

COP. DU. 5552

copy 2

Min. de la voirie

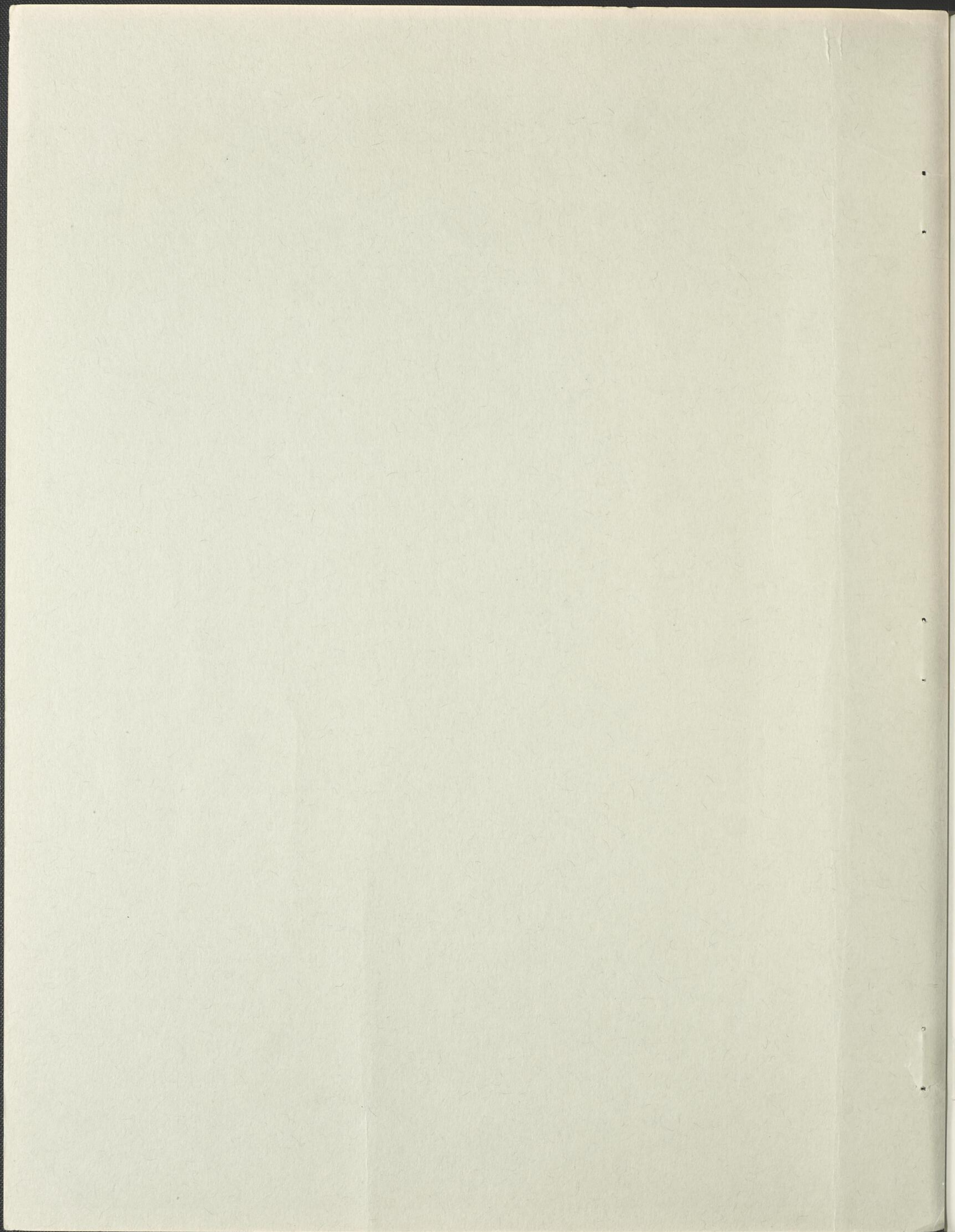
MINISTÈRE DE LA VOIRIE

3/E

ETUDE DE LA CAPACITE
DES CARREFOURS AVEC ARRET
DANS LES QUATRE DIRECTIONS

Jacques Hébert, ing.p., m.s.
Service Technique de la Circulation
Ministère de la Voirie
du Québec

Présentée à la 45e Convention Annuelle
de l'Association Canadienne des Bonnes Routes
Montréal, Québec
Octobre 1964.



1) Québec

Vn. Beaulieu P. 514.

2 / MINISTÈRE DE LA VOIRIE

	Page
Résumé	1
Introduction 3 / <u>ETUDE DE LA CAPACITE</u>	
<u>DES CARREFOURS AVEC ARRET</u>	
<u>DANS LES QUATRE DIRECTIONS</u>	
But et Portée	6
Etude des Variables	8
Cadres de l'Etude	9
Méthode	11
Localisation des Carrefours	
Carrefour A Jacques Hébert, ing.p., m.s.	12
Service Technique de la Circulation	
Carrefour B Ministère de la Voirie	13
Carrefour C du Québec	17
Analyse des Statistiques	
Calcul de l'Echantillon Minimum Requis	23
Etude des Données	24
Présentation et Examen des Résultats	34
Facteurs Affectant les Intervalles	35
Capacités	42
Présentée à la 45e Convention Annuelle	
de l'Association Canadienne des Bonnes Routes	
Possibilité	48
Montréal, Québec	
Pratique Octobre 1964.	51
Application du Coefficient de Poisson	
aux Délais et à la Capacité Pratique	52

MINISTÈRE DE LA VOIE

ÉTUDE DE LA VOIE
DES CARACTÈRES AVEC ANNEXES
DANS LES QUATRE DIRECTIONS

Projet de loi, n. 1
Projet de loi, n. 2
Projet de loi, n. 3
Projet de loi, n. 4

Présenté à la 45e Session
de l'Assemblée législative de la Province de Québec
M. J. G. Gauthier, député
Octobre 1987

TABLE DES MATIERES

	<u>Page</u>
Résumé	1
Introduction	4
But et Portée	6
Etude des Variables	8
Cadres de l'Etude	9
Méthode	11
Localisation des Carrefours	
Carrefour A	12
Carrefour B	13
Carrefour C	17
Analyse des Statistiques	
Calcul de l'Echantillon Minimum Requis	23
Etude des Données	24
Présentation et Examen des Résultats	34
Facteurs Affectant les Intervalles	35
Capacités	42
Fondamentale	42
Possible	48
Pratique	51
Application du Coefficient de Poisson aux Délais et à la Capacité Pratique	52

.../suite

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU

PAGE

1.	Nombre d'Intervalles Observés au Carrefour "A"	27
2.	Nombre d'Intervalles Observés au Carrefour "B"	27
3.	Nombre d'Intervalles Observés au Carrefour "C"	28
4.	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalles Au Carrefour "A"	30
5.	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalles au Carrefour "B"	30
6.	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalles pour les Carrefours "A" et "B" combinés	31
7.	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalles Carrefour "A" <u>vs</u> Carrefour "B"	31
8.	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalles Carrefour "C" <u>vs</u> Carrefour "A" et "B"	32
9.	Intervalles pour Automobiles-passagers Entrant dans un Carrefour avec Arrêt dans les Quatre Directions	34
10.	Tableau de la Capacité Fondamentale	46
11.	Tableau de la Capacité Pratique	52
12.	Volume sur une Voie d'Approche, Obtenu de la Distribution de Poisson	56
13.	Charte de Capacité	60
14.	Observations - Carrefour "A" - Véhicules en Transit	64
15.	Carrefour "A" - Virages à droite et à gauche	65

TAB

PAGE

16.	Observations - Carrefour "B" - Véhicules en Transit	
17.	Carrefour "B" - Virages à droite et à gauche	66 67
18.	Observations - Carrefour "C" - Véhicules en Transit ..	68
	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalle Au Carrefour "A"	
	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalle Au Carrefour "B"	
	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalle pour les Carrefours "A" et "B" combinés	
	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalle Carrefour "A" vs Carrefour "B"	
	Différence Statistique des Moyennes d'Intervalle Carrefour "C" vs Carrefour "A" et "B"	
	Intervalle pour Automobiles-Passagers Entrant dans le Carrefour avec Arrêt dans les Quatre Directions	
	Tableau de la Capacité Fondamentale	
	Tableau de la Capacité Pratique	
	Volume sur une Voie d'Approche, Obtenu de la Distribution de Poisson	
	Charte de Capacité	
	Observations - Carrefour "A" - Véhicules en Transit	
	Carrefour "A" - Virages à droite	
	et à gauche	

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Liste des Figures

<u>Figure</u>		<u>Page</u>
I.	Vue en plan, Carrefour "A"	16
2.	Vue en plan, Carrefour "B"	19
3.	Vue en plan, Carrefour "C"	22
4.	Comparaison des Intervalles Moyens du Type "L", Carrefour "A et B"	37
5.	Comparaison des Intervalles Moyens en Transit, Carrefour "A" et "B"	37
6.	Variations dans les Intervalles avec la Répartition, Carrefour "A" et "B"	38
7.	Opération Idéale des Véhicules aux Carrefours avec Arrêts dans les Quatre Directions	39
8.	Volume sur l'Approche <u>vs</u> Pourcentage des Périodes Dégagées, Obtenu de la Distribution de Poisson	56

Liste des Plaques

<u>Plaque</u>		<u>Page</u>
I.	Indication Supplémentaire "4 - way" sur les Signaux d'Arrêt	10
2.	Carrefour "A"	15
3.	Carrefour "B "	18
4.	Carrefour "C"	21

LISTE DES ILLUSTRATIONS

TABLEAU

Page	Figure
16	1. Vue en plan, Carrefour "A"
18	2. Vue en plan, Carrefour "B"
22	3. Vue en plan, Carrefour "C"
32	4. Comparaison des Intervalles Moyens du Type "I", Carrefour "A" et "B"
37	5. Comparaison des Intervalles Moyens en Transit, Carrefour "A" et "B"
38	6. Variations dans les Intervalles avec la Répartition, Carrefour "A" et "B"
39	7. Opération Idée des Véhicules aux Carrefours avec Arrêts dans les Quatre Directions
50	8. Volume sur l'Approche et Pourcentage des Périodes Inégales, Opération de la Distribution de Poisson

LISTE DES PLANCHES

Page	Plaque
10	1. Diagramme Répétitif "A" - "way" sur les
15	2. Carrefour "A"
18	3. Carrefour "B"
21	4. Carrefour "C"

RESUME

Cette étude tend à déterminer la capacité des carrefours avec arrêt dans les quatre directions, sous différentes conditions de circulation et d'opération.

