAIN	MICHIGAN, E.U./ ONTARIO, CANADA	800 m		2 X 2 voies
2	1914	HARLEM RIVER	TRAIN	NEW YORK, E.U.	329 m		4 X 1 voies
3	1927	FREIDRICHSHAFEN	PIETONS	BERLIN, ALLEMAGNE	120 m		—
4	1928	POSEY	TRAIN	CALIFORNIE, E.U.	742 m		2
5	1930	DETROIT - WINDSOR	ROUTE	MICHIGAN E.U./ ONTARIO, CANADA	570 m		2
6	1940	BANKHEAD	ROUTE	ALABAMA, E.U.	610 m		2
7	1941	MAAS	ROUTE	ROTTERDAM HOLLANDE	587 m		2 X 2
8	1942	STATE STREET	TRAIN	ILLINOIS, E.U.	61 m		2 X 1 voies
9	1950	WASHBURN	ROUTE	TEXAS, E.U.	457 m		2
10	1952	ELIZABETH RIVER (1)	ROUTE	VIRGINIE E.U.	638 m		2
11	1953	BAYTOWN	ROUTE	TEXAS, E.U.	780 m		2
12	1957	BALTIMORE	ROUTE	MARYLAND E.U.	1920 m		2 X 2
13	1957	HAMPTON ROADS	ROUTE	VIRGINIE, E.U.	2091 m		2
14	1958	HAVANA	ROUTE	CUBA	520 m		2 X 2
15	1959	DEAS ISLAND	ROUTE	COLOMBIE BRITANIQUE, CANADA	629 m		2 X 2
16	1993	TUNNEL ORLEANS	ROUTE	ILE D'ORLEANS, P.Q. CANADA	1203 m		2 X 2 1/2

4,5m → P.M.  
4,5m ↓

UN JOUR  
PEUT-ÊTRE?

TABLEAU 6.4 c

REPertoire DES TUNNELS DEPOSES

No	ANNEE	NOM	FORME	ENDROIT	LONGUEUR	SECTION	NO VOIES
31	1970	BAY AREA RAPID TRANSIT	TRAIN	CALIFORNIE, E.U.	5825 m		2 VOIES
32	1972	CROSS-HARBOUR TUNNEL	ROUTE	HONG KONG	1602 m		2 X 2
33	1973	EAST 63 <sup>rd</sup> ST TUNNEL	TRAIN	NEW YORK, E.U.	2 X 229m		4 X 1 VOIES
34	1973	WANGAN SEN	ROUTE	TOKYO, JAPON	1035 m		2 X 3
35	1973	1 10 MOBILE RIVER	ROUTE	ALABAMA, E.U.	747 m		2 X 2
36	1974	KEIHIN CANAL	ROUTE	KAWASAKI, JAPON	660 m		2 X 2
37	1975	ELBE	ROUTE	HAMBOURG, ALLEMAGNE	1057 m		3 X 2

Source: CULVERWELL, D.R., Immersed-Tubes and the Tees, Tunnels and Tunnelling, vo 8,n 1 Jan 1976  
page 27-33.

Comme cette structure peut également être envisagée dans le chenal nord, et dans le cas de l'axe 1, forme une structure continue avec celle du chenal sud, l'éventualité sera envisagée dans le présent chapitre par exception.

#### 6.4.1.1 Conditions favorisant l'implantation d'un tunnel déposé

Habituellement, un tunnel est plus avantageux qu'un pont lorsque les rives sont basses et que les dégagements horizontaux et verticaux exigés pour un pont sont très élevés. Par exemple, le tirant d'eau d'un navire hauturier passant au-dessus d'un tunnel représente environ le quart du tirant d'air du même navire passant sous un pont. La dénivellation étant alors beaucoup moindre entre les rives et le point bas du tunnel qu'entre les rives et le point haut du pont, la longueur totale du tunnel est donc plus courte si on considère dans les rampes d'accès les mêmes pentes pour le pont et le tunnel.

Dans le cas de la traversée nord à l'Ile d'Orléans, on peut dire à priori que le tunnel déposé sera plus coûteux qu'un lien par pont. Quoique les rives soit basses à Montmorency, et à l'Ile d'Orléans (si on débouche au pied de la falaise), les dégagements exigés pour un pont sont peu élevés, et cette dernière structure devient plus économique. L'avantage de la solution tunnel se résume donc au niveau esthétique et environnemental.

La traversée du chenal sud avec pont exigeant des dégagements considérables (60 m X 600 m), impliquant alors une structure de pont dispendieuse, la solution tunnel devient plus compétitive, quoiqu'il y ait un désavantage majeur au niveau de l'escarpement des rives. En effet, la profondeur d'eau combinée avec l'élévation de la rive sud (au-delà de 100 m) impliquent des longueurs de tunnel impressionnantes avec de fortes pentes dans les rampes (souvent plus de 3000 m à 4%). Cet inconvénient est cependant moins accentué pour le tunnel déposé que pour le tunnel foré.

Quant aux conditions du site, elles se prêtent assez bien à la construction d'un tunnel déposé. A titre d'exemple, il serait facile de construire un batardeau sur les battures de Beauport pour avoir un bassin de fabrication d'éléments situé à environ 15 m sous le niveau de la marée haute. De même, les éléments pourraient aussi être construits en chantier naval, tel que celui de la Davie Shipbuilding Ltd.

Enfin, tel que mentionné précédemment, un tunnel s'avère plus esthétique en plus de permettre une circulation à l'abri des intempéries, tout en étant moins dommageable pour l'environnement.

#### 6.4.2 Données de base

##### 6.4.2.1 Dimensions des chaussées

Le tunnel est prévu pour deux tubes de circulation séparés à trois voies chacun, avec un dégagement horizontal de 12.8 m et un dégagement vertical minimum de 4.60 m. Il appartiendra cependant au Ministère des Transports de vérifier si ce nombre de voies peut satisfaire les prévi-

visions futures de circulation compte tenu des fortes pentes qui ralentiront inévitablement le trafic.

#### 6.4.2.2 Alignement horizontal et vertical

Autant que possible, dans la section tunnel, les courbes horizontales ont été évitées afin de minimiser les causes d'accident. Toutefois, à certains endroits où la chaussée est suffisamment large, des courbes à faibles degrés peuvent être introduites.

Les pentes ont été généralement limitées à 4%, la limite usuelle pour une autoroute, sauf sur de courtes distances où des pentes de 4.5% ont été admises.

#### 6.4.2.3 Canal de navigation

Dans le cas du chenal nord, le trafic maritime commercial est pratiquement nul, et les limites actuelles du chenal naturel sont considérées.

Dans le chenal sud cependant, il fallait prévoir un dégagement qui n'hypothéquait aucunement le développement futur du port de Québec. Les informations de Transport Canada et de la Corporation des Pilotes du Bas St-Laurent préconisent les indications suivantes pour le dégagement: 21 m vertical sous la ligne des basses eaux par 500 m horizontal. Ces dégagements sont basés sur l'éventualité du dragage de la Traverse Nord à 15 m afin de permettre le passage à marée haute de navires jaugeant 200,000 t. et tirant 18 m d'eau. Le dégagement de 21 m est obtenu en assumant à la



limite que ce même navire puisse passer au-dessus du tunnel à marée basse, et en prévoyant une protection de 3 m entre la coque du bateau et l'enrochement de protection.

#### 6.4.2.4 Accès sur les rives

Des accès aux rives sont prévus à Montmorency, sur les battures nord de l'Ile d'Orléans, et sur la rive sud près de l'autoroute #20. L'accès direct sur le plateau de l'Ile entraînerait de trop grandes dénivellations.

#### 6.4.3 Emplacement du tunnel

##### 6.4.3.1 Critères de localisations

Différents critères de localisation ont été établis pour le choix de l'emplacement d'un tunnel déposé, soit:

1. Minimiser la distance et les dénivellations entre l'autoroute #20 et l'autoroute #40.
2. Permettre un accès facile à l'Ile d'Orléans.
3. Observer l'orientation la plus favorable pour les sections de tunnel foré sur la rive sud et sur l'Ile d'Orléans.
4. Situer le lien autant que possible dans le prolongement de l'autoroute #40.
5. Altérer au minimum les conditions existantes.
6. Réaliser une structure économique.

Les axes suivants répondent à la majorité de ces critères.

#### 6.4.3.2 Axes proposés

Nous présentons aux figures 5.1, 6.4, 6.5 et 6.6 les vues en plan des axes proposés 1,2-A et 2-C accompagnés de leurs profils.

Un tunnel est proposé pour le chenal nord et le chenal sud dans les axes 1 et 2-C et pour le chenal sud seulement dans l'axe 2-A. L'axe 2 nord ne se prête pas en effet à l'implantation d'un tunnel déposé. Le chenal est à cet endroit très profond (25 m à marée haute) et la distance le séparant de L'Ile n'est pas suffisante pour permettre une remontée avec une pente raisonnable.

##### 6.4.3.2.1 Caractéristiques générales des axes

A partir des figures 6.4 à 6.6, les principales caractéristiques des axes proposés peuvent se résumer ainsi:

- Les profondeurs maximum d'eau maximum à marée haute au niveau du radier du tunnel varient entre 25 m et 28 m dans le chenal nord alors qu'elles varient entre 38 m (axe 2-A) et 45 m (axe 1) dans le chenal sud.

- Les longueurs de tunnel dans le chenal nord varient de 1000 m à 1200 m. Dans le chenal sud par contre, en réunissant les sections de tunnels déposés, forés et construits en place, les longueurs sont de l'ordre de 4270 m pour l'axe 1, 5340 m pour l'axe 2-C et 5580 m pour l'axe 2-A.

- Les pentes sont fortes sur de longues distances, particulièrement pour la remontée vers le rive sud où les pentes sont de l'ordre de 4% sur une longueur de 3000 m.

Pour le chenal nord, les pentes sont acceptables, quoique plus abruptes mais elles s'appliquent à des distances plus courtes. Comme renseignement, rappelons qu'on rencontre au tunnel Louis-Hippolyte Lafontaine des pentes de 4.5% sur plus de 800 m.

Les pages suivantes résument en deux tableaux le profil et les sections utilisées pour chacun des axes. (tableau 6.5 et 6.6).

#### 6.4.3.2.2 Avantages et désavantages des tracés

Les différents axes étudiés présentent les avantages et désavantages suivants:

##### 6.4.3.2.2.1 Axe 1

##### Avantages

- a) La sortie du tunnel sur le rive sud est au plus bas niveau possible près de l'autoroute #20.
- b) Il s'agit du plus court tracé entre l'autoroute #40 ou #440 et l'autoroute #20. C'est aussi le plus court chemin pour un véhicule allant de Québec à Lévis, ou vice-versa.

##### Désavantages

a) Il s'agit de l'axe qui présente les plus grandes profondeurs d'eau, tant du côté nord que du côté sud.

b) Il y aurait d'importantes difficultés à faire un échangeur avec l'Ile d'Orléans sur la pointe de Ste-Pétronille. Il faudrait en effet forcer les pentes du tunnel à 6% sur une distance de 500 m pour la remontée

TABLEAU 6.5

TUNNELS DEPOSES - PENTES

AXE	STRUCTURE	PENTES	ELEVATION G.S.C. (m)	LONGUEUR (m)	LONGUEUR TOTALE MONTEE-PALLIER DESCENTE (m)
1 Nord	Jetée	-3.0%	+12 à +7	166	166
	Jetée	0.0%	+7	515	515
	Tunnel	-4.0%	+ 7 à -23	765	765
	Tunnel	0.0%	-23	122	122
	Tunnel	4.0%	-23 à -11	303	303
1 Sud	Tunnel	0.0%	-11	427	427
	Tunnel	-2.6%	-11 à -40	1128	1128
	Tunnel	1.5%	-40 à -34	411	3368
	Tunnel	2.7%	-34 à - 6	1052	
	Tunnel	4.0%	- 6 à +49	1372	
	Tranchée	4.0%	+49 à +71	533	
	Route	0.0%	+71	712	
2A-Sud	Tunnel	-2.2%	+ 7 à -18	1378	1768
	Tunnel	-4.0%	-18 à -34	390	
	Tunnel	0.0%	-34	1024	1024
	Tunnel & Tranchée	4.0%	-34 à +90	3112	3112
2C-Nord	Jetée	-3.0%	+11 à + 7	131	131
	Jetée	0.0%	+7	436	436
	Tunnel	-4.0%	+ 7 à -21	698	698
	Tunnel	0.0%	-21	183	183
	Tunnel	4.5%	-21 à + 7	585	811
	Route	0.6%	+ 7 à + 8	226	
2C-Sud	Tunnel	-1.5%	+ 8 à -18	1439	1987
	Tunnel	-4.5%	-18 à -29	219	
	Tunnel	-2.6%	-29 à -37	329	366
	Tunnel	0.0%	-37	366	366
	Tunnel	2.5%	-37 à -22	610	3540
	Tunnel	4.0%	-22 à +87	2698	
	Route	0.0%	+87	232	

TABLEAU 6.6  
TUNNELS DEPOSES

LONGUEURS EN METRES DES SECTIONS

	AXE	JETEE & REMBLAI	TUNNEL FORE	TUNNEL DEPOSE	TUNNEL & RAMPES COULES EN PLACE	TRANCHEE DANS LE ROC	TOTAL	
CHENAL NORD	1	680		536	655		1871	
	2A	————— PONT OU JETEE —————						2024
	2C	789		549	921		2259	
CHENAL SUD	1	713	1372	2103	914	533	5635	
	2A		2390	2024	582	908	5904	
	2C	229	3304	1817		543	5893	
CHENAUX NORD & SUD	1	1393	1372	2639	1569	533	7506	
	2A		(2390)	(2024)	(582)	(908)	7928	
	2C	1018	3304	2366	921	543	8152	

du chenal nord et à 5% sur une distance de 700 m pour la remontée du chenal sud afin d'atteindre la pointe de l'Ile au-dessus du niveau des hautes eaux. La pente du chenal nord pourrait être diminuée à 4.5% en n'encastant pas du tout le tunnel dans le lit du fleuve. Toutefois, avec ce design, l'élément serait alors moins bien protégé.

c) Une poche d'argile ayant été relevée dans l'axe 2 nord, il serait possible de retrouver cette argile dans l'axe 1 nord, ce qui pourrait occasionner des problèmes particuliers de fondation.

d) L'excavation de la tranchée à la pointe de l'Ile se ferait dans le roc sur une distance de 1600 m environ. Le coût de la tranchée augmenterait donc considérablement.

e) La situation d'un échangeur et de tours de ventilation à la pointe de Ste-Pétronille semble peu souhaitable du point de vue de l'environnement.

#### 6.4.3.2.2.2 Axe 2-A

##### Avantages

a) L'axe 2-A suit l'orientation la plus favorable pour le forage des tunnels sur l'Ile d'Orléans et sur la rive sud.

b) Des battures très longues dans le chenal sud, sur les deux rives, favoriseraient la construction des batardeaux et faciliteraient la construction des portails de ventilation et de transition entre les tunnels

forés et déposés.

c) Les tours de ventilation s'intégreraient bien à la topographie.

d) L'Ile d'Orléans pourrait être reliée par un échangeur sur la bature nord de l'Ile d'Orléans.

#### Désavantages

a) L'axe 2 nord ne se prête pas à l'implantation d'un tunnel déposé pour les raisons citées précédemment.

b) Le profil du tunnel dans le chenal sud serait plus élevé que le lit naturel du fleuve à certains endroits. Il y aurait donc des précautions particulières à prendre pour éviter l'érosion sous l'élément. Le tunnel serait aussi plus vulnérable aux impacts d'un bateau en difficultés venant heurter le tunnel.

c) Il pourrait y avoir des sections de tranchées à excaver dans le roc autant du côté de l'Ile d'Orléans que de la rive sud. Les sondages réalisés à date ne sont pas suffisants pour nous renseigner à ce sujet.

#### 6.4.3.2.2.3 Axe 2-C

#### Avantages

a) La traversée du chenal nord est envisageable par tunnel.

b) Un échangeur est facilement réalisable sur les battures nord de l'Ile d'Orléans afin de donner accès à l'Ile.

c) Les battures du chenal sud se prêteraient bien à la réalisation de batardeaux pour la construction des portails de ventilation et de transition entre les tunnels forés et déposés.

d) Les tours de ventilation s'intégreraient bien à la topographie.

#### Désavantages

a) L'orientation du tunnel serait moins favorable au forage des sections de tunnel foré.

b) C'est le tracé le plus long entre l'autoroute #40 et l'autoroute #20.

c) On aurait possiblement à excaver dans le roc la tranchée du tunnel dans le roc sur les battures, ce qui augmenterait sensiblement le coût de réalisation. Cette éventualité serait à vérifier par des forages.

#### 6.4.4 Revue des types de tunnels déposés

Dans la construction et la réalisation de tunnels immergés et déposés, il existe deux écoles principales. L'école américaine qui a conçu tous les tunnels construits aux Etats-Unis et l'école européenne dont on retrouve les spécimens principalement en Europe, au Canada et au Japon.



#### 6.4.4.1 Méthode américaine

##### - Section type et caractéristiques

Nous présentons à la figure 6.7 des coupes types de différents tunnels conçus selon la méthode américaine.

Ces tunnels sont généralement caractérisés par une enveloppe de béton octogonale servant de ballast à la section et coulée dans une chemise d'acier par une membrane d'acier circulaire servant à l'étanchéité et par un recouvrement intérieur en béton armé (fig. 6.7 a). Tous ces éléments servent à prendre les efforts radiaux qui s'appliquent sur le tunnel. Dans certains tunnels, comme pour le tunnel BART à San Francisco, l'enveloppe de béton extérieure servant de ballast a été supprimée en épaississant l'enveloppe intérieure, et le coût en a été ainsi réduit. (Voir fig. 6.7c).

Les tubes peuvent être simples ou jumelés. De même la forme circulaire, généralement de 10 m de diamètre, se prête bien à une chaussée à deux voies automobiles. On profite des espaces résiduels en-dessous et au-dessus de la chaussée pour placer le système de ventilation. La section transversale des conduites de ventilation est donc pré-déterminée, et s'adapte dans certains cas difficilement aux besoins.

##### - Fabrication des éléments

L'ossature principale dans la fabrication des éléments circulaires consiste en une coquille d'acier cylindrique structurale formée de plaques soudées, généralement de 8 mm d'épaisseur, et procurant l'étanchéité à

l'élément submergé. La coquille est renforcée par des diaphragmes d'acier espacés à 4 m c/c environ, et par des raidisseurs longitudinaux ou transversaux extérieurs qui sont disposés entre les diaphragmes. Des plaques d'acier de 6 mm d'épaisseur servant de coffrage sont soudées à l'extérieur des diaphragmes et attachées par des entretoises aux raidisseurs extérieurs selon une forme octogonale. L'espace ainsi formé peut contenir un minimum de 0.6 m de béton servant de ballast et de protection à l'élément. Cette structure d'acier est facilement construite dans un chantier naval. Les soudures sont faites en grande partie à la machine électrique et on doit en vérifier l'étanchéité avant la mise à flot. [13]

On dispose par la suite les cloisons étanches aux extrémités du tube. On aura auparavant disposer à l'intérieur du tube l'acier d'armature pour le recouvrement intérieur en béton.

