

MINISTERE DE LA VOIRIE, QUEBEC

PONT DE QUEBEC

AMENAGEMENT DE LA CIRCULATION

DE LEUW, CATHER & ASSOC.

INGENIEURS CONSEILS

MONTREAL

CANQ
VO
261

475975

REÇU
CENTRE DE DOCUMENTATION
MAR 04 1985
~~MAR 04 1985~~
TRANSPORTS QUÉBEC

MINISTÈRE DE LA VOIRIE, QUÉBEC

Ministère des Transports
Centre de documentation
700, boul. René-Lévesque Est,
21^e étage
Québec (Québec) G1R 5H1

PONT DE QUÉBEC

AMÉNAGEMENT DE LA CIRCULATION

AVRIL 1967

DE LEUW, CATHER & ASSOC
INGÉNIEURS CONSEILS
MONTREAL

CANQ
VO
261

Le 21 avril 1967

Monsieur Fernand J. Lafontaine
Ministre
Ministère de la Voirie
Edifice du Parlement
Québec, P. Qué.

Monsieur le Ministre,

Il nous fait plaisir de vous présenter notre rapport sur le pont de Québec.

Nous avons étudié la capacité de toutes les parties constituantes du réseau actuel et nous avons comparé les avantages dérivant de la conversion de la chaussée existante de 2 à 3 voies. Nous avons aussi analysé la praticabilité d'utiliser l'emprise de la voie ferrée comme voie supplémentaire.

Nous recommandons de maintenir la chaussée actuelle à 2 voies mais il sera nécessaire d'améliorer les accès. Un réseau à 3 voies n'atténuerait pas suffisamment la congestion et, du point de vue sécurité, il est impensable d'emprunter l'emprise de la voie ferrée comme voie supplémentaire.

Cette étude a été effectuée en collaboration avec monsieur Jack Leisch, ingénieur-en-chef, De Leuw, Cather, Canada et expert éminent dans les projets routiers. Monsieur Leisch a été fort impressionné des rapports et études mis à notre disposition et produits par votre service. Ces travaux ont été d'une valeur inestimable dans l'achèvement de cette étude, unique et fascinante, et ont grandement contribué à sa réalisation.

Nous vous remercions de l'occasion qui nous a été donnée de vous servir et veuillez agréer, Monsieur le Ministre, l'assurance de nos sentiments les plus distingués.

J. M. Main.

J.M. Main, ing.
Associé
JMM: gp

TABLE DES MATIERES

	<u>Page</u>
LETTRE ACCOMPAGNATRICE	
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	1
ANALYSE DU RESEAU ACTUEL	7
AMELIORATIONS AU RESEAU ACTUEL	15
ANALYSE DES RESEAUX AMELIORES DE 2 ET DE 3 VOIES	18
ADDENDA	28

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

1. Nous recommandons que le Pont de Québec demeure une chaussée à 2 voies.

Les raisons de cette conclusion sont les suivantes :

- a) Bien qu'une amélioration sensible de la circulation se ferait sentir dans la direction du débit plus élevé si l'on instituait une chaussée à 3 voies, les avantages en seraient annihilés par la situation empirée dans la direction opposée. La capacité de la chaussée actuelle à 2 voies semble être de 1475 vph dans chaque direction. L'adoption d'une chaussée à 3 voies réduirait la capacité dans la direction de la voie simple à un nombre qui se situerait entre 1015 et 1130 vph, et augmenterait la capacité dans la direction des 2 voies à 2700 vph approximativement. Il y a, par conséquent, une différence marquée de capacité entre les deux directions quand on met en fonctionnement le réseau de 3 voies. Néanmoins, les volumes des heures de pointe ont présentement tendance à se partager plus uniformément dans chaque sens. En 1965, pendant une période de 722 heures, ou 8% du total, les volumes bidirectionnels étaient supérieurs ou égaux à 2000 vph et la répartition était de 58-42. En 1966, le nombre d'heures s'était accru à 1059, ou 12% du total, et la répartition était devenue moins disproportionnée, c.-à-d. 55-45. Cette tendance indique non seulement que la circulation dans la direction prioritaire se trouve limitée par sa capacité mais aussi que la direction de débit moindre a presque atteint la capacité du réseau

existant. En utilisant le réseau de 3 voies, il y aura au cours des périodes de pointe, un fort surplus de capacité dans la direction des 2 voies et une déficience marquée dans la direction de la voie simple.

- b) En utilisant la chaussée à 2 voies, l'on estime qu'au cours de la période 1967-1970 (avril à octobre inclusivement) il y aurait un total d'approximativement 385,000 véhicules-heures au-delà de la capacité. En adoptant une chaussée à 3 voies pour la même période, il y aurait un total d'approximativement 325,000 véhicules-heures au-delà de la capacité basé sur une capacité de 1130 vph pour la voie simple, ou d'approximativement 613,000 véhicules-heures basé sur une capacité de 1015 vph pour cette même voie. Le nombre de véhicules-heures au-delà de la capacité est un indice de délai. Dans ce cas, les valeurs démontrées pour les deux réseaux indiquent l'ampleur du délai apte de se produire. Si la capacité dans la direction moindre pour le réseau à 3 voies devait atteindre 1130 vph, la différence de délai dans les deux cas s'avère sans importance. Toutefois, si la capacité diminuait à 1015 vph, ce qui est plus que probable (basé sur l'expérience de conditions sous pression similaires, sur les ponts et dans les tunnels en Amérique du Nord), l'indice montre un délai plus élevé pour une chaussée à 3 voies que sur celui à 2 voies. En plus, un autre aspect de délai a rapport à la durée du temps au cours de laquelle l'encombrement persistera. Sur une chaussée à 3 voies, pratiquement tous les délais se produiraient dans la direction de la voie simple, et l'heure de pointe serait étendue sur une période plus

longue que sur une chaussée à 2 voies.

D'après les résultats obtenus, il est difficile de justifier les dépenses additionnelles de \$105,000 pour la transformation de la chaussée de 2 à 3 voies.

- c) Il est possible qu'au cours de la construction de l'échangeur nord du nouveau pont, il se produise quelque perturbation du débit de la circulation empruntant le pont existant. Par conséquent, il semblerait peu justifié d'encourir des frais additionnels pour améliorer une partie du réseau alors que de l'encombrement serait créé sur une partie avoisinante.
 - d) Les avantages à retirer d'une dépense pour convertir la chaussée à 3 voies seraient certainement compromis s'il se produisait encore un encombrement pour un segment important de la circulation. Surtout, si cet encombrement allait en empirant à chaque année, en fonction de l'augmentation continue de la circulation automobile.
2. Nous recommandons d'améliorer les accès au pont afin de l'alimenter de façon plus efficace. Les améliorations suggérées sont détaillées ci-dessous.
- a) Interdire pendant les périodes de pointe, l'utilisation de la rampe provenant du secteur industriel. Ceci peut être réalisé par l'installation d'une barrière à l'arrivée de la rampe. Cette barrière serait fermée de 4 h.30 p.m. à 6 h.30 p.m. sur semaine, et serait à commande manuelle. Il pourra s'avérer nécessaire de placer une clôture parallèlement à la rampe, pour

empêcher la circulation de contourner la barrière. Le coût d'installation de la barrière et des panneaux de signalisation serait nominal ; il est estimé à \$500.

En effet, la fusion de la circulation venant de la rampe du secteur industriel avec celle de la Route 9 semble être le chaînon faible en direction sud. Au cours de la période de pointe du soir, la manoeuvre de fusion est présentement sous la commande d'un agent de la circulation qui arrête alternativement le débit de circulation sur la Route 9, et sur la rampe. Ces interruptions de la circulation sur la Route 9, font que le taux des arrivées excède le taux de départs, créant une file d'attente. Cette situation, à son tour, affecte le mouvement des circulations sur la Route 9 et sur la rampe provenant du Chemin Saint-Louis, ce qui se traduit parfois par une file d'attente qui se prolonge jusqu'au rond-point et souvent bien au-delà, surtout sur l'approche venant du boulevard Laurier.

Donc, l'interdiction d'accès à la rampe venant du secteur industriel, au cours des périodes de pointe assurerait, à notre avis, un débit plus ordonné et plus facile vers le pont.

- b) Installer des feux de signalisation à la jonction de la Route 9 et de la rampe ouest provenant du Chemin Saint-Louis. Transformer cette rampe en 2 voies, à sens unique, jusqu'à la Route 9. La circulation provenant de la Route 9 et se dirigeant au Chemin Saint-Louis peut emprunter l'avenue Lucerne qui

deviendrait à sens unique à partir de la Route 9.

Cet aménagement de la rampe provenant du Chemin Saint-Louis est nécessaire pour desservir la circulation additionnelle venant du secteur industriel et pour prévoir l'accroissement futur de la circulation en provenance du Chemin Saint-Louis. En attirant le trafic vers le Chemin Saint-Louis, on allégerait ainsi la circulation au rond-point au moment de la construction du nouvel échangeur. Le coût de cette amélioration serait minime ; il est estimé à \$3,000.

Une option consistant à élargir la rampe à 3 voies serait plus dispendieuse ; le coût en serait approximativement \$10,000. La circulation allant de la Route 9 au Chemin Saint-Louis pourrait alors continuer à utiliser l'itinéraire actuel.

Les feux de signalisation permettraient une fusion plus efficace de la circulation en direction du pont et ainsi les services d'un agent de la circulation pourraient être utilisés ailleurs.

3. Bien que nous ne possédions pas les données suffisantes à l'appui d'une analyse complète de l'échangeur de la rive sud, il y a cependant raison de croire que le réseau ne produit pas une capacité aussi élevée sur le pont en direction nord qu'en direction sud. (profil des approches)

La circulation en provenance du pont et se dirigeant vers l'ouest sur la Route 9

doit croiser avec la circulation en provenance de l'ouest sur la Route 9, et se dirigeant sur le pont. Bien que cet entrecroisement s'effectue sur une assez longue distance, il est cause d'un ralentissement de la circulation et pourrait, à la rigueur, congestionner tout l'échangeur sud par une accumulation toujours possible de véhicules ralentis dans leur déplacement en direction nord sur le pont. Un autre facteur limitant la capacité pourrait être la section de fusion des circulations en direction nord jointe à la pente abrupte aux abords de la structure.

Il s'avérerait alors nécessaire d'analyser plus amplement l'échangeur de la rive sud, au cours du printemps et de l'été, pour la période des heures de pointe en direction nord. Si l'entrecroisement entre les voies est et ouest de la Route 9 s'avère un problème majeur, il y aurait lieu d'appliquer une des améliorations proposées au Graphique IV afin d'éliminer cet entrecroisement. Une telle solution pourrait aussi améliorer le débit vers le pont si l'effet conjoint de la courte fusion et de la pente abrupte s'avère également un facteur limitatif.

ANALYSE DU RESEAU ACTUEL

Réseau actuel

Pour procéder à une analyse juste du rendement du pont, il importe de faire une étude qui englobe plus que la structure. Aussi, en examinant les accès de chaque côté du pont, l'on s'est rendu compte que le tronçon compris entre le rond-point, au nord, et le pont enjambant la rivière Chaudière, au sud, une longueur d'environ 2 milles, devrait être analysé afin d'en arriver à des conclusions logiques. Le pont seul représente approximativement 3200' de cette longueur. Le Graphique I à la fin de ce chapitre, démontre le réseau en plan et en profil.

Les pentes, sur la section à l'étude, sont les suivantes : sur la rive nord, à partir du rond-point, il y a une pente descendante de 4% sur une longueur d'approximativement 3500' suivie d'une pente ascendante de 1% vers le pont, sur une longueur de 1000'. Sur la rive sud, la pente à partir du pont est d'environ 1%, comportant une courte section de route de 400' sur laquelle la pente est de 3%. En direction nord, sur la rive sud, la pente est de quelque 4% pour un court tronçon.

Volumes actuels

Les volumes horaires, pour la totalité des années 1965 et 1966, furent fournis par le système de décompte permanent du Ministère de la Voirie.

Des volumes bidirectionnels de 2000 vph et plus furent enregistrés 722 fois en 1965 et 1059 fois en 1966.

Les volumes les plus élevés enregistrés dans une seule direction, furent de 1610 vph en direction sud, le 9 juillet 1965, entre 16 h. et 17 h. et de 1607 vph en direction sud, le 10 août 1966, entre 17 h. et 18 h. Les débits opposés furent de 1001 et 1065 vph respectivement.

Les tableaux ci-dessous indiquent la fréquence à laquelle se produisent des volumes bidirectionnels supérieurs à 1800 vph, de même que les volumes, en direction sud et nord, supérieurs à 1350 vph.

TABLEAU I - VOLUMES BIDIRECTIONNELS

Nombre d'heures par gamme de volumes

Année	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800
	à	à	à	à	à	à	à	à	à	à	à
	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2808
1965	303	251	171	152	104	108	93	61	30	2	1
1966	314	307	268	220	169	134	105	90	50	21	2

TABLEAU II - VOLUMES EN DIRECTION SUD

Nombre d'heures par gamme de volumes

Année	1350	1375	1400	1425	1450	1475	1500	1525	1550	1575	1600
	à	à	à	à	à	à	à	à	à	à	à
	1375	1400	1425	1450	1475	1500	1525	1550	1575	1600	1625
1965	36	36	33	29	26	18	11	8	8	3	1
1966	42	50	46	42	21	17	8	5	4	1	1

TABLEAU III - VOLUMES EN DIRECTION NORD

Nombre d'heures par gamme de volumes

Année	1350	1375	1400	1425	1450	1475	1500	1525	1550	1575	1600
	à 1375	à 1400	à 1425	à 1450	à 1475	à 1500	à 1525	à 1550	à 1575	à 1600	à 1625
1965	23	23	15	10	1	0	0	0	1	0	0
1966	28	14	17	20	12	5	3	0	0	0	0

Volumes créés par les camions

Les décomptes de circulation fournis par le Ministère de la Voirie pour 1962, 1964 et 1966 indiquent qu'au cours des périodes de pointe, sur semaine, les camions représentent environ 10% de la circulation véhiculaire. La définition d'un camion est la suivante : un véhicule muni de 6 pneus ou plus. Le calcul du pourcentage des camions est détaillé à l'Appendice A.

Distribution directionnelle de la circulation

Pour les années 1965 et 1966, tous les volumes bidirectionnels supérieurs à 2000 vph furent analysés en fonction de leur distribution directionnelle, et les résultats en sont indiqués au Graphiques II (a) et II (b) à la fin de ce chapitre.

Les graphiques démontrent qu'au fur et à mesure que s'accroît le volume de la circulation, la répartition directionnelle atteint presque 50-50. De même, toutes les gammes de volumes en 1966 démontrent une répartition plus uniforme que celles qui y sont comparables en 1965, ce qui est un indice, par conséquent, que les

volumes dans chaque direction ont tendance à s'équilibrer avec le temps. En 1965, la répartition directionnelle moyenne pour tous les volumes supérieurs à 2000 vph était de 57.6 et en 1966, elle était de 55.1

Analyse de capacité

Le réseau, à partir du rond-point jusqu'au pont enjambant la rivière Chaudière, fut décomposé en ses parties constituantes, et la capacité de chaque partie fut calculée à la fois pour les directions sud et nord. Cette analyse est résumée au Graphique III, à la fin de ce chapitre, et les calculs détaillés sont démontrés à l'Appendice 'B'.

Il est évident, à partir de l'analyse des décomptes de circulation des années 1965 et 1966, que le réseau routier à l'étude ne tombe pas sous une classification standard. Par exemple, une route moyenne de 2 voies de 24' de roulement et de 3' de dégagement de chaque côté, devrait normalement produire une capacité de 1800 automobiles l'heure, dans les deux sens, sous des conditions de débit ininterrompu. En 1965, il y eut 1276 heures, et en 1966, il y eut 1680 heures au cours desquelles 1800 vph ou plus traversèrent le pont. Au fait, des volumes bidirectionnels de 2800 vph se produisirent.

En direction sud, la section critique semble résider juste avant le pont, à la jonction de la rampe émanant du secteur industriel et la Route 9. Aux périodes de pointe, la circulation à ce point est sous la direction d'un agent, et le débit venant de chaque direction est interrompu à tour de rôle. Cette interruption de la cir-

circulation sur la Route 9, est suffisante pour créer un taux d'arrivée supérieur au taux de départ, ce qui résulte en une file d'attente. Le taux maximal de départs de véhicules d'un point stationnaire est de 1500 vph. A cause de la perte de temps subit en passant d'un débit à l'autre, la capacité de cette section est possiblement inférieure à 1500 vph. L'analyse du Tableau II - Volumes en Direction Sud, semble justifier cet avancé. L'incidence de volumes élevés en 1966 semble être supérieure à celle de 1965, jusqu'à ce que la gamme de volumes 1450 - 1475 soit atteinte. A cette gamme de volumes et pour toutes les gammes supérieures, il y a moins d'heures d'incidence en 1966 qu'en 1965. Ceci est un indicatif du début de l'instabilité du débit causé par une perturbation accrue et un début d'encombrement, en raison de l'accroissement de la circulation. Il y a donc une tendance moins grande pour que ce volume (1450 - 1475) soit excédé. Il apparaîtrait donc que 1475 vph soit la capacité du pont, en direction sud, sous les conditions actuelles.

Au Manuel de capacité des voies routières (Highway Capacity Manual) la capacité est définie ainsi : "le nombre maximum de véhicules qui, en toute probabilité, traversera une section donnée d'une voie ou d'une route dans une direction (ou dans les deux directions quand une route de 2 ou de 3 voies est en cause) au cours d'une période donnée en tenant compte des conditions routières ou de circulation existantes". En 1965 et 1966, des volumes de 1475 vph ou supérieurs à ce nombre se produisirent 49 et 36 fois respectivement. Par conséquent, le nombre de 1475 vph est accepté comme la capacité selon une définition basée sur une "probabilité

raisonnable".

Au sud du Chemin Saint-Louis, la circulation en direction sud, répartie sur 2 voies, sur la Route 9, converge vers une seule voie. La capacité d'une voie à circulation ininterrompue recevant une circulation entrante est de 2000 vph (terrain à niveau et pas plus de 5% de camions). Mais ce volume est rarement atteint, sauf sous des conditions idéales.

La fusion sur la Route 9 est différente de celle qui se produit sur une autoroute où durant et après la fusion, il y a 2 voies ou plus de disponibles. En l'occurrence, 2 voies se fusionnent en une seule sans avoir l'option d'une voie contigue. Notre expérience nous incite à croire que pour ce qui est de la situation à l'étude, il est improbable que la fusion pourrait absorber plus de 1800 vph. Ceci, à son tour, veut dire que le volume de base pour le calcul de la capacité du pont n'excéderait pas 1800 vph. En utilisant ce critère et en prenant en considération les conditions existantes (camions, largeurs des voies, restrictions latérales) la capacité du pont est de 1475 vph dans chaque direction. Ceci est la valeur déterminée antérieurement comme étant la capacité du réseau actuel dans la direction sud, à partir des volumes observés. On doit souligner, toutefois, qu'il n'y a pas de garantie que les volumes mesurés sur le pont représentent effectivement la capacité. La section de fusion, à la rampe venant du centre industriel, semble aussi limiter la capacité à 1475 vph ce qui, en retour, pourrait limiter les volumes absorbés sur le pont. La capacité du pont pourrait être plus élevée si la base maximale de 2000 vph s'appliquait ;

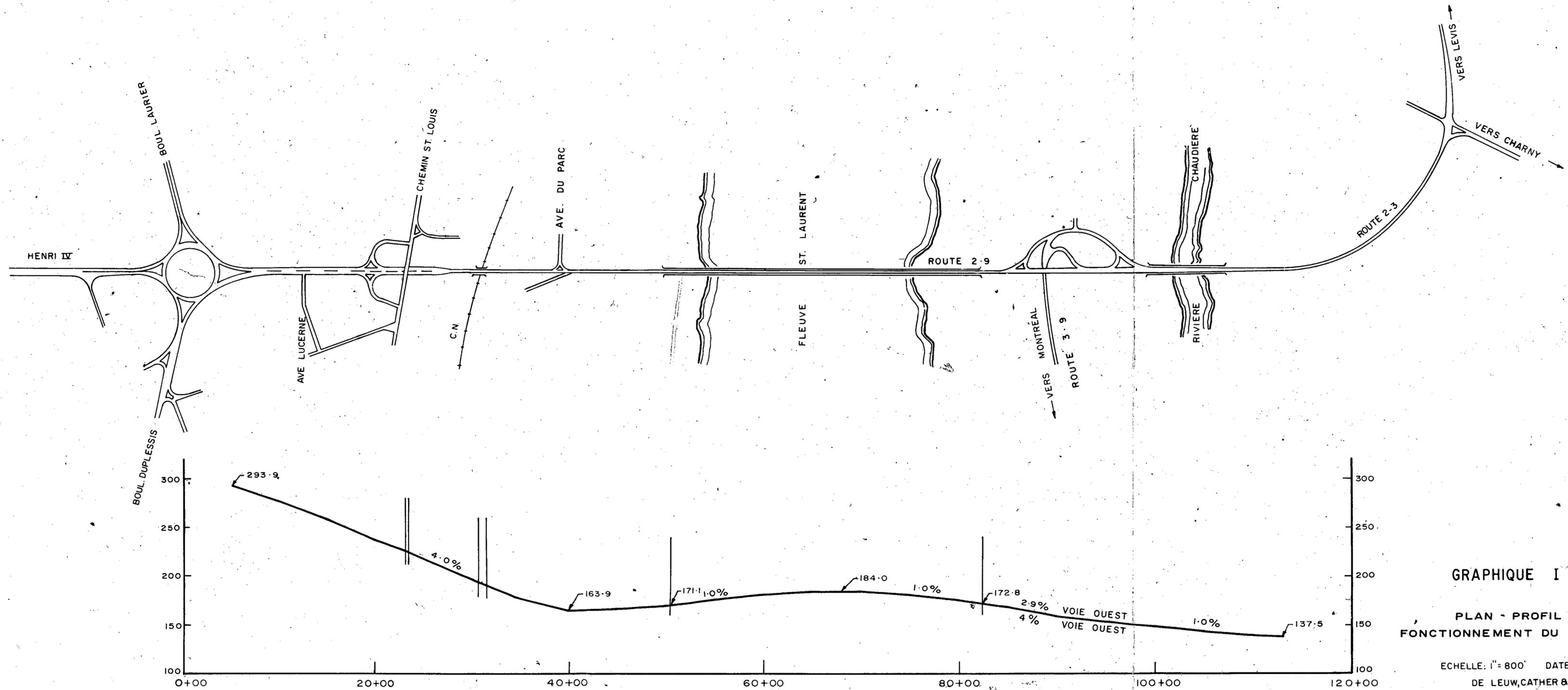
dans ce cas, la capacité du pont serait de 1640 vph. Ceci est improbable étant donné qu'aucun dossier routier n'indique que ce nombre fut jamais atteint.