Trois carrefours à angle-droit de la région métropolitaine de Chicago ont été étudiés et analysés. L'intervalle de départ moyen a été déterminé et les effets sur la capacité des carrefours a été établi pour les virages à gauche et à droite, le nombre de voies de la rue transversale et pour la répartition des volumes de circulation entre les rues transversales. Ayant été conduite uniquement dans la région de Chicago, l'étude n'est représentative que des conducteurs de Chicago. Un essai pour déterminer l'effet des véhicules commerciaux a aussi été effectué mais le caractère restreint de l'échantillonnage ne permet aucune conclusion précise. Seules les caractéristiques de la circulation diurne ont été étudiées. Tous les signaux de contrôle portaient l'indication supplémentaire "4-way", à la suite de recherches qui l'indiquaient comme ayant un effet désirable et avantageux tant au point de vue des conditions d'opération que des capacités accrues.

Etant donné la quantité et la complexité des données à recueillir, toutes les intersections sauf une, ont été filmées pendant une heure et vingt minutes. L'usage d'une ciné-caméra devenait avantageux en ne nécessitant qu'un minimum d'observations sur place et en

fournissant un document permanent de l'interdépendance complexe des données à analyser.

* Les chiffres se rapportent aux références données dans la bibliographie.

Il permettait aussi les reprojctions répétées des films et réduisait ainsi au minimum l'erreur due au facteur humain inhérent aux travaux d'observation sur place.

Parmi les constatations intéressantes de cette étude, mentionnons les suivantes:

1. Les variations dans la répartition du volume de circulation des deux rues s'entrecroisant à un carrefour avec arrêt dans les quatre directions produisent une différence significative dans l'intervalle de départ pour deux carrefours différents.

2. Chose surprenante, le nombre de virages à gauche n'a pas d'effet sur la capacité. L'intervalle de départ moyen est sensiblement le même pour les véhicules virant à gauche que pour ceux traversant l'intersection et ce pour différentes conditions de circulation.

3. Pour chaque unité de pourcentage formée par les virages à droite, la capacité du carrefour augmente de 0.2 pourcent.

4. Dans des conditions de circulation forcée et idéale, on peut s'attendre à ce que les véhicules en transit traversent une rue transversale à deux voies au taux moyen de un véhicule à toutes les 7.65 secondes si la répartition du volume de circulation est 50-50 et au taux de un à toutes les 7.15 secondes si la répartition est 60-40. Ces taux sont des moyennes pour l'intersection toute entière.
5. Si la répartition du volume de la circulation devient 100-0, c'est-à-dire si tous les véhicules arrivants sont sur les deux approches opposées seulement, et supposant les mêmes conditions que dans -4- ci-dessus, on pourrait s'attendre au passage de un véhicule à toutes les 4.05 secondes pour chacune des deux approches.
6. Pour les conditions de -4- ci-haut et une répartition de 50-50, la capacité par voie atteint une moyenne de un véhicule par 8.08 secondes, si la rue transversale comprend 4 voies carrossables.
7. Il a été constaté que 70 pour-cent des véhicules se déplacent deux de front si l'approche chargée est à deux voies.

INTRODUCTION

De tous les problèmes intéressant l'ingénieur en circulation, le carrefour à niveau urbain est sans doute le plus important. Si l'on songe qu'environ 50% de tous les accidents urbains et qu'au delà de trois-quarts de tous les délais subits dans les villes proviennent de ces carrefours ou s'y rattachent, on réalise mieux la portée du problème et l'étendue de ses conséquences.

En vue de pourvoir à l'efficacité et à la sécurité des carrefours de ce genre, les véhicules et les piétons sont dirigés par une variété de dispositifs de signalisation. Les motifs mis de l'avant pour justifier l'usage de ces dispositifs manquent de raffinement et de développement et sont des sujets de controverse. L'application du dispositif de contrôle du type "arrêt dans les quatre directions", est à l'heure actuelle très controversée et une solution précise est encore à venir. C'est devenu courant d'entendre des commentaires aussi contradictoires que: "...l'arrêt dans les quatre directions devrait être employé plus fréquemment comme remède; * et "...il n'existe aucune bonne raison pour un arrêt dans les 4 directions si ce n'est comme mesure de sécurité ou comme dispositif pour apaiser des groupes d'influence qui exigent une intervention pour un carrefour qui n'en justifie aucune" . 12

Très peu d'études ont été faites dans le passé pour synthétiser les motifs de justification pour le contrôle des intersections

par les arrêts dans les quatre directions. Dans un article paru dans le Traffic Quarterly,¹³ Cooper McEachorn a rapporté: "Bien que la plupart des cités se servent de motivations pour l'établissement d'arrêts à quatre directions, ces normes ne sont pas spécifiques; et la motivation la plus employée est le taux élevé d'accidents aux carrefours avec arrêt dans deux directions". L'arrêt dans quatre directions, tel qu'employé ordinairement, trouve son application dans les carrefours urbains comme mesure de sécurité et comme mesure intermédiaire entre l'arrêt dans deux directions et les feux de circulation.

Les motivations pour les arrêts dans quatre directions, dans "The Manual of Uniform Traffic Control Devices",³ exigent un volume total de 500 véhicules à l'heure pour toute période de huit heures d'une journée moyenne, avec un minimum de 200 véhicules et piétons arrivant de la rue secondaire. L'auteur ne mentionne pas les volumes maximum permis. "L'Institute of Traffic Engineers", cependant, suggère un maximum de 1000 véhicules à l'heure (moyenne pour six heures) avec un minimum de 250 véhicules à l'heure sur la rue transversale.

Ces exigences peuvent s'avérer utiles comme guides, mais elles ne sont pas basées sur les caractéristiques fondamentales de l'écoulement de la circulation telles que les taux d'arrivées, les intervalles de départ, et les effets de courants opposés ou entrecroisant

des véhicules. Il nous manque une analyse rationnelle des différentes relations entre les caractéristiques fondamentales d'un carrefour avec arrêt dans les quatre directions.

Cet aspect du problème avec la dérivation subséquente des capacités font l'objet du présent travail. Il est à souhaiter que les constatations de cette étude contribueront à la solution de ce problème complexe de la circulation urbaine.

BUT ET PORTEE

Le but de cette étude est d'établir la capacité fondamentale et pratique des intersections avec arrêt dans les quatre directions, dans diverses conditions de circulation et divers aménagements géométriques. Les capacités ont été calculées à partir des intervalles de départs moyens des véhicules entrant dans l'intersection.

La capacité fondamentale telle que définie par le "Highway Capacity Manual" est "le nombre maximum d'automobiles pouvant franchir un point donné sur une voie ou une chaussée dans l'intervalle d'une heure dans les conditions les plus idéales possible de chaussée et de circulation". La capacité possible qui se définit comme la capacité "sous les conditions existantes de chaussée et de circulation", a été calculée à partir de la capacité fondamentale

en multipliant cette dernière par certains coefficients fractionnels. La recherche et l'établissement de ces facteurs sont détaillés plus bas.

La capacité pratique se définit comme étant "le nombre maximum de véhicules pouvant franchir un point donné sur une chaussée ou sur une voie spécifique dans l'intervalle d'une heure sans que la densité de la circulation soit telle qu'elle cause des délais inacceptables, des conditions dangereuses, ou une restriction dans la liberté du conducteur de manoeuvrer dans les conditions existantes de chaussée et de circulation". Cet ordre de capacité est défini dans le Manuel comme étant équivalent à la capacité possible multipliée par un coefficient (coefficient HCM = 0.80).

Une autre façon d'aborder le problème, qu'implique l'établissement de la capacité pratique d'une intersection, pourrait être basée sur les critères de délais. En supposant une distribution quelconque de véhicules sur une approche, il est possible, en partant des intervalles de départs moyens observés, d'établir le volume de circulation qui occasionnera des délais d'une durée déterminée à une certaine proportion des conducteurs. Tout volume de circulation qui occasionnera à une plus grande proportion de conducteurs des délais de même durée, ou qui causera des délais plus longs à la même proportion de conducteurs sera considéré comme étant au delà de la

capacité pratique. Des graphiques donnés à la figure 8 ont été calculés à partir de différentes durées du délai et proportion de conducteurs.

ETUDE DES VARIABLES

L'étude ci-dessous traite des effets des variables sur la capacité des intersections munies d'arrêt dans les quatre directions:

1. Deux répartitions de circulation (51.5 - 48.5 et 64.0 - 36.0) pour des approches à voie simple, en circulation forcée, avec suite ininterrompue de véhicules à l'attente.
2. Rues à quatre et à deux voies avec conditions de circulation similaires.
3. Variations dans les virages à gauche et à droite et dans la proportion de véhicules commerciaux. Malheureusement le nombre de camions circulant aux carrefours étudiés était presque négligeable et l'information obtenue concernant leur influence sur l'intervalle était insuffisante.
4. Des véhicules dans l'attente sur la rue transversale versus aucun véhicule sur la rue transversale versus des véhicules de la rue transversale entrant dans l'intersection tour à tour avec les véhicules sur

l'approche étudiée. Ces analyses sont données plus en détail ci-après.