On coule ensuite une certaine quantité de béton dans la partie inférieure qui servira de quille et évitera le renversement de l'élément lors de la mise à flot. Puis on lance le tube à l'eau, tel un bateau. Celui-ci peut alors flotter dans 3 m d'eau. Il est ensuite ancré à un quai où la profondeur d'eau est suffisante (10 à 15 m) et on procède au bétonnage intérieur du tunnel. On accède à l'intérieur du tube par des ouvertures laissées dans la partie supérieure du tube et qui seront par la suite fermées par une plaque soudée. On procède ensuite au bétonnage en trémie de l'enveloppe extérieure de béton. On aura soin tout au long de ces opérations de bétonnage de contrôler les séquences de coulée afin de ne pas induire d'efforts excessifs dans la structure. Une fois cette opération terminée, la portion supérieure du tunnel dépasse habituellement le niveau de l'eau de 0.5 m. L'élément de tunnel est alors prêt pour l'immersion.

- Mise en place des éléments

Les éléments sont ensuite remorqués au site désigné, où on aura préalablement dragué une tranchée dans le fond du fleuve. Le type de drague utilisée dépend de la profondeur d'eau et de la nature des sédiments à excaver. Le fond de la tranchée est situé à 0.6 m sous le fond du tunnel afin de placer un lit de gravier soigneusement nivelé qui servira de fondation aux éléments. [13] [15]

La mise en place du gravier et le nivellement sont des opérations relativement complexes. Un treillis d'acier lourd est suspendu par des câbles à un équipage en surface roulant sur des rails placés sur une paire de barges. L'inclinaison des rails et la longueur des câbles sont ajustés pour obtenir le niveau de fondation requis en tenant compte des marées. Le gravier est ainsi nivelé et compacté par plusieurs passes du treillis. On peut, de cette façon, atteindre une précision de  $\pm 30$  mm. (Voir fig. 6.8).

Les éléments sont positionnés au-dessus de la tranchée et maintenus en place à l'aide de pontons placés de chaque côté de l'élément. On ajoute du béton de trémie dans les gaines prévues pour donner à l'élément un poids immergé dans l'eau d'environ 2% de son poids dans l'air. Cela correspond habituellement à une force d'immersion de 100 t. L'élément est alors descendu à l'aide de câbles reliés aux pontons, et positionné dans la tranchée à l'endroit voulu. Des tours temporaires sont fixées sur l'élément pour le localiser correctement à l'aide d'instruments d'arpentage placés sur les rives. Une fois l'élément abouté aux autres sections déjà en place, le lest est ajouté en coulant du béton supplémentaire en trémie pour augmenter son poids net dans l'eau à 600 t. La section est ensuite remblayée partiellement

pour la maintenir en place et le joint est complété. On termine alors le remblaiement et on ajoute un recouvrement d'au moins 2 m d'enrochement comme protection.

### Les Joints

Nous montrons à la fig. 6.9 une vue isométrique du joint utilisé pour les tunnels de type américain. Il s'agit, en résumé, d'un collier de métal appliqué autour des parties cylindriques dépassant d'environ 1 m les cloisons étanches. On glisse ensuite sur le bout des cloisons étanches des sections d'acier en forme de U pour former un espace clos autour du joint, sauf dans le haut. Le béton en trémie est alors introduit pour obtenir un collier étanche autour du joint. Les cloisons étanches sont par la suite enlevés, et le joint est terminé de l'intérieur en soudant ensemble les coquilles d'acier des deux éléments et en terminant le revêtement de béton. Il est à noter que pour la réalisation de cette méthode on doit faire appel de façon continue à une équipe chevronnée de plongeurs. [13] [42].

#### 6.4.4.2 Méthode européenne

##### - Section type et caractéristiques

Le tunnel conçu selon la méthode européenne est de forme rectangulaire et construit en béton armé ou précontraint. Nous présentons à la fig. 6.10 une coupe de différents tunnels réalisés selon cette méthode. [13]

Comme on peut le constater, la forme rectangulaire s'associe bien à des structures larges et relativement minces. Cette section est surtout

avantagée lorsqu'on désire construire un tunnel pouvant accomoder plus de quatre voies. De même on peut positionner et dimensionner les conduits de ventilations de façon à répondre exactement aux besoins. L'étanchéité est assurée sur le dessus et les côtés de l'élément par une membrane bitumineuse protégée d'une chape de béton et, en-dessous, par une plaque d'acier, habituellement de 3 mm d'épaisseur, qui risquera moins d'être endommagée durant la mise en place. Comme ce fut le cas pour le tunnel Hippolyte Lafontaine, il est en général plus économique de construire les tunnels qui ont trois voies de circulation dans chaque tube en béton précontraint.

#### - Fabrication des éléments

Pour la fabrication des éléments, une cale sèche est construite à proximité du site d'immersion derrière un batardeau en enrochement. Le bassin est généralement situé près de l'excavation d'une des structures d'approche de façon à ce que le batardeau puisse avoir une double utilité. Pour le tunnel Louis Hippolyte Lafontaine, on a ainsi combiné derrière le même batardeau la fabrication des éléments de la partie centrale du tunnel et la construction de la section d'approche à l'Ile Charron. [13] [42] [14].

Le fond du bassin est habituellement à 7 m sous le niveau des basses eaux. Un système de pompe est utilisé pour garder l'endroit complètement sec.

Les éléments sont généralement tous construits en même temps. Ceux-ci terminés, le batardeau est inondé et une ouverture est alors pratiquée dans une paroi. Si le nombre d'éléments est considérable, on peut procéder à la

fabrication d'éléments par groupe, en inondant le bassin pour sortir les éléments terminés et en l'asséchant de nouveau pour la construction du groupe suivant.

Les éléments sont fabriqués en longueur de 100 m environ. Le contrôle du bétonnage revêt ici une importance considérable afin de bien traiter les joints de construction et limiter le retrait entre les deux éléments. Ce retrait peut causer des infiltrations d'eau si on le néglige.

On complète enfin la fabrication de l'élément en disposant à chaque extrémité les cloisons étanches. On y introduit le joint de caoutchouc qui scellera les éléments une fois en place, ainsi que les crochets, les vérins de mise en place et les réservoirs de ballast. Avant que le bassin soit complètement immergé, les ballast sont remplis d'eau pour que l'élément repose sur le fond et demeure en place jusqu'à ce qu'il soit remorqué pour sa mise en place.

- Mise en place (Voir fig. 6.11)

Les manoeuvres et les méthodes d'immersion des éléments sont identiques à celles utilisées pour les éléments de conception américaine. Elles sont cependant plus élaborées étant donné que les éléments sont plus massifs. A l'aide de procédés ingénieux, on effectue les opérations d'immersion, de jonction et de fabrication de la fondation en contrôlant tout de la surface et en minimisant considérablement la tâche des plongeurs. [42]

L'élément est remorqué en place encadré d'un ponton. A l'endroit voulu, des câbles sont ancrés dans le fond marin de part et d'autre de l'élément. On remplit alors les ballasts d'eau, ou encore on place du gravier à l'intérieur de l'élément, et celui-ci descend vers son emplacement en étant soutenu et dirigé constamment par les câbles reliés à des treuils. Deux tours temporaires, contenant un puits d'accès à l'intérieur du tunnel et une salle de contrôle, serviront de repère au système de positionnement installé sur les rives. L'élément vient se déposer dans la tranchée préalablement excavée sur trois ou quatre coussins de gravier qui serviront de supports temporaires. Des vérins de nivellement manoeuvrés de l'intérieur et placés sous l'élément le positionne alors à l'élévation désirée.

La fig. no 6.11 présente les différentes étapes décrites précédemment. Dans le cas de conditions de travail difficiles, soit à cause de la grande profondeur d'eau ou des forts courants, l'élément peut être mis en place en le roulant sur le toit des éléments déjà placés. Une machine le reçoit à l'endroit voulu pour ensuite le descendre au fond de la tranchée.

#### - Joint et injection de sable

Le joint est mis en place en actionnant le vérin d'accouplement qui écrase sous une pression de 150 tonnes le caoutchouc-tampon intercalé entre les collets des deux éléments. On procure ainsi une étanchéité temporaire suffisante. On vide alors l'eau comprise entre les cloisons étanches des deux éléments, ce qui a pour effet de mobiliser la pression hydrostatique à l'autre bout de l'élément qui vient d'être mis en place. Cette pression développe une force de plusieurs milliers de tonnes qui écrase complètement le joint de caoutchouc pour assurer une étanchéité parfaite. Nous présentons

à la fig. 6.12 une illustration du joint et de sa mise en place. [14].

Etant donné la grande surface de contact des éléments rectangulaires avec la fondation, il fallait s'assurer que la pression transmise par l'élément soit uniforme. La firme Christiani Nielsen de Copenhague a mis au point un système d'injection de sable sous le tunnel, procédé appliqué pour la première fois lors de la réalisation du tunnel sous la Meuse en Hollande en 1937. Ce procédé a été repris depuis pour la construction de tous les tunnels de conception européenne. (Voir fig. 6.13).

La fondation permanente est enfin formée en injectant un coussin de sable sous l'unité à l'aide d'un tuyau venant de la surface. Un équipage se déplaçant sur le toit du tunnel et soutenant un tuyau d'injection permet l'injection uniforme du sable sous l'élément. Une fois l'injection terminée, le ballast permanent de l'élément est mis en place sous les chaussées et dans les conduits de ventilation. Enfin, le tunnel est remblayé et recouvert sur le toit par l'enrochement de protection.

#### 6.4.4.3 Rampes d'approche

On définit par rampes d'approche les portions du tunnel qui ne sont pas mis en place par immersion. Ces portions sont situées près des rives et sont construites à sec derrière un batardeau. Un système de pompage adéquat combiné avec un batardeau bien conçu a permis de construire ces sections dans des profondeurs d'eau atteignant 25 m. Cependant dans la majorité des cas, il semble maintenant plus économique de limiter cette profondeur et de couvrir la plus grande longueur possible avec les éléments déposés.



#### 6.4.5 Choix des sections pour la présente étude

Chacune des deux méthodes décrites précédemment possède des avantages que les récents tunnels tendent à combiner. Le tunnel BART à San Francisco combinait la rapidité de fabrication des éléments à coquille d'acier en chantier naval à la simplicité et l'efficacité du joint de caoutchouc propre aux sections rectangulaires (mise en place d'un élément à chaque 2 semaines). On se doit donc, pour un projet donné, de vérifier les avantages et les inconvénients de chacune des méthodes, et d'adopter la combinaison des éléments les plus avantageux pour réaliser le projet le plus économique.

Nous formulons les suggestions suivantes quant à la réalisation d'un tunnel dans la région de l'Ile d'Orléans.

##### 6.4.5.1 Chenal nord

Dans le chenal nord, la section rectangulaire se prêterait bien aux conditions rencontrées pour les raisons suivantes:

- La section rectangulaire accomode bien deux tubes à 3 voies de circulation dans chaque direction, tout en conservant la section la plus mince possible.
- La longueur du tunnel à immerger n'est pas trop considérable, impliquant la fabrication d'environ six éléments de 100 m. Ces éléments peuvent être construits en une même phase dans un bassin de fabrication situé hypothétiquement près des approches nord du tunnel. L'épais dépôt de mort terrain du côté de Montmorency faciliterait l'excavation du bassin au niveau désiré.

- Il s'agit d'une structure semblable au tunnel Louis Hippolyte Lafontaine et le savoir-faire des firmes Québécoises en ce domaine serait un atout certain.

La section rectangulaire apparaissant à la coupe 1 de la fig. 6.5 représente la section type suggérée pour la traversée du chenal nord.

Cette section possède les caractéristiques suivantes:

- La section aurait des dimensions hors-tout d'environ 35 m X 8 m.
- Le dégagement des chaussées serait de 12.8 m soit 3 voies de 3.66 m avec accotement de 0.9 m de chaque côté.
- Les éléments de béton seraient construits selon les méthodes décrites en 6.4.4.1 en longueur de 100 m et, précontraints dans la direction longitudinale et transversale.
- Les quantités de matériaux par mètre linéaire de tunnel seraient de l'ordre de 165 m<sup>3</sup> de béton, 7 à 8 tonnes de câbles de précontraintes, et 11 tonnes d'acier d'armature.
- La ventilation serait semi-transversale.
- Le coût de construction unitaire des sections de tunnel déposé serait de l'ordre de \$60,000/m lin., incluant la fabrication et la mise en place des éléments.

- Le poids dans l'air de chaque élément serait d'environ 28,000 tonnes avant sa mise en place.
- Le joint serait de caoutchouc selon la méthode européenne.

#### 6.4.5.2 Chenal sud

Dans le chenal sud, la section de type circulaire ou elliptique se prêterait mieux aux conditions du site pour les raisons suivantes:

- La section circulaire peut prendre plus facilement les efforts occasionnés par de grandes profondeurs d'eau pouvant aller jusqu'à 40 m entre le radier du tunnel et la marée haute. D'autre part, à de telles profondeurs l'avantage d'une section rectangulaire mince diminue, le dégagement pour le passage des bateaux étant alors suffisant (environ 18 m à marée basse).
- La construction de type coquille d'acier permet la fabrication en série des éléments en chantier naval. Ici la longueur importante du tunnel nécessitant une vingtaine d'éléments de 100 m exige un tel type de fabrication pour réaliser un échéancier de construction raisonnable. On peut en effet sauver un an en évitant la construction d'un bassin de fabrication.

On pourrait donc d'abord envisager une section binoculaire qui aurait les caractéristiques suivantes (fig. 6.5, coupe 1).

- Double tube circulaire accommodant le gabarit de 12.8 m par 4.9 m pour la chaussée dans chaque tube.
- Dimensions hors-tout de l'élément de 31m par 16.2 m.
- Dessus de la section encavée et pouvant être remplie de gravier pour fournir le ballast suffisant à l'immersion.
- Élément construit en longueur de 100 m et pesant environ 47,000 tonnes avant l'immersion.
- Une seule coquille d'acier de 6 mm autour de l'élément renforcée de raidisseurs et de diaphragmes à tous les 5 m. Le poids d'acier au mètre linéaire serait de l'ordre de 16 à 20 tonnes.
- Environ 200 m<sup>3</sup>/m lin. de béton armé à l'intérieur de la coquille.
- Ventilation transversale assurée par les conduites d'air viciée au-dessus de la chaussée et d'air frais sous la chaussée.
- Joint de caoutchouc selon la méthode européenne et pouvant fournir une capacité de mouvement aux éléments suite à des tassements de fondation ou suite à un tremblement de terre.

- Le coût de construction et de mise en place des éléments serait de l'ordre de \$70,000/m lin.

La construction des éléments peut se réaliser selon les étapes suivantes:

1. Fabrication des coquilles d'acier en chantier naval.
2. Mise en place de l'acier d'armature à l'intérieur de l'élément.
3. Coulée du béton au bas de l'élément pour former une quille.
4. Fermeture de l'élément par les cloisons étanches.
5. Mise à flot et touage au quai de l'entrepreneur.
6. Bétonnage de l'intérieur du tunnel par les ouvertures prévues dans le haut en sections prédéterminées.
7. Fermeture et soudure des ouvertures dans la coquille d'acier.

De plus, il serait quand même intéressant de considérer une section rectangulaire avec coquille d'acier extérieur, construite en chantier naval, afin de réaliser un échéancier plus restreint. La section rectangulaire s'intégrerait alors mieux au profil du fond marin, et respecterait plus facilement les gabarits de dégagements suggérés (21 m à marée basse) pour la circulation maritime. Il faudrait cependant pousser plus à fond l'étude d'une telle section, aucune n'ayant été construite à ce jour. Enfin, la solution rectangulaire en béton précontraint mériterait aussi de retenir l'attention lors du calcul préliminaire.

Nous présentons donc à la fig. 6.5, coupe 1, les deux sections envisagées pour la traversée du chenal sud.

#### 6.4.6 Méthodes et hypothèses de calcul

Les structures de tunnel sont calculées autant pour les charges permanentes que pour les charges temporaires qui seront développées durant les opérations de construction. Alors que les charges permanentes sont à peu près les mêmes pour les tunnels rectangulaires et circulaires, les charges temporaires diffèrent à cause de leur mode de fabrication. Nous considérons donc séparément, dans les sections suivantes, les méthodes de calcul des sections rectangulaires et des sections circulaires lorsque ce sera nécessaire. [146] [15] [42].

##### 6.4.6.1 Choix de la section et flottabilité

Après que le choix de la section est fait en fonction du nombre de voies à accommoder des dégagements requis et des conduits de ventilation, il est important d'établir la flottabilité de l'élément.

La flottabilité de la section peut être calculée en tenant compte de la densité des différents éléments de construction et de la densité de l'eau à l'endroit d'immersion. Ces calculs étant basés sur des valeurs théoriques, on devra au cours de la construction s'assurer continuellement par des mesures au chantier de la densité des matériaux mis en place. On devra aussi vérifier la densité de l'eau qui peut varier au cours de l'année en suivant les variations de température et le degré de matières en suspension.

A titre indicatif, les valeurs de densités mesurées à la pointe de l'Ile d'Orléans sont compilées au tableau suivant [107]. La référence

indique que pour une température donnée, la densité de l'eau du fleuve est sensiblement la même que celle de l'eau distillée. Il n'y a aucune intrusion saline à la pointe de l'Ile d'Orléans. Les densités suivantes sont donc obtenues:

<u>° C</u>	<u>Densité (d)</u>
0	1.0000
10	.9997
20	.9982
30	.9957

Les quantités de matériaux (surtout de béton) d'une section sont donc déterminées pour donner à l'élément une flottaison de quelques 100 mm avant l'immersion et une force d'immersion de 300 tonnes à 500 tonnes après avoir ajouté le ballast.

Des facteurs de sécurité contre la flottabilité de 1.05 en conditions temporaires et de 1.25 en conditions finales (tunnel complètement remblayé) sont assurés.

#### 6.4.6.2 Calcul structural des sections

Dans le calcul des éléments de tunnel, les charges permanentes et les charges temporaires doivent être considérés. Tel que mentionné précédemment, les charges permanentes sur les éléments de type circulaire ou rectangulaire sont du même ordre de grandeur. Par contre les charges temporaires diffèrent selon le type de section, particulièrement à cause des méthodes de fabrication.

#### 6.4.6.2.1 Section rectangulaire

Les conditions critiques pour un tunnel rectangulaire construit selon la méthode européenne se produisent lorsque les éléments sont à flot et en place.

Dans les conditions finales, les chargements transversaux sur le tunnel comprennent les forces verticales et horizontales dues à la pression hydrostatique, la réaction des fondations, les charges vives et mortes de la structure, la poussée verticale et horizontale du remblai, les efforts dus aux tremblements de terre et, enfin, les efforts de friction entre les éléments et le remblai. La section est analysée comme une structure continue placée sur une fondation élastique.

Concernant les efforts de tremblement de terre, Québec étant situé dans une région classée "zone 3", il devient important d'étudier le comportement de la structure aux tremblements de terre. Dans le cas du tunnel de Vancouver, situé dans une zone semblable, le calcul des charges dues aux tremblements de terre est associé à la rupture des couches de sols avoisinantes lorsque des ondes de cisaillement ont une accélération supérieure à 21 pour cent de la gravité. [102] Le sol à cet endroit est composé de sable lâche. Cette rupture du sol occasionne donc des pressions isostatiques et des efforts de cisaillement sur les parois du tunnel. Nous pouvons considérer, à priori, que nous avons les mêmes conditions qu'à Vancouver. Cette hypothèse devra être vérifiée lors d'une étape plus avancée. Pour le tunnel BART dans la région de San Fransisco, l'effet des tremblements de terre a été évalué sur modèles. On a alors prévu, entre les structures de ventilation et le tunnel, des joints glissants permettant des mouvements de 150 mm dans un



plan vertical et de 40 mm selon l'axe longitudinal.

Il faut aussi considérer, lors du dimensionnement, les charges produites par un bateau en détresse qui viendrait s'échouer ou couler sur le tunnel. Une charge de 5 tonnes/m<sup>2</sup> est d'usage dans ce cas. Cette charge dépendra grandement du type de bateau, de la façon dont celui-ci a coulé, et de l'encastrement plus ou moins grand du tunnel dans le lit du fleuve.