Quand la circulation en direction sud quitte le pont, la portion destinée à la Route 9 vers l'ouest, doit s'entrecroiser avec la circulation de la Route 9 s'acheminant vers le sud. Ceci ne semble pas présenter de problèmes majeurs étant donné que la section de fusion est adéquate pour les besoins. Toutefois, cette même circulation doit par la suite s'entrecroiser avec la circulation venant de l'est sur la Route 9, et se dirigeant vers le pont. Cet entrecroisement peut s'effectuer avant l'arrivée ou au début de la rampe plutôt que sur la longueur totale de la section d'entrecroisement disponible. Au cours des périodes de pointe, sur semaine, les volumes d'entrecroisement sont tels que la rampe peut encore les absorber, mais les dimanches, avec des débits denses en direction nord et relativement élevés en direction sud, il se produit une perturbation dans le secteur qui ne fera que s'accroître avec l'accroissement annuel de la circulation. Le profil de l'approche sud du pont est aussi un facteur de congestion à cet endroit.

La capacité, en direction sud, sur le pont enjambant la rivière Chaudière est relativement élevée étant donné que 2 voies sont disponibles dans cette direction.

En direction nord, la capacité du pont qui enjambe la rivière Chaudière est limitée étant donné qu'une seule voie étroite est utilisée. Les données disponibles pour les débits de pointe en direction nord sont insuffisantes pour déterminer la distribution directionnelle et les sections qui contrôlent. Le pont en lui-même et

la façon dont la circulation se fusionne au moment de l'emprunter, semble être des facteurs limitatifs. Sous les conditions actuelles, le rendement du réseau en direction nord sur le pont, est estimé à 1475 vph.

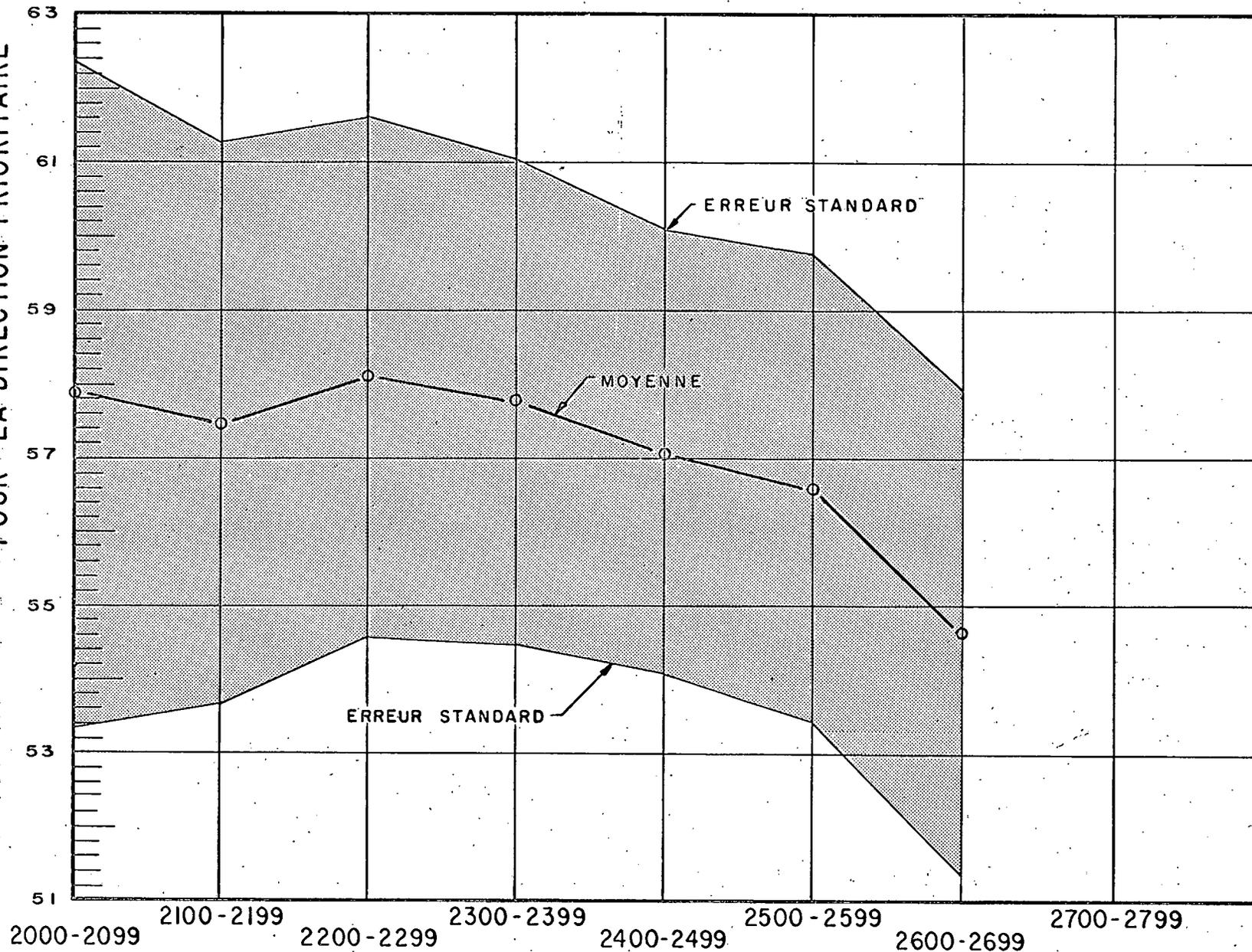


GRAPHIQUE I

PLAN - PROFIL
FONCTIONNEMENT DU PONT

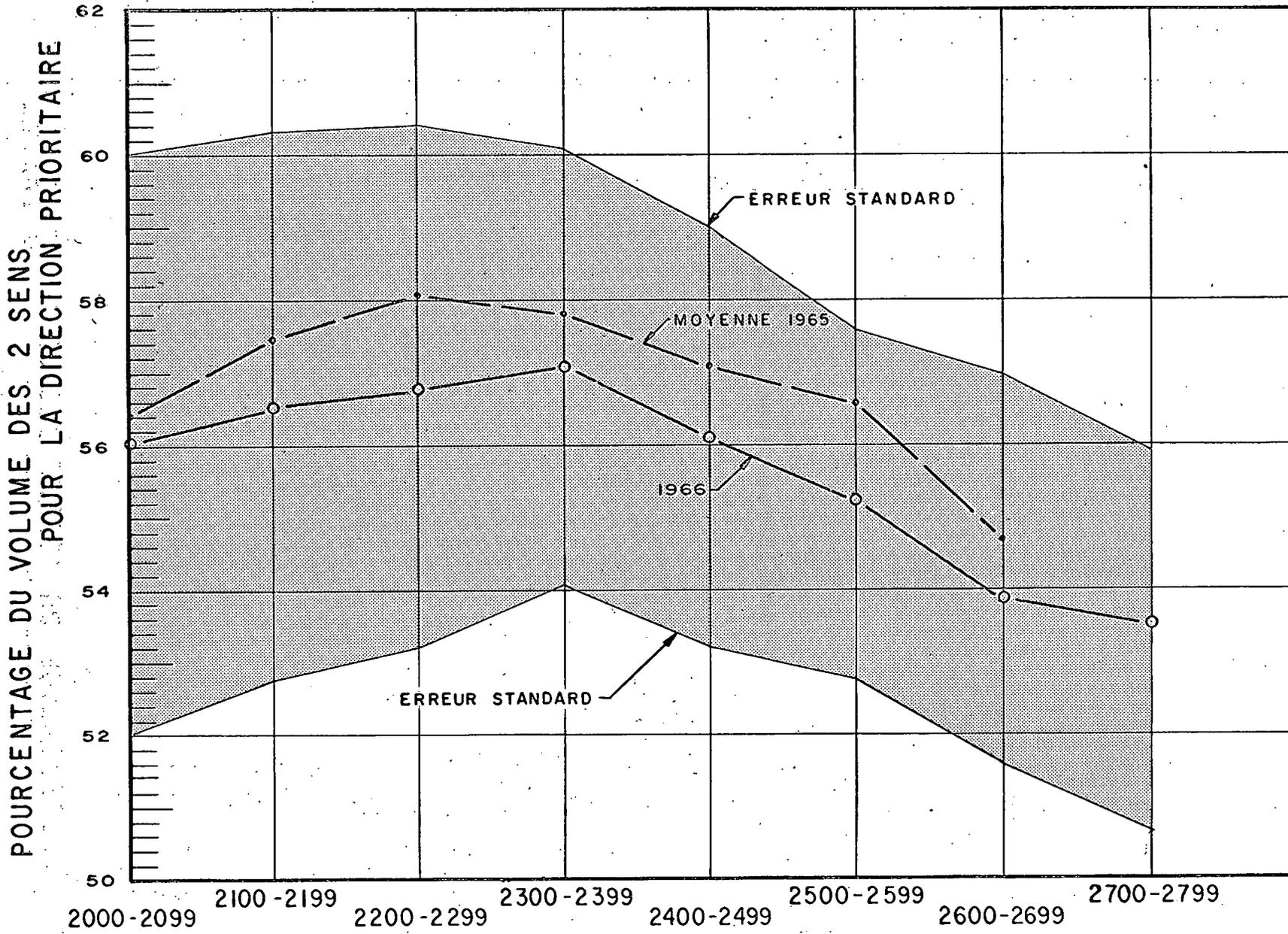
ECHELLE: 1" = 800' DATE: LE 8 FEV. 1967
DE LEUW, CATHER & ASSOC.

POURCENTAGE DU VOLUME DES DEUX SENS
POUR LA DIRECTION PRIORITAIRE



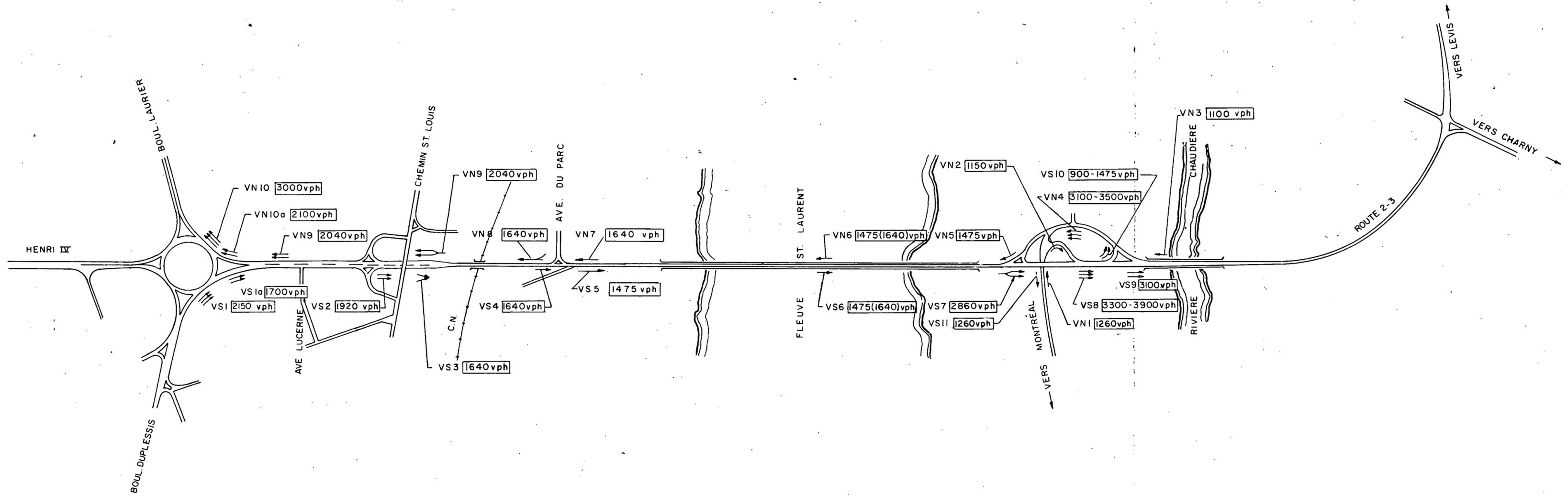
VOLUMES DANS LES DEUX DIRECTIONS 1965

TOTAL DES HEURES ETUDIEES EN 1965 = 719
 POURCENTAGE MOYEN PONDERE = 57.6



VOLUMES DES DEUX SENS 1966

TOTAL D'HEURES ETUDIEES EN 1966 = 1057
 POURCENTAGE MOYEN PONDERE = 55.1



GRAPHIQUE III

CAPACITES DE SECTIONS DISTINCTES
 FONCTIONNEMENT ACTUEL DU PONT

ECHELLE: 1" = 800' DATE: LE 8 FEV. 1967
 DE LEUW, CATHER & ASSOC.

AMELIORATIONS AU RESEAU ACTUEL

Plusieurs améliorations peu coûteuses peuvent être apportées au réseau actuel pour augmenter le débit de circulation automobile et permettre, fort probablement, d'alléger quelque peu l'encombrement qui se produit sous des conditions maximales variables. Les améliorations énumérées ci-dessous seraient également nécessaires pour le réseau de 3 voies.

1. Interdire l'utilisation de la rampe provenant du secteur industriel pendant la période de pointe, de 4 h. 30 p.m. à 6 h. 30 p.m. approximativement. Si ceci s'avérait nécessaire, la rampe pourrait être interdite, sur base permanente, étant donné qu'il existe, au moyen du Chemin Saint-Louis, un accès optionnel au pont.

Il faudrait, en l'occurrence, installer quelques panneaux de signalisation, sur lesquels les heures de fermeture seraient indiquées et qui serviraient aussi à diriger la circulation vers le Chemin Saint-Louis.

Le coût estimatif de cette amélioration, y compris une barrière et les panneaux de signalisation, est d'environ \$500.

2. Installer des feux de signalisation à la jonction de la Route 9 et de la rampe ouest, à partir du Chemin Saint-Louis, et prévoir 2 voies de circulation du Chemin Saint-Louis à la Route 9.

Il existe deux façons de créer cet accès à 2 voies : soit par l'élargissement, de 23' à 41', de la rampe existante, soit en dirigeant la circulation allant de la Route 9 au Chemin Saint-Louis, par l'avenue Lucerne et l'avenue Beau-Pré.

A notre avis, il s'avère nécessaire de disposer de 2 voies, du Chemin Saint-Louis à la Route 9, afin de prendre soin de l'excès de circulation provenant du secteur industriel et de pouvoir créer un certain allègement au rond-point au moment de la construction du nouvel échangeur.

Si l'avenue Lucerne est utilisée pour amener la circulation sud, de la Route 9, au Chemin Saint-Louis, le coût de l'amélioration serait minime, c.-à-d. \$3,000.

Si, par ailleurs, la rampe est élargie et portée de 2 à 3 voies, le coût serait alors plutôt de l'ordre de \$10,000.

3. Si de l'encombrement se produit à l'extrémité sud du pont en raison du fait qu'un débit de circulation crée une obstruction pour l'autre, il serait alors possible d'éliminer l'entrecroisement de la circulation de la Route 9 en direction ouest et celle en direction est.

Ceci peut être fait par une des deux façons illustrées au Graphique IV.

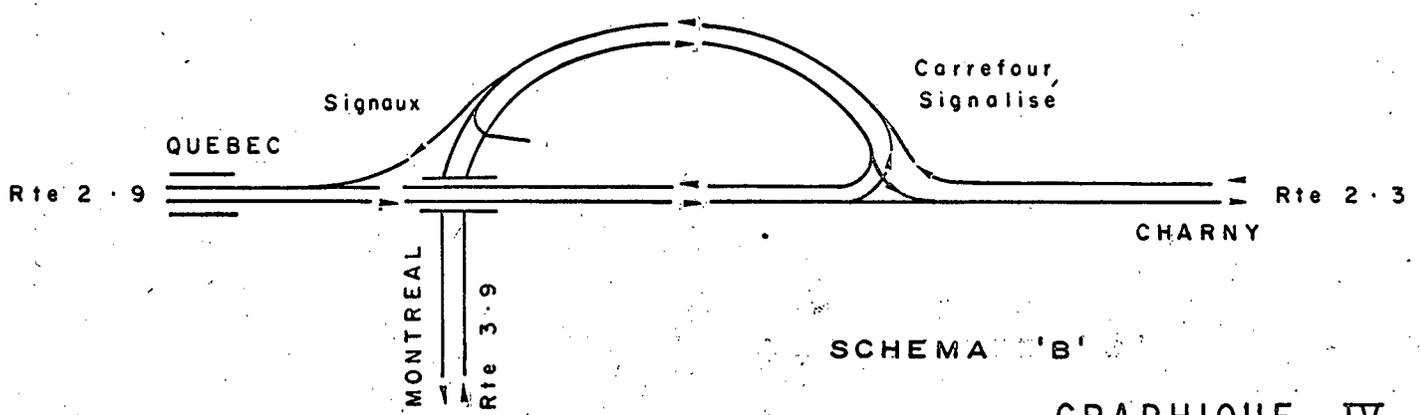
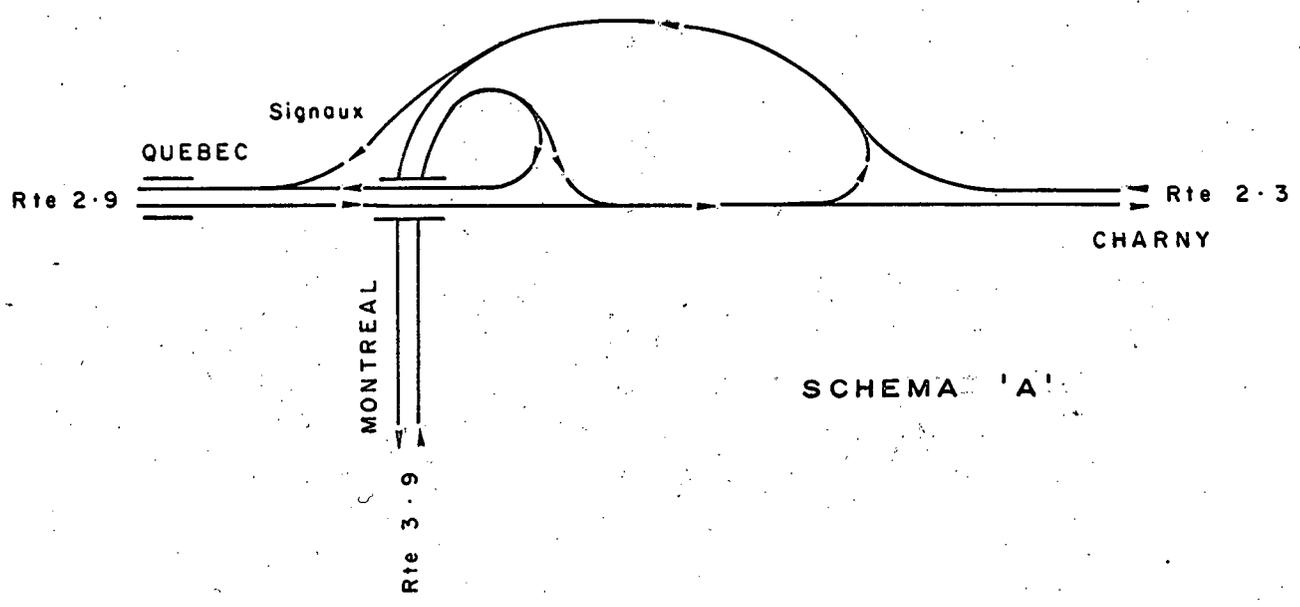
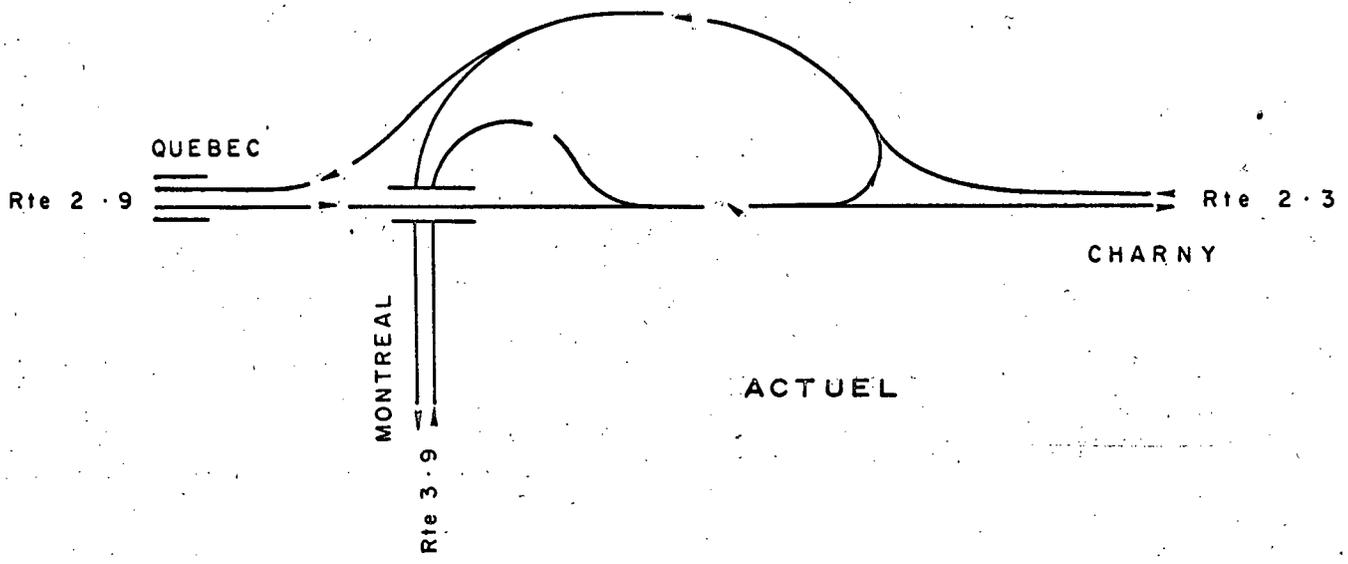
L'Alternative 'A' consiste à construire une rampe à boucle pour s'occuper de la circulation véhiculaire, de l'ouest, sur la Route 9, et de la diriger en

direction nord sur le pont, et d'un feu de signalisation à l'accès au pont afin de faciliter la fusion de cette circulation avec celle en provenance de la Route 2.