CADRES DE L'ETUDE

Cette étude s'est poursuivie à trois carrefours dans la région métropolitaine de Chicago et ne reflète par conséquent, que les habitudes des conducteurs de Chicago. Cette condition avait pour effet d'éliminer les variations dues aux habitudes différentes propres à chaque groupe de conducteurs. Aucune tentative n'a été faite pour trouver une corrélation avec les résultats obtenus ailleurs et les caractéristiques de conduite pendant la nuit n'ont pas été étudiées. Tous les signaux routiers portaient l'indication supplémentaire "4-way" (voir plaque 1) étant donné la prétention que cette pratique assurait des capacités supérieures .²

PLAQUE 1

Indication supplémentaire "4-Way"

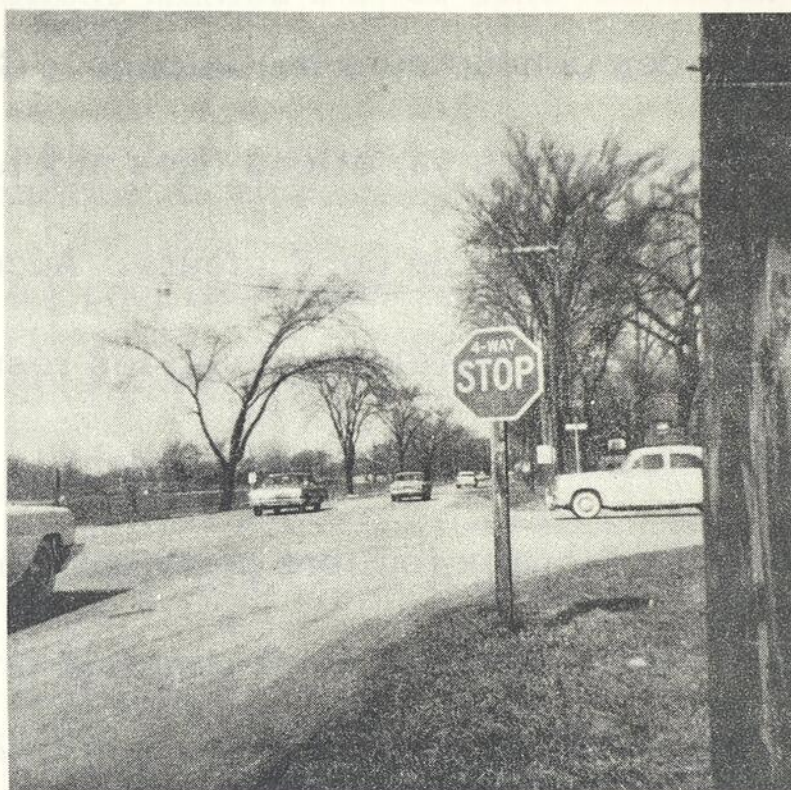


PLATE I

4-Way Supplementary Message on Stop Signs

METHODE

Etant donné le personnel restreint et le temps disponible limité pour l'étude sur le terrain, il a semblé raisonnable d'avoir recours à la méthode de ciné-caméra. En plus de nécessiter le minimum de préposés, cette méthode offrait un record permanent des agissements de chaque courant de véhicules et des relations entre ces courants et permettait la compilation à loisir des observations avec reprojctions des films au besoin. Les endroits ont été choisis de façon à avoir des positions avantageuses pour les prises de vue. Les caméras ont été installées à une hauteur de 15 pieds environ et à 120 pieds du carrefour.

La caméra était actionnée par un petit moteur synchronie tournant 100 R.P.M. et fonctionnant sur un circuit C.A., 120 volts. L'énergie électrique était fournie par une batterie ordinaire 12 volts, C.C. reliée à un transformateur C.C. - C.A. Le tournage s'est fait au rythme de 100 poses à la minute, de sorte qu'une pellicule de 100 pieds de longueur durait environ 40 minutes.

Deux carrefours à angle droit ont été filmés pendant 80 minutes chacun soit l'équivalent de la durée de 2 pellicules. Un troisième carrefour a été photographié pendant 40 minutes. La caméra était disposée de façon à donner une vue de tout le carrefour avec

en plus, une certaine longueur de chaque approche. Les intervalles de départ des véhicules ont été compilés séparément pour chaque voie des approches selon chaque item étudié: d'abord compilés par le nombre de poses ensuite convertis en secondes. Bien qu'assez simple, la compilation des données s'est révélée très longue.

LOCALISATION DES CARREFOURS

Carrefour A: Willow et Hibbard

Le premier carrefour étudié était celui des rues Hibbard et Willow dans Winnetka, une agglomération située aux limites de la banlieue nord de Chicago. Cet endroit a été choisi à cause de la forte circulation qui l'emprunte, la répartition à peu près égale, la grande proportion de virages et l'absence, ou presque, d'interférence par les piétons ou les abords. Pendant la période d'étude (heure de pointe de l'après-midi) les conditions de circulation étaient les suivantes:

Date: le 3 avril 1963

Jour: mardi

Heure: 4.00 à 4.45 p.m.

Circulation totale
du Carrefour: 1209 vph.

Répartition: 51.5/48.5

Véhicules commerciaux: 6.5%

Total des virages à gauche: 23.9%

Total des virages à droite:	22.9%
Nombre fondamental des voies:	2 sur chaque rue.

Etant donné le développement limité des environs immédiats, le carrefour présentait des conditions idéales en ce qui concerne l'absence de piétons et d'interférence due au stationnement et aux entrées privées. En fait, aucun piéton n'a été observé pendant toute la période d'étude. L'effet des contrôles des carrefours voisins était aussi minime dû à la distance séparant ces derniers (plus de 2,000 pieds). Toutes les distances de visibilité étaient adéquates.

La plaque 2 est une vue du carrefour tandis que la figure 1 est une topographie montrant ses caractéristiques physiques et géométriques.

Carrefour B - Winnetka et Hibbard

Immédiatement au sud du carrefour A, dans le même arrondissement, on trouve le carrefour des rues Winnetka et Hibbard. Bien que la circulation n'y soit pas tellement forte, ce qui de fait est une condition souhaitable pour ce travail, le carrefour présentait comme avantage principal une répartition différente dans le volume de la circulation. Les conditions de la circulation telles que relevées lors de ce travail étaient les suivantes:

Date:	le 13 avril 1962
Jour:	Vendredi

Heure: 4.00 à 5.30 p.m.

Volume totale de la circulation au carrefour: 742 v.p.h.

Répartition: 64.0/36.0

Véhicules commerciaux: 3.3%

PLAQUE 2

Carrefour A (Willow et Hibbard)

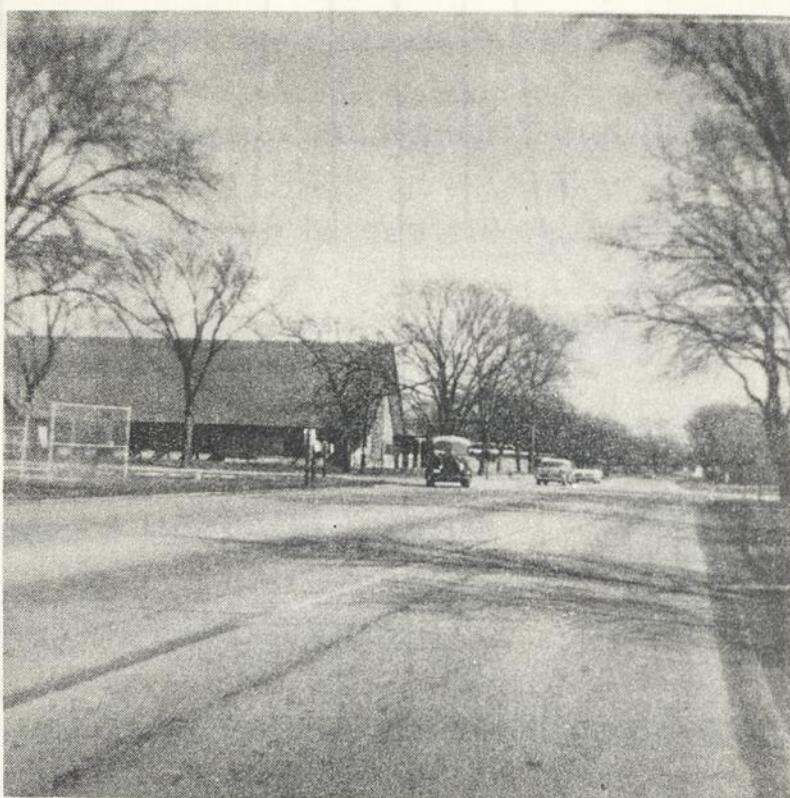


PLATE 2

Intersection A (Willow and Hibbard)