Quant aux forces longitudinales, elles proviennent, en grande partie des effets de température, de retrait et de fluage.

Lors des étapes de construction, les efforts transversaux sont habituellement moindres qu'en position finale. D'autre part, des efforts longitudinaux importants sont causés, lors du flottage des éléments, par un moment négatif occasionné par la réaction uniforme de l'eau sous l'élément et le poids élevé des cloisons étanches de chaque extrémité.

Ajoutons enfin que les éléments peuvent être calculés en accord avec le Code National du Bâtiment, mais que certains facteurs de sécurité devront être vérifiés ou modifiés selon les facteurs suggérés dans la littérature. [146] .

#### 6.4.6.2.2 Sections circulaires de type américain

Dans le cas des sections circulaires, les efforts dus aux charges temporaires sont beaucoup plus complexes. La structure est en effet incomplète lorsqu'on la met à flot, et les charges ainsi que les contraintes varient constamment lors du bétonnage de l'élément.

De plus, les charges causées par une mise à flot latérale sont beaucoup moindres que celles causées par une mise à flot longitudinale. On doit donc tenir compte de la méthode de lancement dans les calculs.

Une fois mise à flot, la coquille est soumise à un moment négatif dû au poids des cloisons étanches à chaque extrémité, comme dans le cas du tunnel rectangulaire. Il faut dire cependant que la composition de la section à ce moment (quille de béton au bas prenant les efforts de compression et plaques d'acier dans le haut prenant les efforts de tension) se prête bien à cet état de chargement. Afin de minimiser les efforts de flexion, on procèdera donc au bétonnage d'anneaux en partant de points situés au  $1/4$  et au  $3/4$  de la portée de l'élément et en continuant vers les extrémités et le centre simultanément.

Au fur et à mesure qu'on progresse dans le bétonnage, la pression hydrostatique à l'extérieur augmente en même temps que la section s'enfonce. Le calcul des raidisseurs et de la coquille doit donc se faire selon les étapes de bétonnage prévues.

En conditions finales, on a à peu près les mêmes cas de chargement que pour la section rectangulaire, sauf que l'analyse de la section est différente. La section de béton et la coquille d'acier travaillent maintenant de façon composite.

Tel que mentionné précédemment pour les sections rectangulaires, on peut utiliser pour le calcul les codes du bâtiment en vigueur en prenant toutefois la peine de réajuster les facteurs utilisés.

#### 6.4.6.3 Fondations

Les pressions transmises aux fondations par le tunnel sont principalement dépendantes du facteur de sécurité utilisé contre la flottabilité. Pour les facteurs habituellement utilisés, la charge aux fondations est de l'ordre de 25 kPa. Il s'agit là d'une charge qui n'est pas très élevée, et qui peut facilement être supportée par la majorité des sols. Il n'y aurait donc aucun problème dans le chenal sud. Cependant il peut arriver que pour des fondations sur argile trop molle, on soit obligé de recourir à des pieux. La présence d'argile dans le chenal nord à l'endroit de la traversée projetée pourrait donc exiger de telles fondations. Une étude plus poussée devra être faite dans l'éventualité d'une réalisation de tunnel dans le chenal nord.

Mentionnons aussi que la submergence de l'intérieur du tunnel, une fois celui-ci mis en place, pourrait surcharger considérablement les fondations en faisant perdre au tunnel de sa flottabilité. Pour les éléments standards de tunnel, une telle submergence introduirait des charges supplémentaires de l'ordre de 50 kPa. Cette charge peut impliquer des désordres importants dans la structure, et les moyens de sécurité pour éviter une telle submergence doivent être conçus avec précautions.

Il faudra enfin prévoir la possibilité de sédimentation au-dessus du tunnel, ce qui surchargerait inévitablement la structure et les fondations.

#### 6.4.6.4 Tolérances aux joints

La tolérance de discontinuité aux joints de caoutchouc est habituellement de l'ordre de  $\pm 11$  mm. Le joint devra être étanche sous une

pression de 400 kPa et prévu pour résister aux poussées statiques du sol et de l'eau, et aux charges dynamiques additionnelles causées par un tremblement de terre.

#### 6.4.6.5 Protection sur le tunnel et enrochement

Selon certains travaux, il a été démontré qu'une ancre de bateau peut pénétrer de 1.5 m dans le remblai de protection. On devra donc prévoir un remblai en enrochement de 2 à 3 m d'épaisseur pour assurer la protection de la structure et de la membrane.

#### 6.4.6.6 Ventilation

La ventilation des tubes de circulations peut se faire de trois façons. Lorsque la longueur du tunnel est inférieure à 1000 m et que chaque tube est unidirectionnel (trafic dans une direction seulement), un système de ventilation longitudinal est recommandé. On profite de l'effet piston de la circulation automobile, et aucun conduit spécial de ventilation n'est nécessaire, le tunnel se ventilant de lui-même. (Des ventilateurs auxiliaires sont cependant prévus dans le haut du tunnel afin d'assurer la ventilation lors d'un arrêt du trafic à l'intérieur du tunnel. L'air est à ce moment poussé du portail d'entrée au portail de sortie à travers le tube de circulation dans la direction du trafic. [41] [42] [146] .

Pour des longueurs comprises entre 1000 m et 2000 m, on a recours à un système de ventilation semi-transversal. L'air frais est amené par des conduites de ventilation et injecté dans le tunnel tout au long du tube de circulation. Le tunnel sert de conduite de sortie pour l'air vicié.

*Si, pour  
1,2 km de long*

Le tunnel du chenal nord serait aux conditions limites pour ces deux premiers systèmes de ventilation. On devrait donc, dans une étape plus avancée, bien investiguer chacun de ces systèmes. Cependant nous allons assumer pour l'instant un système de ventilation semi-transversal.

Pour des longueurs de 2000 m et plus, comme c'est le cas du côté sud, un système de ventilation transversal est préconisé. Des conduites de ventilation séparées sont nécessaires pour l'amenée d'air frais et le rejet de l'air vicié. L'utilisation d'un système semi-transversal pour de telles longueurs augmenterait trop la vitesse de l'air dans les tubes.

Pour fins préliminaires, un apport d'air frais de  $9.3 \text{ m}^3/\text{min}/\text{m}$  de voie est assumé à l'intérieur d'un tunnel. La vitesse de l'air à l'intérieur des conduites de ventilation doit être limitée à 15 m/sec et, dans les tubes de circulation, à 7 m/sec.

Etant donné les pentes importantes observées dans les différents axes, un échange d'air plus considérable devra être prévu dans les montées.

#### 6.4.7 Mise en place projetée

##### 6.4.7.1 Déblaiement de la fosse

Simultanément à la fabrication des éléments sur les rives, la tranchée sera draguée. Les pentes latérales varient de 1:1 à 1:2 afin d'assurer la stabilité nécessaire aux parois selon les matériaux, et afin d'empêcher une trop grande sédimentation au fond de la tranchée avant la mise en

en place des éléments. Il pourrait cependant devenir nécessaire de pratiquer des pentes plus faibles, ce qu'il faudra déterminer en faisant un essai de tranchée et en observant la sédimentation.

Le dragage se fera soit par drague à suction ou par drague à benne preneuse. De plus un dragage d'entretien devra probablement être réalisé juste avant la descente des éléments afin d'enlever du fond les sédiments fraîchement déposés.

#### 6.4.7.2 Mise en place de l'élément

Le système de ponton et des tours d'alignement étant installé sur l'élément, celui-ci sera remorqué à l'emplacement voulu. A Anvers, dans des conditions semblables à celles du chenal sud, on a utilisé, pour conduire l'élément en place, 10 remorqueurs d'une puissance globale de 12,000 ch.

Un système d'ancres sera ensuite installé, et on positionnera le ponton à l'aide de treuils. Le ballast ajoutera à l'élément une force d'immersion de l'ordre de 300 tonnes.

L'élément, alors suspendu au ponton par des câbles, sera descendu dans la tranchée sur des appuis temporaires de gravier. On procèdera à l'ajustement de la section verticalement et horizontalement tel que décrit précédemment en 6.4.4.2 . Ensuite le nouvel élément sera tiré contre celui déjà en place pour appuyer le joint de caoutchouc et fournir une première étanchéité. L'assèchement de l'espace entre les deux cloisons étanches finira de pousser l'élément en place en développant la pression hydrostatique à l'autre bout de l'élément.

On procédera par la suite à l'injection du coussin de sable sous les éléments selon la méthode européenne. Etant donné la profondeur d'eau considérable et le courant rapide du chenal sud, nous croyons qu'il serait en effet plus facile d'injecter la fondation après la mise en place de l'élément plutôt que de niveler un lit de gravier dans le fond de la tranchée selon la méthode américaine. Cette méthode favorisera aussi un appui plus uniforme de l'élément sur la fondation. On viendra ensuite remblayer la tranchée de chaque côté de l'élément avec du sable et on le recouvrira d'un lit de pierre de protection de 200 kg à 700 kg sur 2 m d'épaisseur.

#### 6.4.7.3 Finition intérieure

Une fois les éléments en place, la chaussée des voies de circulation sera bétonnée afin d'augmenter le poids de l'élément et assurer la sécurité usuelle de 1.25 contre la flottabilité.

On complètera aussi le système d'éclairage qui sera d'intensité variable selon les sections du tunnel. L'intensité lumineuse maximum au centre du tunnel sera de 100 lux, alors qu'à l'entrée et à la sortie l'intensité pourra augmenter jusqu'à 2000 lux afin de permettre une transition facile avec la lumière du jour.

Enfin le système de ventilation et de drainage sera mis en place, les pompes et les ventilateurs étant reliés à des génératrices d'urgences qui devront fonctionner en cas de panne électrique. Ces mêmes génératrices pourront être utilisées en temps normal pour le chauffage des rampes d'approches aux entrées et aux sorties.

## 6.4.8 Rampes d'approches et tunnels forés

### 6.4.8.1 Rampes d'approches

#### a) Sections ouvertes

Dans les différents axes, le tunnel amorce sa descente en section ouverte. Cette section se prolonge jusqu'à ce que le niveau de la route ait atteint 12 m sous le niveau des hautes eaux dans le chenal nord et 20 m sous le niveau du terrain naturel sur le rive sud. Nous présentons à la fig. 6.14 les sections qui peuvent être utilisées. Il y a en fait deux types de section, la première agissant simplement par gravité (section a) pour résister aux efforts de soulèvement de la pression hydrostatique, la seconde (section b et c) ayant des consoles de chaque côtés encastrées dans le sol ou le roc pour balancer les pressions hydrostatiques de soulèvement plus importantes dans les zones profondes.

Dans le chenal nord, ces sections seront construites derrière un batardeau, qui pourra être conservé par la suite comme protection supplémentaire contre l'inondation des bouches d'entrée du tunnel. Le béton des sections sera recouvert d'une membrane d'étanchéité avant d'être remblayé.

Enfin des louveres de béton ou d'aluminium seront placées au-dessus des sections ouvertes, sur une distance de 100 m environ, à l'entrée et la sortie du tunnel.



b) Bâtiments de ventilation

Les bâtiments de ventilation abritant tout l'équipement de contrôle du tunnel en plus des unités de ventilation assureront la transition entre les sections ouvertes et fermées du tunnel.

De plus, au pied des falaises du chenal sud, on pourra placer, selon les besoins, deux autres tours de ventilation sur le toit du tunnel.

6.4.8.2 Tunnels forés

Enfin, sur la rive sud et à l'Ile d'Orléans, lorsque le couvert de roche atteint un minimum de 10 m, on pourra pratiquer un tunnel foré dans le roc, suivant les considérations mentionnées à la section 6.5.

6.4.9 Estimation des coûts

6.4.9.1 Estimation des coûts pour les axes étudiés

Nous présentons aux pages suivantes les estimés de la solution "Tunnel déposé" dans chacun des trois axes étudiés. Le coût des traversées du chenal nord et du chenal sud est présenté séparément afin de pouvoir établir une comparaison entre les différents axes et entre les différentes solutions envisagées. La limite du chenal sud et du chenal nord a été fixée de façon arbitraire au chaînage 21 + 34 pour l'axe 1. Concernant les axes 2-A et 2-C, l'évaluation des coûts pour le chenal sud inclut la traversée de l'Ile d'Orléans en tunnel foré.

On pourra constater d'après les chiffres présentés que la traversée du chenal nord en tunnel déposé coûterait environ \$90 millions (\$84 mil-

lions dans l'axe 1 avec difficultés à relier l'Ile, et \$90 millions dans l'axe 2-C). Le coût de cette solution ne serait donc pas compétitif avec les traversées en jetée ou en pont.

Pour la traversée du chenal sud, c'est l'axe 2-C qui se montre le plus intéressant avec un coût de l'ordre de \$280 millions. On a en effet minimisé dans cet axe, les longueurs de tunnel déposé. Dans les autres axes, les coûts varieront de \$313 millions à \$355 millions.

TABLEAU 6.7

TUNNEL DEPOSE

ESTIMATION DES COUTS DANS L'AXE 1

- Chenal nord

<u>OUVRAGES</u>	<u>COUT</u> <u>(en 1000 dollars)</u>
Jetée	\$ 2,244.
Tunnel déposé	\$32,160.
Section ouverte, ch. nord	\$ 5,000.
Tunnel coulé en place	\$24,300.
Dragage supp. dans le roc	\$ 2,560.
Ventilation, électro-mécanique	\$ 2,634.
Ventilation, structure et bâtiment	\$ 4,705.
Eclairage, sécurité	\$ 1,711.
Equipement électricité aux.	\$ 471.
Locaux de surveillance	<u>\$ 700.</u>
T O T A L	\$76,487.
IMPREVUS 10%	<u>\$ 7,648.</u>
GRAND TOTAL:	\$84,135.

TABLEAU 6.8

TUNNEL DEPOSE

ESTIMATION DES COUTS DANS L'AXE 1

- Chenal sud

<u>OUVRAGE</u>	<u>PRODUIT</u> (en 1000 dollars)
Tunnel déposé	\$147,210.
Dragage supp. dans le roc	\$ 37,072.
Tunnel coulé en place	\$ 59,410.
Tunnel foré	\$ 31,556.
Tête de tunnel	\$ 700.
Tranchée dans le roc	\$ 3,119.
Ventilation, électro-mécanique	\$ 12,289.
Ventilation, structure et bâtiment	\$ 21,945.
Eclairage et sécurité	\$ 6,583.
Equipement électrique auxiliaire	\$ 2,194.
Locaux de surveillance	\$ 700.
TOTAL	\$322,780.
IMPREVUS 10%	\$ 32,278.
GRAND TOTAL	<u>\$355,058</u>

- Chenal nord et sud GRAND TOTAL \$439,193

TABLEAU 6.9

TUNNEL DEPOSE

ESTIMATION DES COUTS DANS L'AXE 2-A

- Chenal sud

<u>OUVRAGE</u>	<u>PRODUIT</u> <u>(en 1000 dollars)</u>
Tunnel déposé	\$157,010.
Section ouverte	\$ 7,600.
Dragage supp. dans le roc	\$ 4,800.
Tunnel foré	\$ 56,373.
Tête de tunnel	\$ 1,400.
Tranchée dans le roc	\$ 11,190.
Ventilation, électro-mécanique	\$ 13,143.
Ventilation, structure et bâtiment	\$ 23,470.
Eclairage & sécurité	\$ 7,041.
Équipement électrique auxiliaire	\$ 2,347.
Locaux de surveillance	\$ 700.
TOTAL	\$285,074.
IMPREVUS 10%	\$ 28,507.
GRAND TOTAL	\$313,581.

TABLEAU 6.10

TUNNEL DEPOSE

ESTIMATION DES COUTS DANS L'AXE 2-C

- Chenal nord

<u>OUVRAGE</u>	<u>PRODUIT</u> <u>(en 1000 dollars)</u>
Jetée	\$ 1,881.
Tunnel déposé	\$32,940.
Section ouverte	\$ 8,900.
Tunnel coulé en place	\$28,500.
Ventilation, électro-mécanique	\$ 1,536.
Ventilation, structure et bâtiment	\$ 5,120.
Eclairage et sécurité	\$ 1,536.
Equipement électrique auxiliaire	\$ 512.
Locaux de surveillance	\$ 700.
Route	<u>\$ 189.</u>
TOTAL	\$81,814.
IMPREVUS 10%	<u>\$ 8,181.</u>
GRAND TOTAL	\$89,995.

TABLEAU 6.11

TUNNEL DEPOSE

ESTIMATION DES COUTS DANS L'AXE 2-C

- Chenal sud

<u>OUVRAGE</u>	<u>PRODUIT</u> <u>(en 1000 dollars)</u>
Tunnel déposé	\$127,190.
Tunnel foré	\$ 75,992.
Têtes de tunnel	\$ 1,400.
Tranchées dans le roc	\$ 1,416.
Ventilation, électro-méc.	\$ 14,338.
Ventilation, structure et bâtiment	\$ 25,605.
Eclairage et sécurité	\$ 7,681.
Equipement électrique auxiliaire	\$ 2,560.
Locaux de surveillance	\$ 700.
Route	<u>\$ 250.</u>
TOTAL	\$257,136.
IMPREVUS 10%	<u>\$ 25,713.</u>
GRAND TOTAL	\$282,149.

- Chenal nord et sud

GRAND TOTAL \$372,144.

#### 6.4.9.2 Temps de réalisation

Le temps de réalisation d'un tunnel déposé dans le chenal sud pourrait varier de trois à quatre ans, dépendant des solutions adoptées. Les travaux de construction et de mise en place des éléments devraient s'étendre sur deux saisons, le rythme habituel de mise en place d'un élément à coquille d'acier étant de trois à quatre semaines.

#### 6.4.10 Conclusion

##### 6.4.10.1 Considérations techniques

Au niveau des considérations techniques, en se basant sur les projets réalisés ailleurs dans le monde, la construction d'un tunnel déposé à l'Ile d'Orléans, autant dans le chenal nord que dans le chenal sud, semble réalisable.

Cependant, considérant les conditions particulières qui pourraient être rencontrées, des études complémentaires devront être menées lors de l'étape préliminaire afin de préciser la nature du projet et de prévoir les difficultés de réalisation. Ce sont entre autres:

- Une étude géotechnique dans l'axe retenu, incluant les forages nécessaires pour déterminer de façon précise le profil du roc, la stratigraphie, et les propriétés physiques et mécaniques des sols. Cette étude est importante tant pour évaluer la capacité du sol comme fondation que pour déterminer son comportement lors du dragage et des étapes de construction.



- Une étude hydraulique sur modèle en laboratoire. Cette étude est d'une très grande importance et devrait permettre de contrôler de façon précise la mise en place des éléments, d'évaluer les forces dans les câbles et les ancrages, et d'obtenir des informations sur la réaction de l'élément dans le courant. De plus, cette étude devrait anticiper le comportement du fleuve et de la tranchée compte tenu des pentes, des méthodes de dragage et de la sédimentation. On pourrait aussi étudier à ce moment la possibilité de placer le tunnel sur remblai aux endroits où les dégagements de navigation sont plus que satisfaits. Ceci aurait pour effet en haussant le niveau du tunnel de faciliter la construction dans des profondeurs d'eau moins grande et de diminuer la dénivellation et donc possiblement la longueur des pentes. Les études devraient permettre de déterminer l'influence d'un tel remblai sur les conditions d'écoulement du fleuve et de prévoir les problèmes d'affouillement accrus sous le tunnel.