L'Alternative 'B' consiste à prévoir une intersection munie de feux de signalisation à l'extrémité sud de l'échangeur de même qu'à l'accès au pont, lequel serait semblable à celui recommandé pour l'Alternative 'A'.

Ces solutions amélioreraient aussi le débit si l'effet joint de courte fusion et de pente accentuée à l'entrée du pont s'avère aussi un facteur limitatif.

ECHANGEUR DES ROUTES 2 · 3 · 9



ANALYSE DES RESEAUX AMELIORES DE 2 ET DE 3 VOIES

Augmentation de la circulation

L'augmentation de la circulation, de 1965 à 1966 fut estimée à partir d'un spécimen de 10% des volumes quotidiens. Cinq jours types pour chaque jour de la semaine de même que la Fête du Travail en 1966 furent comparés aux jours correspondant de l'année 1965. La C.M.Q. (A.D.T.) estimée de 1965 était de 25,500 veh et en 1966 elle était de 27,200 veh, ce qui représente une augmentation de 7% approximativement. A la suite de nos pourparlers avec les représentants du Ministère de la Voirie, ce nombre représente le taux annuel d'augmentation de la circulation sur le pont au cours des dernières 7 à 8 années. Des rapports récemment émis indiquent qu'à Montréal, le taux annuel d'augmentation de la circulation est de 6 à 8%.

La circulation a été estimée pour l'année 1970. Prenant comme critère une augmentation annuelle de circulation de 7%, la circulation en 1970 sera de 1.31 fois celle de 1966.

Analyse de capacité

Si la chaussée à 2 voies est maintenue, nous supposons que la rampe en provenance du centre industriel sera interdite durant les périodes de pointe. De plus, la rampe de l'ouest provenant du Chemin Saint-Louis sera transformée en chaussée à 2 voies à son point d'accès à la Route 9. Cette jonction sera contrôlée par des signaux de circulation. Une telle amélioration aura tendance

à régir et à régulariser les manœuvres de fusion plus efficacement entraînant la possibilité d'une capacité plus élevée sur le pont. Toutefois pour fins de comparaison du rendement de la chaussée à 2 voies et de celle à 3 voies, nous prenons pour acquis que la capacité du réseau de 2 voies se maintiendrait à 1475 vph dans chaque direction.

En introduisant une chaussée à 3 voies, les changements ci-haut mentionnés devraient aussi être apportés, et de plus, un élargissement devrait être instauré aux secteurs de fusion. En calculant la capacité du réseau de 3 voies, il est pris pour acquis que dans la direction des 2 voies un volume de base de 2,000 automobiles à l'heure par voie peut être utilisé. Nous prenons cependant comme base de calcul pour une voie simple un volume de 1800 automobiles à l'heure seulement, en raison de l'incapacité de produire un volume optimum de 2,000 sur une voie simple. Par conséquent, la capacité dans la direction des 2 voies est de 2700 vph mais dans la direction de la voie simple elle n'est que de 1015 vph. Si nous prenions comme critère un volume de base de 2000 automobiles à l'heure pour la voie simple, la capacité serait de 1130 vph. Il n'est pas probable qu'une base de 2000 automobiles à l'heure puisse être atteinte. Toutefois, aux fins de comparaison avec la chaussée à 2 voies, nous avons assumé que la capacité du réseau de 3 voies dans la direction de la voie simple serait de l'ordre de 1015 à 1130 vph.

A la fin de ce chapitre, les Graphiques V et VI résument les capacités des réseaux proposés de 2 et de 3 voies et les calculs de capacité sont indiqués à l'Appendice 'D'.

Comparaison des deux réseaux

Afin de comparer la suffisance des deux réseaux, il est nécessaire de faire une projection de leur possibilité de desservir les volumes futurs prévus et de posséder un critère de cette possibilité comparative.

En utilisant la chaussée à 2 voies, tous les volumes supérieurs à 1475 vph devront subir des délais dont l'importance dépendra de la quantité de la demande, excédant la capacité de la chaussée.

Sur la chaussée à 3 voies, tous les volumes en direction des 2 voies seront facilement absorbés par le pont. En fait, un excès de capacité existera. Cependant, dans la direction de la voie simple, avec une capacité de seulement 1015 à 1130 vph comparé à 1475 vph pour une voie simple sur un réseau de 2 voies, il y aura plusieurs heures pendant lesquelles la demande excédera la capacité.

Par conséquent, sur le réseau de 2 voies, le délai de circulation est imposé surtout dans la direction la plus dense tandis que sur le réseau de 3 voies ce délai est imposé complètement dans la direction la plus faible.

Les Graphiques VII (a) et VII (b) représentent les heures en 1965 et 1966 respectivement au cours desquelles les volumes bidirectionnels étaient supérieurs à 2,000 vph et lesquels se produisirent au cours des périodes suggérées pour le roulement sur 3 voies. Tous les points sous la ligne de 1130 vph représentent les heures au cours desquelles la demande sur la voie simple excéda la capacité. De même, tous les points sous la

ligne de 1015 vph représentent les heures pendant lesquelles la demande sur la voie simple excéda la capacité si la capacité moindre est applicable.

Les points situés à l'extérieur du groupe de 1475 vph représentent les heures au cours desquelles la circulation était supérieure à la capacité pendant les périodes d'étude.

Le nombre d'heures excédentaires à la capacité fut calculé, pour chaque réseau, pendant les années 1966 à 1970. Mais en raison du fait que sur un réseau nous traitons des volumes les plus denses et que sur l'autre des volumes les plus légers, des estimations furent aussi préparées du nombre de véhicules-heures au-delà de la capacité pour chaque réseau. A notre avis, le nombre de véhicules-heures au-delà de la capacité est un indicatif de délai qui peut être utilisé à titre de critère important dans la comparaison des deux réseaux.

Ce principe est illustré au croquis à la page suivante.

Si la capacité est supérieure à la demande, nous obtenons donc une courbe normale de débit de circulation au cours d'une période de pointe laquelle est démontrée à la Figure -1. L représente la durée de la période de pointe.

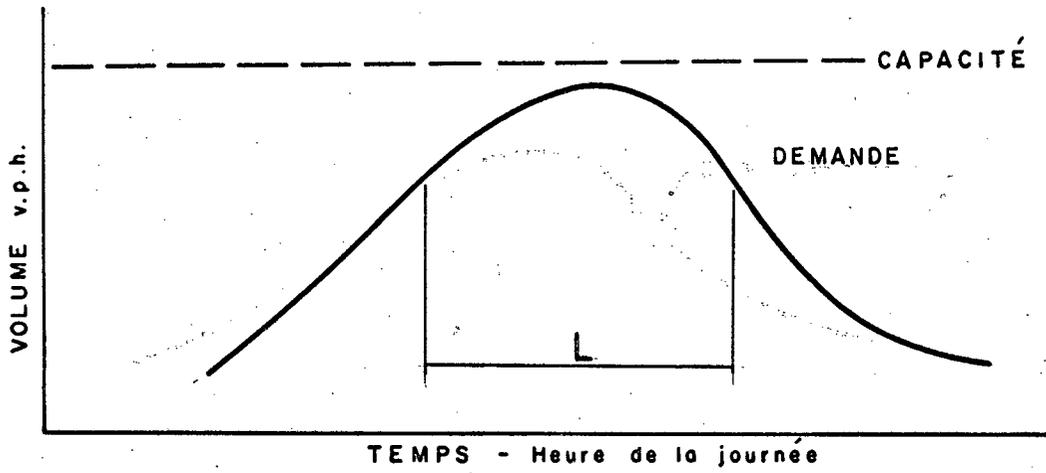


FIGURE I

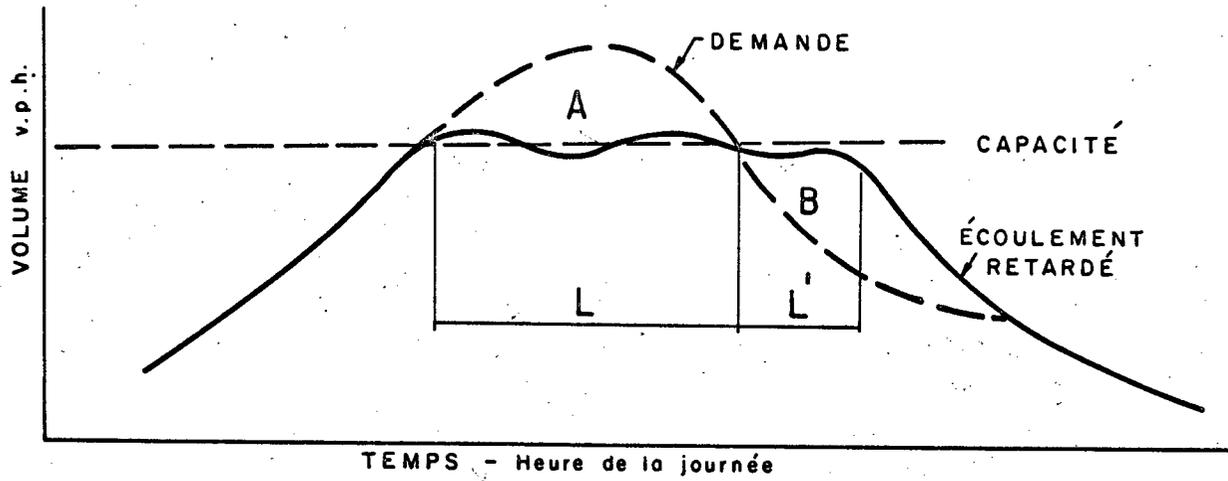


FIGURE II

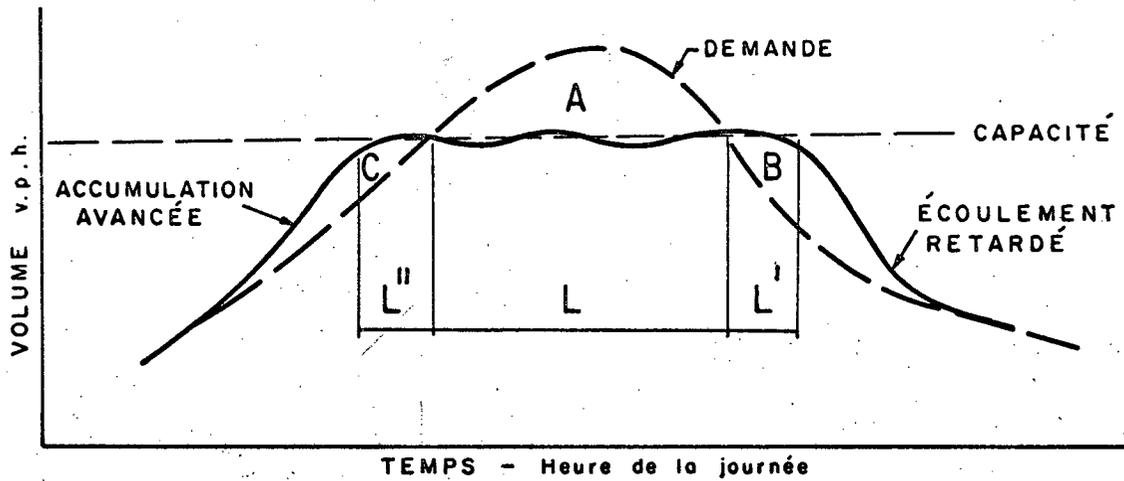


FIGURE III

A la Figure II, la demande est supérieure à la capacité ce qui a entravé le roulement normal de la circulation. Par conséquent, la circulation sera différée au-delà de la période de pointe normale par un facteur de temps L' ; la période de pointe prolongée devient donc $L + L'$. Le phénomène de période de pointe prolongée est bien connu. Etant donné que le secteur 'A' = secteur 'B', L' est une fonction du secteur 'A' de même qu'une fonction des autres paramètres du secteur 'B'.

Si la restriction de la capacité se produit à long terme, le débit de la circulation s'adaptera fort probablement, tel qu'il est démontré à la Figure III ; par conséquent, le délai L' peut être inférieur mais L'' doit être considéré comme un élargissement de la période de pointe. Le secteur 'C' est un pourcentage inconnu du secteur 'A'. Ceci représente un facteur humain. Les gens adapteront leur déplacement et leur habitude de travail à un certain degré afin d'éviter les délais.

En fait, le secteur 'C' peut être supérieur au secteur 'B' particulièrement sur semaine au cours des périodes de pointe de l'avant-midi.

A la figure III, le secteur 'A' égale secteur 'B' plus secteur 'C' ; par conséquent, L' est une fonction du secteur 'A' moins le secteur 'C' de même qu'une fonction des autres paramètres du secteur 'B'. L' est alors une fonction de L'' et des autres paramètres du secteur 'C'. De même L'' est une fonction du secteur 'A' moins le secteur 'B' de même qu'une fonction des autres paramètres du secteur 'C'.

L'' est alors une fonction de L' et des autres paramètres du secteur 'B'. En raison de la relation entre L' et L'' et la courbe de demande, à notre avis le secteur 'A' qui représente les véhicules-heures au-delà de la capacité est un indicatif raisonnable de délai.

Les calculs du nombre d'heures et du nombre de véhicules-heures au-delà de la capacité furent effectués pour la période de l'année, s'échelonnant du 1er avril au 31 octobre inclusivement seulement. Ceci est dû au fait qu'au cours de l'hiver chaque réseau fonctionne d'une façon semblable et qu'au cours de cette période les capacités varient tellement en fonction du climat. Le Graphique VIII représente la demande excédentaire à la capacité estimée pour les réseaux en 1967, 1968, 1969 et 1970. L'Appendice 'A' comporte les tabulations des calculs et le Tableau IV apparaissant à la page suivante, résume les résultats des analyses.

Les résultats sont intéressants : ils démontrent qu'au début un réseau de 2 voies est meilleur mais que dès 1968, un délai total quelque peu inférieur est possible en utilisant une chaussée à 3 voies à condition d'atteindre une capacité de 1130 vph. Une voie de 10 pieds à capacité de 1015 vph (ce qui est plus probable) double le nombre de véhicules-heures au-delà de la capacité, et le réseau de 2 voies s'avère alors plus efficace.

La répartition du délai dans les 2 réseaux est différente et est meilleure en utilisant le réseau de 2 voies. Sur ce réseau, un délai peut se produire dans les deux directions de la circulation. Sur le réseau de 3 voies cependant le délai

TABLEAU IV

ESTIME DU NOMBRE DE VEHICULES-HEURES EXCEDANT LA CAPACITE

(le 1er avril au 31 octobre)

	1967			1968			1969			1970		
	Heures	Nombre moyen de véhicules	Veh - heures	Heures	Nombre moyen de véhicules	Veh - heures	Heures	Nombre moyen de véhicules	Veh - heures	Heures	Nombre moyen de véhicules	Veh - heures
2 voies (1475 vph)	255	60	15,300	453	117	53,001	726	158	114,708	981	206	202,086
3 voies (1130 vph)	235	111	26,080	388	133	51,604	594	156	92,684	801	193	154,593
3 voies (1015 vph)	486	135	65,500	730	160	117,000	930	190	176,000	1130	225	255,000

Total des véhicules-heures excédant la capacité

2 voies (plus de 1475 vph) 385,000 approx.

3 voies (plus de 1130 vph) 325,000 approx.

3 voies (plus de 1015 vph) 613,000 approx.

se produit toujours dans la direction du volume le plus faible. Par conséquent, le prolongement de la période de pointe peut s'avérer supérieur sur le réseau de 3 voies. L'analyse de la circulation pour des jours types en 1965 et 1966 confirme cet énoncé général et le point est illustré à la Figure IV à la page suivante.

Un autre fait à noter est que par l'utilisation du réseau de 3 voies, le délai de façon générale, n'affecterait qu'un segment de la population. Les personnes habitant la rive nord et travaillant sur la rive sud encoureraient des délais pendant les heures de pointe de l'avant-midi et également au cours des heures de pointe de la soirée. D'autre part, les personnes habitant la rive sud et travaillant sur la rive nord n'encoureraient aucun délai quel qu'il soit.

Coût pour convertir la chaussée de 2 à 3 voies

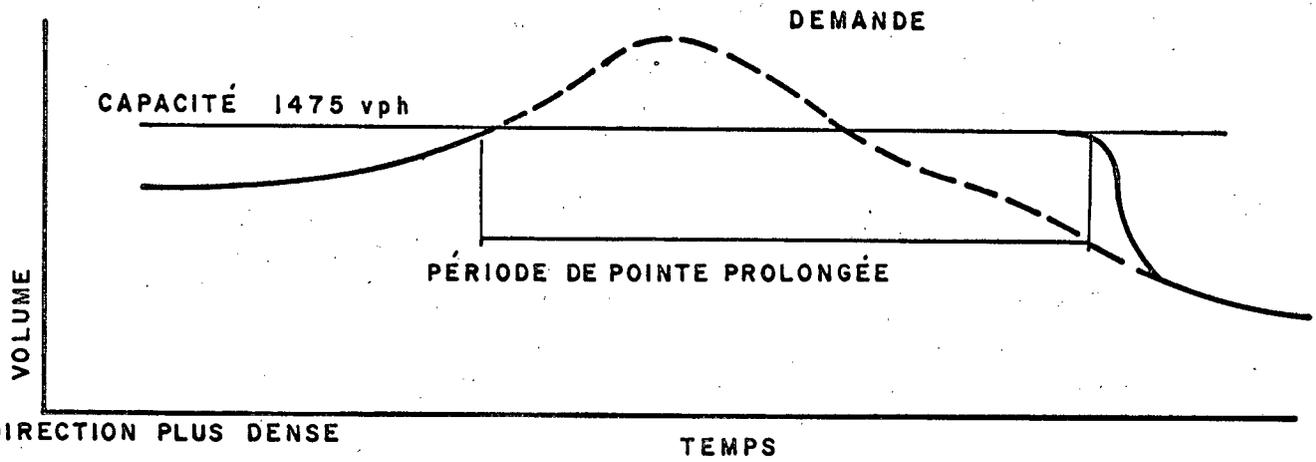
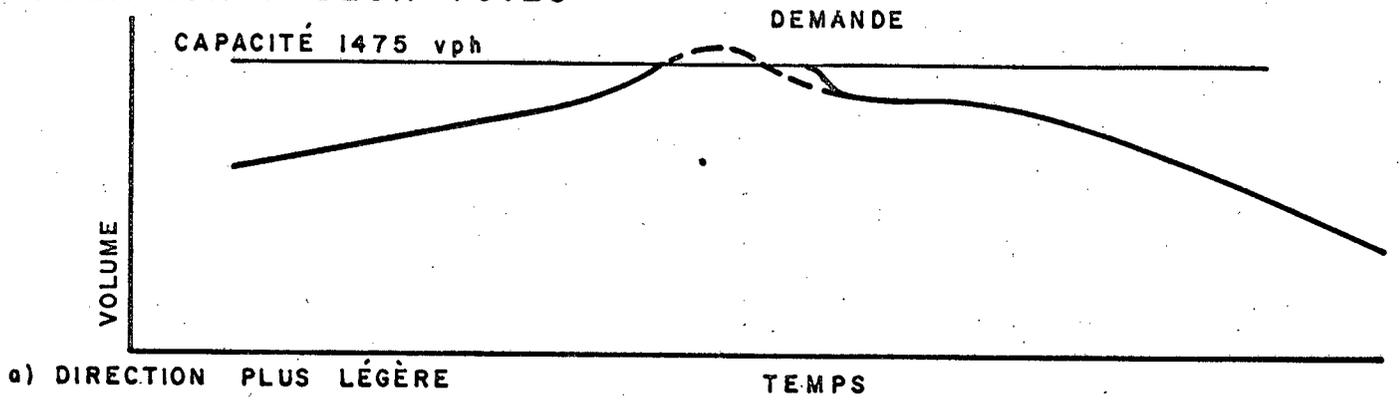
En plus du coût pour améliorer la chaussée présente, des frais considérables devront être encourus pour convertir la chaussée de 2 à 3 voies.