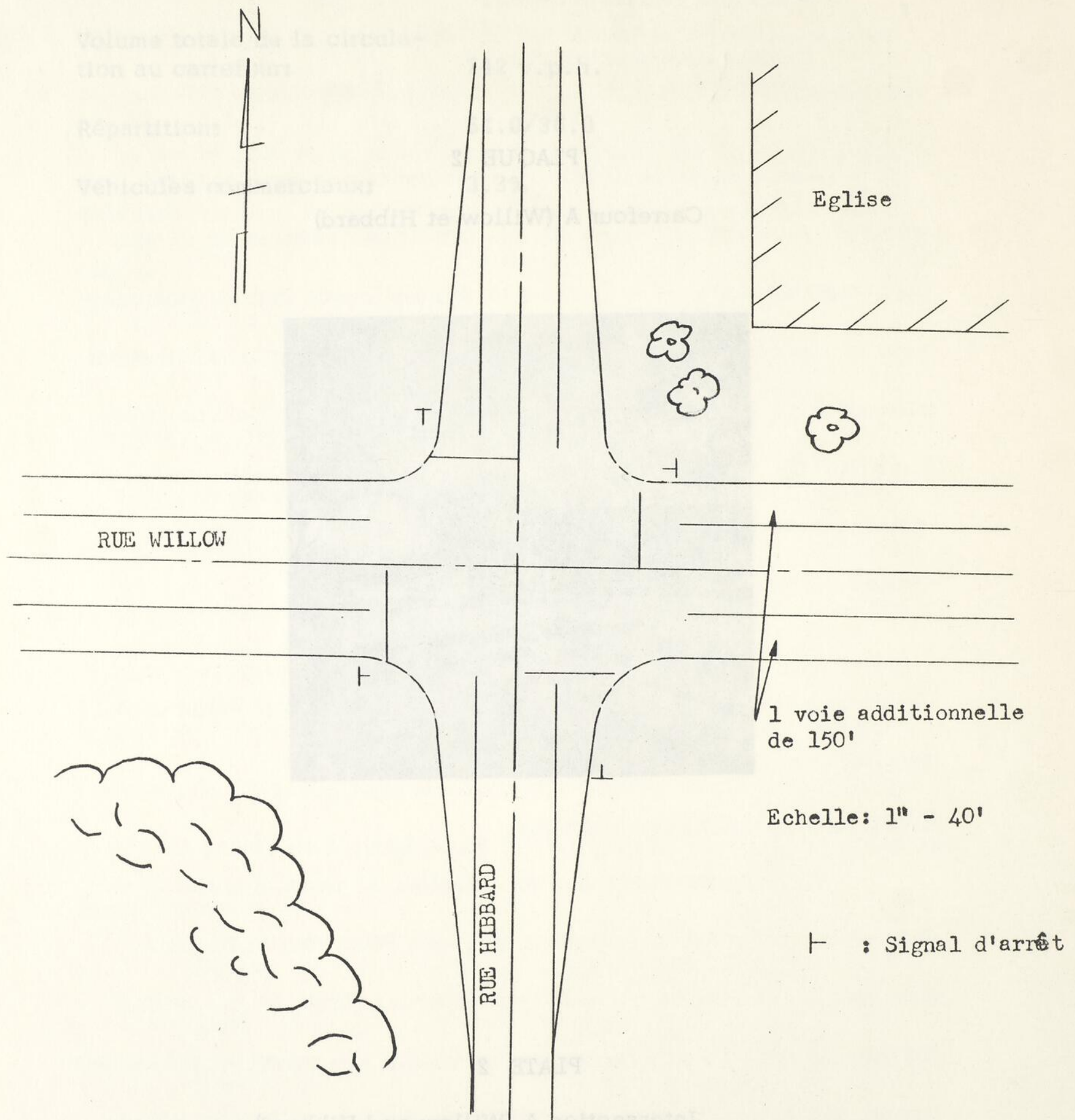


FIGURE 1

Vue en plan

Carrefour A

Total des virages à gauche:	16.6%
Total des virages à droite:	18.8%

Nombre fondamental de voies - 2 sur chaque rue. A cet endroit aussi, la circulation donne lieu à un fort pourcentage de virages et demeure libre d'interférence de piétons, de stationnements et d'entrées privées. En comparaison avec le carrefour "A", les distances de visibilité n'étaient adéquates que dans trois quadrants seulement et très limitées dans le quatrième. Chacune des deux rues en question a en principe, une voie dans chaque direction.

Le carrefour est montré sur la plaque 3. Il est aussi représenté à la figure 2 à l'échelle 1"=20'.

Carrefour C - Cumberland et Devon

Le troisième carrefour étudié, apparaissant à la figure 3, présente des différences assez marquées avec les deux précédents. L'endroit a été choisi pour obtenir des chiffres sur des intervalles entre véhicules circulant sur une artère à deux voies traversant une rue de 4 voies de circulation. En principe, les deux rues étaient conçues pour fournir quatre voies chacune, mais le stationnement sur la rue Devon en avait réduit la surface effective à deux voies. A l'ouest de l'intersection, la rue Devon comporte un terre-plein de 35 pieds de largeur pendant qu'à l'est de l'intersection le terre-plein est réduit à 14 pieds. La rue Cumberland comprend un terre-plein de 4 pieds

PLAQUE 3

Carrefour B (Winnetka et Hibbard)

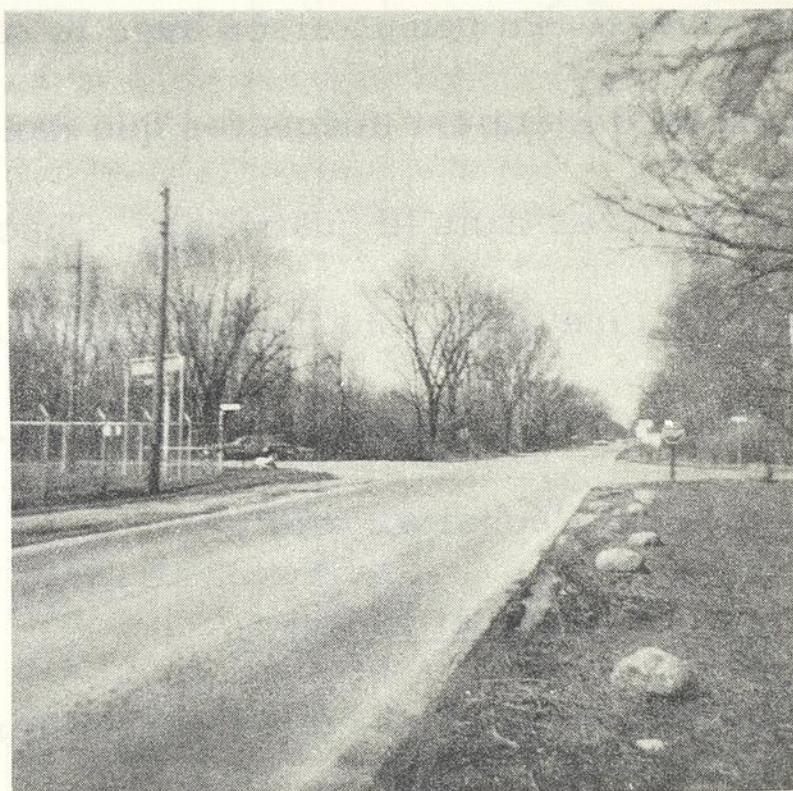


Plate 3

Intersection B (Winnetka and Hibbard)

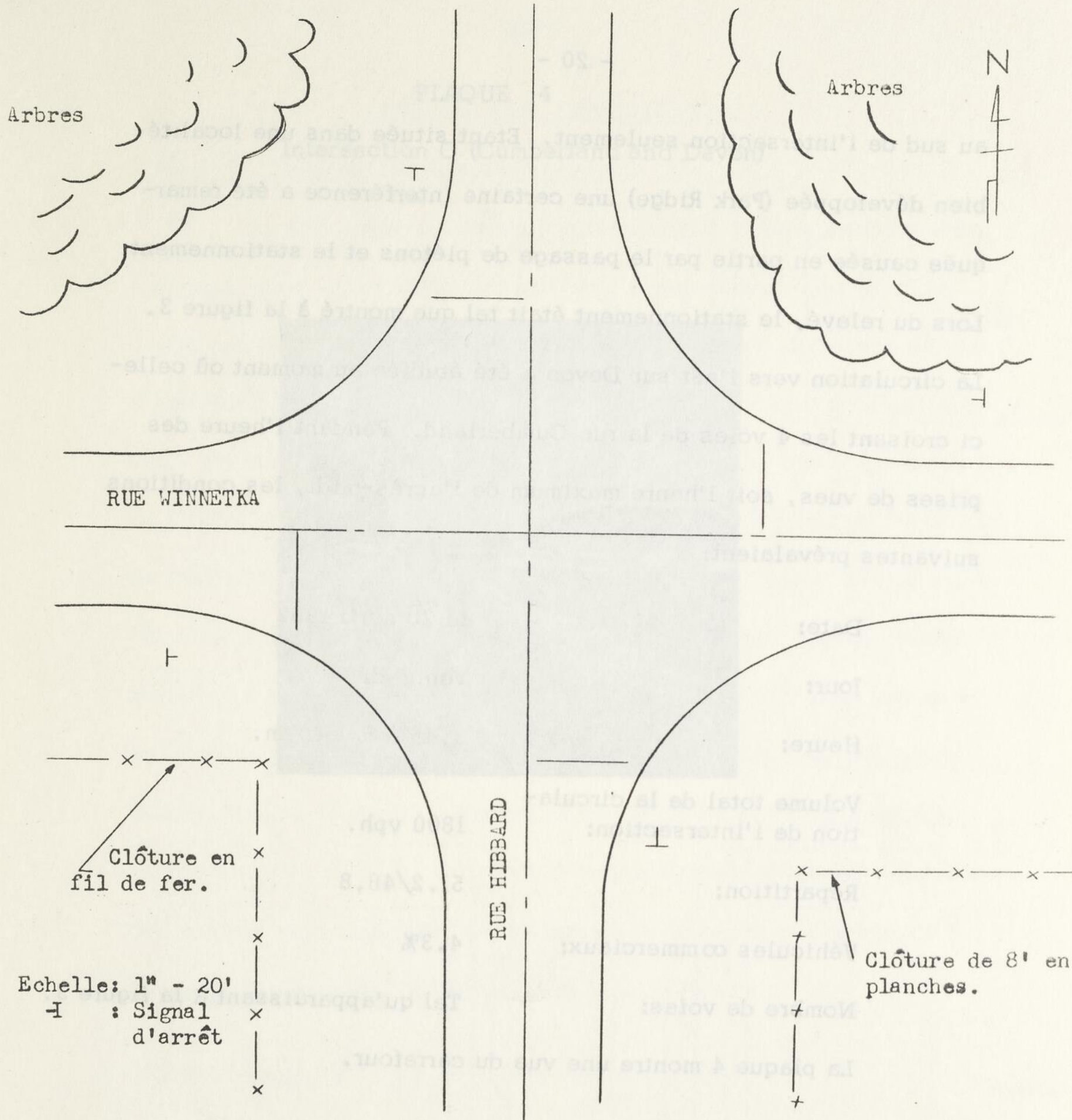


FIGURE 2
VUE EN PLAN
Carrefour B

au sud de l'intersection seulement. Etant située dans une localité bien développée (Park Ridge) une certaine interférence a été remarquée causée en partie par le passage de piétons et le stationnement. Lors du relevé, le stationnement était tel que montré à la figure 3. La circulation vers l'est sur Devon a été étudiée au moment où celle-ci croisant les 4 voies de la rue Cumberland. Pendant l'heure des prises de vues, soit l'heure maximum de l'après-midi, les conditions suivantes prévalaient:

Date:	le 20 avril 1962
Jour:	Vendredi
Heure:	3.45 à 5.15 p.m.
Volume total de la circulation de l'intersection:	1800 vph.
Répartition:	51.2/48.8
Véhicules commerciaux:	4.3%
Nombre de voies:	Tel qu'apparaissant à la figure 3.