Enfin au point de vue circulation, les longues pentes ralentissent inévitablement le trafic lourd et présentent à ce niveau plus d'inconvénients qu'un pont. Cependant, la construction d'un tunnel déposé comparativement à la construction d'un tunnel foré diminuerait la longueur de ces pentes. De plus, il serait possible d'ajouter des voies supplémentaires dans les rampes sans pour autant augmenter de façon appréciable le coût de réalisation de l'ouvrage.

#### 6.4.10.2 Considérations économiques

La solution tunnel déposé, autant dans le chenal nord que dans le chenal sud, représente la solution la plus coûteuse. Cet écart peut s'expliquer principalement par les conditions locales et les exigences de construction. Dans le chenal nord en effet, les dégagements de pont peu élevés rendent cette dernière solution beaucoup plus économique. Nous croyons donc qu'en fonction de ces considérations économiques, il n'y aurait pas lieu d'envisager la construction d'un tunnel déposé dans le chenal nord.

D'autre part, dans l'éventualité du choix du tunnel foré dans le chenal sud, soit pour des raisons économiques ou soit pour des raisons d'impact sur l'environnement, on devrait étayer davantage l'étude comparative du tunnel foré et du tunnel déposé. Il y a en effet trop d'impondérables à ce stade-ci, particulièrement au niveau des difficultés de réalisation de ces deux solutions (mise en place pour le tunnel déposé, qualité de la roche et difficultés de forage pour le tunnel foré) pour trancher de façon catégorique l'écart des coûts entre les différentes solutions.

## 6.5 TUNNEL FORE

### 6.5.1 Introduction

Les possibilités de réaliser un tunnel ont été analysés dans le cadre d'un projet de liaison voie rapide à l'aval immédiat de la Ville de Québec et reliant la rive nord du Saint-Laurent à sa rive sud via l'Ile d'Orléans.

Le projet considéré, qui, dans l'état actuel des connaissances, présente le plus d'intérêt à la fois sur le plan économique et sur le plan environnement (protection du site), est constitué par: un tunnel en prolongation d'un pont dans le chenal nord et qui passe sous l'Ile et le fleuve pour rejoindre la rive sud.

Le tracé approximatif du tunnel retenu est présenté aux figures 5.1 et 6.15. Il conduit à envisager un ouvrage ayant environ les longueurs suivantes:

- 1,140 m sous l'Ile d'Orléans;
- 2,160 m sous le fleuve Saint-Laurent
- 2,280 m sur la rive sud dont 1,670 m en tunnel et 610 m environ en tranchée.

Ce tunnel devrait permettre le transit des véhicules par trois voies dans les deux sens, ce qui conduirait à la réalisation de deux tunnels d'un gabarit utile de 11.1 m X 4.6 m, soit un rayon intérieur de 6.5 m, séparés l'un de l'autre de deux diamètres intérieurs, soit 26 m. Egalement, la réalisation d'un petit tunnel central de sécurité, de 3m de diamètre, situé entre les deux tunnels de transit, est envisagé.

Ce document présente de façon succincte les différentes considérations qui doivent être prises en compte pour la réalisation d'un tel projet et appelle une première évaluation de son coût.

Les données géologiques qui ont servies de base à l'élaboration du présent rapport sont tirées d'un travail préparé par le Dr. Pierre St-Julien.

#### 6.5.2 Données géologiques

Le tracé routier reliant les rives nord et sud du fleuve Saint-Laurent via l'Ile d'Orléans, traverse quatre unités structurales et stratigraphiques, telles: du nord-ouest au sud-est, une zone d'imbrication (Formation de St-Augustin), la nappe du promontoire de Québec, l'écaille de Ste-Pétronille et la nappe de Bacchus.

Ces unités sont constituées surtout de schistes argileux avec des interlits de grès, de siltstones de calcaire et de conglomérat calcaire. Sur toute la longueur, le tracé routier traverse des roches fortement plissées et faillées. Les plis, de direction nord-est - sud-ouest, sont droits ou déversés vers le nord dans les assises de la formation de St-Augustin, la nappe du promontoire de Québec et l'écaille de Ste-Pétronille. Dans la nappe de Bacchus, les plis, de direction nord-sud, sont droits ou légèrement déversés vers l'ouest. Les plis ont des longueurs d'onde de quelques mètres à un kilomètre. Ces derniers sont observés dans la nappe de Bacchus, à l'est de Ste-Pétronille.

Des failles majeures de charriage marquent les contacts entre les différentes unités structurales et stratigraphiques. Elles sont responsables

de l'onde de cisaillement dans lesquelles ces roches sont très contournées et bréchiques.

La faille principale, connue sous le terme de ligne de Logan, affecte toutes les roches de la nappe du promontoire de Québec. L'entrée nord du tunnel projeté traverse cette zone de cisaillement sur une longueur de 300 m.

Plusieurs autres failles inversées à l'intérieur de chacune des unités structurales sont parallèles à la surface axiale des plis et peuvent provoquer un cisaillement hors-profil.

Les principaux plans de discontinuité, à part les failles et les zones de cisaillement qui leurs sont associées, sont la stratification, la fissilité, le clivage de flux et les joints.

Les roches traversées par le tracé routier, sont caractérisées par leur hétérogénéité lithologique et structurale. Les strates de l'écaille de Ste-Pétronille et la nappe de Bacchus se prêtent relativement bien à la percée d'un tunnel. Toutefois, le chantier traversera des zones de failles de charriage dans lesquelles les roches sont contournées et friables.

Il en est ainsi pour la nappe du promontoire de Québec qui constitue le toit de la faille de Logan. Des failles secondaires, des joints, la fissilité ainsi que le clivage peuvent localement provoquer du cisaillement hors-profil. Ajoutons que les failles et les joints qui seront traversés par le chantier sous le fleuve Saint-Laurent pourraient permettre à l'eau de s'infiltrer dans le tunnel.

Comme dernière considération, il faudra envisager l'éventualité de séismes qui peuvent atteindre 7.2 à l'échelle Richter.

### 6.5.3 Cadre hydrogéologique

Les données hydrogéologiques actuellement disponibles sur les caractéristiques des différentes formations traversées sont déduites:

- de la description géologique des terrains;
- d'un recensement des puits particuliers effectué par le Ministère des Richesses Naturelles et dont les résultats sont regroupés a la figure 6.15.

Dans leur ensemble, les formations schisteuses traversées apparaissent comme peu perméables (perméabilité de l'ordre de  $10^{-4}$  à  $10^{-5}$  cm/s, voire inférieure) ce qui suppose des circulations d'eau très faibles. Sur certains tronçons, la possibilité des pressions d'eau au sein de la roche doit être envisagée. Ce phénomène serait favorisé par la présence de joints ouverts dans les bancs gréseux ou brèches calcaires qui sont interstratifiés dans les schistes. Dans cette hypothèse, les niveaux d'eau étant très proches de la surface du sol sur l'Ile d'Orléans, on doit prévoir la possibilité de pressions d'eau atteignant ici 8 à 9 bars au droit des parois du tunnel.

Sous le fleuve, les pressions pourraient être de l'ordre de 7 à 8 bars. Elles seraient plus faibles sur la rive sud où elles ne dépasseraient pas 6 bars.

Au passage des zones de cisaillements (failles), les zones broyées peuvent avoir une perméabilité plus importante que la formation rocheuse

saine sans que l'on puisse pour l'instant, préciser leur incidence sur les venues d'eau sous le fleuve et la nécessité d'y remédier par des injections. Par ailleurs, dans ces mêmes zones, sous le fleuve, des phénomènes de débourrages (venues brutales d'eau) sont toujours à envisager même si leur probabilité est faible compte tenu de la nature des terrains.

#### 6.5.4 Cadre géotechnique

Sur l'ensemble du tracé du tunnel, les formations traversées sont essentiellement massives et compactes avec une résistance mécanique de la matrice rocheuse que l'on peut estimer à 500 ou 1,000 bars, voire supérieure. La déformation intense des couches ne semble pas avoir affectée la tenue des terrains, exception faite de quelques zones faillées, en particulier celles de la ligne Logan.

La cavité souterraine devrait donc avoir au creusement une tenue relativement bonne. Les risques de rupture à l'échelle du tunnel dû à la présence de diaclases et de fractures seront notablement diminués en utilisant au front un soutien par boulonnage et béton projeté.

Sur le plan forabilité, les roches traversées se caractérisent par une dureté importante et une abrasivité moyenne (teneur en silice faible).

Contrairement aux formations schisteuses sous le chenal de l'Ile d'Orléans, sur l'ensemble du tracé les schistes ont une teneur en minéraux gonflants très limitée.

Par conséquent, ces terrains devraient avoir une faible altérabili-

té et une teneur quasi nulle au gonflement.

A priori, la vitesse sismique des roches en place doit être assez élevée (supérieure à 3000-3500 m/s), ce qui doit correspondre à un mode de fracturation métrique pour une résistance motricielle supérieure à 500 à 600 bars. Ces éléments conjugués permettent de penser que le mode d'excavation se fera à l'explosif, l'abattage au tunnelier ne pouvant être envisagé pour une aussi grande section de roche dure.

#### 6.5.5 Esquisse du projet

##### 6.5.5.1 Profil en plan (Voir fig. 6.15)

Le profil en plan à retenir est basé sur deux critères:

- réduire au maximum la longueur du tunnel;
- traverser les structures géologiques le plus perpendiculairement possible aux couches.

Ces deux critères conduisent à un compromis qui est un profil en plan rectiligne orienté NO-SE tel qu'indiqué à la fig. 6.15, avec une attaque située dans la falaise immédiatement en bordure du chenal de l'Ile d'Orléans.

##### 6.5.5.2 Profil en coupe (Voir fig. 6.17)

Le profil en coupe est essentiellement déterminé par une couverture minimale de la traversée sous-fluviale.

Compte tenu de la bonne compacité des roches et de leur très



vraisemblable faible perméabilité, une couverture de protection dans le rocher de 25 m a pour l'instant été retenue, soit trois diamètres de tunnel. Dans la composition la plus basse du profil, on trouve donc:

- 35 m de tirant d'eau;
- 10 m de terrain alluvionnaire meuble;
- 25 m de roche saine.

Ce positionnement de l'ouvrage sous le fleuve laisse prévoir, côté nord une pente de l'ordre de 4% pour sortir au niveau de la falaise sur la rive nord de l'Ile d'Orléans. Une pente de 4.5% côté sud permet de sortir au voisinage de l'autoroute Trans-Canadienne. Dans son ensemble, le profil en coupe du tunnel donne donc:

- 1140 m à 4% sous l'Ile d'Orléans;
- 2160 m pour la traversée sous-fluviale;
- 1670 m de montée à 4.5% sur la rive sud du Saint-Laurent, de ce côté l'ouvrage se terminerait par une tranchée ouverte d'environ 610 m.

L'ouvrage aurait donc une longueur totale d'environ 5000 m de tunnel creusé et 610 m de tranchée.

Pour faciliter la ventilation et réduire les délais d'exécution, il sera nécessaire de prévoir la construction de deux (2) puits qui seront implantés dans la zone proche des rives du fleuve Saint-Laurent. Ces deux puits d'une profondeur d'environ 45 m et de section d'environ 8 m, permettront ainsi de conduire l'exécution du tunnel par six attaques se répartissant comme suit:

- 1. Attaque descendante Ile d'Orléans vers le sud;
- 2. Montée Ile d'Orléans vers le nord;
- 3. Traversée du fleuve vers le sud;
- 4. Traversée du fleuve vers le nord;
- 5. Montée rive sud du Saint-Laurent;
- 6. Attaque descendante rive sud du Saint-Laurent.

Dans ce schéma d'exécution, le chemin critique est manifestement la traversée sous-fluviale d'autant que sur ce secteur, les vitesses d'avancement pourront être affectées par les caractéristiques de perméabilité des terrains (venues d'eau). Ce dernier point reste la plus grande incertitude au stade actuel du projet.

#### 6.5.5.3 Profil en travers

A ce stade très préliminaire des études, le schéma retenu pour l'ouvrage est présenté sur la fig. 6.18. Il est constitué par deux tunnels parallèles à trois voies (un par sens) offrant un gabarit utile 11.10X 4.60 m avec une voute supérieure à plein cintre et un centre de courbure situé à environ 1.50 m de la chaussée. Le volume supérieur du plein cintre sera utilisé pour les installations de ventilation.

Il sera sans doute nécessaire dans la partie du tunnel sous l'eau de réaliser un ouvrage étanche si l'on veut s'affranchir des problèmes liés au gel. On réalisera une étanchéité sandwich (Voir fig. 6.19), ce qui nécessitera la réalisation d'un anneau de béton coffré intérieur pour reprendre les pressions hydrostatiques. Les fortes poussées imposeront alors de pré-

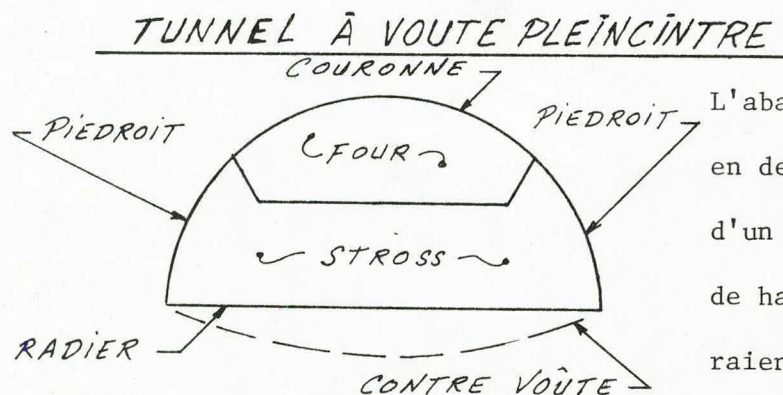
voir une contre-voûte dont le rayon, égal à 11.75 m dans le cas de la fig. 6.18-B, sera fonction de l'intensité des contraintes.

L'importance des sous-pressions dans la partie basse de l'ouvrage imposeront de mettre en oeuvre un revêtement en béton coffré pouvant atteindre 30 à 50 cm d'épaisseur. (Voir section 6.5.6.3)

En complément des deux tunnels routiers, il serait certainement utile de prévoir un tunnel de sécurité de diamètre circulaire de 3 m, tel qu'indiqué sur le schéma de la fig 6.19-D relié aux tunnels de circulation routiers par des antennes tous les 500 m. Cet ouvrage pourrait servir de sortie de secours en cas d'accident, pour le contrôle et la surveillance, et éventuellement pour le drainage. Par ailleurs, ce tunnel central pourrait faire office de galerie de reconnaissance avant les travaux notamment dans la partie sous-fluviale. Dans cette hypothèse, une telle galerie permettrait lors de l'appel d'offres d'éliminer toute incertitude et d'avoir des coûts plus justes. Son coût serait alors largement amorti par les gains réalisés lors de l'exécution.

#### 6.5.6 Méthode d'exécution

##### 6.5.6.1 Abattage de la roche



L'abattage se fera à l'explosif d'abord en demi section supérieure avec exécution d'un four (Voir fig ci-contre) de 4.50 m de hauteur. Les passes d'avancement seraient de 1.50 m à 2.50 m suivant la natu-

re des terrains, en prévoyant soit un découpage fin au cordon détonnant ou à l'explosif peu brisant. L'abattage du stross (Voir fig. ci-haut) pourrait se faire à une centaine de mètres à l'arrière du front de taille du four suivant les mêmes principes de tir. Compte tenu de la nature des terrains, la consommation en explosif pourrait être assez importante.

#### 6.5.6.2 Soutènement immédiat (Voir fig. 6.19-C)

Le soutènement pourra généralement être réalisé par boulonnage et béton projeté mis en oeuvre au front de taille immédiatement après l'excavation (selon les principes de la nouvelle méthode autrichienne). La densité du boulonnage sera essentiellement fonction de la tenue des terrains au front (résistance et fracturation). A titre indicatif, on peut supposer qu'un boulonnage à ancrage réparti (boulon scellé sur toute la longueur) de 4 m de longueur ( $\emptyset$  25 mm) avec une densité moyenne de 1 boulon par 4 m<sup>2</sup> devrait suffire pour assurer un soutènement immédiat de la cavité. Ce boulonnage serait complété par une projection de 10 à 15 cm de béton armé d'une nappe de treillis soudés (maille 15X15,  $\emptyset$  6 mm). Il est à noter que pour tous les bétonnages mentionnés, il conviendra d'utiliser un béton prise à la mer, par exemple de type CLK.

#### 6.5.6.3 Revêtement définitif (Voir fig. 6.19-D)

La nature du revêtement définitif sera fonction de la nature des terrains et des conditions hydrauliques:

a) Dans les terrains ayant montré une tenue douteuse (signe de poussée, convergence, déformation), le soutènement immédiat du béton projeté

et boulonnage sera complété par un revêtement intérieur de béton coffré d'une épaisseur de 30 à 50 cm selon les cas. Si des zones de terrain poussant se manifestent, une contre-voûte sera également à prévoir (Voir fig. 6.18-B).

b) Dans les zones sous la nappe phréatique, le revêtement sera fonction de la solution apportée au problème des eaux de drainage.

- Si l'ouvrage est semi-drainant, on est ramené au cas précédent dans les zones à faible tenue. Dans les zones de bonne tenue mécanique, aucun revêtement intérieur ne sera à prévoir (seulement boulonnage et béton projeté).

- Par contre, si l'on opte pour un ouvrage étanche afin d'éviter tout risque de gel des eaux d'infiltration, il sera nécessaire de reprendre par un anneau de béton coffré les sous-Pressions qui se développeront sous l'étanchéité. L'épaisseur et la forme de l'anneau intérieur seront fonction de la hauteur piézométrique. Dans les zones à forte charge, on a une pression de l'ordre de 10 bars, ce qui impose un anneau pseudo-circulaire avec une épaisseur de béton armé d'au moins 50 cm tel que l'indique l'application de la formule,

$$E = \frac{P R}{G}$$

avec G: Contrainte admissible du béton (13MPa)

P: Pression hydrostatique (10 bars)

R: Rayon du tunnel = 6.5 m

Ce calcul sommaire montre que l'on doit réduire au maximum le rayon de courbure de l'anneau intérieur. Cette réduction pourra d'autant plus ê-

tre réalisée que l'on prévoit un tunnel de sécurité pouvant servir de trottoir.

#### 6.5.6.4 Exécution du tunnel de sécurité

Compte tenu de la longueur du tunnel de sécurité et de la nature des terrains traversés, il serait particulièrement avantageux d'envisager son exécution au moyen d'un tunnelier pleine section permettant des avancements rapides et une réduction du soutènement.

#### 6.5.6.5 Contrôle et auscultation

La méthode d'exécution préconisée nécessite un contrôle très suivi des travaux. Ce contrôle portera non seulement sur la qualité et la mise en oeuvre des éléments de soutènement (béton projeté, boulonnage) mais aussi sur une auscultation quasi permanente du comportement des terrains après excavation surtout dans les zones de plus mauvaise tenue.

Ce contrôle pourra se faire par extensomètre depuis le tunnel de sécurité et par mesure de convergence dans le tunnel proprement dit. Ces mesures permettront de suivre la déformation du terrain autour du tunnel. Elles assureront la sécurité du chantier avec mise en oeuvre de soutènement supplémentaire ou un allègement de celui-ci en cas de comportement particulièrement satisfaisant. Certains profils de mesures seront conservés durant la mise en service de l'ouvrage pour son auscultation.