Du côté nord du pont, le bizot qui raccorde la section de 4 voies à celle de 3 voies, suscitera des travaux de pavage pour élargir la chaussée ainsi que des travaux de terrassement. Le coût est estimé à \$5,000.

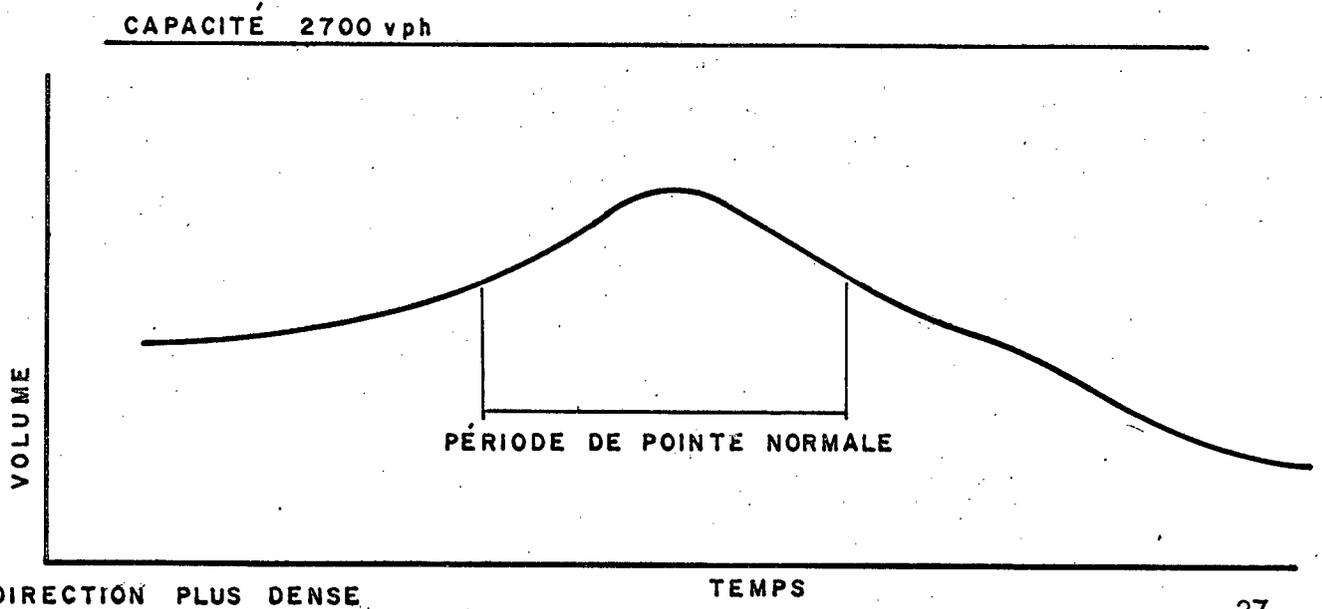
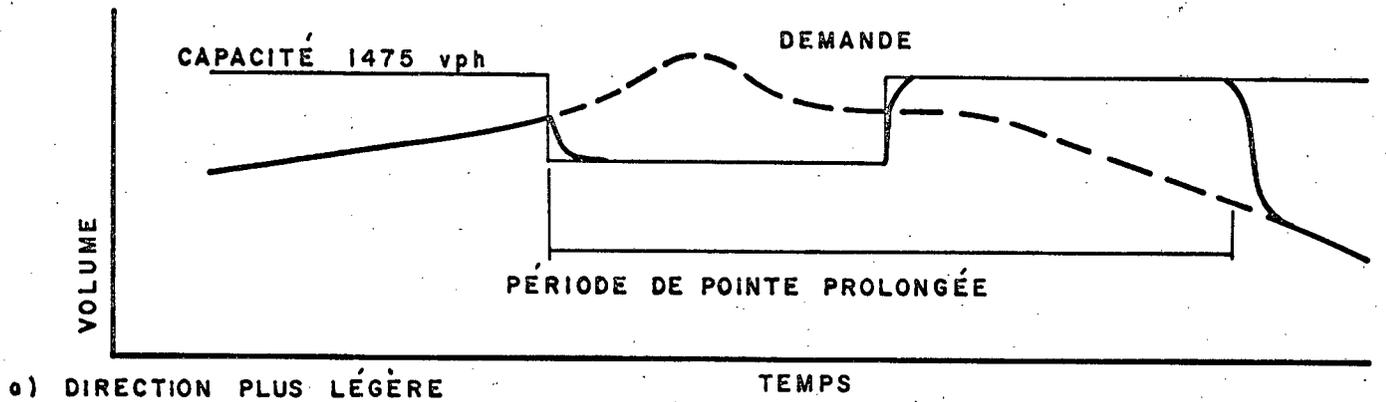
Les frais les plus considérables résident dans l'implantation d'un système de signalisation et d'enseignes routières; ils se situent dans la région de \$100,000.

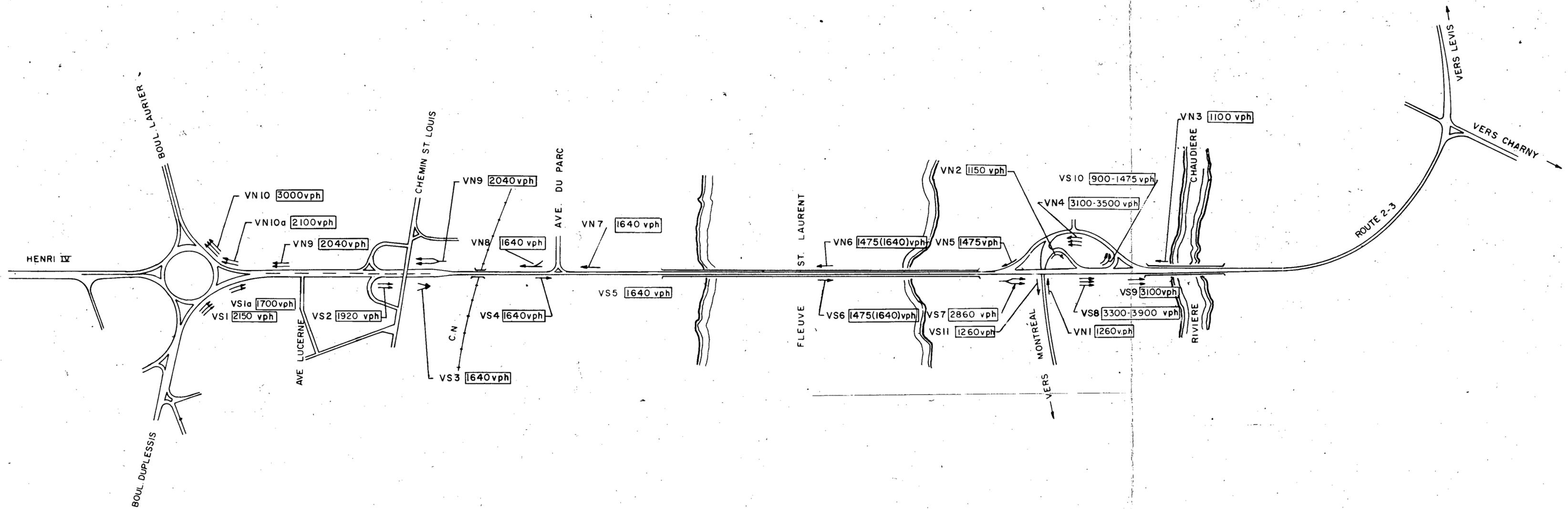
Le coût total pour établir un réseau à 3 voies sera de \$109 - 116,000 comparativement à \$3,500 - 10,500 pour l'amélioration du réseau actuel.

CIRCULATION A DEUX VOIES



CIRCULATION A TROIS VOIES

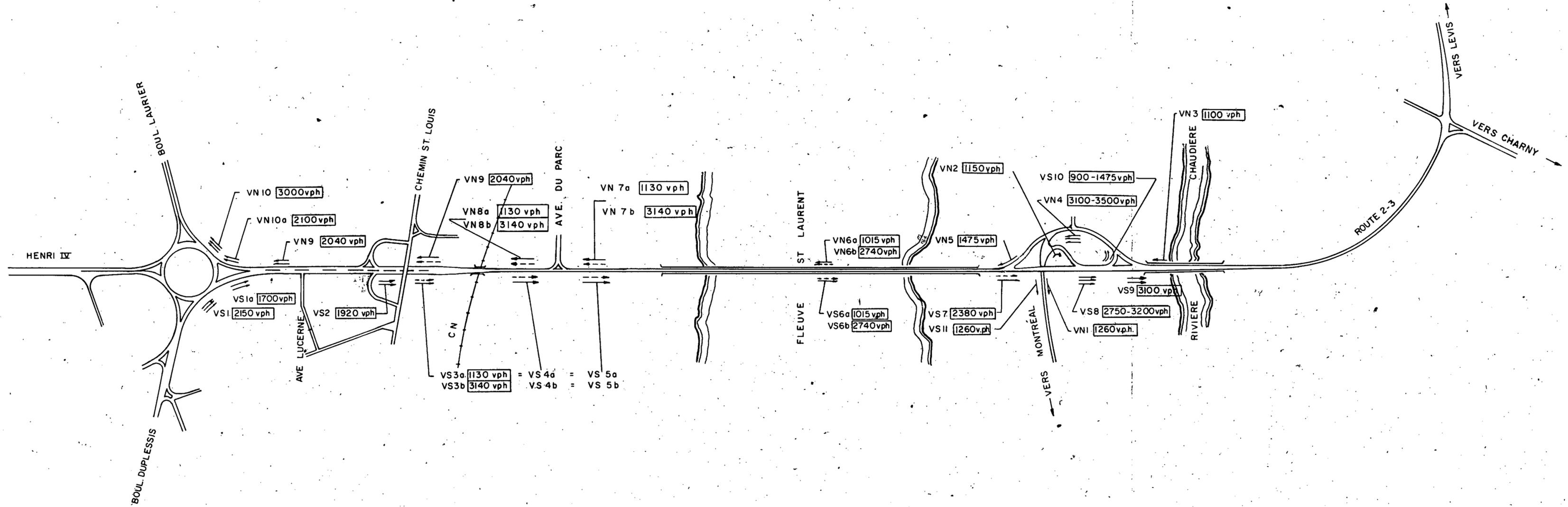




GRAPHIQUE V

CAPACITES DE SECTIONS DISTINCTES
 FONCTIONNEMENT AMELIORE DU PONT

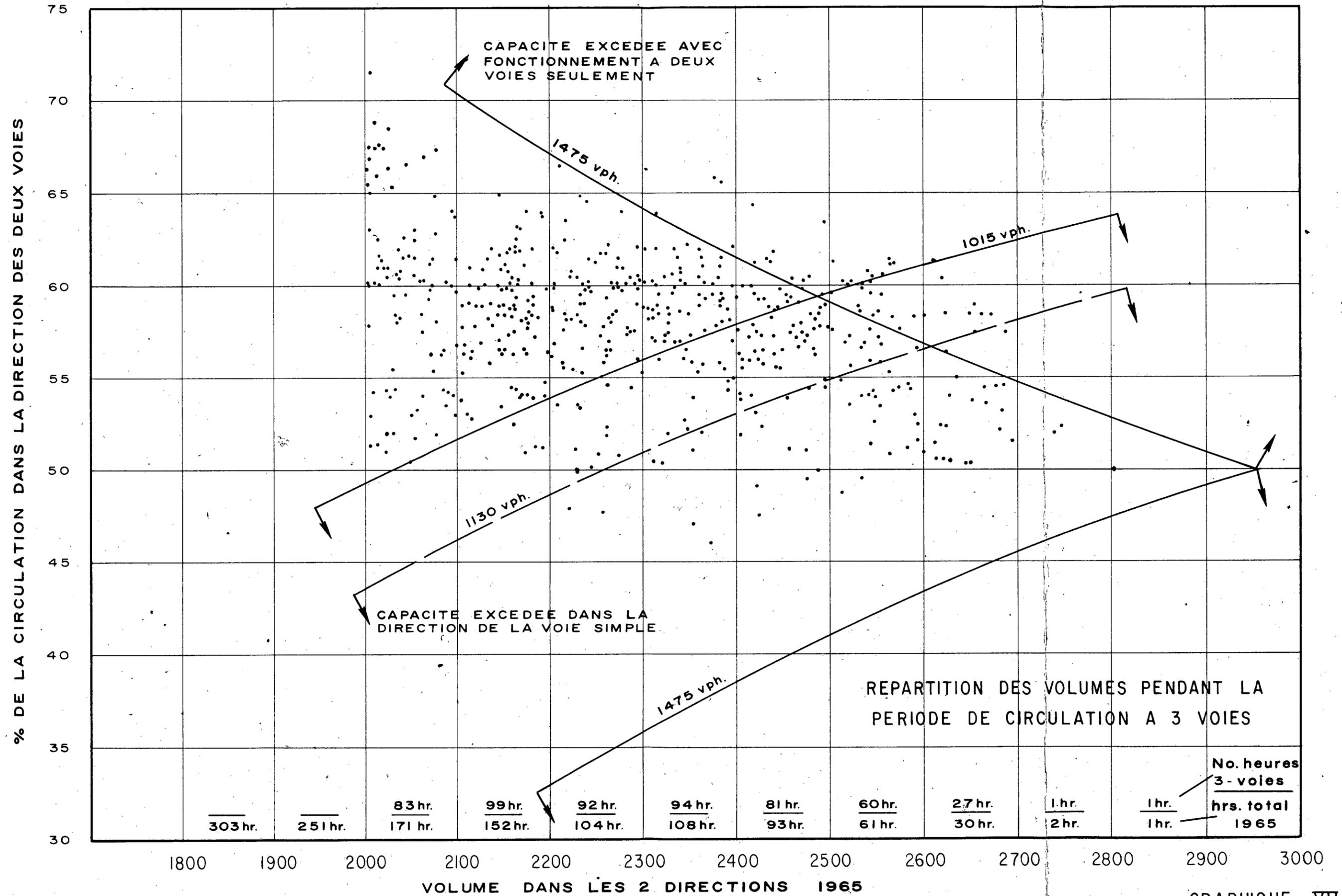
ECHELLE: 1" = 800' DATE: LE 8 FEV. 1967
 DE LEUW, CATHÉ & ASSOC.



GRAPHIQUE VI

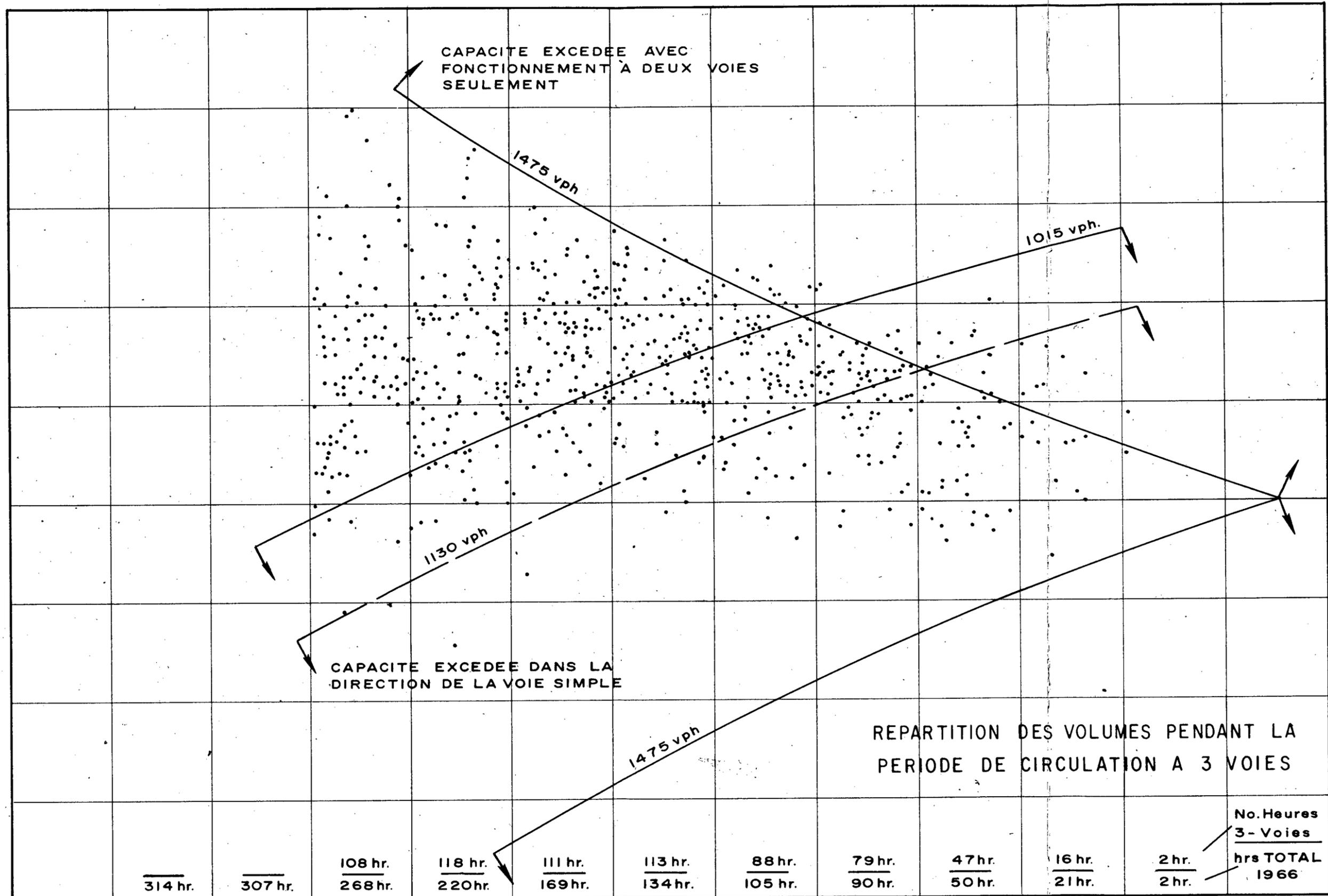
CAPACITES DE SECTIONS DISTINCTES
 FONCTIONNEMENT A TROIS VOIES

ECHELLE: 1" = 800' DATE: LE 8 FEV. 1967
 DE LEUW, CATHER & ASSOC.