La plaque 4 montre une vue du carrefour.

PLAQUE 4

Intersection C (Cumberland and Devon)

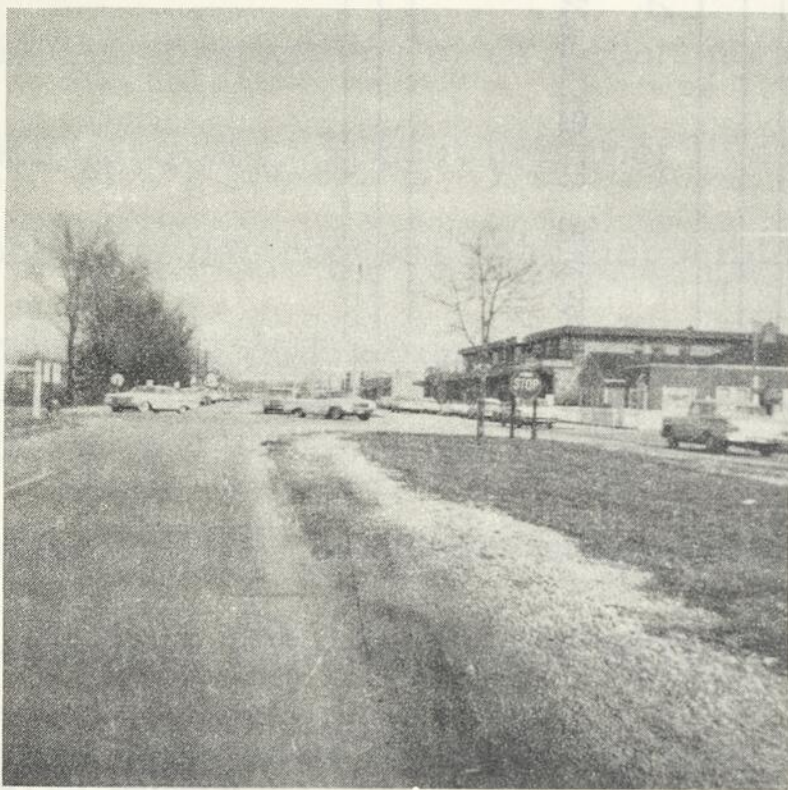


Plate 4

Intersection C (Cumberland and Devon)

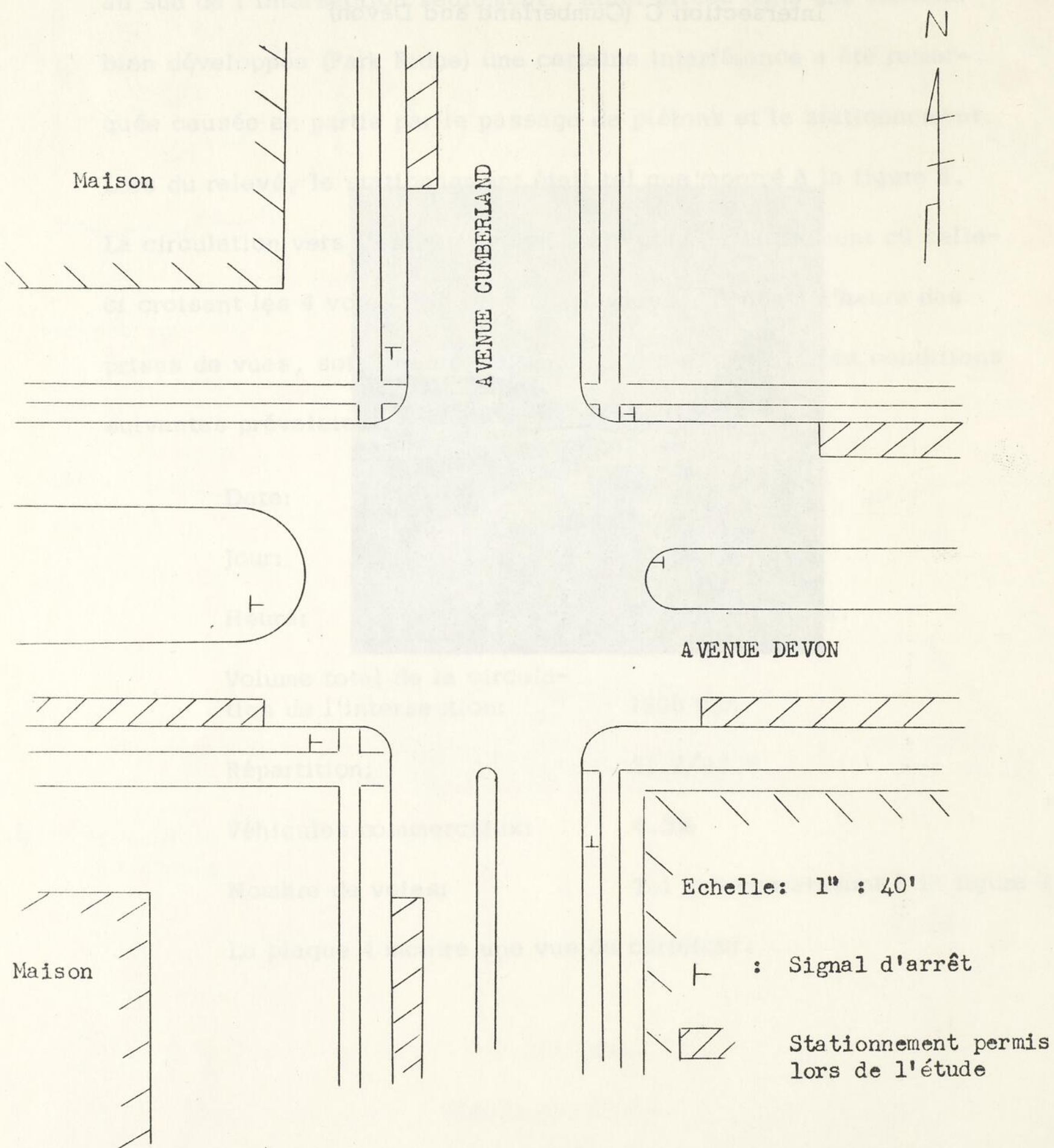


FIGURE 3

VUE EN PLAN

Carrefour C

ANALYSE DES STATISTIQUES

Calcul de l'échantillon minimum requis:

Le volume de l'échantillon requis pour donner une moyenne comprise entre des limites déterminées de précision dépend de la sûreté exigée des observations et de l'écart normal de la population. Si les données manquent, on peut présumer l'écart comme étant normal. Par contre, si des données sont disponibles, une appréciation de l'écart normal de la population peut être faite à partir de l'écart de l'échantillon, et il est possible par la suite d'établir si les données recueillies sont suffisamment représentatives. Comme les observations recueillies l'ont été à partir de films, il n'était pas possible de mesurer l'intervalle de temps autrement que par les poses (1 pose = 0.60 seconde). Fixant la limite de sûreté à 95 pour-cent, un écart normal de 3.7, 3.0 et 2.0 poses (tous les échantillons d'écart normal sont inférieurs à 3.7 poses) et une limite d'erreur de 1 pose, la grosseur de l'échantillon requis devient:

$$E = 1.96 \sqrt{\frac{S}{n-1}}$$

$$n = \frac{3.84 \times (3.7^2, 3.0^2, 2.0^2)}{E} + 1$$

$$n = 53.5, 35.6, 15.4$$

Pour interpréter ce résultat, il apparaît que tout échantillon de 54, 36 ou 16 ou plus aurait une valeur moyenne d'une pose de la vraie moyenne dans 95 cas sur 100, dépendant de la consistance

de l'échantillon telle que stipulée dans l'écart normal. Ces volumes d'échantillons sont de stricts minima et des observations plus nombreuses devraient être faites quand la chose est possible.

Etudes des données

Pour arriver à calculer la capacité fondamentale des carrefours avec arrêts dans les quatre directions, l'intervalle de départ des véhicules sur toutes les approches doit être mesuré quand les véhicules sont soumis à des conditions de circulation chargée. Quand les deux rues sont occupées par des véhicules qui attendent, les véhicules traversent le carrefour à tour de rôle, chacun s'avancant à la position première pendant que les véhicules de la rue transversale accélèrent. Il arrive souvent, cependant, qu'une approche est pleine de véhicules qui attendent, pendant qu'il n'y en a que peu ou pas sur la rue transversale. Evidemment, on s'attendrait à des intervalles beaucoup plus courts entre les véhicules d'une rue lorsqu'il n'arrive pas de véhicules sur la rue transversale. En plus d'être mesurés séparément pour les automobiles passagers, les véhicules commerciaux, véhicules de transit, véhicules virant à gauche et ceux virant à droite, les intervalles ont été calculés de façon distincte pour les trois conditions suivantes:

- 1 - Intervalles "L" - Quand les deux rues sont pleines (Loaded), les véhicules traversent à tour de rôle, un véhicule accélérant d'une approche de la rue transversale pendant l'intervalle mesuré.

- 2 - Intervalle "N" - L'approche observée est chargée pendant qu'aucun (No) véhicule n'approche sur la rue transversale (à 50 pieds au moins) ou n'attend à la ligne d'arrêt.
- 3 - Les intervalles "I" - L'approche étudiée est chargée avec "I"nterférence de véhicules circulant sur la rue transversale (s'ils sont à moins de 50 pieds de la ligne d'arrêt). Ce genre d'intervalle est donc le temps nécessaire pour franchir le carrefour par deux véhicules successifs sur une approche chargée, sans qu'aucun véhicule de la rue transversale les croise, mais simplement cause une interférence et provoque une hésitation. La distance de 50 pieds a été choisie comme représentant le retard critique de trois à quatre secondes tel qu'observé aux carrefours avec arrêt dans les quatre directions. Une analyse détaillée de l'acceptation et du rejet des espaces aux carrefours avec arrêt dans les quatre directions a été faite par Cooper à l'occasion d'une thèse de maîtrise à l'Université Purdue. ²

En tout, 321 intervalles pour automobiles passagers ont été relevés au carrefour A, 324 au carrefour B et 210 sur la voie

.... /26

étudiée du carrefour C. Les tableaux 1, 2 et 3 donnent pour chaque carrefour, le nombre d'intervalles relevés sous chaque mouvement étudié.