#### 6.5.7 Programme d'exécution

##### 6.5.7.1 Puits et tunnels de sécurité

Préalablement aux travaux de tunnel proprement dit, seront réalisées:

1) Deux descenderies verticales situées à l'endroit des futurs puits de ventilation (profondeur d'environ 45 m et de section 4 m) sur les deux rives du fleuve afin de permettre aux entrepreneurs de prendre connaissance des terrains. Elles permettront en outre, si cette solution est retenue, l'exécution de la galerie sous-fluviale ou l'exécution de sondages horizontaux sous le fleuve suivant l'axe du tunnel. (On peut prévoir pour ces descenderies un avancement de 1 m/J, soit 4 à 6 mois pour les deux).

2) Eventuellement, le tunnel de sécurité sera alors utilisé avant les travaux comme galerie pilote. L'exécution au moins de la partie sous-fluviale est recommandée avant le lancement de l'appel d'offres. Un tunnelier moderne pleine section peut permettre des avancements de l'ordre de 15 à 20 m/J, soit pour l'ensemble des travaux, un délai de 12 à 14 mois.

#### 6.5.7.2 Tunnel grande section

Le schéma d'exécution prévoit six attaques, ce qui permettra de réduire considérablement les délais d'exécution. La partie la plus longue sera sous-fluviale (1000m par attaque). A raison d'un avancement de 2 à 3 m/J, les délais d'exécution du creusement et du soutènement immédiat seraient donc de 50 m/mois, soit 22 mois. Avec un délai de six mois d'installation, démarrage et coffrage, on arriverait à un délai de 28 à 30 mois.

Si des travaux d'injection sont nécessaires, cette cadence serait considérablement ralentie (vitesse de 25 m/mois dans les passes d'injections).

Ces vitesses d'avancement supposent une exécution par 3 postes/J et que le marinage (évacuation des déblais) ne constitue pas un frein à l'avancement. Concernant ce dernier point, il sera certainement intéressant de prévoir au niveau des puits une évacuation des déblais par convoyeur installé dans une descenderie à 30°.

#### 6.5.8 Coût estimatif

L'estimation des coûts a été faite à partir de réalisations analogues à celle envisagée effectuée en Europe. Ces prix ont été multipliés par un coefficient de 1.4 pour tenir compte des conditions économiques au Canada, et se détaillent comme suit:

##### 6.5.8.1 Gros oeuvre

Tunnel		
\$8,400./m lin. X 5000 m lin. x 2		\$84,000,000.
Etanchéité (partie sous-fluviale)		
\$1,260./m lin. X 2160 m lin.		\$ 2,720,000.
Galerie de sécurité		
\$1,680./m lin. X 5500 m lin.		\$ 9,240,000.
Puits (Ø 8 m)		
\$3,640./m lin. X 100 m lin.		\$ 364,000.
(Ce prix serait de 5,040./m lin. pour un Ø de 10 m)		
Tête de tunnel		
\$700,000. X 2		\$ 1,400,000.
Tranchée à ciel ouvert		\$ 2,800,000.
		<hr/>
		\$100,524,000.



### 6.5.8.2 Ventilation

Matériel électro-mécanique	\$ 14,000,000.
Génie Civil	
1) Salle de commande et locaux	\$ 14,000,000.
2) Faux plafonds et cloisons	\$ 16,800,000.
	<hr/>
	\$ 44,800,000.

### 6.5.8.3 Eclairage

\$756./m lin. X 5,000 m lin. \$ 3,780,000.

### 6.5.8.4 Matériel de sécurité et d'exhaure

\$756./m lin. X 5,000 m lin. \$ 3,780,000.

### 6.5.8.5 Equipement électrique (puissance installée 25,000 KW)

\$500./m lin. X 5,000 m lin. \$ 2,500,000.

### 6.5.8.6 Locaux de surveillance et exploitation

Total	\$156,080,000.
Imprévus 20%	\$ 31,216,000.
Maître-d'oeuvre 10%	\$ 15,608,000.
Travaux de reconnaissance 2%	\$ 3,121,600.
	<hr/>
TOTAL GENERAL	\$206,035,600.

Compte tenu des fortes pressions d'eau, surtout dans la zone sous le fleuve Saint-Laurent, le tunnel devra avoir une forme proche de la forme circulaire. Dans le cas de la forme circulaire, la ventilation sera réalisée en partie haute et en partie basse du tunnel. Une dalle devrait dans ce cas être construite sous l'emprise de la voûte. Son coût serait d'environ \$1,680./ m lin. Dans le cas d'une pseudo-circulaire, la ventilation ne sera réalisée qu'en partie haute. Il est dans ce cas nécessaire de prévoir \$280./ m lin. pour la confection de la chaussée. Les coûts d'exploitation sont estimés à \$4,200,000. par an répartis comme suit:

- 60% pour le personnel
- 15% pour l'énergie
- 25% pour l'entretien

A titre indicatif, on peut comparer le prix 1977 du tunnel envisagé soit \$37,500./m lin. à celui du tunnel Louis-Hippolyte Lafontaine qui a été de \$22,000./m lin. en 1967.

#### 6.5.9 Etudes préliminaires à la réalisation d'un avant-projet.

##### 6.5.9.1 Données de base

Plusieurs données de base doivent être prises en considération pour orienter les études et travaux préliminaires à entreprendre:

- Seule la réalisation d'une galerie d'exploration permettant de vérifier in-situ la qualité du rocher permettra de s'affranchir avec sécurité des facteurs impondérables liés aux conditions géologiques et géotechniques du milieu.

- La réalisation d'une telle galerie est également requise avec des dimensions analogues dans le concept final du tunnel qui prévoit l'existence d'une galerie de sécurité et des puits de ventilation.

- Le coût d'une galerie d'exploration est tel qu'il implique que l'on ait déjà pris une option très sérieuse sur le projet final avant d'entreprendre des travaux préliminaires.

- L'importance des travaux d'exécution d'une galerie d'exploration peut être limitée en fonction de l'engagement des dépenses que l'on est prêt à consentir au stade des travaux préliminaires.

Ce qui précède permet d'envisager un enchaînement des opérations et des investissements tel que résumé dans le tableau ci-après.

#### 6.5.9.2 Estimations des travaux

##### 1) Etudes préliminaires

	<u>COUT EN MILLIONS DE DOLLARS</u>
- Reconnaissances géotechniques et géologiques	0.25
- Etude d'un avant-projet de galerie et de puits d'exploration	0.25
- Exécution de la galerie d'exploration et des	

reconnaitances géotechniques (incluant maîtrise d'ouvrage pour appel-d'offres et ingénierie durant les travaux)	6.0 @ 11.0
	<hr/>
TOTAL	6.5 @ 11.5

2) Etude de l'avant-projet de tunnel routier et des ouvrages connexes.

3.5

3) Exécution du tunnel et des ouvrages

Connexes (incluant maîtrise d'ouvrage et ingénierie durant les travaux)	191.0 @ 196.0
	<hr/>
	206.0

6.5.9.3 Objectifs à atteindre

En ce qui concerne les objectifs à atteindre durant les phases d'opération prévues durant les travaux préliminaires, ils peuvent se résumer comme suit:

6.5.9.3.1 Reconnaitances géotechniques et géologiques

A partir de travaux et d'études géologiques et géotechniques limités (prospection géologique et géophysique, sondage et essais géotechniques), on recueillera l'information suffisante pour:

- Prendre une option sérieuse sur la solution tunnel.

- Avoir les éléments techniques nécessaires à la préparation d'un avant-projet de galerie d'exploration utilisable dans le concept final du tunnel.

#### 6.5.9.3.2 Réalisation d'un avant-projet de galerie d'exploration

Cette étude doit permettre sur la base de l'information acquise en 6.5.9 de:

- Définir techniquement l'ouvrage d'exploration et étudier différentes variantes possibles telles que: exécution par tunnelier ou par méthode traditionnelle; réalisation d'un tronçon de galerie limité à la partie sous-fluviale du futur tunnel; combinaison d'une reconnaissance par galerie et par sondages horizontaux; etc.
- Comparer les diverses solutions évoquées précédemment avec les objectifs à atteindre à ce stade du projet; montant des investissements; utilisation de l'ouvrage comme future galerie de sécurité; obtention des données géologiques et géotechniques suffisantes pour l'élaboration ultérieure d'un avant-projet de tunnel; etc.

#### 6.5.9.3.3 Exécution de la galerie d'exploration.

Cette phase d'étude sera précédée de la constitution d'un appel d'offres sur la base de l'information acquise en 6.5.9.3.2 et menée de pair avec une reconnaissance géologique et géotechnique très soignée du milieu rocheux.

#### 6.5.9.4 Reconnaitances géotechniques et géologiques

##### 6.5.9.4.1 Description des travaux

###### 6.5.9.4.1.1 Prospection et inventaire hydrogéologiques. Compilation des données géotechniques existantes.

Dans le cadre de cette étude, l'inventaire des forages et puits du secteur sera fait ainsi que l'interprétation de toutes les données disponibles concernant le mécanisme des eaux souterraines. Les puits les plus caractéristiques seront nivelés et un relevé des niveaux d'eau sera effectué ainsi que le prélèvement d'un certain nombre d'échantillons d'eau pour analyse chimique.

Dans le cadre de la même étude, l'inventaire et la compilation de toutes les données géotechniques obtenues lors de travaux dans les formations géologiques semblables de la région seraient faits.

###### 6.5.9.4.1.2 Prospection géophysique sismique par réfraction

L'objectif de cette prospection est de :

a) Déterminer l'homogénéité et la structure du socle rocheux, en particulier de mettre en évidence les zones de failles si existantes.

b) Définir les caractéristiques mécaniques de ce socle rocheux à partir de l'étude comparative des vitesses de propagation des ondes sismiques. Pour ce faire, la technique utilisée consiste à provoquer un ébranlement (explosion) et enregistrer la propagation de celui-ci par des géophones

qui transmettent l'impulsion mécanique due au passage de l'onde en impulsion électrique.

La méthode géophysique de prospection utilisée sera la réfraction sismique pour la partie terrestre et la partie fluviale du tracé; par ailleurs une prospection électrique par résistivité lui sera associé sur la partie terrestre afin d'avoir un supplément d'informations sur l'identification et la lithologie des terrains.

On prévoit à priori la réalisation de:

- 3 profils sismiques (environ 20 km au total), distants de 200 à 250 m, avec espacement des géophones tous les 30 ou 50 m, complétés éventuellement par quelques profils en travers;
- 2 profils de résistivité avec exécution d'un sondage électrique tous les 100 m en longueur de ligne AB - 300 m.

#### 6.5.9.4.2 Prospection géophysique sur l'eau

La mise en oeuvre de la prospection est ici plus complexe car elle impose l'installation d'une ligne de géophones en travers du fleuve ainsi que leur positionnement le plus précis possible avant les mesures.

Plusieurs solutions peuvent être à priori envisagées, telles que:

- A) Tendre un câble principal au dessus du fleuve auquel seront attachés par des filons secondaires les géophones munis de bouées.

B) Ancrer une série de bouées dans le fleuve auxquels seraient attachés ensuite les géophones.

C) Procéder par tronçons successifs entre deux bateaux ancrés.

Quant au positionnement exact des géophones, le plus simple est de réaliser juste avant les mesures une photographie aérienne des installations.

Quelle que soit la solution envisagée, étant donné le fort courant du fleuve à cet endroit, pour assurer la réussite de la prospection tout en ayant une mise en oeuvre économique, il sera nécessaire de procéder, au préalable, à une courte étude de faisabilité. Durant cette étude, on procèdera à une reconnaissance précise des lieux ainsi qu'à une enquête auprès du service de navigation.

#### 6.5.9.4.3 Campagne de sondages mécaniques

La campagne de sondages mécaniques sera conduite à la lumière de l'information précédemment acquise avec pour objectifs:

- Obtenir un carottage de la roche en place permettant d'effectuer un log géologique et géotechnique du sous sol;
- Réaliser dans les trous de sondage des essais de perméabilité (essai type "Lugeon" qui consiste à injecter de l'eau dans le sondage à pression contrôlée et par tranche de 3 m isolée par packer tout en mesurant les débits d'eau absorbée par le terrain).
- Interpréter les résultats de laboratoire sur échantillons.
- Equiper les sondages de piézomètre électriques autorisant



une lecture des pressions d'eau à différentes profondeurs.

#### 6.5.9.4.4 Essais géotechniques

Dans tous les trous de sondage, seront réalisés des essais de perméabilité (essais Lugeon).

Eventuellement ces essais en place seront complétés par un carottage électrique et un log sonique.

Sur échantillon, une série d'essais seront conduits au laboratoire afin de définir les caractéristiques mécaniques de la roche, sa dureté (abrasivité), sa composition minéralogique (en particulier, sa teneur en minéraux gonflants) ainsi que l'action physico-chimique de l'eau.

#### 6.5.9.5 Devis estimatif

##### 6.5.9.5.1 Prospection et levés géologiques, hydrogéologiques et géotechniques avant travaux.

Mise à disposition d'une équipe (un géologue sénior et un géologue junior ou technicien confirmé). Incluant la location du matériel pour la prospection hydrogéologique, géochimique et le nivellement de points d'eau:

- Terrain: 25 X \$600.	\$15,000.
- Bureau (analyse documents et dessins) 10 X 450.	\$ 4,500.
	<hr/>
	\$19,500.

#### 6.5.9.5.2 Prospection géophysique

Mise à disposition d'une équipe comprenant un géophysicien sénior, 1 opérateur, 2 ouvriers, le matériel sismique et électrique et toutes suggestions.

- Mobilisation et démobilitation de l'équipe:	\$ 2,000.
- Achat et transport de dynamite:	\$ 2,000.
Prospection sur terre:	
- Sismique: \$1,000. X 10	\$10,000.
- Electrique: \$1,100. X 8	\$ 8,800.
Prospection sur l'eau:	
- Préparation mission et location matériel maritime:	\$10,000.
- Exécution du levé sismique: \$1,300. X 10	\$13,000.
- Nivellement sur terre et positionnement sur l'eau, calcul et interprétation des différents levés.	
Rapport et dessin: \$450. X 10	\$ 4,500.
	<hr/>
	\$60,300.

#### 6.5.9.5.3 Exécution des sondages mécaniques

Sondages sur terre:

Exécution de 6 sondages mécaniques, carottés ØNX, de profondeur variant entre 10 m et 60 m, pour une longueur totale d'environ 275 m. \$18,000.

Sondages sur l'eau:

Exécution de 3 sondages Ø terminal NX

descendu de 30 m environ dans le rocher.

- Location équipement maritime	\$18,000.
- Exécution des sondages	\$20,000.

Mise à disposition du matériel de sondage durant  
les essais de perméabilité:

- sur terre	\$ 9,000.
- sur l'eau, incluant le matériel maritime	\$16,000.
	<hr/>
	\$81,000.

#### 6.5.9.5.4 Surveillance de chantier et conduite des essais

Mise à disposition d'une équipe comprenant un géologue sénior et un technicien confirmé pour suivre les travaux durant les opérations de forage, établissement d'un log géotechnique, conduite des essais de perméabilité, nivellement des sondages, etc:

\$600. X 50	\$30,000.
-------------	-----------

Location du matériel pour essais de perméabilité (sonde avec double packer, débit-mètre, monomètre)

	\$ 5,000.
--	-----------

Interprétation des résultats de campagne de sondages, dessin et rapport:

\$450. X 10	\$ 4,500.
-------------	-----------

Fourniture et installation de piézomètres triples: \$ 8,500.

Essais au laboratoire:	\$ 4,000.
	<hr/>
TOTAL	\$226,000.

#### 6.5.10 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Les différentes considérations techniques qu'implique la construction d'un tunnel dans le cadre d'une liaison voie rapide à six voies reliant la rive nord du Saint-Laurent à sa rive sud via l'Ile d'Orléans viennent d'être examinées au stade d'une étude très préliminaire. Dès à présent, il apparaît:

- Que les conditions géologiques du sous-sol sont à priori favorables à la réalisation du projet.
- Que les coûts de construction seraient de l'ordre de 206 millions de dollars.

Associé à un pont avec jetée pour relier la rive nord du fleuve à l'Ile d'Orléans, le tunnel présente l'avantage de préserver les conditions actuelles et de minimiser l'impact sur l'environnement.

Bien entendu, même si les conditions sont à priori favorables, on ne peut pas, au stade actuel des recherches, s'affranchir des facteurs importants liés à tous les travaux souterrains, en particulier ceux dûs à la présence du fleuve et de discontinuité dans le milieu rocheux.

Il importerait désormais de cerner de plus près les problèmes et d'entreprendre des études nécessaires pour la constitution d'un dossier

d'avant-projet sommaire, tel que défini précédemment. Ces études permettraient d'opter pour le tracé définitif du tunnel et de lever un certain nombre d'ambiguïtés mises en évidence dans le présent rapport.

A ce stade des travaux et compte tenu des résultats acquis, des études nécessaires sont à envisager pour la réalisation de l'avant-projet détaillé, permettant d'avoir l'information nécessaire pour la constitution de l'appel d'offres. Elles impliquent dans tous les cas la réalisation de deux puits (rive sud et nord du fleuve, tel que défini dans le rapport) et en second lieu la réalisation de galerie pilote (futur tunnel de sécurité) tout au moins pour le tronçon sous-fluvial du tunnel.

CHAPITRE VII

## CHAPITRE VII

### ILE D'ORLEANS

#### 7.1 ACCES A L'ILE D'ORLEANS

Lors des dernières réunions de coordination, il a été décidé que les coûts des raccords au réseau routier actuel ne seraient pas présentés dans le cadre de la présente étude. Il est quand même important de mentionner ici les types d'accès possibles à l'Ile d'Orléans, et de donner un aperçu du coût de réalisation de telles structures.

Pour tous les axes étudiés, les accès à l'Ile d'Orléans ont été prévus de la façon la plus directe possible. Alors que les accès sur la rive sud posent peu de problèmes au point de vue des structures ou des pentes, les accès sur la rive nord de l'Ile sont plus difficiles. En effet, les structures prévues dans le chenal sud, et les dénivellations entre le lien et le haut de la falaise sont donc plus accentuées.

Les accès sur l'Ile d'Orléans ont été esquissés de façon à minimiser l'impact sur l'Ile, mais il est bien entendu qu'aucune étude d'impact sur l'environnement ou sur l'aménagement du territoire n'a été faite et qu'une telle étude devra être réalisée avant l'adoption d'un projet quelconque.

##### 7.1.1 Accès à la rive nord de l'Ile d'Orléans

Le type d'accès sur la falaise nord de l'Ile d'Orléans doit être

envisagé en fonction de la structure prévue pour franchir le chenal sud du fleuve Saint-Laurent.

Les accès seront donc conçus de façons différentes, selon les deux types de lien suivants:

1. Pont suspendu sur le chenal sud; afin de rejoindre les approches du pont sur la falaise sud de l'Ile d'Orléans, l'autoroute doit alors monter sur la falaise nord de l'Ile et traverser celle-ci de part en part.
2. Tunnel sous le chenal sud; l'entrée du tunnel étant amorcée au bas de la falaise nord de l'Ile d'Orléans, l'autoroute n'a plus à monter et passer sur l'Ile. Une route rurale à deux ou quatre voies est alors suffisante pour relier le réseau routier de l'Ile d'Orléans à l'autoroute.

Dans l'éventualité où la structure du chenal nord serait construite sans qu'on ait arrêté de façon définitive le choix de la structure du chenal sud, il serait préférable de prévoir l'accès à l'Ile d'Orléans comme pouvant être intégré éventuellement à un tronçon d'autoroute. C'est sur cette dernière hypothèse que nous nous sommes arrêtés pour prévoir différents accès à l'Ile d'Orléans, selon les axes étudiés.

#### Axe 2 nord

##### A) Route en surface



Après avoir franchi la zone la plus profonde du chenal avec un pont de longues portées ( $\pm 180$  m), on continue en structure de courtes portées (40 m ou 60 m) à l'élévation 25 m, et on amorce une pente de 4% qui se prolonge sur la falaise en route de surface. Cette pente s'étend sur une longueur de 600 m. Le coût de cette montée sur l'Ile d'Orléans serait de l'ordre de \$1.0 million.