% DE LA CIRCULATION DANS LA DIRECTION DES DEUX VOIES

75
70
65
60
55
50
45
40
35
30

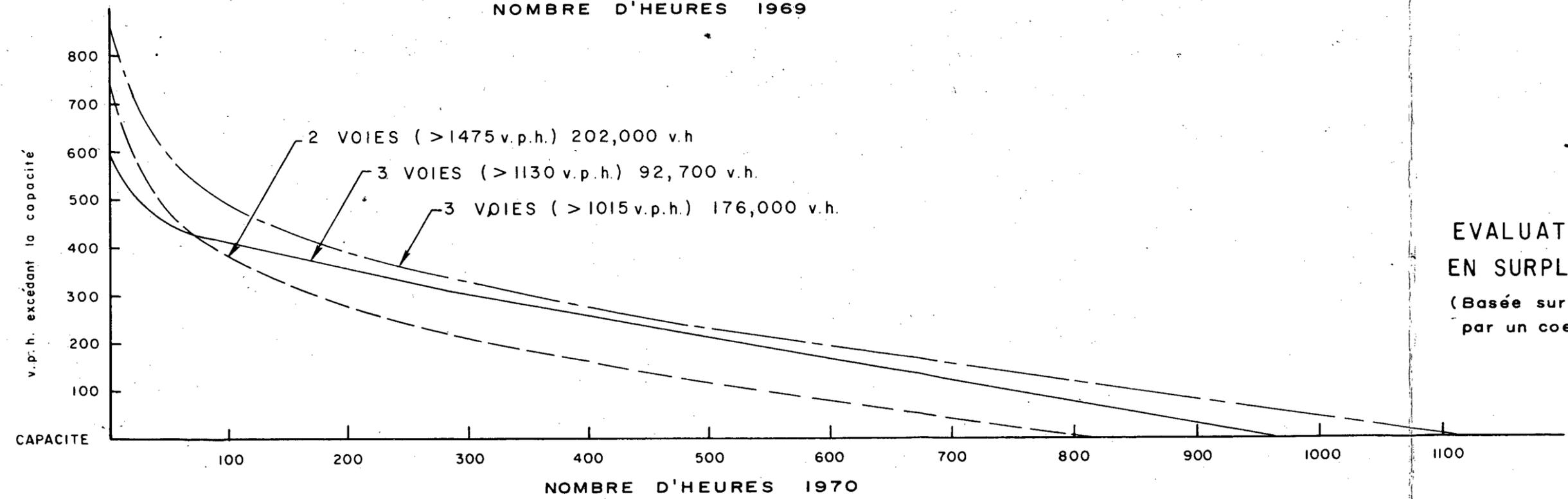
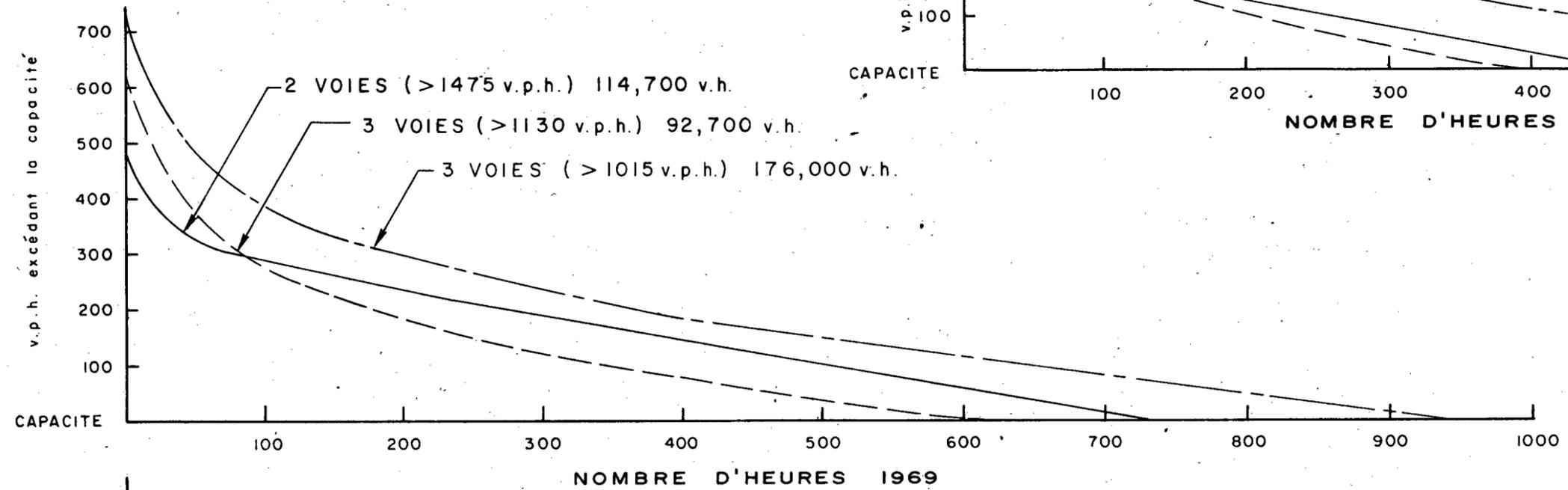
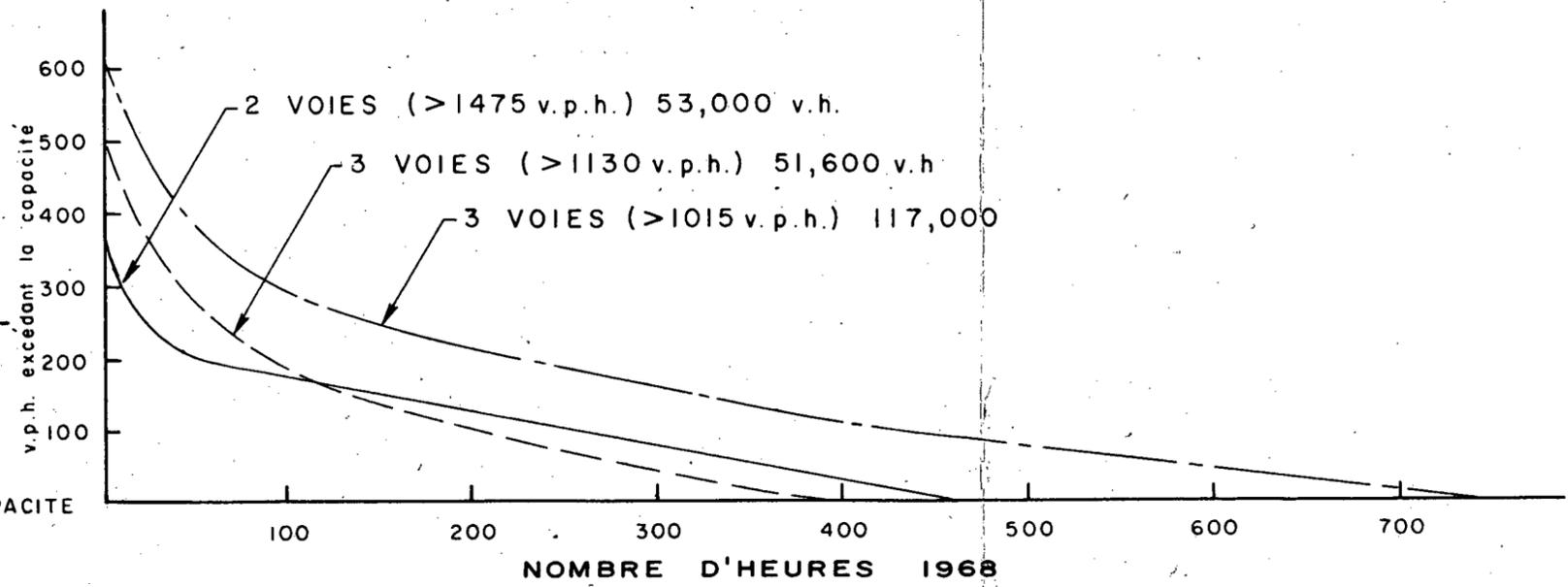
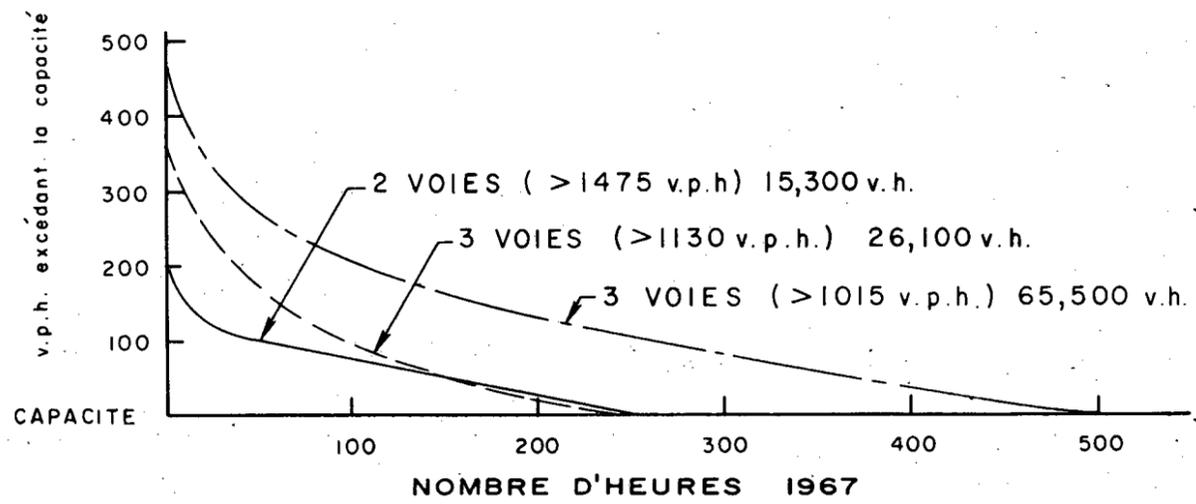


1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400 2500 2600 2700 2800 2900 3000

VOLUME DANS LES 2 DIRECTIONS 1966

REPARTITION DES VOLUMES PENDANT LA PERIODE DE CIRCULATION A 3 VOIES

No. Heures
3-Voies
hrs TOTAL
1966



EVALUATION DE LA DEMANDE EN SURPLUS DE LA CAPACITE
 (Basée sur les volumes de 1966 X par un coefficient annuel de 7%)

ADDENDA

Le 28 février, le Ministère de la Voirie a demandé à De Leuw, Cather & Assoc d'examiner la possibilité d'utiliser comme piste carrossable supplémentaire la voie ferrée à l'ouest de la chaussée actuelle.

La praticabilité d'un tel projet dépend :

1. De la construction d'un tablier adapté au trafic routier et au trafic ferroviaire.
2. De la mise en place d'un système de signalisation adéquat.
3. De l'importance de l'augmentation de la capacité par rapport aux dépenses nécessaires.
4. Du degré de sécurité auquel le système peut fonctionner.

Tablier carrossable

Bien qu'aucune analyse de la structure n'ait été effectuée, nous avons présumé que le pont pourrait supporter le poids mort supplémentaire d'environ 350 livres par pied linéaire imposé par le tablier carrossable. Ce point devrait être vérifié avant de procéder à la construction.

Le tablier carrossable le moins cher en serait un de panneaux démontables, en madriers, avec une surface portante en grille d'acier et un renforcement en acier de construction. Une bordure à rainure, en acier, protégerait les supports

angulaires de chaque côté de la voie carrossable.

Nous évaluons le coût d'un tel tablier à environ \$165,000.

Système de signalisation

Avec raison, le CN tient à ce que ses services ferroviaires ne souffrent d'aucun retard s'il partage sa voie avec le trafic routier. Ceci signifie qu'il faudrait un système automatique pour régler la circulation, qui fermerait l'accès à la chaussée à l'approche d'un train, système complété par un dispositif continu de détection des automobiles, sur le tablier, qui s'assurerait que la voie est libre de toute automobile avant que le signal d'avancer ne soit donné aux trains.

Pour satisfaire aux exigences de l'exploitation du chemin de fer, il faut que le signal final de verrouillage soit placé au bout de secteurs à voies multiples, là où un train arrêté ne bloquerait pas complètement la voie principale. Ces points seraient à Charny sur la rive sud et à la gare Ste-Foy sur la rive nord. Les signaux d'approche pourraient être à Jonction Ouest et à Joffre sur la rive sud et à Cap Rouge sur la rive nord. La circulation routière serait interrompue environ 3 minutes avant que le train n'atteigne le signal d'approche. Ceci permettrait aux voitures d'évacuer la voie et au dispositif détecteur de transmettre au signal d'approche l'information que la voie est libre. La voie serait de nouveau ouverte à la circulation après que le train aurait quitté la section occupée par la chaussée carrossable.

Il serait nécessaire d'avoir en plus une commande manuelle sur le système de signalisation à cause du grand nombre de trains qui passent à Charny et Joffre sans traverser le pont. Cette piste supplémentaire serait fermée à la circulation automobile pour des périodes allant de 10 à 35 minutes. Pendant un jour de semaine typique de l'été 1967, elle serait ainsi fermée pendant environ 7 heures à cause des trains réguliers. Le graphique IX illustre cette situation pour un jour de semaine, et le graphique X pour un dimanche. Les trains irréguliers diminueraient encore plus la disponibilité de cette voie pour la circulation routière, mais on peut présumer que le passage de ces trains aurait généralement lieu hors des périodes de pointe. Des discussions avec le CN ont démontré qu'il est impossible de modifier l'horaire de trains comme le Rapido, qui traversent le pont à l'heure de pointe, parce que les heures de départ de ces trains répondent à la demande des usagers.

Nous évaluons le coût des additions au système de signalisation ferroviaire à environ \$192,000 et le coût du système de détection des véhicules à environ \$85,000, soit un total de \$277,000.

Analyse de la capacité

Des calculs ont été effectués pour deux systèmes : l'un à 3 voies, l'autre à 4.

a) Système à 3 voies

Sous ce système, la chaussée actuelle de 30' demeurerait à 2 voies et la voie ferrée de 11' servirait à alléger la circulation en direction sud seulement.

Il n'y aurait donc pas d'amélioration de l'écoulement du trafic en direction nord, en comparaison avec le système à 2 voies amélioré.

En direction sud, il y aurait 2 voies continues à partir de la rampe du chemin Saint-Louis. Cette fusion serait réglée par des feux lumineux, et la capacité serait ainsi portée à 2,000 véhicules à l'heure au lieu des 1,600 véhicules à l'heure du système à 2 voies amélioré (voir VS 2, Appendice D). Ces feux seraient reliés au système de signalisation ferroviaire. Avant la fermeture de la barrière de la voie ferrée, il y aurait une période de feux rouges partout, et au feu vert suivant, l'ordre de fusionner sur une voie serait transmis. Lorsque fonctionneraient les 2 voies en direction sud, des flèches vertes indiqueraient qu'elles sont toutes deux en service.

La capacité de la voie actuelle de 15' a déjà été calculée à 1475 véhicules à l'heure. La voie de 11' a une capacité évaluée à 1150 véhicules à l'heure. Pendant la période de pointe de 4-6 p.m., cette voie serait utilisable pendant 90 minutes, dont une heure sans interruption entre 4 h.20 et 5 h.20, lorsque la capacité supplémentaire est la plus nécessaire. Donc, durant cette heure, la capacité disponible atteindrait 2625 véhicules à l'heure. Entre 4 h.05 et 4 h.20 p.m. et 5 h.20 et 5 h.35 p.m. la capacité disponible serait de 1475 véhicules à l'heure. Entre 4 h.05 et 4 h.20 p.m. le refoulement produit au chemin Saint-Louis ne serait pas

pire que sous le système à 2 voies recommandé. Entre 5 h. 20 et 5 h. 35 p.m. il serait beaucoup moindre parce que les conducteurs essaieraient naturellement de traverser le pont pendant la période de plus grande capacité. Comparativement au système à 2 voies recommandé, on peut donc estimer qu'il y aura peu de véhicules-heures de retard en direction sud. Le dimanche, il y aurait aussi capacité suffisante de sorte que, sous ce système à 3 voies, les retards ne se produiraient généralement qu'en direction nord. D'après les calculs déjà effectués, on peut estimer qu'il y aura 124,000 véhicules-heures au-delà de la capacité pendant les mois d'avril à octobre des années 1967-70.

b) Système à 4 voies

Avec ce système, la chaussée actuelle de 30' serait transformée en 2 voies de 9' vers le nord et une voie de 12' vers le sud. Les 2 voies vers le nord seraient prolongées et intégrées aux accès nord. Ce système éliminerait toute congestion en direction nord et permettrait d'ajouter une rampe circulaire à l'échangeur de la rive sud (voir graphique XI).

La capacité du pont en direction nord est évaluée à 2500 véhicules à l'heure. Cela signifie que les restrictions de capacité seraient déplacées du pont de Québec au pont de la rivière Chaudière et possiblement au carrefour des Quatre-Chemins.

La capacité de la voie simple de 12' en direction sud a été évaluée à 1150

véhicules à l'heure, ce qui veut dire qu'entre 4 h.20 et 5 h.20 p.m. la capacité totale serait de 2,300 véhicules à l'heure. Entre 4 h.05 et 4 h.20 p.m. et 5 h.20 et 5 h.35 p.m., la capacité disponible serait de 1150 véhicules à l'heure.

Comparativement au système à 3 voies discuté en (a), la congestion en direction sud serait amplement éliminée, de sorte que le système à 4 voies serait préférable. Le refoulement du chemin Saint-Louis se produirait sûrement encore pendant les périodes de 15 - 20 minutes de passages de trains qui coïncident avec les périodes de pointe du trafic routier, mais ces refoulements sont difficiles à évaluer.

Le coût d'améliorer les accès des deux côtés du pont a été évalué à \$82,000. Ceci comprend, du côté nord, l'établissement de 4 voies continues, les panneaux de signalisation et les feux de circulation depuis la rampe du chemin Saint-Louis jusqu'au pont, et du côté sud, les raccords à la Route 9 ouest et à la Route 3 sud, la rampe circulaire et la signalisation; ce coût comprend aussi l'éclairage de la voie carrossable établie sur la voie ferrée.

Résumé des coûts

Si le projet de système à 4 voies était exécuté, il occasionnerait les déboursés suivants :

Système de signalisation ferroviaire :	\$192,000
Système de détection de véhicules :	85,000
Tablier carrossable, en panneaux démontables :	165,000
Amélioration des accès :	82,000
	<hr/>
TOTAL	\$524,000

Les coûts sont seulement approximatifs.

Sécurité

Au cours des années, certains critères ont été formulés pour permettre de juger de la protection nécessaire aux passages à niveau. Le critère le plus souvent employé est le "coefficient d'exposition", produit du trafic ferroviaire par le trafic routier au passage à niveau considéré. Au tableau V apparaissent des exemples de normes établies par deux organismes routiers. Ces normes reposent sur le "coefficient d'exposition" et dictent quel genre d'appareils protecteurs devrait être installé.

TABLEAU V

COEFFICIENTS D'EXPOSITION POUR DETERMINER LE GENRE DE

<u>Protection nécessaire</u>	<u>PROTECTION NECESSAIRE</u>	
	<u>Coefficients d'exposition U. S. Bureau of Public Roads</u>	<u>Coefficients d'exposition Ministère de la Voirie d'Ontario (résumé)</u>
Feux clignotants	1,500 - 5,000	2,500
Barrières automatiques	3,000 (voie double)	25,000 (voie double)
	5,000 (voie simple)	50,000 (voie simple)
Etagement	200,000	100,000 - 150,000

Il passe sur le pont en été de 26 à 33 trains par jour et pendant les quatre prochaines années, le trafic quotidien moyen sera d'environ 31,000 véhicules. Cependant, seulement une portion de la moitié de ce trafic sera touché : pour fins de calculs, nous présumons que cette portion sera le tiers du trafic en direction sud. Sur cette base de calcul, le coefficient d'exposition se trouve dans les 135,000 - 170,000 et d'après les normes de sécurité acceptables, il faudrait un passage étagé dans une situation semblable, c'est-à-dire qu'aucun véhicule routier ne devrait employer la même voie que le chemin de fer même avec le système de signalisation le plus élaboré. C'est d'autant plus juste qu'un passage à niveau ordinaire a seulement quelques pieds de large à traverser tandis que dans le cas du pont, il s'agirait d'une distance de presque un mile, ce qui multiplie encore les risques d'accidents désastreux.

Bien que l'utilisation de la voie ferrée puisse augmenter la capacité du pont, il y a plusieurs raisons qui, du point de vue sécurité et exploitation, militent contre cette solution. Nous donnons ci-après un résumé de quelques-unes de ces raisons.

1. Aucun système de détection des véhicules ou de signalisation n'est totalement à l'épreuve d'une défaillance - à preuve, la tragédie de Dorion.
2. Le système manuel de commande est sujet à erreur humaine.

3. Des matériaux tombés de camions pourraient occasionner un déraillement.
4. Des débris accumulés dans la grille du tablier augmenteraient les risques d'incendie des traverses.
5. La surface de roulement pour les automobiles serait médiocre.
6. Des conducteurs irresponsables essaieraient quand même de déjouer la barrière.
7. Il y aurait sûrement des cas de pannes ou d'accidents sur cette voie, ce qui rendrait nécessaire la présence continuelle d'un camion de remorquage à un bout du pont.
8. L'entretien des rails du CN, des traverses et du système de signalisation serait plus difficile.
9. Il y aurait corrosion des structures du pont, à cause du sel laissé par les véhicules.
10. Les retards soufferts par certains trains pourraient avoir des répercussions graves sur l'ensemble du fonctionnement régional du CN.

Conclusions sur la praticabilité d'employer la voie ferrée.

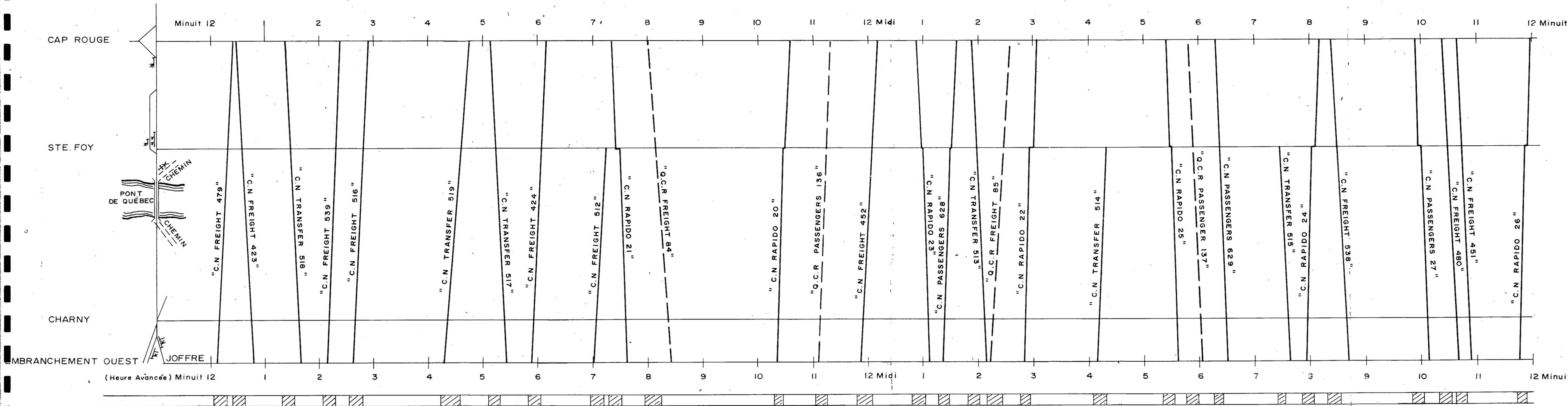
1. Il y aurait danger grave pour la vie, et pour cette raison là seule, il est impensable d'envisager la conversion.