L'échantillon de véhicules commerciaux était négligeable et n'est donc pas inscrit dans le tableau. Il est à noter que l'échantillon obtenu de virages à gauche et à droite est plutôt limité. Dans plusieurs cas, les données sont consistantes avec les écarts normaux. Dans d'autres cas, les données pour les deux carrefours A et B ont été combinées et vérifiées conjointement.

TABLEAU 1
Nombre d'intervalles observés
au carrefour A

Genre d'intervalles	Automobiles passagers			Total
	Gauche	Transit	Droite	
L	50	100	23	173
N	15	47	15	77
I	18	34	19	71
Total	83	181	57	321

TABLEAU 2
Nombre d'intervalles observés
au carrefour B

Genre d'intervalles	Automobiles passagers			Total
	Gauche	Transit	Droite	
L	21	75	17	113
N	7	87	10	104
I	14	70	23	107
Total	42	232	50	324

TABLEAU 3

Nombre d'intervalles observés
au carrefour C

Genre d'intervalle	Automobiles passagers			Total
	Gauche	Transit	Droite	
L	-	210	-	210
N	-	-	-	-
I	-	-	-	-
Total	-	210	-	210

Genre d'intervalles	Automobiles passagers			Total
	Gauche	Transit	Droite	
L	21	75	17	113
N	7	87	10	104
I	14	70	23	107
Total	42	232	50	324

Employant un taux de sûreté de 95%, deux genres de vérification ont été faites sur différents genres de données:

- a) La vérification de distribution normale (deux côtés).
- b) La vérification de distribution "t" pour étudiants (deux côtés). Ces vérifications donnent la signification statistique de la différence des moyennes de deux ensembles de données. La vérification "t" est préférable à l'autre pour de petits échantillons, étant donné qu'elle n'exige pas les valeurs de recensement. Les résultats sont les suivants:

DIFFERENCE STATISTIQUE DES
MOYENNES D'INTERVALLES
(AUTOMOBILES PASSAGERS SEULEMENT)

TABLEAU 4
CARREFOUR A

Description	Vérification normale	Vérification "t"
Transit "N" <u>vs</u> Transit "L"	Sig.	Sig.
Transit "N" <u>vs</u> Transit "I"	Sig.	Sig.
Transit "L" <u>vs</u> Transit "I"	Sig.	Sig.
Transit "L" <u>vs</u> Virage à gauche "L"	Non-sig.	Non-sig.

TABLEAU 5
CARREFOUR B

Description	Vérification normale	Vérification "t"
Transit "I" <u>vs</u> Transit "N"	Non-sig.	Non-sig.
Transit "L" <u>vs</u> Transit "N"	Sig.	Sig.
Transit "L" <u>vs</u> Transit "I"	Sig.	Sig.
Transit "L" de l'approche majeure <u>vs</u> Transit "L" de l'approche mineure	Non-sig.	Non-sig.

Les tableaux qui suivent montrent les résultats
d'études menées sur les données combinées des carrefours A et B
et sur différents items des trois carrefours.

DIFFERENCE STATISTIQUE DES
MOYENNES D'INTERVALLES
(AUTOMOBILES PASSAGERS SEULEMENT)

TABLEAU 6
DONNEES COMBINEES DES CARREFOURS A ET B

Description	Vérification normale	Vérification "t"
Transit "L" <u>vs</u> Virage à droite "L"	Sig.	Sig.
Transit "L" <u>vs</u> Virage à gauche "L"	Non-sig.	Non-sig.

DIFFERENCE STATISTIQUE DES
MOYENNES D'INTERVALLES
(AUTOMOBILES PASSAGERS SEULEMENT)

TABLEAU 7
CARREFOUR A VS CARREFOUR B

Description	Vérification normale	Vérification "t"
Transit "N"	Non-sig.	Non-sig.
Transit "I"	Non-sig.	Non-sig.
Transit "L"	Sig.	Sig.
Virage à gauche "L"	Non-sig.	Non-sig.

TABLEAU 8

CARREFOUR C VS CARREFOUR A & B

Description	Vérification normale	Vérification "t"
Transit "L" du Carrefour C		
<u>vs</u>		
Transit "L" du Carrefour A	Sig.	Sig.
Transit "L" du Carrefour C		
<u>vs</u>		
Transit "L" du Carrefour B	Sig.	Sig.

Chose surprenante, les résultats des tableaux ci-dessus indiquent que les virages à gauche n'ont aucun effet sur les intervalles de départ mais que les virages à droite en ont. Exception faite de l'intervalle de type "L" pour des automobiles passagers en transit, la répartition n'a évidemment aucun effet lorsqu'elle est calculée sur l'ensemble du carrefour. On doit reconnaître que cette différence significative peut être influencée aussi par les caractéristiques du carrefour tels que les distances de visibilité, la localisation, la géométrie etc. Il est arrivé qu'au carrefour B où les distances de visibilité sont moins longues qu'au carrefour A, les intervalles de départ étaient plus courts pour les automobiles passagers en transit. Les trois différents types d'intervalles, définis plus haut (L,N,I) ont produit des différences appréciables à une exception près (voir tableau 5). Un des résultats importants obtenus était les intervalles considérablement plus longs, requis pour traverser une rue à quatre voies que pour traverser une rue à deux voies. Ce résultat apparaît au tableau 8.

Ces analyses constituent la base nécessaire et indispensable à partir de laquelle on peut évaluer les effets de différents facteurs sur le comportement de la circulation aux intersections. Ces facteurs sont considérés ci-dessous au point de vue quantitatif et leur influence sur les capacités en est déduite.

PRESENTATION ET EXAMEN DES RESULTATS

Le tableau 9 donne les intervalles de départ des automobiles passagers pour les conditions indiquées. L'écart normal de chaque groupe est aussi donné. Sauf indication contraire, les intervalles donnés sont des moyennes pour les quatre approches d'un carrefour.

TABLEAU 9

INTERVALLES POUR AUTOMOBILES PASSAGERS ENTRANT DANS
UN CARREFOUR AVEC ARRET DANS LES QUATRE DIRECTIONS
LES INTERVALLES DONNES SONT DES MOYENNES
DES QUATRE APPROCHES

Mouvement	Genre d'intervalle	Carrefour	Moyenne (secondes)	Ecart normal (secondes)
Transit	N	A	3.81	1.61
Transit	I	A	4.73	1.86
Transit	L	A	7.58	2.09
Gauche	L	A	7.40	2.22
Droite	L	A	5.40	2.05
Transit (rue grande cir- culation)	L	B	6.90	1.60
Transit (rue moindre cir- culation)	L	B	7.04	1.18
Transit	N	B	4.18	1.36
Transit	I	B	4.28	1.62
Transit	L	B	6.96	1.51

(suite)

Mouvement	Genre d'intervalle	Carrefour	Moyenne (secondes)	Ecart normal (secondes)
Gauche	L	B	7.57	2.12
Droite	L	B	6.38	2.06
Transit	L	A & B	7.32	1.89
Gauche	L	A & B	7.45	2.19
Transit	L	C	8.08	1.03

Les facteurs affectant les intervalles

a) Répartition

On remarque au tableau 7 que le type d'intervalle de départ "L" pour des automobiles passagers en transit affiche une différence appréciable entre le carrefour A, ayant une répartition 51.5/48.5 et le carrefour B où la répartition était 64.0/36.0. Comme ce genre d'intervalle, pour les approches pleines en tout temps est utile pour établir la capacité fondamentale, on doit tenir compte de cette différence. Il est impossible d'établir présentement si la différence est due totalement ou en partie seulement à la répartition ou à un autre facteur inconnu, ce qui indiquerait le besoin de recherches supplémentaires sur le sujet.

Si on suppose que la répartition est le facteur prépondérant, il devient possible de dériver une équation de l'intervalle en fonction de la répartition. N'ayant que deux répartitions disponibles, l'équation devient une droite.

FIGURE 4

Comparaison des intervalles moyens du type "L"