B) Tunnel (Voir fig. 5.45)

Comme seconde possibilité, on amorce encore à partir de l'élévation 25 m une pente de 3% qui se prolonge en tunnel dans la falaise. Ce tunnel de béton est construit en place après excavation. Cette solution est beaucoup plus discrète sur l'Ile d'Orléans. On retrouve la pente de 3% sur 800 m environ. Le recouvrement de roche ne serait pas suffisant ici pour permettre le percement d'un tunnel foré. Le coût de cette montée serait de l'ordre de \$4. millions. La construction de ce tunnel est donc plus coûteuse que la construction d'une route en surface.

c) Accès par la côte actuelle (Voir fig. 5.43)

Enfin, mentionnons que s'il était décidé de relier la rive sud en tunnel, il y aurait peut être lieu de faire un échangeur au pied de la falaise, et de relier l'Ile par une route rurale, longeant le bas de la falaise, qui irait rejoindre la côte actuelle. Le coût de cette route de 3 km ne serait pas très élevé comparativement à l'ensemble des travaux.

### Axe 2D nord (Voir fig. 5.51)

Dans l'axe 2D nord, la falaise abrupte et très élevée faciliterait le percement d'un tunnel foré d'une longueur approximative de 700 m. En effet, comme nous l'avons mentionné précédemment, la roche de l'Ile d'Orléans se prête bien au forage des tunnels. Après donc avoir franchi le chenal nord en jetée complète ou en pont, on amorce une pente de 4% (longueur totale de 1500 m) en jetée pour atteindre le centre de l'Ile en tunnel. Le coût d'une telle montée, pour un lien de six voies, serait de l'ordre de \$25 millions et pour un lien à deux voies pouvant éventuellement devenir un lien à trois voies unidirectionnel, de l'ordre de \$13 millions.

### Axe 3A nord

Dans l'axe 3A nord, comme dans l'axe 2, on peut accéder à l'Ile d'Orléans soit par tunnel ou par route en surface.

#### a) Tunnel (Voir fig. 5.57)

Après avoir franchi le chenal en pont ou en jetée, on vient en jetée partielle sur la batture de l'Ile d'Orléans à l'élévation +9 m. On amorce une pente de 4% toujours en jetée, et on pénètre dans le tunnel au bas de la falaise pour atteindre le centre de l'Ile après une montée de plus de 2000 m. La longueur du tunnel comme telle est de 1200 m environ et le coût de réalisation de cette montée serait de l'ordre de \$45 millions pour un lien à six voies et de \$20 millions à \$25 millions pour un lien à deux voies.

b) Route en surface (Voir fig. 5.58)

Dans le cas où l'accès à l'Ile devrait se faire par une route en surface, on viendrait alors en structure (portées de 40 m ou 60 m) sur la batture de l'Ile d'Orléans et on amorcerait, toujours en structure, une pente de 4%. Arrivée à la falaise, la route se prolongerait en tranchée à ciel ouvert, pour accéder au centre de l'Ile. Le coût de cette tranchée serait de l'ordre de \$5 millions pour une route de six voies. Cependant, le coût de la structure sur les battures de l'Ile d'Orléans entre les chaînages 13+90 et 27+65, serait supérieur de 15 millions au coût d'une jetée partielle au même endroit.

Axe 5 nord

Enfin, dans l'axe 5 nord, on peut facilement procéder par méthode remblai-déblai à partir du chaînage 21+15, à aller au sommet de l'Ile d'Orléans. Le coût de cette montée de 4% puis de 4.25% sur une longueur de 2.3 km serait de l'ordre de \$6 millions pour un lien à six voies et de \$4, millions pour un lien à deux voies.

La hauteur maximum des remblais serait de l'ordre de 20 m, et la profondeur maximum des tranchées de l'ordre de 18 m.

7.1.2 Accès à la rive sud de l'Ile d'Orléans

Pour ce qui est des accès sur la rive sud de l'Ile d'Orléans, aucun problème particulier ne se présente. En effet, les ponts suspendus présentent un profil élevé et permettent ainsi une continuité facile avec le profil

de l'Ile d'Orléans. Cependant, certains axes sont plus avantageux que d'autres en ce qui concerne les pentes des approches. Dans l'axe 2D sud, par exemple, les pentes sont limitées à un maximum de 1½% alors que dans les autres axes on peut avoir des pentes de 3% et 4% sur des longueurs importantes.

Enfin, notons que la falaise est moins abrupte à Lauzon que sur l'Ile d'Orléans, facilitant ainsi la construction de l'infrastructure des approches.

## 7.2 PASSAGE SUR L'ILE D'ORLEANS

Tel que mentionné précédemment, dans l'éventualité de la construction d'un pont suspendu dans le chenal sud, il faudrait prévoir le passage sur l'Ile d'Orléans d'une autoroute à six voies, avec raccord au réseau routier existant. Nous indiquons aux figures 7.1 et 7.2 la localisation de ces passages avec suggestions de différents raccordements.

Il est à noter que ces raccords ne représentent que quelques possibilités et que ceux-ci ne seront définitivement conçus qu'après avoir complété une étude urbanistique et environnementale adéquate. Il est important aussi de souligner que ces propositions de passages sur l'Ile d'Orléans n'ont plus leur raison d'être dans le cas d'un simple lien entre l'Ile d'Orléans et Montmorency, sans envisager un lien futur avec la rive sud.

*Donc, il faut d'un pont  
au-dessus du chenal  
Sud.*

Les différents axes sont orientés de façon à respecter le plus possible les lignes de lot, de façon à ne pas couper inutilement les terres agricoles. De même, les axes évitent autant que possible les secteurs urbanisés

afin de limiter les coûts et les conséquences d'une expropriation éventuelle.

Le passage sur l'Ile d'Orléans peut se faire de deux façons: 1<sup>o</sup>) soit par route en surface; 2<sup>o</sup>) soit par tunnel de béton, construit dans une tranchée, puis remblayé. Alors que la première solution coûte environ \$1,000. au mètre linéaire avec les échangeurs, la seconde solution coûte environ \$12,000. au mètre linéaire incluant les échangeurs et les rampes d'approches. Ces coûts ne donnent qu'un ordre de grandeur, et sont évalués pour un lien à six voies.

Dans l'axe 2 en particulier, le tunnel pourrait franchir toute la largeur de l'Ile d'Orléans. Un automobiliste venant sur l'autoroute pourrait accéder au réseau routier de l'Ile d'Orléans en empruntant une sortie qui le ramènerait sur une route de desserte placée sur le tunnel. Cette route relierait les routes nord et sud de l'Ile d'Orléans. On pourrait emprunter le même principe dans les autres axes. Cependant, à mesure qu'on s'éloigne vers l'est, la longueur à parcourir sur l'Ile d'Orléans augmente. Le coût d'un tunnel deviendrait donc exorbitant et il y aurait lieu d'en limiter la longueur.

### 7.3 LIEN DANS LE CHENAL NORD

Si, d'autre part, on rejetait la liaison éventuelle dans le chenal sud et qu'on décidait de construire un lien dans le chenal nord uniquement pour remplacer le pont actuel, les accès pourraient se faire plus simplement. En effet, les pentes et les courbes seraient régies par des critères moins sévères dans le cas d'une route secondaire. De plus, une route secondaire, en surface, à deux ou quatre voies aurait moins d'impact sur le milieu qu'une autoroute de six voies.

L'accès à l'Ile d'Orléans pourrait donc se faire de la façon suivante selon les différents axes:

#### Axe 2 nord

Encore là, un accès direct à l'Ile d'Orléans serait possible tel que représenté aux figures 5.41 et 5.45. Les pentes pourraient cependant être plus accentuées si on désirait diminuer la hauteur des structures d'approche. Le lien pourrait se faire avec la route nord de l'Ile d'Orléans.

#### Axe 2D nord et 3B nord

Dans le cas de l'axe 2D nord, la montée en tunnel est assez dispendieuse, et le coût de cette montée ne serait probablement pas proportionné au coût de la structure dans le chenal nord. Cet axe ayant été choisi pour assurer une meilleure continuité avec un pont dans le chenal sud, celui-ci présenterait beaucoup moins d'intérêt dans le cas d'une réalisation uniquement dans le chenal nord. Il serait donc préférable de réaliser le lien dans l'axe 3B nord, même si l'infrastructure devait coûter un peu plus cher. Le lien pourrait alors être raccordé à la côte actuelle de l'Ile d'Orléans, et une économie importante serait réalisée par rapport à une montée en tunnel.

#### Axe 5 nord

Enfin, l'axe 5 nord se prête très bien à un accès direct à deux voies sur l'Ile d'Orléans de la façon représentée à la figure 5.62, avec raccord avec la route nord de l'Ile d'Orléans.

#### 7.4 CONCLUSION

Nous avons indiqué dans le présent chapitre quelques possibilités d'accès à l'Ile d'Orléans. Cette énumération ne se veut pas exhaustive et le choix de la meilleure solution devra se faire suite à la prise de décision du type de lien à réaliser autant dans le chenal nord que dans le chenal sud. Le choix se fera en fonction des critères de réalisation technique, de circulation et d'impact sur le milieu.

En somme, toutes les solutions permettent à une autoroute d'accéder sur le plateau de l'Ile d'Orléans par une attaque directe de la falaise. De plus, cet accès est réalisable en surface dans tous les axes, sauf dans l'axe 2D où un tunnel serait nécessaire.

De même, le coût des accès d'une autoroute à l'Ile d'Orléans augmente à mesure qu'on se dirige vers l'est, sauf pour l'axe 5 où la topographie se prête bien aux remblais et aux déblais. Les coûts d'accès en surface pour l'autoroute sont raisonnables.

Enfin, les coûts d'accès à l'Ile d'Orléans d'un lien à deux voies dans le chenal nord seraient minimisés si ce lien était construit dans l'axe 3B avec montée dans la côte actuelle.

CHAPITRE VIII



## CHAPITRE VIII

### INTEGRATION DES COÛTS

#### 8.1 INTRODUCTION

Les chapitres précédents présentaient les coûts de différents types de structures, autant pour le chenal nord que pour le chenal sud. Le but du présent chapitre est d'intégrer le coût des ensembles de structures du chenal nord pour un lien à deux voies et à six voies, d'évaluer le coût d'un raccord en autoroute entre la rive nord et la rive sud du fleuve Saint-Laurent, et enfin d'évaluer le coût d'un lien à deux voies reliant uniquement l'Ile d'Orléans.

Les coûts présentés dans ce chapitre fournissent un ordre de grandeur du coût de réalisation des structures si elles étaient construites en 1979. Il est bien entendu que ces coûts sont basés sur plusieurs hypothèses, fondées sur les connaissances que nous avons concernant les conditions du site. Tel que mentionné précédemment, ces connaissances sont succinctes, surtout au point de vue des forages. Les coûts devront donc être révisés lors du projet préliminaire en fonction de la date de réalisation prévue et des informations plus complètes qu'on recueillera lors de cette étape.

Enfin, les coûts sont présentés sans l'évaluation du coût des raccords au réseau routier actuel.

## 8.2 COÛTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

Nous présentons aux tableaux 8.1 à 8.12, le coût des solutions proposées pour la traversée du chenal nord, solutions qui sont illustrées à la fin du chapitre V.

Ces coûts sont ventilés selon le type de structure afin d'en indiquer l'importance économique relative et de permettre d'interchanger les différentes propositions.

De même les coûts sont présentés pour une solution à deux voies et une solution autoroute à six voies, sauf dans le cas où les propositions incluent les ponts à haubans. Dans ce dernier cas, en effet, il aurait fallu re-viser tout le système de superstructure et le temps disponible pour effectuer ces derniers ajustements manquait.

On remarquera dans les tableaux suivants que, comparativement, le coût d'un tronçon de jetée à deux voies représente 70% à 80% du coût d'une jetée à six voies pour le même tronçon.

De même, le coût d'un pont à deux voies (incluant l'infrastructure et la superstructure), représente 55% à 60% du coût du même type de pont, mais à six voies. Ce pourcentage est surtout influencé par le coût de l'infrastructure.

Enfin, même si les ponts à haubans avec tablier d'acier présentent une solution plus économique que le pont de béton construit par encorbellement il faut remarquer que les ponts à haubans sont intégrés dans un ensemble offrant

une ouverture hydraulique moins grande. Pour la même ouverture, le pont de béton construit par encorbellement serait plus économique qu'un pont à haubans avec tablier d'acier.

TABLEAU 8.1

## COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
2 NORD	- Jetées partielles	2 +65 à 10 +70	805	2,157	2,853	5.41
	- Pont de béton par encorbellement (Portées de 60 m)	10 +70 à 13 +55	285	2,492	5,512	
		21 +30 à 24 +85	355	3,077	4,425	
	- Pont de béton par encorbellement (Portées centrales)	13 +55 à 21 +30	775	16,877	28,945	
	TOTAL	2 +65 à 24 +85	2,220	24,603	41,735	5.41
2 NORD	- Jetées partielles	2 +65 à 10 +15	750	--	3,297	5.42
		20 +65 à 24 +85	420	--	2,025	
	- Pont à poutres d'acier (Portées de 60 m)	10 +15 à 16 +15	600	--	12,011	
		18 +85 à 20 +65	180	--	2,702	
	- Pont à haubans (Portée centrale de 150 m)	16 +15 à 18 +85	270	--	17,681	
	TOTAL	2 +65 à 24 +85	2,220	--	37,716	5.42

TABLEAU 8.2

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
2 NORD	- Jetées partielles	2+ 65 à 10+ 40	775	--	3,504	5.43
		20+ 10 à 24+ 85	475	--	2,179	
	- Pont à poutres caissons d'acier (Portées de 60 m)	10+ 40 à 15+ 20	480	--	9,460	
		19+ 50 à 20+ 10	60			
- Pont à haubans (Portée centrale de 250 m)	15+ 20 à 19+ 50	430	--	24,327		
	2+ 65 à 24+ 85	2,220	--	40,342		
2 NORD	- Pont à poutres d'acier (Portées de 60 m)	2+ 65 à 10+ 65	800	8,710	14,843	5.44
		20+ 25 à 24+ 85	460	4,204	7,366	
	- Pont de béton par encorbellement	10+ 65 à 20+ 85	960	17,604	32,676	
		2+ 65 à 24+ 85	2,220	30,518	54,885	

TABLEAU 8.3

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
2 NORD	- Jetée partielle	2 +65 à 2 +90	25	103	128	5.45
	- Pont de poutres préfabriquées de béton	2 +90 à 12 +50	960	11,048	19,552	
		20 +25 à 24 +85	460	4,303	7,684	
	- Pont de béton par encorbellement	12 +50 à 20 +25	775	16,877	28,945	
		2 +65 à 24 +85	2,220	32,331	56,309	5.45

TABLEAU 8.4

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
2-D NORD	- Jetée complète	0+ 30 à 25 + 67	2,537	8,635	12,222	5.46
2-D NORD	- Jetées partielles	0+ 30 à 10 + 60	1,030	4,178	5,182	5.51
		18+ 35 à 25 + 67	732	2,906	3,946	
	- Pont de béton par encorbellement	10+ 60 à 18 + 35	775	12,592	23,245	---
		0+ 30 à 25 + 67	2,537	19,676	32,373	5.51
2-D NORD	- Jetées partielles	0 + 30 à 9 + 50	920	--	3,555	5.52
		15 + 80 à 25 + 67	987	--	4,958	
	- Pont à poutres d'acier (Portées de 60 m)	9 + 50 à 11 + 30	180	--	4,022	---
		14 + 00 à 15 + 80	180	--	3,554	
	- Pont à haubans (Portée centrale de 150 m)	11 + 30 à 14 + 00	270	--	12,444	---
		0 + 30 à 25 + 67	2,537	--	28,533	5.52

TABLEAU 8.5

## COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
2-D NORD	- Jetées partielles	0+ 30 à 9+ 60	930	--	4,155	5.53
		15+ 70 à 25+ 67	997	--	5,445	
	- Poutres caissons d'acier )Portées de 90 m)	9+ 60 à 10+ 50	90	--	1,835	
		14+ 80 à 15+ 70	90	--	1,835	
	- Pont à haubans en acier (Portée centrale de 250 m)	10+ 50 à 14+ 80	430	--	18,360	
	0+ 30 à 25+ 67	2,537	--	31,630		
2-D NORD	- Jetées partielles	0+ 30 à 3+ 06	276	495	697	5.54
		- Pont à poutres d'acier (Portées de 60 m)	3+ 06 à 5+ 46	240	2,543	
	18+ 25 à 25+ 67		742	5,754	10,758	
	- Pont à poutres caissons d'acier (Portées de 87 m et 110 m)	5+ 46 à 10+ 50	504	6,948	12,668	
	- Pont en béton par en- corbellement (Portées de 185 m)	10+ 50 à 18+ 25	775	12,592	23,245	
	0+ 30 à 25+ 67	2,537	28,332	51,958		



TABLEAU 8.6

COÛTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COÛTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
2-D NORD	- Jetées partielles	0 +30 à 2 +66	236	491	598	5.55
	- Pont à poutres de béton préf. (Portée 40 m)	2 +66 à 5 +46	280	2,797	4,979	
		18 +25 à 25 +67	742	4,791	8,830	
	- Pont à poutres caissons d'acier (Portées de 87 m et 110 m)	5 +46 à 10 +50	504	7,432	13,339	
- Pont en béton par encorbellement (Portées de 185 m)	10 +50 à 18 +25	775	12,592	23,245		
		<hr/>	<hr/>	<hr/>	<hr/>	
		0 +30 à 25 +67	2,537	28,103	50,991	5.55

TABLEAU 8.7

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
3-A NORD	- Jetées partielles	0 +60 à 6 +15	555	2,467	3,310	5.57
		13 +90 à 27 +65	1,375	4,246	5,768	
	- Pont de béton par en- corbellement (Portées de 185 m)	6 +15 à 13 +90	775	13,792	25,245	
		0 +60 à 27 +65	2,705	20,505	34,323	5.57
3-A NORD	- Jetée partielle	0 +60 à 2 +55	195	457	664	5.58
	- Pont à poutres de béton préfab. (Portées 40 m)	2 +55 à 6 +15	360	4,491	7,924	5.58
		13 +90 à 27 +65	1,375	11,647	20,325	
	- Pont de béton par encor- bellement (Portées de 185 m)	6 +15 à 13 +90	775	13,452	25,245	
		0 +60 à 27 +65	2,705	30,047	54,158	5.58

TABLEAU 8.8

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
3-A NORD	- Jetées partielles	0+ 60 à 7+ 60	700	--	3,564	5.59
		13+ 90 à 27+ 65	1,375	--	5,413	
	- Pont à poutres caissons d'acier (Portées de 60 m)	7+ 60 à 10+ 00	240	--	6,241	
		12+ 70 à 13+ 90	120	--	2,514	
- Pont à haubans (Portée centrale de 150 m)	10+ 00 à 12+ 70	270	--	13,304		
		0+ 60 à 27+ 65	2,705	--	31,036	5.59
3-A NORD	- Jetées partielles	0+ 60 à 8+ 32	772	--	4,663	5.60
		14+ 42 à 27+ 65	1,323	--	6,028	
	- Pont à haubans (Portée centrale de 250 m)	9+ 22 à 13+ 52	430	--	19,825	
	- Poutres caissons d'acier	8+ 32 à 9+ 22	90	--	1,835	
		13+ 52 à 14+ 42	90	--	1,835	
		0+ 52 à 27+ 65	2,705	--	34,186	5.60