2. C'est pourquoi nous croyons qu'il serait impossible de préparer un mémoire qui convaincrat la Commission des Transports que la conversion est justifiée.
3. C'est juste de dire que l'emploi de la voie ferrée augmenterait la capacité du pont, mais le coût serait élevé, soit environ \$524,000. et il y aurait encore de la congestion.
4. Notre étude de la disponibilité de la voie ferrée est établie sur l'horaire projeté du CN pour l'été 1967. On présume que le Q.C.R. interrompra ses services qui utilisent le pont. Le passage de trains irréguliers diminuera encore la disponibilité de cette voie pour le trafic routier.
5. En fait, les horaires de trains de marchandise varient beaucoup d'un jour à l'autre. Les déviations de leur horaire régulier pourraient affecter défavorablement l'écoulement du trafic aux heures de pointe.

HORAIRE DES TRAINS - SUBDIVISION DU PONT C.N.

ÉTÉ 1967

JOURS DE LA SEMAINE

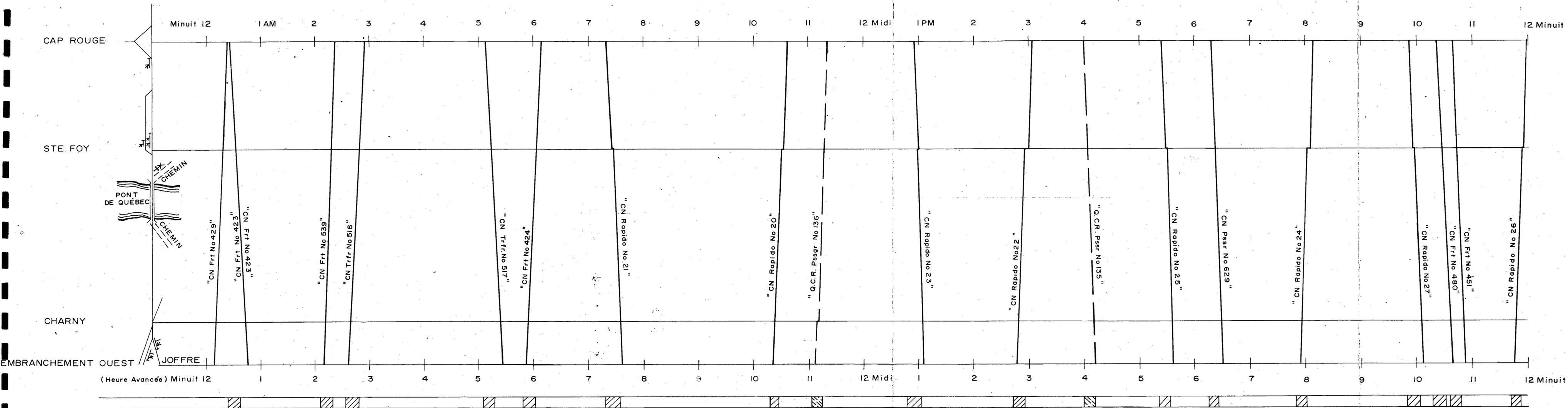


VOIE DU C.N. TRAVERSANT LE PONT DE QUÉBEC UTILISÉE POUR CIRCULATION VÉHICULAIRE
 VOIE OUVERTE _____
 VOIE FERMÉE

GRAPHIQUE IX
 JOURS DE LA SEMAINE
 HORAIRE DES TRAINS
 SUBDIVISION DU PONT C. N.
 ÉCHELLE: _____ DATE: 7 MARS, 67
 DE LEUW, CATHER & ASSOC.

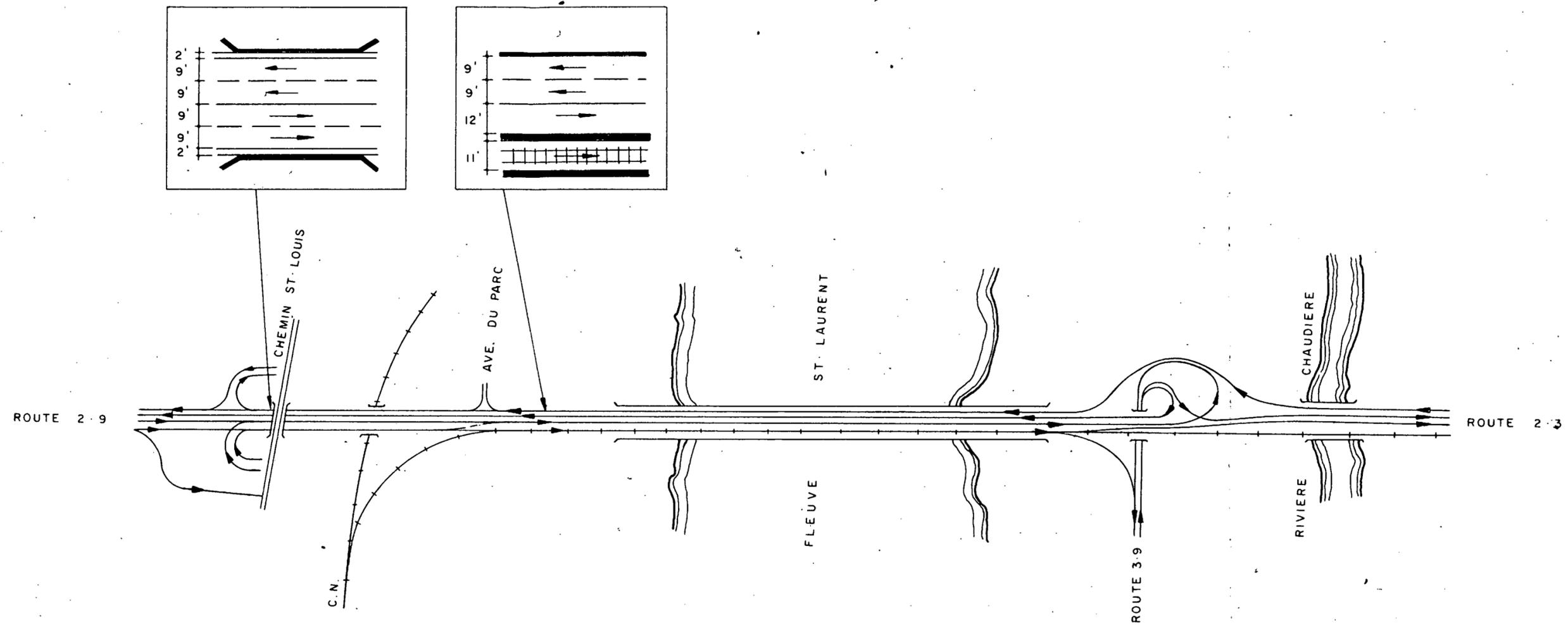
HORAIRE DES TRAINS - SUBDIVISION DU PONT C.N.

ETÉ 1967
DIMANCHES



VOIE DU C.N. TRAVERSANT LE PONT DE QUÉBEC UTILISÉE POUR CIRCULATION VÉHICULAIRE
 VOIE OUVERTE _____
 VOIE FERMÉE

GRAPHIQUE X
 DIMANCHES
 HORAIRE DES TRAINS
 SUBDIVISION DU PONT C.N.
 ÉCHELLE: _____ DATE: 7 MARS, 67
 DE LEUW, CATHER & ASSOC.



GRAPHIQUE XI

CHAUSSÉE À 4 VOIES

ECHELLE 1"=800 DATE: LE 31 MARS 67

DE LEUW, CATHER & ASSOC.

APPENDIX 'A'

Truck Volumes

For capacity purposes, trucks are defined as being vehicles with 6 or more tires. The counts from which the truck percentage has been computed, were supplied by the Department of Roads.

<u>Observation Period</u>	<u>Direction</u>	<u>Location</u>	<u>% Trucks</u>
16:30 - 17:30 September 1966	S.B.	Rte 9 at Laurier Circle	10.0
Ditto	N.B.		11.0
17:00 - 18:00 October 1966	S.B.	Quebec Bridge	11.0
Ditto	N.B.		7.4
16:30 - 18:30 Thursday, August 27/64	S.B.	Quebec Bridge	10.9
17:00 - 18:00 Ditto	S.B.	Quebec Bridge	11.6
17:00 - 18:00 Wednesday, August 26/64	S.B.	Quebec Bridge	10.4
16:30 - 18:30 Thursday, August 27/64	N.B.	Quebec Bridge	10.9
17:00 - 18:00 Ditto	N.B.	Quebec Bridge	10.4
07:00 - 19:00 Thursday and Friday October 18, 19, 1962	N.B.	Quebec Bridge	16.2

<u>Observation Period</u>	<u>Direction</u>	<u>Location</u>	<u>% Trucks</u>
07:00 - 08:00 October 19, 1962	N.B.	Quebec Bridge	9.2
08:00 - 09:00 Ditto	N.B.	Quebec Bridge	18.0
17:00 - 18:00 October 18, 1962	N.B.	Quebec Bridge	9.4

For the purposes of this study a truck percentage of 10% is assumed.

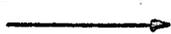
APPENDIX 'B'

Capacity Computations for Specific Sections of the Existing System

The sections are number coded to Exhibit III, which summarizes the capacities of the sections.

VS 1

Observed Directional Distribution, Sept. 1966.

$F_1 = .05V$ 

$W_1 = .69V$ 

$W_2 = .15V$ 

$F_2 = .11V$ 

0.80V TO BRIDGE

$L = 225'$ (2' nose to 12' nose)

$N = 3$ (35')

$K = 3.0$ (curve ∇)

HCM Table 7.1 S.V. = 1600 pcph/lane = 1450 vph/lane (10% trucks)

HCM Fig. 7.4 $W_1 + W_2 = 2000$ pcph or $W_1 + W_2 = 1800$ vph

$$W_1 = \frac{.69V}{.69 + .15V} (1800) = 1475 \text{ vph} \quad W_2 = 325 \text{ vph}$$

$$V = W_1 / .69 = 2150 \text{ vph}$$

VS 1a

.80V = 1700 vph ($F_2 + W_1$)

$$\text{Check width } N = \frac{V + (k-1)(W_2)}{\text{S.V.}} = \frac{2150 + (3-1)(325)}{1450} = 2$$

Width at $N=3$ is adequate; length controls and,
Cap. to bridge = 1700 vph (for the estimated directional distribution through the weave)

VS 2

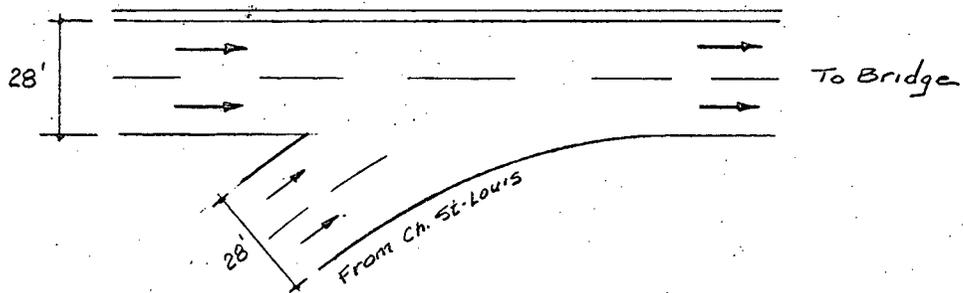


Chart 8 $W_a = 24'$, 5% right turns, no left turns, trucks 10%, Metro and P.H. factor - 1.0 ($24'$ represents 2-lanes)

Design Cap. to bridge = (2100 - 5% r.t.) = 2000 vphg.
Possible Capacity = 2000 x 1.13 = 2260 vphg

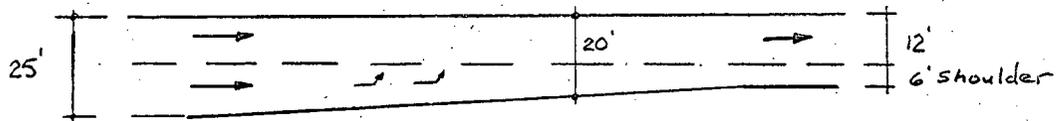
$W_b = 24'$ no turns, trucks 10%, Metro & P.H. factor = 1.0
($24'$ represents 2-lanes)

Design Cap. = 2100 vphg. Possible Capacity = 2100 x 1.13 = 2370

If the cycle is split 45%, 45%, 10% amber, the total capacity of intersection to bridge on two lanes = .45 (2260) + .45 (2370) = 1015 + 1065 = 2080 vph.

The cycle phasing, adjusted for directional flow, should not increase the total capacity significantly.

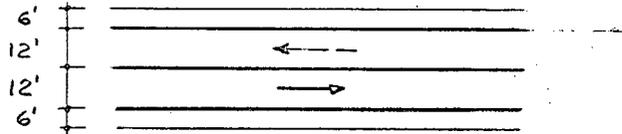
VS 3



The capacity of a merging section on a freeway is 2000 vph (not more than 5% trucks and level terrain). This base value requires that more than one lane is available to accept the merge, ie a three lane highway merges to 2 lanes or a single lane ramp enters 2 or more lanes. For the condition of merging 2 lanes into 1 lane, indications are that not more than 1800 vph.

can be accommodated. This volume therefore becomes the base volume for calculation of the capacity of the bridge and for section VS 4 and VS 6.

VS 4

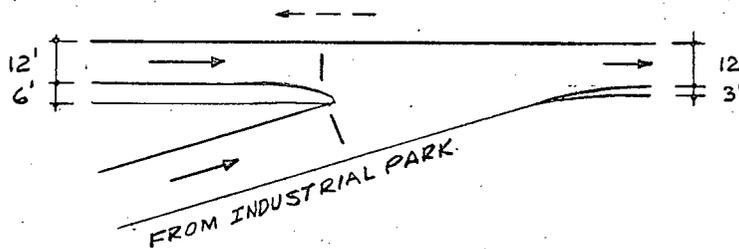


Base Vol. 1800 pcph, (VS 3)
 Trucks 10% $F_t = 0.91$, Tables 10.10, 10.12 HCM

$W_f = 1.0$, Table 10.8 HCM

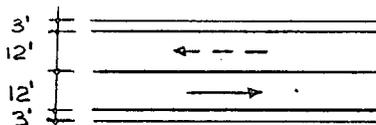
$$\text{Cap.} = S.V. \times W \times F_t = 1800 \times 1.0 \times 0.91 = 1640 \text{ vph}$$

VS 5



Since only one lane can proceed at a time the capacity away from the intersection is controlled at 1500 vph. This represents the theoretical number of stationary vehicles in a queue which can be moved by a point in one hour. Because of inefficiencies in switching from 1 lane to another and because of observed volumes (see text) we will take capacity here to be 1475 vph.

VS 6
 (Bridge)



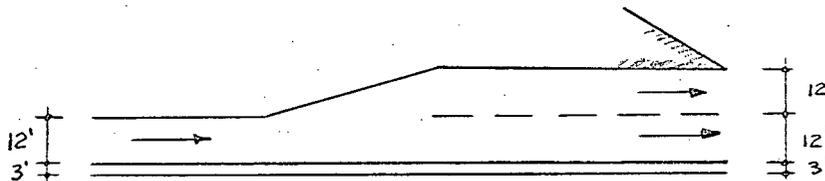
Base Vol. = 1800 pcph (VS 3)
 Trucks 10% $F_t = 0.91$ Tables 10.10, 10.12 HCM
 $W_f = 0.90$ Table 10.8 HCM

Cap. = $1800 \times 0.90 \times 0.91 = 1475$ vph

If the maximum base volume of 2000 is used, then the capacity would be 1640 vph.

Note: Because we are dealing with a short bridge (3200') where there are no passing manoeuvres and there are no lateral conflicts from entering traffic, we assumed that the lane in each direction may have the potential of a single lane in a 4-lane undivided facility.

VS 7



The southbound system expands to 2 lanes to feed the weaving section (VS 8)

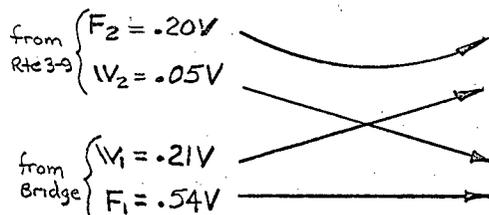
Max lane S.V. value (Table 7.1 HCM) = 1600 pcph.

Trucks, 10%, $F_t = 0.91$

Width 2-12' lanes, 3' offset $W = 0.98$ (Table 9.2 HCM)

$SV = 1600 \times 0.91 \times 0.98 = 1430$ vph/lane.

VS 8



Observed directional distribution
 October 1966, $V = 1770$

Length = 340' (from 2' nose to 12' nose)

Width, $N=3$ (approx 35')

Figure 7.4, HCM, Capacity on curve V , $k=3.0$

$$W_1 + W_2 = 2300 \text{ pcph} \quad F_t = 0.91$$

$$W_1 + W_2 = 2100 \text{ vph} \quad (10\% \text{ Trucks})$$

If $W_1 = .21V$ and $W_2 = .05V$ at Capacity then,

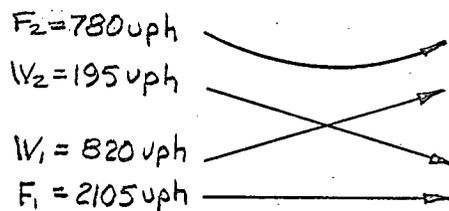
$$W_1 = \frac{.21V}{.21V + .05V} (2100) = 1700 \text{ vph, and } W_2 = 400 \text{ vph}$$

$$\text{and } V = 8100 \text{ vph} \quad \text{S.V.} = 1430 \text{ (VS7)}$$

$$\text{Check width: } N = \frac{V + (k-1) W_2}{\text{S.V.}} = \frac{8100 + (3-1) 400}{1430}$$

$$\text{Since } N=3, \quad 3 = \frac{V + (2) (.05V)}{1430} \quad \text{or } V = 3900 \text{ vph.}$$

For $V = 3900$ vph:

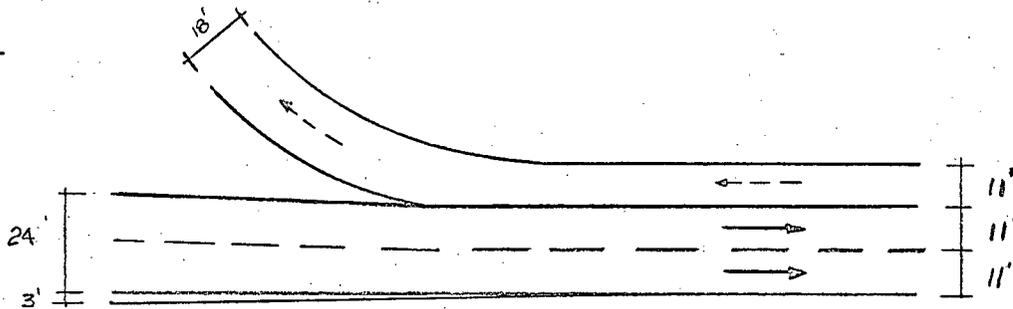


Note that as the smaller weaving volume (W_2) increases the total capacity of the section decreases.

$$\begin{aligned} \text{For example if } W_2 = 0.10V \text{ then } V &= 3575 \text{ vph} \\ W_2 = 0.15V \text{ then } V &= 3300 \text{ vph} \\ W_2 = 0.20V \text{ then } V &= 3060 \text{ vph} \end{aligned}$$

The lesser weaving volume W_2 most likely varies between $0.05V$ and $0.15V$, hence the capacity of the weaving section is estimated to range from 3300 - 3900 vph.

VS 9



The exit from VS 8 to the south on Route 2-3, narrows from 2-12 ft. lanes with a 3 ft. clearance to 2-11 ft. lanes with no lateral clearance.

$$\text{Cap} = \text{S.V.} \times W_f \times F_t$$

$$\text{S.V.} = 4000 \text{ pcph Table 10.1 HCM}$$

$$W_f = 0.86 \text{ Table 10.2 HCM (2-10' lanes, 2' clear) or}$$

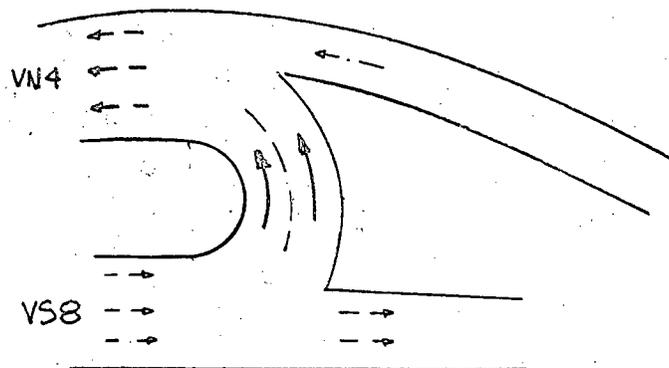
$$W_f = 0.85 \text{ Table 10.2 HCM (2-11' lanes) ; Use 0.85}$$

$$F_t = 0.91 \text{ Tables 10.4 and 10.6 HCM (10\% Trucks)}$$

$$\text{Cap} = 4000 \times 0.85 \times 0.91 = 3100 \text{ vph.}$$

Capacity to the south of VS 9 on Route 2-3 is most likely controlled at the first intersection.