Carrefours A & B

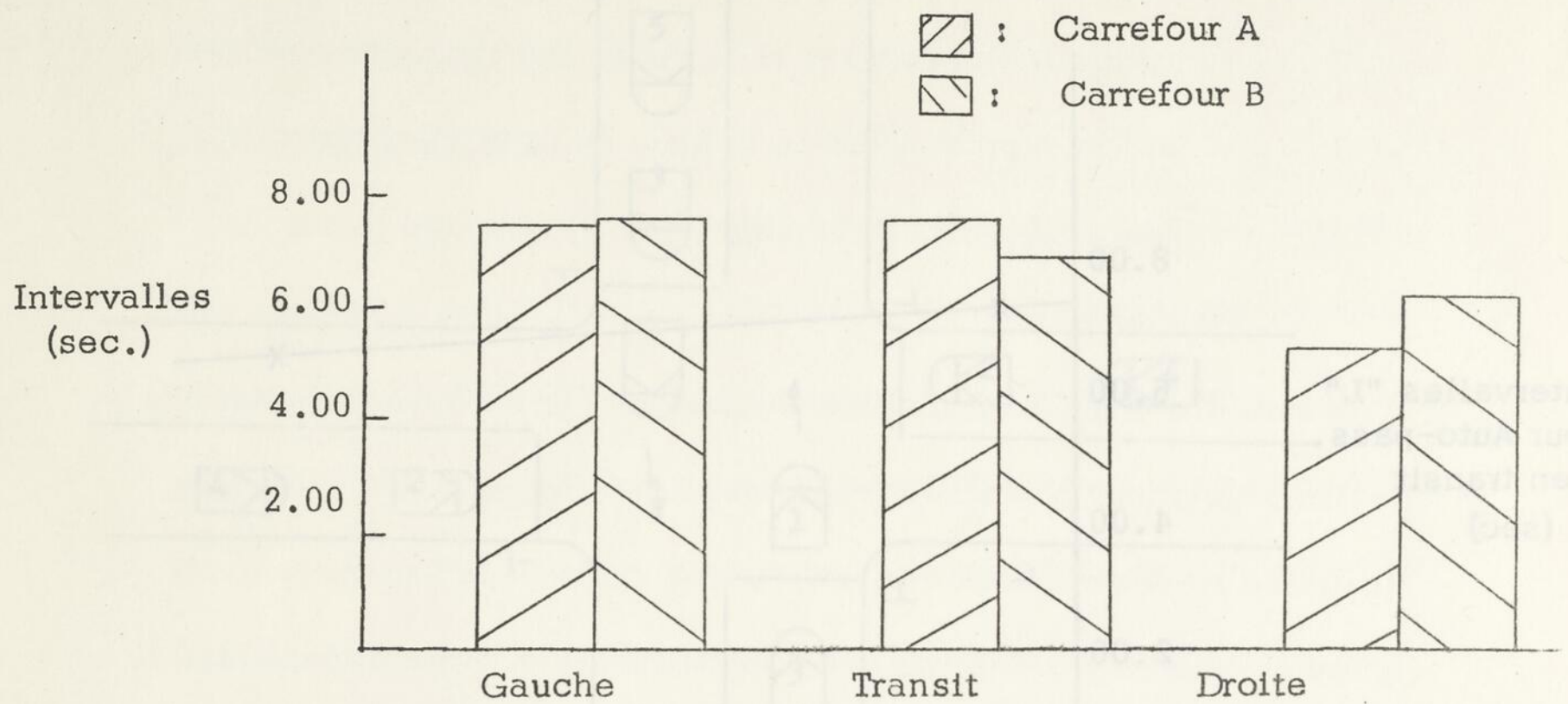
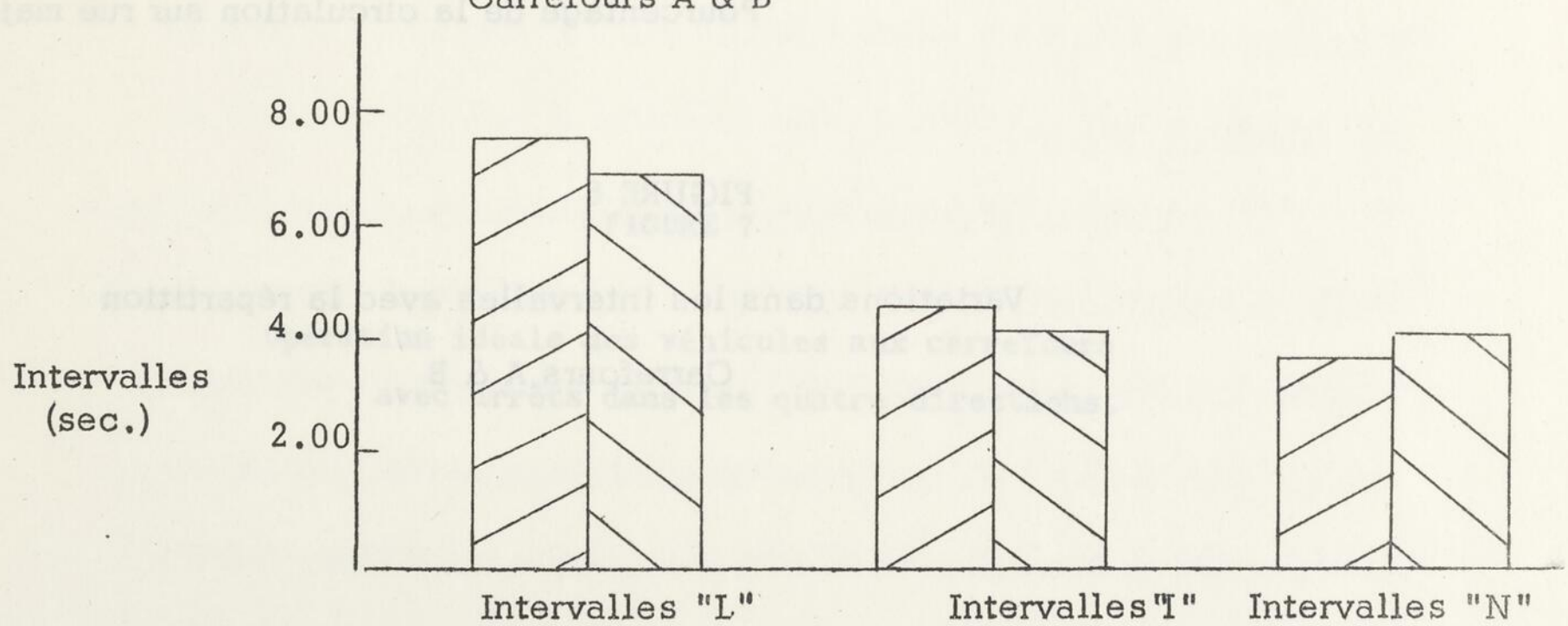
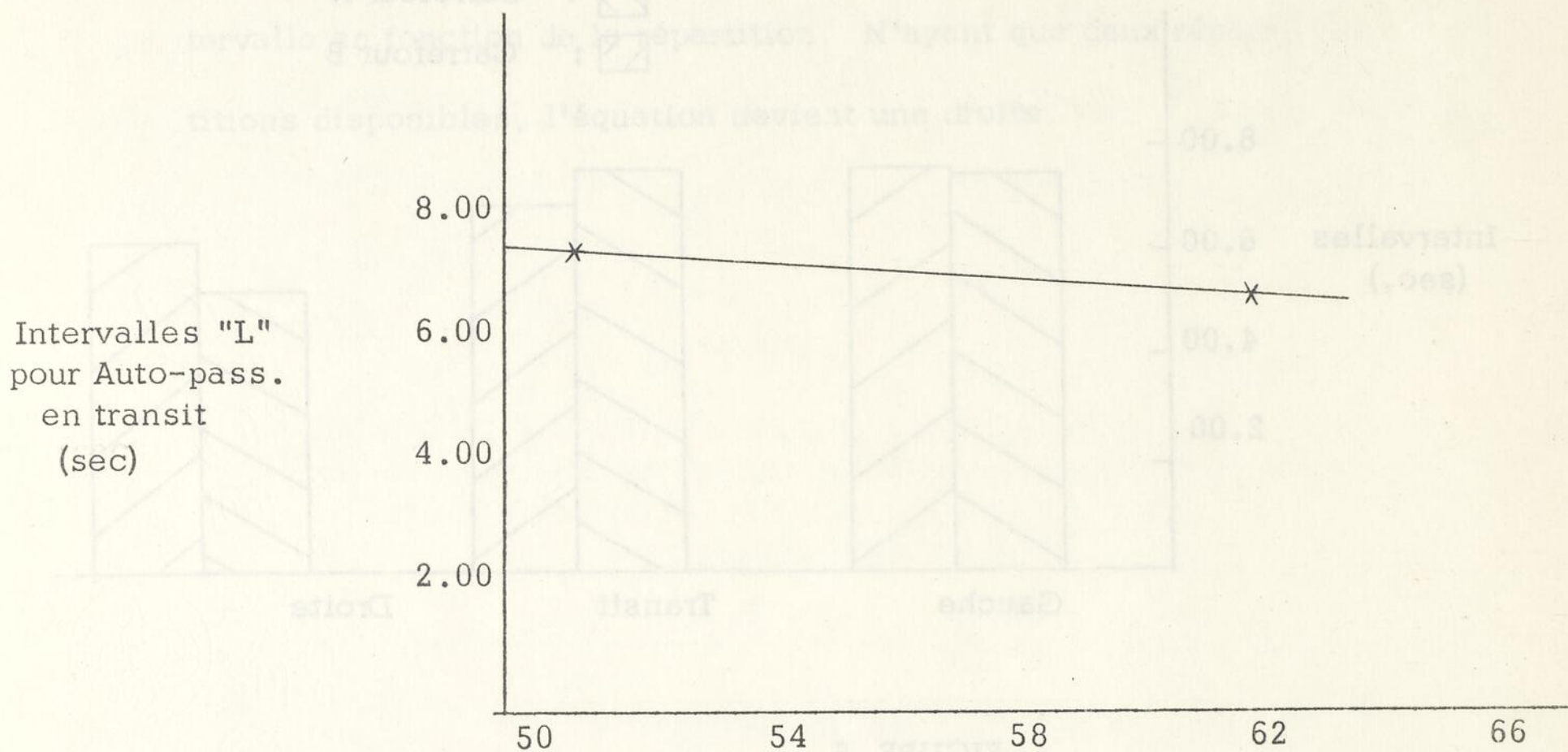


FIGURE 5

Comparaison des intervalles moyens en transit

Carrefours A & B





Pourcentage de la circulation sur rue majeure.