TABLEAU 8.9

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
3-A NORD	- Jetée complète	0 + 60 à 27 + 65	2,705	8,815	11,288	5.56

TABLEAU 8.10

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
5 NORD	- Jetées partielles	1+ 60 à 6+ 43	483	1,601	2,141	5.61
		14+ 18 à 21+ 15	697	3,938	4,032	
	- Pont de béton par en- corbellement (Portées centrales)	6+ 43 à 14+ 18	775	16,877	28,945	
		1+ 60 à 21+ 15	1,955	22,416	35,118	5.61
5 NORD	- Jetée partielle	1+ 60 à 4+ 00	240	320	540	5.62
	- Pont à poutres d'acier (Portées de 60 m)	4+ 00 à 6+ 40	240	1,738	4,103	5.62
		15+ 95 à 21+ 15	520	4,151	7,454	
	- Pont à poutres caissons d'acier (Portées de 90 m)	14+ 15 à 15+ 95	180	3,246	4,480	
	- Pont de béton par en- corbellement	6+ 40 à 14+ 15	775	14,575	24,713	
	1+ 60 à 21+ 15	1,955	24,030	41,290	5.62	

TABLEAU 8.11

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
5 NORD	- Jetée partielle	1+ 60 à 4+ 00	240	320	540	5.63
	- Pont à poutres de béton préf. (Portées de 40 m)	4+ 00 à 6+ 40 15+ 95 à 21+ 15	240 520	1,777 3,402	3,213 6,200	
	- Pont de béton par en- corbellement (Portées centrales)	6+ 40 à 15+ 95	955	18,132	30,789	
		1+ 60 à 21+ 15	1,955	23,631	40,742	5.63
5 NORD	- Jetées partielles	1+ 60 à 7+ 45 14+ 35 à 21+ 15	585 680	-- --	2,417 2,762	5.64
	- Pont à poutres caissons d'acier (Portées 60 m)	7+ 45 à 9+ 25 11+ 95 à 14+ 35	180 240	-- --	4,354 6,583	
	- Pont à haubans (Portée centrale de 150 m)	9+ 25 à 11+ 95	270	--	17,674	
		1+ 60 à 21+ 15	1,955	--	33,790	5.64

TABLEAU 8.12

COUTS DES STRUCTURES, CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	CHAINAGES EN METRES	LONGUEURS EN METRES	COUTS EN DOLLARS (MILLIERS DE)		FIGURE NO
				2 VOIES	6 VOIES	
5 NORD	- Jetées partielles	1+ 60 à 7 +55	595	--	2,478	5.65
		13+ 65 à 21 +15	750	--	3,798	
	- Pont à haubans (Portée centrale de 250 m)	8+ 45 à 12 +75	430	--	24,315	
	- Poutres caissons d'acier (Portées 90 m)	7+ 55 à 8 +45	90	--	1,835	
		11+ 75 à 13 +65	90	--	1,835	
		1+ 60 à 21 +15	1,955	--	34,261	5.65

### 8.3 LIEN ENTRE LA RIVE NORD ET LA RIVE SUD

Nous présentons aux tableaux 8.13 à 8.16 les coûts intégrés d'un lien autoroute à six voies entre la rive nord et la rive sud du fleuve Saint-Laurent, soit d'un lien joignant l'autoroute #440 et l'autoroute #20. Les coûts n'incluent pas le coût des raccords au réseau routier actuel.

Ces coûts sont divisés en trois parties, soit le coût des structures nécessaires pour franchir le chenal nord, de celles nécessaires pour franchir le chenal sud, et enfin, de celles nécessaires pour accéder à l'Ile d'Orléans et la traverser. Ces structures sont illustrées aux figures des chapitres V, VI, et VII. On remarquera que le coût total du lien varie de \$243 millions à \$439 millions selon l'axe et le type de lien choisi.

Enfin, mentionnons qu'il est aussi possible d'interchanger et de combiner différemment entre elles les structures dans le chenal nord et dans le chenal sud pour obtenir des propositions autres que celles contenues dans les différents tableaux. Les solutions présentés ici semblaient, cependant, les plus plausibles.



TABLEAU 8.13

COÛTS INTEGRES D'UN LIEN A SIX VOIES ENTRE L'AUTOROUTE # 440 ET L'AUTOROUTE # 20, SANS LE COÛT DES RACCORDS

AU RESEAU ROUTIER ACTUEL

AXE	CHENAL NORD			CHENAL SUD			ILE D'ORLEANS		COÛT TOTAL \$*
	STRUCTURE	REF FIG	COÛT \$*	STRUCTURE	REF FIG	COÛT \$*	STRUCTURE	COÛT \$*	
I	Tunnel déposé	6.4	84.1	Tunnel déposé	6.4	355.1	--	--	439.2
2	Jetée et pont en encorbellem.	5.41	41.7	Pont suspendu	6.1	242.0	Surface	2.0	285.7
2-2A	Jetée et pont à haubans (150 m)	5.42	37.7	Tunnel foré	6.16	206.0	--	--	243.7
2-2A	Jetée et pont à haubans (250 m)	5.43	40.3	Tunnel déposé	6.5	313.6	--	--	353.9
2	Pont encorbellem. approches poutres d'acier	5.44	54.9	Pont suspendu	6.1	242.0	Surface	2.0	298.9
2	Pont encorbellem. approches poutres préf.	5.45	56.3	Pont suspendu	6.1	242.0	Tunnel	11.3	309.6
2C	Tunnel déposé	6.6	90.0	Tunnel déposé	6.6	282.1	--	--	372.1

\* Les coûts sont présentés en millions de dollars.

TABLEAU 8.14

COUTS INTEGRES D'UN LIEN A SIX VOIES ENTRE L'AUTOROUTE # 440 ET L'AUTOROUTE # 20, SANS LE COUT DES RACCORDS

AU RESEAU ROUTIER ACTUEL

AXE	CHENAL NORD			CHENAL SUD			ILE D'ORLEANS		COUT TOTAL \$*
	STRUCTURE	REF FIG	COUT \$*	STRUCTURE	REF FIG	COUT \$*	STRUCTURE	COUT \$*	
2D	Jetée	5.46	12.2	Pont suspendu	6.1	242.0	Tunnel-surface	26.0	280.2
2D	Jetée et pont en encorbellement	5.51	32.4	Pont suspendu	6.1	242.0	Tunnel-surface	26.0	300.4
2D	Jetée et pont à haubans(150 m)	5.52	28.5	Pont suspendu	6.1	242.0	Tunnel-surface	26.0	296.5
2D	Jetée et pont à haubans(250 m)	5.53	31.6	Pont suspendu	6.1	242.0	Tunnel-surface	26.0	299.6
2D	Pont encorbellem. approches poutres d'acier	5.54	52.0	Pont suspendu	6.1	242.0	Tunnel-surface	26.0	320.0
2D	Pont encorbellem. approches portées préf.	5.55	51.0	Pont suspendu	6.1	242.0	Tunnel-surface	26.0	319.0

\* Les coûts sont présentés en millions de dollars.

TABLEAU 8.15

COUTS INTEGRES D'UN LIEN A SIX VOIES ENTRE L'AUTOROUTE # 440 ET L'AUTOROUTE # 20, SANS LE COUT DES RACCORDS

AJ RESEAU ROUTIER ACTUEL

AXE	CHENAL NORD			CHENAL SUD			ILE D'ORLEANS		COUT TOTAL \$*
	STRUCTURE	REF FIG	COUT \$*	STRUCTURE	REF FIG	COUT \$*	STRUCTURE	COUT \$*	
3A	Jetée et pont en encorbellem.	5.57	34.3	Pont suspendu	6.2	253.0	Tunnel et surface	47.0	334.3
3A	Pont encorbellem. approches portées de béton	5.58	54.2	Pont suspendu	6.2	253.0	Surface	7.0	314.2
3A	Jetée et pont à haubans (150m)	5.59	31.0	Pont suspendu	6.2	253.0	Tunnel et surface	47.0	331.0
3A	Jetée et pont à haubans	5.60	34.2	Pont suspendu	6.2	253.0	Tunnel et surface	47.0	334.2
3A	Jetée	5.56	11.3	Pont suspendu	6.2	253.0	Tunnel et surface	47.0	311.3

\* Les coûts sont présentés en millions de dollars.

TABLEAU 8.16

COUTS INTEGRES D'UN LIEN A SIX VOIES ENTRE L'AUTOROUTE # 440 ET L'AUTOROUTE # 20, <sup>AVEC</sup> SANS LE COUT DES RACCORDS  
AJ RESEAU ROUTIER ACTUEL

AXE	CHENAL NORD			CHENAL SUD			ILE D'ORLEANS		COUT TOTAL \$*
	STRUCTURE	REF FIG	COUT \$*	STRUCTURE	REF FIG	COUT \$*	STRUCTURE	COUT \$*	
5	Jetée et pont en encorbellem.	5.61	35.1	Pont suspendu	6.2	252.0	Surface	8.0	295.1
5	Pont encorbellem. approches poutres d'acier	5.62	41.3	Pont suspendu	6.2	252.0	Surface	8.0	301.3
5	Pont encorbellem. approches poutres préf.	5.63	40.7	Pont suspendu	6.2	252.0	Surface	8.0	300.7
5	Jetée et pont à haubans (150 m)	5.64	33.8	Pont suspendu	6.2	252.0	Surface	8.0	293.8
5	Jetée et pont à haubans (250 m)	5.65	34.3	Pont suspendu	6.2	252.0	Surface	8.0	294.3

\* Les coûts sont présentés en millions de dollars.

EXPROPRIATION  
(INCLUS)

8.20

#### 8.4 LIEN A DEUX VOIES DANS LE CHENAL NORD POUVANT ETRE INTEGRE A UN AUTOROUTE EVENTUEL.

La présente section présente le coût d'une structure à deux voies franchissant le chenal nord et accédant sur le plateau de l'Ile d'Orléans, pour ensuite relier la route nord de l'Ile.

Cette structure est conçue avec des pentes limitées à 4% et des courbes presque inexistantes afin d'être intégrée éventuellement à une autoroute reliant l'autoroute #440 et l'autoroute #20.

Les coûts sont regroupés selon les quatre axes d'études, soit les axes 2, 2D, 3A et 5. (Voir les tableaux 8.17 et 8.18). On constatera que la structure la plus avantageuse au point de vue économique est la jetée complète dans l'axe 2D avec montée sur l'Ile d'Orléans en tunnel. Cependant, s'il s'avérait qu'on doive exclure la possibilité de construire une jetée dans le chenal nord pour des raisons d'impact sur l'environnement, on remarquera que ce sont surtout les axes 2 et 2D qui sont les plus avantageux économiquement. Par contre, les propositions dans l'axe 3A se révèlent plus coûteuses à cause des longueurs importantes de tunnel pour la montée à l'Ile d'Orléans.

TABLEAU 8.17

LIEN A DEUX VOIES POUVANT ETRE INTEGRE A UN AUTOROUTE EVENTUEL DE SIX VOIES AVEC LA RIVE SUD

CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	REF FIG	COUT \$*	ACCES A L'ILE D'ORLEANS	COUT \$*	COUT TOTAL \$*
2 NORD	Jetée et pont par encorbellem.	5.41	24.6	Surface	0.8	25.4
2 NORD	Pont encorbellem. approches poutres d'acier	5.44	30.5	Surface	0.8	31.3
2 NORD	Pont encorbellem. approches poutres préf.	5.45	32.3	Tunnel	2.5	34.8
2D NORD	Jetée complète	5.46	8.6	Tunnel	13.0	21.6
2D NORD	Jetée et pont par encorbell.	5.51	19.7	Tunnel	13.0	32.7
2D NORD	Pont par encorb. approches poutr. préfabriquées	5.54	28.3	Tunnel	13.0	41.3
2D NORD	Pont encorbell. approches poutres préfabriquées	5.55	28.1	Tunnel	13.0	41.1

\* Les coûts sont présentés en millions de dollars

TABLEAU 8.18

LIEN A DEUX VOIES POUVANT ETRE INTEGRE A UN AUTOROUTE EVENTUEL DE SIX VOIES AVEC LA RIVE SUD

CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	REF FIG	COÛT \$*	ACCES A L'ILE D'ORLEANS	COÛT \$*	COÛT TOTAL \$*
3A NORD	Jetée plus pont par encorbellem.	5.57	20.5	Tunnel	25.0	45.5
3A NORD	Pont encorbellem. approches pour. préfabriquées	5.58	30.0	Surface	3.0	33.0
3A NORD	Jetée complète	5.56	8.8	Tunnel	25.0	33.8
5 NORD	Jetée plus pont par encorbellem.	5.61	22.4	Surface	4.0	26.4
5 NORD	Pont par encorb. approches pour. préfabriquées	5.62	24.0	Surface	4.0	28.0
5 NORD	Pont par encorb. approches pour. préfabriquées	5.63	23.6	Surface	4.0	27.6

\* Les coûts sont présentés en millions de dollars

8.5 LIEN A DEUX VOIES DANS LE CHENAL NORD SANS CONSIDERATION D'UN  
LIEN EVENTUEL AVEC LA RIVE SUD.

Enfin, nous présentons dans la présente section, les coûts des solutions qui apparaissent les plus avantageuses dans l'éventualité où le pont actuel de l'Ile d'Orléans devrait être remplacé sans envisager un lien autoroutier futur avec la rive sud. On peut alors se permettre des critères beaucoup moins sévères pour la limitation des pentes et des courbes, et dans cette éventualité il semble que la solution la plus logique serait de construire le nouveau lien dans l'axe 3B, parallèlement au pont actuel, et de réutiliser la côte existante à l'Ile d'Orléans (voir figure 7.2). Les coûts d'accès à l'Ile seraient alors minimisés. Il en coûterait \$9. millions pour relier l'Ile avec une jetée complète, et \$20.7 millions pour la relier avec un pont de béton donnant une ouverture hydraulique de 750 m (Voir tableau 8.19).

D'autre part, si on décidait de favoriser un autre axe pour établir ce lien, nous croyons qu'il serait préférable d'accéder directement sur le plateau de l'Ile d'Orléans, afin d'éviter la construction d'une route au pied de la falaise. Cette route, en effet, hypothèquerait en partie l'accessibilité au fleuve par les habitants riverains actuels. Le coût de ces accès serait cependant plus élevé qu'un accès par la côte actuelle. Le lecteur se réfèrera à la section 8.4 où ces coûts ont déjà été établis pour chaque axe.



TABLEAU 8.19

LIEN A DEUX VOIES SANS CONSIDERATION D'UN LIEN EVENTUEL AVEC LA RIVE SUD

CHENAL NORD

AXE	STRUCTURE	REF FIG	COUT \$*	ACCES A L'ILE D'ORLEANS	COUT \$*	COUT TOTAL \$*
3B NORD	Jetée complète	5.56	8.8	Côte actuelle	0.2	9.0
3B NORD	Jetées plus pont par encorbelle.	5.57	20.5	Côte actuelle	0.2	20.7

8.25

\* Les coûts sont présentés en millions de dollars

## 8.6 CONCLUSION

Le présent chapitre présente un éventail complet des coûts de différentes solutions possibles pour la réalisation d'un lien dans la région de l'Ile d'Orléans.

Comme on peut le constater, les coûts varient de \$9. millions à \$440. millions selon qu'on réalise un lien unique avec l'Ile d'Orléans en jetée ou un lien autoroutier entre la rive nord et la rive sud du fleuve Saint-Laurent en tunnel déposé. Bien que des considérations économiques favoriseraient certaines propositions plutôt que d'autres, on ne saurait conclure pour l'instant en faveur d'une proposition particulière. Les coûts mentionnés dans le présent chapitre devront plutôt être intégrés comme paramètres dans un processus décisionnel, dans lequel seront inclus les conclusions d'études d'aménagement du territoire, d'environnement et d'hydraulique.

CHAPITRE IX

## CHAPITRE IX

### CONCLUSION

Le présent rapport se veut une analyse de faisabilité technique concernant une nouvelle liaison entre la rive nord et la rive sud du Saint-Laurent, via l'Ile d'Orléans.

D'autre part, le lecteur ne saura trouver dans le rapport des conclusions et des recommandations précises car le travail a été orienté de façon à produire un document de travail pouvant éclairer la prise de décisions relatives à un tel projet. Donc, l'analyse ainsi que la synthèse de l'étude sont colligées de façon à présenter aux décideurs une gamme d'alternatives plausibles avec les caractéristiques majeures inhérentes à chacune des propositions sélectionnées.

D'ailleurs, à la lecture du document, il est évident que, le but de l'étude, le nombre des possibilités d'aménagement, les instances décisionnelles impliquées, la conjoncture au moment où une décision doit être arrêtée ainsi que la volonté proprement dite de réaliser ces travaux, ne sont pas exclusivement du ressort des consultants. C'est pourquoi, l'étude répond tout d'abord aux objectifs fixés par le mandat et délimitée dans le devis technique.

D'autre part, l'apport de renseignements devant se retrouver dans les études comme l'environnement, le transport et la circulation, l'aménagement du territoire ainsi que la contribution reliée à l'utilisa-

tion des modèles hydrauliques, apporteront un éclairage supplémentaire et nécessaire au dossier. En effet, les considérations techniques proprement dites ne sauraient être complétées sans la contribution contextuelle fournie par ces études d'appoint. Donc, en plus du présent travail, la prise de décision devra être éclairée par la réalisation de ces études contextuelles à compléter éventuellement.

Le travail d'analyse a été réalisé de façon à ce qu'une prise de décision partielle ou progressive puisse être prise au sujet des aménagements. Donc, le lecteur retrouvera dans la présentation du document une progression de la proposition la plus élémentaire (i.e. un lien entre la rive nord et l'Ile d'Orléans, à deux voies) jusqu'à des propositions plus complexes impliquant la rive nord et la rive sud via l'Ile d'Orléans, à six voies. Il demeure que dans le choix d'un aménagement complet rive nord - rive sud, via l'Ile d'Orléans, toute réalisation, devant comporter un phasage de réalisation, exigera la prévision de corridors pouvant s'interconnecter aisément.

Enfin, le rapport se veut avant tout une étape intérimaire contribuant à éclairer davantage la complexité de ce projet de liaison rive nord - rive sud, via l'Ile d'Orléans.