VS-10

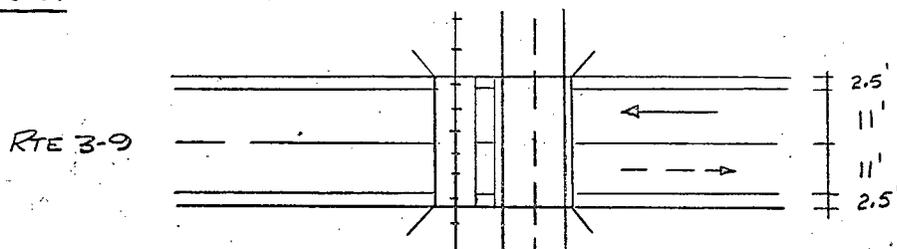


This two lane ramp provides the connection between the weaving section VS 8 and the weaving section VN 4.

The weave between traffic from the bridge to Route 9 westbound and traffic from Route 9 eastbound to the bridge may be performed in VS 8, VS 10 and/or VN 4.

Basically one lane weaves with one lane on a two lane section. The capacity of the weave is then basically the capacity of one lane. The lane capacity (SV) varies from VS 8 to VS 10 to VN 4. The minimum point is the section VS 10, a sharply curved section. If all the weaving were attempted in VS 10, then the capacity of the weave would be approximately 900 vph. If all the weaving could be carried to VN 4 then the capacity of the weave would be approx 1475 vph. During normal peak periods there appears to be no problem. In 1965 and 1966, there were only 1 and 8 hours respectively when 1475 vph or more was carried on the northbound bridge system; traffic may have been blocked on the approaches to the bridge. The southbound traffic destined for Route 9 west may have been pre-empting the northbound traffic from the west on Route 9 through VS 8 and VS 10. Therefore the full capacity of the bridge could not be realized since Route 9 was not delivering at a high enough rate.

VS 11



Trucks 10% $F_T = .91$ Tables 10.10 and 10.12 HCM

2 - 11' lanes, 2.5' to obstructions, both sides.

$$W_a = .77$$

Table 10.8 HCM

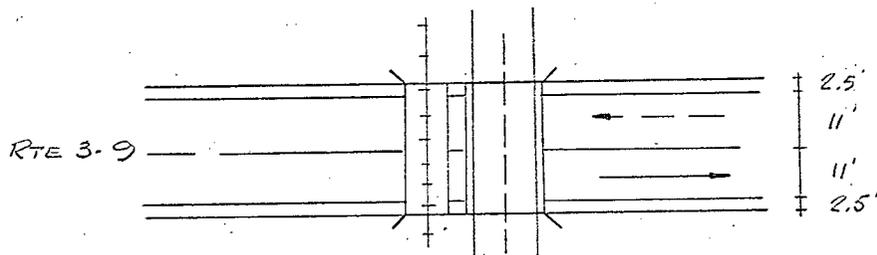
S.V. = 1800 pcph/lane

Cap = $1800 \times .91 \times .77 = 1260$ vph/lane

Route 3-9, west of VS 11, should be considered as a rural 2-lane highway.

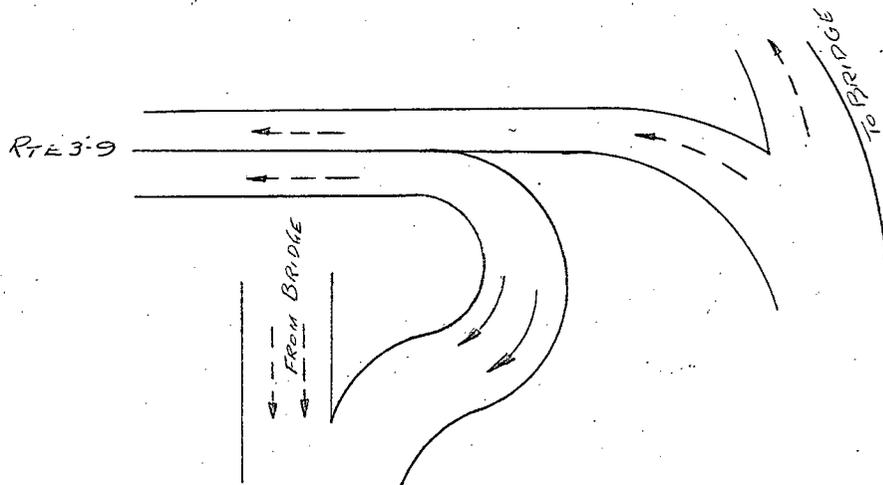
During peak periods volumes greater than capacity may occur under forced flow conditions, level of service F.

VN 1



See VS 11. Capacity - 1260 vph/lane

VN 2



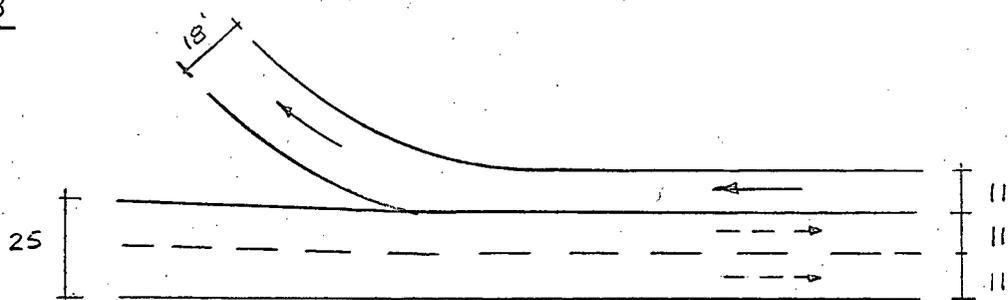
Loop Ramp, 5% upgrade (Ref. Table II - AASHO 1965)

$$\text{Cap} = [770 - 0.20 (770)] \times 1.25 = 770 \text{ vph per lane (from West Route 3-9)}$$

There are two lanes, which because of the sharp curvature probably operate as $1\frac{1}{2}$ lanes. Therefore, Capacity = $770 \times 1.5 = 1150$ vph.

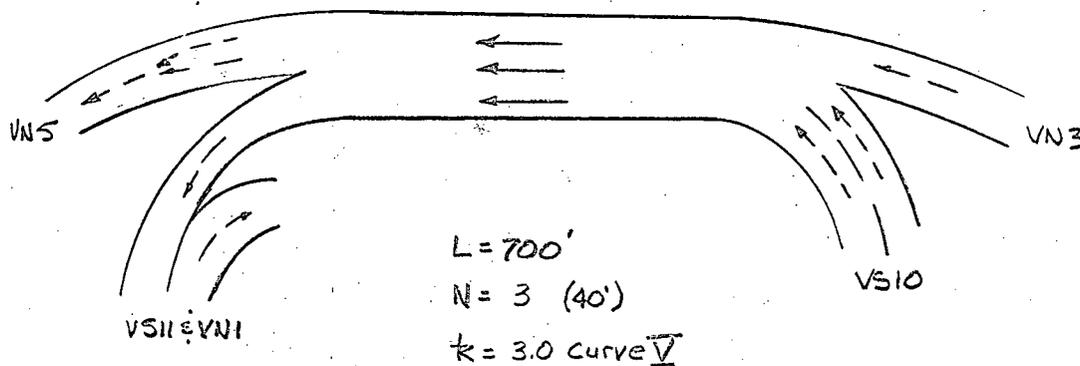
Note: Northbound system passes through VS 8 and VS 10

VN 3

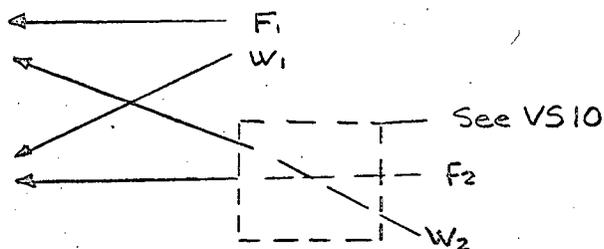


$$\begin{aligned} \text{Cap} &= \text{S.V.} \times W_f \times F_t \\ \text{S.V.} &= 1800 \text{ pcph} \\ W_f &= 0.67 \text{ Table 10.8 HCM} \\ F_t &= 0.91 \text{ Tables 10.10 and 10.12 HCM (10\% Trucks)} \\ \text{Cap} &= 1800 \times 0.67 \times 0.91 = 1100 \text{ vph} \end{aligned}$$

VN 4



Assume the weave of VS 10 occurs separately from the weave of VN 4 to determine length of weaving section requirements:



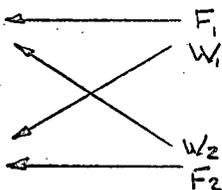
From VS 10

$$F_2 + W_2 = 1100 \text{ vph max} = 1200 \text{ pcph}, L' = 100' \text{ curve V}$$

Directional distribution indicates that $W_1 = F_2$

Therefore $W_1 + W_2 = F_2 + W_2$, and $L'' = 100' \text{ curve V}$

Hence $L' + L'' = L = 200'$ is more than adequate and does not control capacity.



$$N = \frac{V + (k-1)W_2}{SV}$$

$$SV = 1475 \text{ vph (VN3)}$$

Therefore $4425 = V + 2W_2$ for $k = 3.0$

for $W_2 = 0.05V, V = 4000 \text{ vph.}$

$W_2 = 0.10V, V = 3700 \text{ vph.}$

$W_2 = 0.15V, V = 3400 \text{ vph.}$

$W_2 = 0.20V, V = 3150 \text{ vph.}$

For the worst case $W_2 = 0.20V$ and $W_1 = W_2$

$$F_1 + F_2 = .6V = 1900 \text{ vph}$$

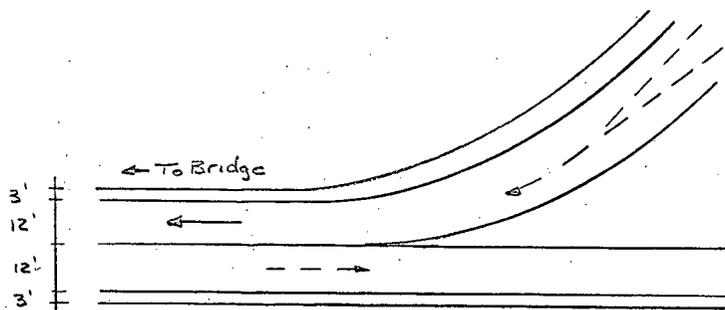
If $W_2 = 630$ vph (.2V) then F_2 cannot exceed 700 vph.

From VS 10, $F_1 = 1900 - 700 = 1200$ vph

$$F_1 + W_1 = 1830 \text{ vph}$$

Therefore the weaving section can accept more than can be supplied

VN 5



(See VS 3) Base vol. = 1800 pcph

For 10% Trucks, on 3% grade, less than 1/4 mile, $E_t = 4$

and $F_t = 0.77$ (Tables 10.4 and 10.6, HCM)

For a 12' lane, with a 6 ft. shoulder minimum, $-W_f = 1.0$ (Table 10.8 HCM)

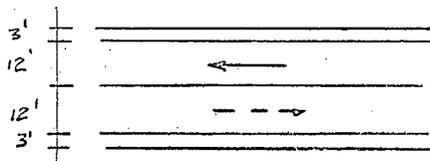
Therefore Capacity = $1800 \times 0.77 \times 1.0 = 1380$ vph

If the grade is on average less than 3% over the 1000 ft, then the $E_t = 3$

in which case the capacity = 1500 vph.

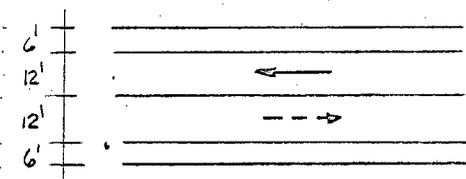
For the purposes of analysis the capacity is estimated to be 1475 vph.

VN 6



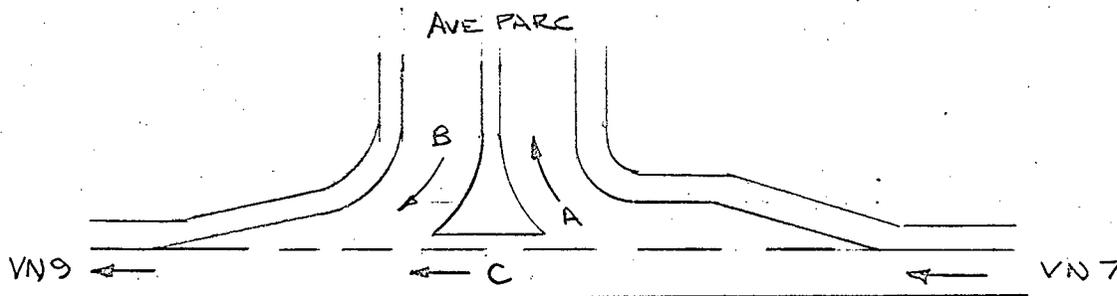
See VS 6 Capacity = 1475 vph.

VN 7



See VN 4, Capacity = 1640 vph.

VN 8



Through capacity C is maintained if Volume B is not greater than Vol A when Volume C plus Vol A equals the capacity of VN 7 (1640 vph)

Since the cap. of VN 6 is only 1475 vph there is a small factor of safety for merging B with C.

The terminal facilities of A must be adequate to carry the demand flow in that direction. Otherwise a resultant backup could block through traffic C.

VN 9

The northbound system diverges to 2 - 12 ft. lanes. The 2nd lane allows through traffic to by-pass lateral friction. Hence there are no capacity restricting sections between the overpass of the CNR and the Rotary at Laurier Blvd.

Width 24' min. $W = 0.81$ (Table 9.2 HCM)

Trucks 10% on 4% grade, 3/4 miles $E_t = 7$ (Table 9.4 HCM)

$F_t = 0.63$ (Table 9.6 HCM)

S.V. = 4000 pcph at Capacity (Table 9.1 HCM)

VN 9 Capacity = $4000 \times 0.81 \times 0.63 = 2040$ vph.

VN 10

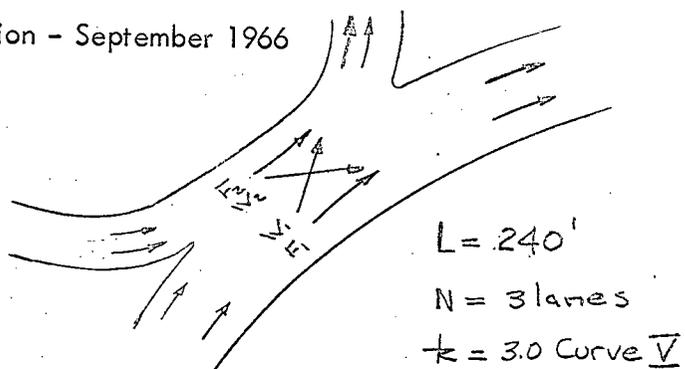
Observed directional distribution - September 1966

$$F_1 = 0.4V$$

$$W_1 = 0.4V$$

$$W_2 = 0.2V$$

$$F_2 = 0.0V$$



(Fig. 7.4 HCM) $(W_1 + W_2)$ at capacity = 2100 pcph = 1900 vph (10% trucks)

for the observed directional distribution :

$$F_1 = 1265 \text{ vph}$$

$$W_1 + W_2 = .6V = 1900$$

$$W_1 = 1265 \text{ vph}$$

$$CV = 3165$$

$$W_2 = 635 \text{ vph}$$

$$F_2 = 0 \text{ vph.}$$

$$V = 3165 \text{ vph}$$

Check width :

$$N = \frac{V + (k-1) W_2}{S.V.}$$

$$S.V. = 2000 \times 0.91 \times 0.81 = 1475 \text{ vph}$$

$$N = \frac{3165 + (2) (635)}{1475} = \frac{4435}{1475} = 3.0 \text{ lanes}$$

Therefore the capacity of VN 10 is $V = 3165$ vph for the observed directional distribution and $(F_1 + W_1)$ cap = 2530 vph

It is known that F_1 will always represent a high percentage of the total volume through the weaving Section, say 40% as a minimum. F_2 has minimal demand but say W_2 increases to a maximum point where $W_2 = W_1 = .3V$

For $F_1 = .4V$, $W_1 = .3V$, $W_2 = .3V$ and $F_2 = 0$.

(Fig. 7.4 HCM) $(W_1 + W_2)$ at capacity = 2100 pcph = 1900 vph (10% trucks)

Then $W_1 = W_2 = 950$ vph.

and $V = W_1 / .3 = 3165$ vph

Check width :

$$N = \frac{V + (k-1) W_2}{S.V.}$$

$$S.V. = 2000 \times .91 \times 0.81 = 1475 \text{ vph}$$

$$N = \frac{3165 + (2) 950}{1475} = \frac{5065}{1475} = 3.5$$

Therefore N at 3 lanes controls

Check V for N = 3

$$3 = \frac{V + (2) (.3V)}{1475}$$

$$1.6V = 4425$$

(VN 10) cap. : V = 3000 vph

$$F_1 = 1200 \text{ vph} \quad W_1 = 900 \text{ vph} = W_2$$

VN 10a

From VN 10, $(F_1 + W_1)$ cap. = 2100 vph.

APPENDIX 'C'

Increase in Traffic

The days included in the 10% sample are as follows :

	<u>1965</u>	<u>Vehicles</u>	<u>1966</u>	<u>Vehicles</u>	<u>Increase</u>
Sundays	Jan. 17	16,053	Jan. 16	18,669	
	Mar. 28	25,166	Mar. 27	25,474	
	Jun. 6	31,124	Jun. 5	33,129	
	Aug. 15	34,624	Aug. 14	37,092	
	Oct. 24	30,105	Oct. 23	33,337	
		<u>137,072</u>		<u>147,701</u>	7.75%
Mondays	Feb. 22	20,026	Feb. 21	19,691	
	May 3	23,963	May 2	26,509	
	Jul. 12	31,191	Jul. 11	34,039	
	Sept. 20	26,780	Sept. 19	27,623	
	Nov. 29	19,609	Nov. 28	24,294	
		<u>121,569</u>		<u>132,050</u>	8.6%
Tuesdays	Feb. 16	18,446	Feb. 15	20,096	
	Apr. 27	22,939	Apr. 26	24,063	
	Jul. 13	30,098	Jul. 12	33,117	
	Sept. 14	25,801	Sept. 13	27,365	
	Nov. 16	16,838	Nov. 15	24,706	
		<u>114,122</u>		<u>129,347</u>	13.35%
Wednesdays	Mar. 3	19,675	Mar. 2	20,337	
	May 12	24,663	May 11	25,480	
	Jul. 21	32,441	Jul. 20	33,600	
	Sept. 29	25,390	Sept. 28	26,915	
	Dec. 8	20,552	Dec. 7	19,804	
		<u>122,721</u>		<u>126,136</u>	2.8%

	<u>1965</u>	<u>Vehicles</u>	<u>1966</u>	<u>Vehicles</u>	<u>Increase</u>
Thursdays	Mar. 25	22,938	Mar. 24	23,563	
	Jun. 10	27,113	Jun. 9	27,753	
	Aug. 19	30,861	Aug. 18	34,599	
	Oct. 28	22,985	Oct. 27	27,335	
	Dec. 9	<u>21,666</u>	Dec. 8	<u>21,387</u>	
			125,563	134,637	7.2%
Fridays	Feb. 5	20,324	Feb. 4	21,103	
	Apr. 16	25,380	Apr. 15	28,016	
	Jun. 18	31,350	Jun. 17	32,636	
	Sept. 10	30,123	Sept. 9	32,420	
	Nov. 19	<u>23,441</u>	Nov. 18	<u>22,781</u>	
			130,618	136,956	4.85%
Saturdays	Jan. 23	17,747	Jan. 22	20,639	
	Apr. 3	24,312	Apr. 2	26,568	
	Jun. 12	29,808	Jun. 11	30,797	
	Aug. 21	32,104	Aug. 20	33,833	
	Oct. 30	<u>27,209</u>	Oct. 29	<u>29,117</u>	
			131,180	140,954	7.45%
Labour Day	Sept. 6	33,929	Sept. 5	33,627	- 1%

The 10% sample indicates an ADT of 25,500 veh in 1965 and 27,200 veh in 1966, an increase of approx. 7%

If Labour Day is excluded from the sample, the ADT would be 25,200 veh in 1965 and 27,000 veh in 1966, an increase of 7.35%.

If Labour Day and Sundays are excluded from the sample, the ADT would be 24,900 veh in 1965 and 26,600 veh in 1966, an increase of 7.3%.

For Monday through Friday, the ADT would be 24,600 veh in 1965 and 26,400 in 1966, an increase of 7.25%.

For the purposes of the study we will assume an average annual increase in traffic of 7%.

Therefore 1970 traffic = 1.31×1966 traffic and 1970 ADT = 35,600 veh.

Also the number of hours in which high two way volumes occurred increased significantly as is seen in the following table.

Number of hours greater than volume shown

<u>Two way Volume</u>	<u>1965</u>	<u>1966</u>	<u>Increase %</u>
2400	187	268	43.5
2300	295	402	38.5
2200	399	571	43
2100	551	791	43.5
2000	722	1,059	46.5

APPENDIX 'D'

Capacity estimates for revised sections, 2 or 3 lane system

- Note - Only VS 2 and VS 5 apply to proposed 2 lane system.
- The same coding of sections is used here as in Appendix 'B'.

The capacities of the respective sections are summarized in Exhibits V and VI.

VS 1 and VS 1a

No change

VS 2

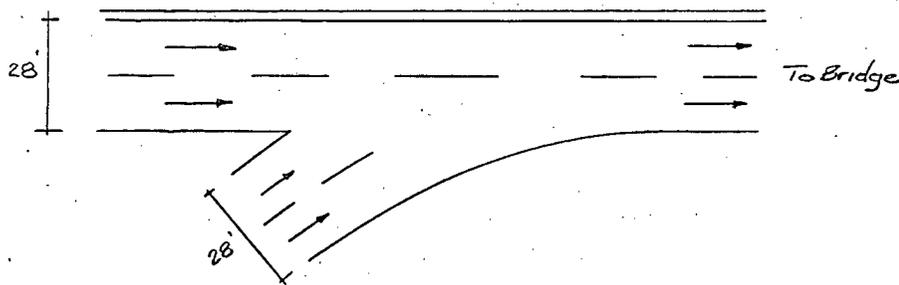


Chart 8 $W_a = 24'$, 5% right turns, no left turns, trucks 10%, Metro and

P.H.F. - 1.0, (24 ft. represents two lanes)

Design Cap. to bridge = 2100 - 5% r.t. = 2000 vphg.

Possible Cap to bridge = 2000 x 1.13 = 2260 vphg.

$W_b = 24'$, no turns, trucks 10% Metro and PHF - 1.0

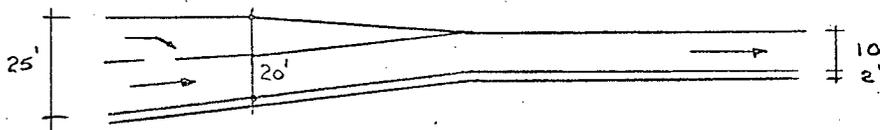
(24' represents 2-lanes)

Design Cap. = 2100 vphg

Possible Cap. = 2100 x 1.13 = 2370 vphg.

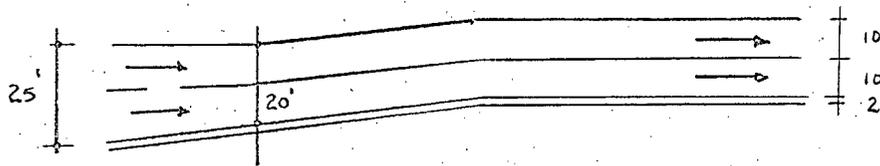
During peak period one-lane operations southbound on the bridge, a clearing "all-red" signal is required to regulate traffic entering the merge section south of the intersection. The design capacity towards the bridge to the south should not overly exceed the capacity of the one lane on the bridge section. If the cycle is split 35%, 35%, 10% amber, 20% all red then the possible capacity of the intersection towards the bridge = $.35 (2260) + .35 (2370) = 1600$ vph. The capacity of the intersection can be altered by adjusting the cycle split and increasing or reducing the "all red" time. The "all red" time would be omitted when two lanes were available southbound across the bridge and the possible capacity would be 2080 vph as in VS 2, Appendix B.

VS 3a



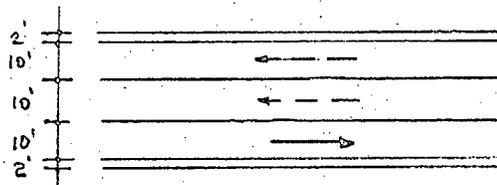
The capacity of a merging section on a freeway is 2000 vph (not more than 5% trucks, and level terrain). This base value requires that more than 1 lane is available to accept the merge; ie three lanes merge to 2 lanes or a single lane ramp enters 2 or more lanes. Experience indicates that for the condition here, 2 lanes merging into 1 lane, not more than 1800 vph could merge. This volume therefore becomes the base volume for the calculation of the bridge (VS 6a) and for section VS 4a.

VS 3b



No lane is dropped. The reduction in width reduces capacity to that of the following section VS 4b.

VS 4a



$$\text{Cap.} = \text{S.V.} \times W_f \times F_t$$

$$\text{S.V.} = 1800 \text{ pcph (VS 3a)}$$

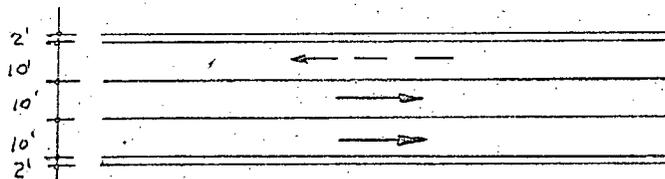
$$W_f = 0.69 \text{ Table 10.8 HCM}$$

$$F_t = 0.91 \text{ Tables 10.10 and 10.12 HCM (10\% trucks)}$$

$$\text{Cap.} = 1800 \times 0.69 \times 0.91 = 1130 \text{ vph}$$

Note: If S.V. = 2000 pcph - Cap. = 2000 x 0.69 x 0.91 = 1250 vph

VS 4b



$$\text{Cap.} = \text{S.V.} \times W_f \times F_t$$

$$\text{S.V.} = 4000 \text{ pcph Table 10.1 HCM}$$

$$W_f = 0.86 \text{ Table 10.2 HCM (2 - 10' lanes, 2' clear)}$$

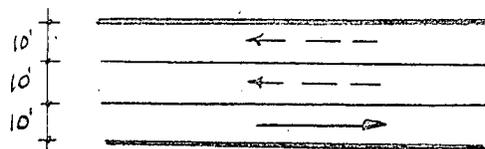
$$F_t = 0.91 \text{ Tables 10.4 and 10.6 HCM (10\% trucks)}$$

$$\text{Cap.} = 4000 \times 0.86 \times 0.91 = 3140 \text{ vph.}$$

VS 5

Ramp from industrial area closed during peak periods; the conditions are then the same as for VS 4 in both the 2-lane and 3-lane systems. See VS 4, Appendix 'B' for 2-lane system. See VS 4a and VS 4b, Appendix 'D' for 3-lane system.

VS 6a



$$\text{Cap.} = \text{S.V.} \times W_f \times F_t$$

$$\text{S.V.} = 1800 \text{ pcph (VS 3a)}$$

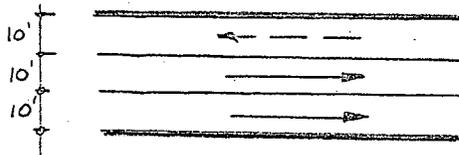
$$W_f = 0.62 \text{ Table 10.8 HCM}$$

$$F_t = 0.91 \text{ Tables 10.10 and 10.12 HCM (10\% trucks)}$$

$$\text{Cap.} = 1800 \times 0.62 \times 0.91 = 1015 \text{ vph}$$

Note: If S.V. = 2000 pcph:- Cap. = 2000 x 0.62 x 0.91 = 1130 vph.

VS 6b



$$\text{Cap.} = \text{S.V.} \times W_f \times F_t$$

$$\text{S.V.} = 4000 \text{ pcph Table 10.1 HCM}$$

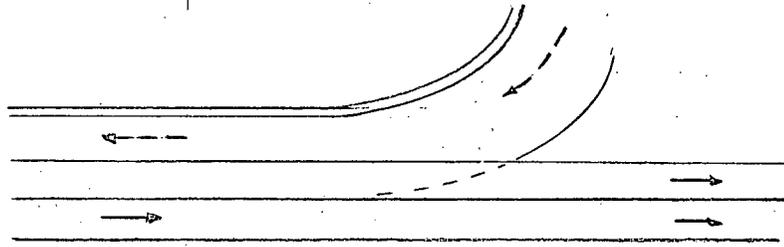
$$W_f = 0.75 \text{ Table 10.2 HCM (2-9' lanes, 2' clear) or}$$

$$W_f = 0.80 \text{ Table 10.2 HCM (2-10' lanes), Use 0.75}$$

$$F_t = 0.91 \text{ Tables 10.4 and 10.6 HCM (10\% trucks)}$$

$$\text{Cap.} = 4000 \times 0.75 \times 0.91 = 2740 \text{ vph.}$$

VS 7



The southbound system expands to 2 lanes to feed the weaving section (VS 8).

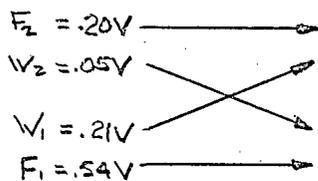
Max. lane S.V. value (Table 7.1 HCM) = 1600 pcph

Trucks 10%, $F_t = 0.91$

Width 2-10' lanes, no offset $W = 0.82$ (Table 9.2 HCM)

S.V. = $1600 \times 0.91 \times 0.82 = 1190$ vph/lane.

VS 8



Observed directional
distribution
Oct. 1966, $V=1770$

Assume F_2 to be carried on separate lane; ie, W_1 does not merge with F_2 in VS 8.

Length = 340' (from 2' nose to 12' nose)

Width, $N = 3$ (approx. 35)

Figure 7.4 HCM Capacity on Curve V, $k \approx 3.0$

$W_1 + W_2 = 2300$ pcph $F_t = 0.91$ (10% trucks)

$W_1 + W_2 = 2100$ vph

S.V. = 1190 vph/lane (VS 7)

for $N = 3$, in $N = \frac{V + (k-1) W_2}{S.V.}$

$$3 = \frac{V + (2) .05V}{1190}$$

then $V = 3200$ vph, for $W_2 = 0.05V$

and $V = 2750$ vph, for $W_2 = 0.15V$

VS 9

No change

VS 10

No change

VS 11

No change.

VN 1

No change

VN 2

No change

VN 3

No change

VN 4

No change

VN 5

No change, see also VS 5 Appendix B

VN 6

See VS 6

VN 7a

See VS 4a

VN 7b

See VS 4b

VN 8 (a) (b)

Same as VN 7a, b - See VN 8 Appendix B

VN 9

No change

VN 10

No change

VN 10a

No change.

APPENDIX 'E'

This appendix summarizes in tabular form the calculations made on the hours and the vehicular hours, over capacity in each system.

2 Lane System

Year	1966 vol. Equiv. to cap. in year shown	Northbound		Southbound		Total	
		No. of occur	Sum of volumes	No. of occur	Sum of volumes	No. of occur	Sum of volumes
1966	1475	8	11,935	36	54,412	44	66,347
1967	1375	71	101,523	195	279,845	266	381,368
1968	1300	138	191,354	348	484,255	486	675,609
1969	1200	275	361,805	556	744,655	831	1,106,460
1970	1130	447	562,025	725	942,060	1172	1,504,085

Note : Volumes for full years were used to find the average volume over capacity. Reduction to the 8-month period should not significantly change the average.

Year	Ave. vol of hrs. over cap	Traffic Incr. Factor	Equiv. vol	Cap	Ave. veh over cap.	No. of hrs Apr - Oct	Veh-hrs over cap
1966	1508	1.0	1508	1475	33	44	1,452
1967	1435	1.07	1535	1475	60	255	15,300
1968	1390	1.145	1592	1475	117	453	53,001
1969	1333	1.225	1633	1475	158	726	114,708
1970	1283	1.31	1681	1475	206	981	202,086

3 Lane System

Year	1966 vol. Equiv. to cap in year shown	Northbound		Southbound		Total	
		No. of occur	Sum of volumes	No. of occur	Sum of volumes	No. of occur	Sum of volumes
1966	1130	83	101,183	34	42,608	117	143,791
1967	1050	176	202,767	59	69,807	235	272,574
1968	985	293	321,702	95	106,080	388	427,782
1969	925	419	441,804	175	181,940	594	623,744
1970	865	517	529,494	284	279,440	801	808,934

Note : There were no hours where demand exceeded estimated capacity in the direction of the two lanes.

Off-peak hours with 1475 vph per lane as capacity were listed according to their amount over capacity using the appropriate capacity in the lighter direction.

Year	Ave. vol. of hrs. over cap	Traffic Incr. Factor	Equiv. vol.	Cap	Ave. veh over cap	No. of hrs Apr - Oct	Veh-hrs over cap
1966	1229	1.00	1229	1130	99	117	11,583
1967	1160	1.07	1241	1130	111	235	26,080
1968	1103	1.145	1263	1130	133	388	44,954
1969	1050	1.225	1286	1130	156	594	92,684
1970	1010	1.31	1323	1130	193	801	154,593

Note : Estimates of veh-hrs over cap. for a 3-lane system with 1015 vph as capacity were interpolated and extrapolated from the above table.

TWO-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1966

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	7											3			4			
	SB	5							4	1									
MON	NB	1		1															
	SB	6											6						
TUE	NB																		
	SB	6										1	4	1					
WED	NB																		
	SB	4											4						
THUR	NB																		
	SB	2										1	1						
FRI	NB																		
	SB	13										3	8	2					
SAT	NB																		
	SB																		
TOTAL	NB	8		1									3			4			
	SB	36							4	1		5	23	3					
TOTAL		44		1					4	1		5	26	3		4			

TWO-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1967

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	61							1	1	-	5	11	1	11	14	12	5	
	SB	34							16	14	4	-	-						
MON	NB	5	-	5															
	SB	24							1			9	13	1					
TUE	NB	-																	
	SB	16										8	8	1					
WED	NB	-																	
	SB	32										7	22	3					
THUR	NB	1													1				
	SB	22										6	14	2					
FRI	NB	-																	
	SB	54					1					21	26	6	3				
SAT	NB	2								1	1								
	SB	-																	
TOTAL	NB	69		5					1	2	1	5	11	1	12	14	12	5	
	SB	186		-					17	14	4	51	83	13	3	-	-	-	
TOTAL		255		5					18	16	5	56	94	14	15	14	12	5	

TWO-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1968

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	102					1		1	4	-	14	17	6	19	16	15	7	2
	SB	60							23	18	9	8	2						
MON	NB	22	9	12								1							
	SB	42							1	1	1	13	25	1					
TUE	NB																		
	SB	38										14	22	2					
WED	NB	2											2						
	SB	46										14	28	4					
THUR	NB	3													3				
	SB	46								1	11	27	3	2	2				
FRI	NB	2													2				
	SB	84				1	1				2	27	29	14	7	3			
SAT	NB	4								1	1	1			1				
	SB	2					1					1							
TOTAL	NB	135	9	12			1	-	1	5	1	16	19	6	25	16	15	7	2
	SB	318	-	-		1	2	-	24	19	13	88	133	24	9	5	-	-	-
TOTAL		453	9	12		1	3	-	25	24	14	104	152	30	34	21	15	7	2

TWO-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1969

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	152					1	1	7	11	1	23	23	14	22	17	17	13	2
	SB	92							29	27	12	15	7	1	1				
MON	NB	50	22	18								4	5	1					
	SB	65							2	2	2	24	28	5	1	1			
TUE	NB	5	1	2									2						
	SB	60									1	27	25	6	1				
WED	NB	6	1									3	2						
	SB	62										24	31	7					
THUR	NB	6	1												5				
	SB	67									2	21	30	7	2	2	2	1	
FRI	NB	23							1			5	3		14				
	SB	104				3	1			1	9	27	29	19	11	3	1		
SAT	NB	15						1	1	1	1	1	1		5	4			
	SB	19					1		3	8		4	3						
TOTAL	NB	256	25	20	-	-	1	2	9	12	2	36	36	15	46	21	17	13	2
	SB	470	-	-	-	3	2	-	34	38	26	142	153	45	16	6	3	1	-
TOTAL		726	25	20	-	3	3	2	43	50	28	178	189	60	62	27	20	14	2

TWO-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1970

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	186					1	1	9	15	4	27	26	22	26	20	18	14	3
	SB	119				1	1	6	30	28	19	22	8	2	1		1		
MON	NB	68	27	24							1	8	7	1					
	SB	76						1	2	3	3	30	28	7	1	1			
TUE	NB	29	9	11								3	2		4				
	SB	66									2	29	25	9	1				
WED	NB	21	4	5						1		5	4	1	1				
	SB	69									1	29	31	8					
THUR	NB	38	9	7								5	5		10	2			
	SB	78									4	27	30	10	2	2	2	1	
FRI	NB	45	2	3					1		6	6	7		20				
	SB	117			1	3	1		1	1	10	28	29	20	12	8	3		
SAT	NB	24						1	1	1	1	2	2		7	9			
	SB	45			1	4	2		9	12	4	10	3						
TOTAL	NB	411	51	50	-	-	1	2	11	17	12	56	53	24	68	31	18	14	3
	SB	570	-	-	2	8	4	7	42	44	43	175	154	56	17	11	6	1	-
TOTAL		981	51	50	2	8	5	9	53	61	55	231	207	80	85	42	24	15	3

THREE-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1966

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	27						1	9	15	2								
	SB	34										22	8	2	1		1		
MON	NB	17									1	8	7	1					
	SB																		
TUE	NB	5										3	2						
	SB																		
WED	NB	10										5	4	1					
	SB																		
THUR	NB	10										5	5						
	SB																		
FRI	NB	14									1	6	7						
	SB																		
SAT	NB																		
	SB																		
TOTAL	NB	83						1	9	15	4	27	25	2					
	SB	34										22	8	2	1		1		
TOTAL		117						1	9	15	4	49	33	4	1		1		

THREE-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1967

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	42						1	17	19	5								
	SB	51									2	28	13	3	2	2	1		
MON	NB	31									1	13	15	2					
	SB	1							1										
TUE	NB	20									1	8	11						
	SB																		
WED	NB	22									1	11	9	1					
	SB	2	1	1															
THUR	NB	24										10	12	1	1				
	SB	2	1	1															
FRI	NB	35									3	10	17	5					
	SB	3													3				
SAT	NB	2								1	1								
	SB																		
TOTAL	NB	176						1	17	20	12	52	64	9	1				
	SB	59		2					1		2	28	13	3	5	2	1		
TOTAL		235	2	2				1	18	20	14	80	77	12	6	2	1		

THREE-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1968

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	58					1	1	23	24	9								
	SB	67									4	30	15	5	6	6	1		
MON	NB	45									4	16	21	4					
	SB	4		2					1	1									
TUE	NB	38									3	15	17	3					
	SB																		
WED	NB	39									3	13	21	2					
	SB	2	1	1															
THUR	NB	49									3	14	24	5	3				
	SB	6	1	1											2	2			
FRI	NB	60									4	18	21	15	2				
	SB	14			1	1	1				1				7	3			
SAT	NB	4								1	1	1			1				
	SB	2					1					1							
TOTAL	NB	293					1	1	23	25	27	77	104	29	6				
	SB	95	2	4	1	1	2		1	1	5	31	15	5	15	11	1		
TOTAL		388	2	4	1	1	3	1	24	26	32	108	119	34	21	11	1		

THREE-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1969

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	70					1	1	27	29	12								
	SB	92									7	31	20	6	11	15	2		
MON	NB	57									7	21	24	5					
	SB	15		3	5				2	2	1				1	1			
TUE	NB	62									4	20	26	12					
	SB	5		1	3										1				
WED	NB	58									5	22	29	2					
	SB	4	1	1	2														
THUR	NB	69									5	20	27	12	5				
	SB	15	1	3	3						1				2	2	2	1	
FRI	NB	88							1		6	20	27	20	14				
	SB	25			1	3	1			1	4				11	3	1		
SAT	NB	15						1	1	1	1	1	1		5	4			
	SB	19					1		3	8		4	3						
TOTAL	NB	419					1	2	29	30	40	104	134	51	24	4			
	SB	175	2	8	14	3	2		5	11	13	35	23	6	26	21	5	1	
TOTAL		594	2	8	14	3	3	2	34	41	53	139	157	57	50	25	5	1	

THREE-LANE SYSTEM

NUMBER OF HOURS OVER ESTIMATED CAPACITY

April 1st, to October 31st, 1970

		TOTAL	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUN	NB	79					1	2	31	31	14								
	SB	116									10	31	24	10	18	16	5		2
MON	NB	64									7	24	26	7					
	SB	25		11	5			1	2	3	1				1	1			
TUE	NB	76									5	24	30	13	4				
	SB	20		14	5										1				
WED	NB	72								1	7	25	32	6	1				
	SB	17	1	11	5														
THUR	NB	93									5	29	28	19	10	2			
	SB	23	2	8	5						1				2	2	2	1	
FRI	NB	109							1		9	24	29	24	22				
	SB	38		1	3	3	1		1	1	5				12	8	3		
SAT	NB	24						1	1	1	1	2	2		7	9			
	SB	45			1	4	2		9	12	4	10	3						
TOTAL	NB	517					1	3	33	33	48	128	147	69	44	11			
	SB	284	3	45	24	7	3	1	12	16	21	41	27	10	34	27	9	1	2
TOTAL		801	3	45	24	7	4	4	45	49	69	169	174	79	78	38	9	1	2

MINISTÈRE DES TRANSPORTS



QTR A 102 469