Québec, Avril 1979

VANDRY, JOBIN & ASSOCIES  
Ingénieurs-conseils

BIBLIOGRAPHIE

## BIBLIOGRAPHIE

- 1 - A.A.S.H.O., Construction Manual for Highway Bridges and Incidental Structures, 1973.
- 2 - A.A.S.H.O., Computer Systems Index, 1976.
- 3 - A.B.B.D.L. & METRA CONSULTANTS LTEE, Etude du Port de Québec, 10 volumes, 1973.
- 4 - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY BRIDGES, Standard Specifications for Highway Bridges, 1973.
- 5 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Concrete Bridge Design, 1st International Symposium, Détroit, Michigan, 1969.
- 6 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Concrete Bridge Design, 2nd International Symposium, 2 vol., 1971
- 7 - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridge, 1963.
- 8 - AN., Orléans, une Ile à Vendre, Cahiers de Géo. du Québec, Vol. 20, no 49, avril 1976.
- 9 - ASSOCIATION FRANCAISE DES PONTS ET CHARPENTES, Problèmes Spéciaux d'Etude et d'Exécution des Ouvrages, 22-23 avril 1974.
- 10 - B.A.E.Q.M., Diffusion, Rapport d'étude et d'avant projet, mars 1970.
- 11 - BANKS, S.R., The Superstructure of the Island of the Orleans Suspension Bridge, Québec, Canada, Journal of the Institution of Civil Engineers, paper no 5036, Oct. 1936, pp. 357-470.
- 12 - BERGERON, CLAUDE, L'Avenir de la Colline Parlementaire, 1974.
- 13 - BICKEL, J.O., Trench Type Subaqueous Tunnel-Design and Construction, The Structural Engineer, Vol. 44, no 10, Oct. 1966, p. 339 - 50
- 14 - BRANCHAUD, A., Le Pont-Tunnel Louis Hippolyte Lafontaine sur le St-Laurent, Génie Civil, 1967, vol. 144 no 2, p. 137-41.
- 15 - BRACKEL, J., Some Considerations of Submerged Tunnelling, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 48, Apr. 1971. p. 559 620

- 16 - BUREAU DE L'INDUSTRIE ET DU COMMERCE DU QUEBEC METROPOLITAIN INC., Les Communications Routières entre les Rives du Saint-Laurent dans la Région Métropolitaine de Québec, 1963.
- 17 - BUREAU DE L'INDUSTRIE ET DU COMMERCE DU QUEBEC METROPOLITAIN INC., Programme d'Expansion Economique pour la Région de Québec, 1967.
- 18 - BONFORTE, GILBERT A., Rock Tunnel Costs for Highway Planning, presented at International Road Federation sixth world meeting, 1970.
- 19 - BUSINESS AND TRANSPORTATION AGENCY, STATE OF CALIFORNIA, Manual of Bridge Design, 1971.
- 20 - CANADIAN URBAN ECONOMICS LTD., Les Perspectives Economiques, Etude de Transport et Circulation du Québec Métropolitain, 1966.
- 21 - CARRIER, TROTTIER & AUBIN, Collection et Disposition des Eaux Usées du Comté de Lévis, 1975.
- 22 - CAYOUILLE, FOSTER & METIVIER, Le Marketing dans le secteur Public, Le Cas de l'Opération (Plan de Sauvegarde et de Mise en valeur), de l'Ile d'Orléans, Québec, 1976.
- 23 - CENTRE D'AFFAIRES ST-ROCH, Mémoire sur les Communications entre Québec-Lévis, Québec 1966.
- 24 - CENTREAU, Aménagement du Bras Nord du Saint-Laurent, Phase I: Etude du Milieu, Potentialités et Contraintes, Québec 1972.
- 25 - CENTREAU, Projet d'Aménagement du Chenal Nord de l'Ile d'Orléans: Etude d'Opportunité, Québec 1972.
- 26 - COMITE DE RENOVATION ET DE MISE EN VALEUR DU VIEUX-QUEBEC, Concept Général de Réaménagement du Vieux Québec, Québec 1970.
- 27 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Prévisions Démographiques 1976-2001-C.U.Q., Québec 1974.
- 28 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Schéma d'Aménagement de la Communauté Urbaine de Québec - Le Concept, Québec 1975.
- 29 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Schéma d'Aménagement de la Communauté Urbaine de Québec - Résumé du Concept, Québec 1975.
- 30 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Schéma d'Aménagement de la Communauté Urbaine de Québec, l'Environnement Urbain et Rural, Québec 1975.



- 31 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Schéma d'Aménagement de la Communauté Urbaine de Québec, Les Espaces Industriels, Québec 1975.
- 32 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Schéma d'Aménagement de la Communauté Urbaine de Québec, Les Espaces Verts Récréatifs, Québec 1975.
- 33 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Schéma d'Aménagement de la Communauté Urbaine de Québec, Première Phase: Etudes Sectorielles, Transports, Québec 1972.
- 34 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Schéma d'Aménagement de la Communauté Urbaine de Québec, Habitation, Québec 1975.
- 35 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Schéma d'Aménagement de la Communauté Urbaine de Québec, Résumé des Annexes Techniques, Québec 1975.
- 36 - COMMISSION D'AMENAGEMENT DE LA C.U.Q., Les Transports au Centre-Ville de Québec, Québec 1976.
- 37 - C.T.C.U.Q., Enquête Origine-Destination, Région Nord-Ouest, Québec 1973.
- 38 - C.T.C.U.Q., Enquête Cordon, Québec 1973.
- 39 - C.T.C.U.Q., Rapport sur la Voie Réservée aux Autobus, Québec 1975.
- 40 - COOK, J.P., Composite Construction Methods, McGraw-Hill 1977.
- 41 - CULVERWELL, D.R., Immersed-Tubes and the Tees, Tunnels and Tunneling, Vo. 8 no 1, Jan.1976, p. 27-33.
- 42 - CULVERWELL, D.R., Immersed-Tubes Tunnels, Tunnels and Tunneling, Vo. 8 no. 3, March and April 1976, p. 91-95-97-98.
- 43 - DANCOSE, M. & ALL, Projet d'Expansion du Port de Québec, Aménagement des Battures de Beauport, 1967.
- 44 - DOMINION BRIDGE CO. LTEE, Communications entre les Cités de Québec et de Lévis.
- 45 - ENERGIE, MINES & RESSOURCES, Yearly Extremes Tide Levels, Ottawa 1970.
- 46 - ENVIRONNEMENT CANADA, Données à l'Aéroport de Québec.
- 47 - ENVIRONNEMENT CANADA, SCIENCES MARINES, Hydrodynamical Studies on St-Lawrence River, 1971.

- 48 - ENVIRONNEMENT CANADA, Monthly and Yearly Mean Water Levels, Vol 2: Tidal, 1975.
- 49 - ENVIRONNEMENT CANADA, Renseignements Climatologiques de Base, 1976.
- 50 - ENVIRONNEMENT CANADA, PECHES ET MER, Traitement Statistique des Niveaux de Marée (1946-1976), 1977.
- 51 - ENVIRONNEMENT CANADA, PECHES ET MER, Table des Marées et Courants du Canada, Vol 3: Fleuve St-Laurent et Rivière Saguenay, 1976-1977-1978.
- 52 - ENVIRONNEMENT CANADA, PECHES ET MER, Water Levels 1974, Vol 2, Tidal, Part 1, 1974.
- 53 - F.E.N.C.O., Rapport Traversées du Fleuve à Québec, 1962.
- 54 - FISET, ED., Rapport sur l'Aménagement de la Cité Parlementaire et du Secteur Limitrophe, 1963.
- 55 - FRENETTE, M. & ALL., Le Saint-Laurent: Son Environnement, ses Usages, l'Ingénieur, mars-avril 1976, mai-juin, 1976, juillet-août 1976.
- 56 - GALABRU, P., Les Fondations et les Souterrains, Editions Eyrolles, Paris 1969.
- 57 - GAUTRIN, H.F., Pour Relier Québec à Lévis, un Tunnel sous le Fleuve, l'Ingénieur, nov. 1967.
- 58 - GOUVERNEMENT DU CANADA, Loi sur la Protection des Eaux Navigables, Ottawa,
- 59 - GOUVERNEMENT DU QUEBEC, MIN. DES TRANSPORTS, Contrôle de la Qualité des Ponts et Charpentes Métalliques, 1974.
- 60 - GOUVERNEMENT DU QUEBEC, MIN. DES TRANSPORTS, SERV. DES SOLS ET MATERIAUX, Lien Rive-Nord/Rive-Sud via Tunnel, 1975.
- 61 - GOUVERNEMENT DU QUEBEC, MIN. VOIRIE ET TRANSPORTS, SERV. TECHNIQUE DE LA CIRCULATION, Région de Québec, Lien Rive-Nord, Rive-Sud, 1973.
- 62 - GUYON, Y., Limit-State Design of Prestressed Concrete, vol. 1 et 2, Halsted-Wiley, 1972-1974.
- 63 - HALL, P. BRONDUM-NEILSEN T., KIVISILD H.R., Deas Island Tunnel, ASCE, Journal of the Structural, Division, paper 1436.
- 64 - HALL P., COUTURE A., EARLE G., Prestressed Concrete in Sub-Aqueous Tunnel Construction, Prestressed Concrete Institute Journal, Vol. 10 no. 4, Aug. 1965, p.44-53.

- 65 - HAUT COMMISSARIAT A LA JEUNESSE, AU LOISIR ET AUX SPORTS, Installation Sportives des Municipalités, Région de l'Ile d'Orléans, 1976.
- 66 - HAVNO, K., John F. Kennedy Tunnel under the Shelde in Antwerp, Tunnels and Tunnelling, July 1969, p. 68-73.
- 67 - HAVNO, K. Tunnels Immergés, Travaux no 420, mars 1970, p. 175-83.
- 68 - HOLZ, E. ASS., Rapport d'Etude Séismique Fleuve St-Laurent, pour le Ministère des Transports du Québec, 1974.
- 69 - HUBERT, F., Le Développement et l'Aménagement Industriels du Territoire dans la Région de Québec, Université Laval, 1975.
- 70 - HUBERT, F., Espaces et Industries dans la région de Québec; Tendances Récentes et Perspectives, Cahiers de Géographie du Québec, Vol. 20, no 49, avril 1976.
- 71 - HYDRO-QUEBEC, Météorologie industrielle de la Baie James.
- 72 - INNES, K.W., Design and construction of Hong-Kong Cross Harbour Tunnel, Tunnels and Tunnelling, July and August 1971.
- 73 - INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERING, Steel Box Girders Bridges, William Glows and Sons, London, 1973.
- 74 - JANIN ET CIE LTEE, Tunnel Québec-Lévis, 1962.
- 75 - KHACHUTURIAN AND CURFINKEL, Prestressed Concrete, McGraw-Hill, 1969.
- 76 - KNOWLES, P.R., Composite Steel and Concrete Construction, Halsted-Wiley 1973.
- 77 - KOWENDANT, August F., Contemporary Concrete Structure, 1972.
- 78 - LACROIX-MOQUIN, C., Synthèse du Lien Direct Lévis-Québec, Centre à Centre, Québec 1972.
- 79 - LEE, D.H., Deep Foundation and Sheet Piling, Concrete Publ. Limited, London, 1961.
- 80 - LENNUT CANADA LTEE, Une Solution pour les Communications entre Québec-Rive Sud, 1966.

- 81 - LEVEES GEODESIQUES DU CANADA, B.M. Géodésiques,
- 82 - MAJOR ET MARTIN INC., Développements de Complexes Industriels Reliés au Port de Québec, pour la Société Interport, 1977
- 83 - MARINE SCIENCES BRANCH ENVIRONNEMENT CANADA, Tide and Water Level Bench Marks, Vol. 3, St-Lawrence and Saguenay Rivers, Ottawa 1968.
- 84 - MINISTERE DE L'ENERGIE, MINES, ET, RESSOURCES, Atlas du Canada: Table des Matières, 1975.
- 85 - MINISTERE DE L'ENVIRONNEMENT CANADA, Température et Précipitation, Québec 1941-1970, 1971.
- 86 - MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT, SERVICE DES TUNNELS, FRANCE, Dossier Pilote des Tunnels, Paris 1970.
- 87 - MINISTERE DE L'INDUSTRIE ET DU COMMERCE, Etude de Localisation de l'Aluminerie, Québec 1976.
- 88 - MINISTERE DES RICHESSES NATURELLES, Les Vents dans la Région de Québec, 1970.
- 89 - MINISTERE DES RICHESSES NATURELLES, Climat du Québec Méridional, Québec 1974.
- 90 - MINISTERE DES TERRES ET FORETS DU QUEBEC, Répertoire des Cartes Géographiques et des Photographies Aériennes, 1975.
- 91 - MINISTERE DU TOURISME, CHASSE ET PECHE, Golf Québec, 1976.
- 92 - MINISTERE DU TOURISME, CHASSE ET PECHE, Camping Québec-1976, 1976.
- 93 - MINISTERE DU TOURISME, CHASSE ET PECHE, Hôtels du Québec, 1976.
- 94 - MINISTERE DU TOURISME, CHASSE ET PECHE, Inventaire de l'Equipement Touristique, Région de Québec, 1976.
- 95 - MINISTERE DU TOURISME, CHASSE ET PECHE, Pourvoyeurs en Chasse et Pêche, 1976, 1976.
- 96 - MINISTERE DES TRANSPORTS DU QUEBEC, Compteurs Routiers 1976, Région 03, 1976.
- 97 - MINISTERE DES TRANSPORTS DU QUEBEC, Transport en Commun Québec-Lévis, Etude de Pré-Factibilité, 1974.

- 98 - MINISTERE DES TRANSPORTS DU QUEBEC, SERVICE DE LA CIRCULATION, Le Bruit de la Circulation Routière, Montréal, 1976.
- 99 - MINISTERE DES TRANSPORTS DU QUEBEC, SERVICE DE LA CIRCULATION, Enquête Origine-Destination du Québec Métropolitain, Tomes 1, 2 et 3, 1971.
- 100 - MINISTERE DES TRANSPORTS DU QUEBEC, SERVICE DE LA CIRCULATION, Normes de Classification des Routes du Québec, 1976.
- 101 - MINISTERE DES TRANSPORTS DU QUEBEC, SERVICE DES PONTS, Etude des Marées, 1974.
- 102 - O'CONNOR, C., Design of Bridge Superstructures, Wiley-Interscience 1971.
- 103 - OFFICE DE PLANIFICATION ET DE DEVELOPPEMENT DU QUEBEC, Dossier Aluminium: Les Sites Potentiels et leurs Implications au Niveau d'Aménagement du Territoire, 1976.
- 104 - OFFICE DE PLANIFICATION ET DE DEVELOPPEMENT DU QUEBEC, Légende des Cartes de l'inventaire des Terres du Canada.
- 105 - OUELLET, Y., Hydraulique Maritime, Notes de cours, Université Laval 1975.
- 106 - PERELLON, A., Ponts sur Pieux Métalliques, Secrétariat aux Affaires Etrangères, République Française, 1970.
- 107 - PIETTE, AUDY, LEPINAY, BERTRAND ET LEMIEUX, Diffusion dans le Fleuve St-Laurent des Eaux Usées du Québec Métropolitain, pour le B.A.E.Q.M., Québec 1970.
- 108 - PIETTE, AUDY, BERTRAND, LEMIEUX, FUGERE ET LEBLOND, Forages Diffuseur Québec, B.A.E.Q.M., 1972.
- 109 - PODOLNY AND SCALZI, Construction and Design of Cable-Stayed Bridges, Wiley-Interscience 1976.
- 110 - PRESTON AND SOLLENBURG, Modern Prestressed Structure, McGraw-Hill 1967.
- 111 - PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE, Prestressed Concrete for Long-Span Bridges, 1967.
- 112 - QUINN, ALONZO DE F., Design and Construction of Ports and Marine Structures, McGraw-Hill, 1972.

- 113 - RAU, P., Etude des Liens Proposés entre les Rives Nord et Sud; Impact Environnemental, Document de Travail, Université Laval, 1974.
- 114 - REDMA ET PLURAM, Etude de Cadrage des Espaces Industriels - Rive Sud de Québec, 3 vol. pour le M.I.C., 1976.
- 115 - ROUSSEAU JEAN, Plan de Circulation et de Transports du Québec Métropolitain: Rapport sur l'Utilisation du Sol, 1968.
- 116 - SABOURIN, R., Géologie d'une Partie de la Seigneurie de Beaupré, Ministère des Richesses Naturelles, 1973.
- 117 - SENI, A., Cours de Ponts, Ecole Polytechnique, notes de cours, 1975.
- 118 - SERVICE DES PONTS, MINISTERE DES TRANSPORTS, Pont de l'Ile d'Orléans, Québec, juillet 1947.
- 119 - SERVICE DES SOLS ET MATERIAUX, MINISTERE DES TRANSPORTS, Forage du Boulevard des Grèves, 1972.
- 120 - SERVICE HYDROGRAPHIQUE DU CANADA, Signes Conventionnels et Abréviations Utilisées sur les Cartes Marines Canadiennes, Ottawa, 1976.
- 121 - SERVICE HYDROGRAPHIQUE DU CANADA, Tidal Current Charts, St-Lawrence Estuary, 1939.
- 122 - SERVICES DE PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT, Plan Directeur d'Aqueduc, Région Métropolitaine de Québec, 3 vol., Québec 1974.
- 123 - SERVICE D'URBANISME VILLE DE QUEBEC, Concept Général de Réaménagement de l'Aire no 10, 1972.
- 124 - SERVICE D'URBANISME VILLE DE QUEBEC, Kabir Kouba: Etude sur l'aménagement de la Rivière St-Charles et ses Environs, 1974.
- 125 - SERVICE D'URBANISME VILLE DE QUEBEC, Programme détaillé de Rénovation Aire no 10, Zone 1, 1971.
- 126 - SOCIETE D'HABITATION DU QUEBEC ET VILLE DE QUEBEC, Le concept Général de Réaménagement de la Colline Parlementaire 1967-1987, Québec 1967.
- 127 - STATISTIQUES CANADA, Recensements 1901-1971.
- 128 - STELCO CO., Bridging with Steel, Stelco Co, Bulletin technique no 19, July 1977.
- 129 - ST-JULIEN P., OSBORNE F., Géologie de la Région de la Ville de Québec, Ministère des Richesses Naturelles, 1973.

- 130 - SVERDRUP, L.J., Chesapeake Bay Bridge - Tunnel Project, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 46, May 1970, p. 1-19.
- 131 - SZECHY, Traité de Construction des Tunnels, Dunod, 1971.
- 132 - TERRATECH LTEE, Rapport d'Etude de Sols pour les Pylones de l'Hydro-Québec, Ile d'Orléans, Bras Nord et Bras Sud, 1971.
- 133 - TORONTO ROADS AND TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA, Guide to Bridge Hydraulics, University of Toronto Press, 1973.
- 134 - TROITSKY, M.S., Cable-Stayed Bridges Theory and Design, Crosby, Lockwood Staples, London, 1977.
- 135 - TROITSKY, M.S. Orthotropic Bridges Theory and Design, the James F. Lincoln, Arc Welding Foundation, Cleveland, Ohio, 1967.
- 136 - UNITED STATES STEEL CO., Highway Structures Design Handbook, Vol 1 et 2, 1965.
- 137 - URBANEX, Ile d'Orléans - Plan de Sauvegarde et de Mise en Valeur - Phase I - Esquisse d'aménagement du secteur Haut Estuarien, pour l'O.P.D.Q. et le M.A.C., 1975.
- 138 - URBANEX, Ile d'Orléans - Plan de Sauvegarde et de Mise en Valeur - Phase II - Etude du milieu Physique, 5 volumes, pour L'O.P.D.Q. et le M.A.C., 1976.
- 139 - URBATIQUE INC., Projet Colline Parlementaire, pour la Commission d'Aménagement de la C.U.Q. , 1974.
- 140 - U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING - RESEARCH CENTER, Breakwaters with Vertical and Sloping Faces, 1966.
- 141 - U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING - RESEARCH CENTER, Shore Protection Planning and Design, 1966.
- 142 - VANDRY, CHARLAND ET JOBIN, Etude des Mouvements des Véhicules dans les Zones de la Cité Parlementaire et de l'Aire de Réaménagement Limitrophe, 1963.
- 143 - VANDRY, JOBIN ET ASS., Etude sur la Faisabilité d'un Lien entre la Rive Nord et la Rive Sud du Fleuve St-Laurent, via l'Ile d'Orléans - Rapport d'Etape, Québec 1977.
- 144 - VANDRY, JOBIN, DE LEUW, CATHER ET ASS. , Plan de Circulation et de Transport, Région Métropolitaine de Québec, 2 volumes, 1968.
- 145 - WHITE AND PRENTIS, Cofferdams, Columbia University Press, 1940.
- 146 - WILLIAMS G.M.J. INNES K.W., Structural aspects of Submerged Tube Tunnel Construction, Struct. Eng., Vol. 50 no. 2, Feb. 1972, p. 81-93.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS



QTR A 093 843