FIGURE 6

Variations dans les intervalles avec la répartition

Carrefours A & B

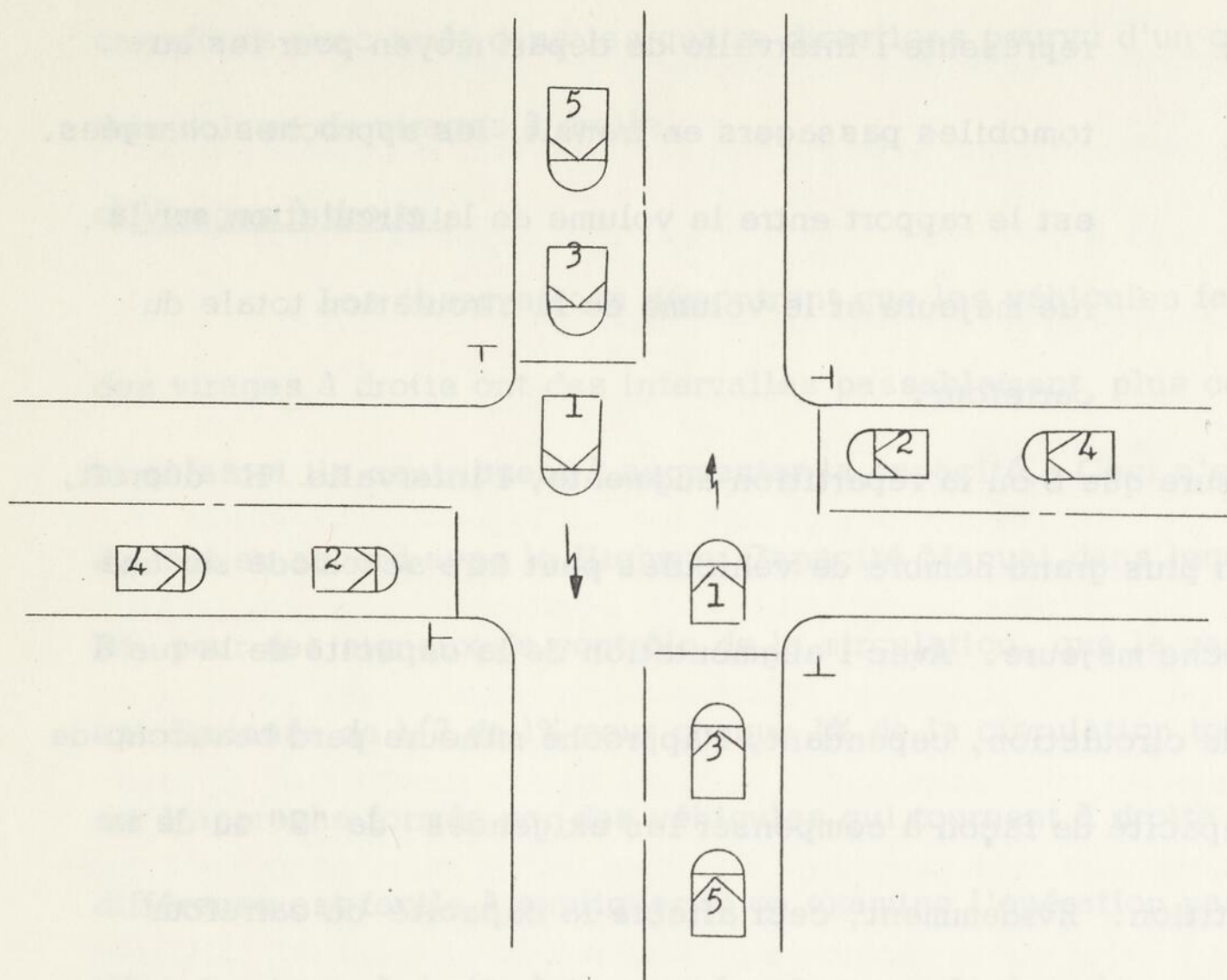


FIGURE 7

Opération idéale des véhicules aux carrefours
avec arrêts dans les quatre directions.

$$H = 10.15 - 5S$$

ou H: représente l'intervalle de départ moyen pour les automobiles passagers en transit, les approches chargées.
et S: est le rapport entre le volume de la circulation sur la rue majeure et le volume de la circulation totale du carrefour.

A mesure que S ou la répartition augmente, l'intervalle "H" décroît, et un plus grand nombre de véhicules peut être accomodé sur une approche majeure. Avec l'augmentation de la capacité de la rue à grande circulation, cependant, l'approche mineure perd beaucoup de sa capacité de façon à compenser les exigences de "S" ou de la répartition. Evidemment, ceci affecte la capacité du carrefour dans son ensemble tant pour sa capacité fondamentale que pour sa capacité possible.

b) Virages à gauche

Comme on pourrait s'y attendre, avec des approches chargées, les automobiles passagers virant à gauche n'ont pas pris sensiblement plus de temps à franchir l'intersection que les véhicules en transit (voir tableau 6). Ceci est dû totalement au fait que beaucoup de virages à gauche se font en même temps que les virages à droite de la rue transversale. Ces mouvements ne créent pas de conflit et une grande proportion de ces virages s'exécute simultanément. On doit en conclure que les virages à gauche ont un effet négligeable

sur l'intervalle moyen et, en conséquence, sur la capacité des carrefours avec arrêt dans les quatre directions pourvu d'un certain volume de virages à droite.

c) Virages à droite:

Les observations démontrent que les véhicules faisant des virages à droite ont des intervalles passablement plus courts et qu'ainsi ils contribuent à augmenter la capacité. Ceci n'est pas du tout en accord avec le Highway Capacity Manual dans lequel on lit, pour des signaux de contrôle de la circulation, que la capacité est diminuée de $1/2$ de 1% pour chaque 1% de la circulation totale sur l'approche formée par des véhicules qui tournent à droite. Cette différence est facile à expliquer si on examine l'opération particulière du virage à droite à un carrefour avec arrêt dans les quatre directions. Un véhicule qui tourne à droite n'est pas en conflit avec le véhicule tournant à droite ou celui tournant à gauche de la rue transversale, et, en plus, ne gêne pas les véhicules en transit de l'approche de droite. Les virages à droite étaient le plus souvent exécutés simultanément avec d'autres mouvements dans le carrefour. Le résultat est un intervalle plus court. On ne doit pas non plus oublier le fait que les piétons affectent surtout les virages à droite et qu'aucun de ceux-ci n'a traversé le carrefour.

Les intervalles moyens pour les véhicules virant à droite et les véhicules en transit, sous des conditions chargées sont 5.82 secondes et 7.32 secondes respectivement.

$$\text{Pourcentage de la différence} = \frac{7.32 - 5.82}{7.32} = 20.5\%$$

En d'autres termes, pour chaque unité de pourcentage des mouvements de transit que sont les virages à droite, la capacité augmente de 0.2 pour-cent. Des recherches supplémentaires sont nécessaires pour vérifier ces observations.

d) Véhicules commerciaux:

Tel que mentionné plus haut, l'information obtenue concernant les véhicules commerciaux était négligeable et il est impossible d'en tirer des conclusions spécifiques en rapport avec leurs effets aux intersections avec arrêts dans les quatre directions. Il apparaît cependant raisonnable de supposer qu'ils auraient un effet semblable à celui qu'on observe aux lumières de circulation. D'après le Manual, la capacité est réduite de un pour-cent pour chaque unité en pourcentage de la circulation totale formée par les véhicules commerciaux.

e) Piétons, stationnement, type de région urbaine:

Ces conditions n'ont pas été étudiées.

Capacités:

a) Capacité fondamentale:

- 1.- Rue à deux voies vs rue à deux voies: Telle que définie, la capacité fondamentale est le nombre maximum d'automobiles passagers qui peuvent

franchir un point dans une heure dans les conditions idéales de circulation. Ces conditions existent quand le carrefour est chargé à capacité avec des queues de véhicules sur ses approches. Se rapportant spécifiquement à l'opération des carrefours avec arrêts dans les quatre directions, les volumes de circulation maximum sont atteints quand les véhicules des approches opposées accélèrent simultanément, en alternance avec les véhicules de la rue transversale. Evidemment, ces conditions sont très idéalisées, et la marche des véhicules observée à des carrefours avec arrêt dans les quatre directions diffère dans une certaine mesure. La marche idéale des véhicules est montrée à la figure 7.

Ainsi, les deux véhicules portant les numéros 1 accélèrent en même temps en franchissant l'intersection tandis que les deux véhicules numéro 3 s'avancent à la première position. Les véhicules 2, ensuite 3, 4 et 5 successivement franchissent le carrefour. Il résulte de cette opération qu'un volume égal de circulation peut être accommodé de chaque rue et produit une répartition de 50-50. Dans de telles conditions, l'intervalle moyen sur une approche peut être

calculé d'après l'équation citée plus haut:

$$\begin{aligned}\text{Si } S &= 0.50 & H &= 10.15 - 5S \\ & & &= 10.15 - 5 \times 0.50 \\ & & &= 7.65 \text{ secondes}\end{aligned}$$

La capacité fondamentale du carrefour devient alors:

$$\begin{aligned}&= \frac{3600 \text{ sec/h.}}{7.65 \text{ sec/véh.}} \times 4 \text{ approches} \\ &= 1885 \text{ véhicules passagers/heure ou approximativement} \\ &1900 \text{ véhicules passagers/heure.}\end{aligned}$$

Il est peut-être d'intérêt de noter que si les véhicules franchissent le carrefour de deux sens opposés seulement, avec une rue transversale libre continuellement pour une heure (répartition 100/0) l'intervalle diminue à 4.05 secondes, et la capacité ainsi obtenue pour le carrefour total devient

$$\begin{aligned}&= 1780 \text{ véhicules passagers/heure ou approximativement} \\ &1800 \text{ véhicules passagers/heure.}\end{aligned}$$

Ceci équivaut à 100 véhicules passagers/heure de moins que lors d'une répartition 50/50 tel que calculé plus haut. Ceci démontre que le nombre maximum de véhicules passagers qu'on peut accommoder par des arrêts dans deux directions à l'entrée d'une artère est 900 véhicules par voie d'approche par heure. Pour y arriver, il ne doit pas y avoir de circulation sur l'artère, et un réservoir continu de véhicules au signal d'arrêt. Tout autre condition apportera une diminution de capacité.

On a remarqué qu'un certain nombre de véhicules aux carrefours avec arrêt dans les quatre directions ne suivent pas toujours la méthode d'avancer à tour de rôle dans les conditions chargées. Quelques conducteurs audacieux ont tendance à suivre le véhicule les précédant à travers le carrefour, passant ainsi de la deuxième position plutôt que de la première. Un tel comportement allonge évidemment l'intervalle nécessaire pour les véhicules de la rue transversale, étant donné que ces derniers doivent attendre que deux véhicules, au lieu d'un seul, aient franchi l'intersection. Un intervalle plus court résulte cependant de l'action du conducteur audacieux, et la capacité totale du carrefour reste la même.

La capacité fondamentale de 1900 véhicules passagers / heure s'applique à une répartition de 50/50 qui s'effectue d'ordinaire quand les deux rues sont chargées. Si la capacité pour une répartition autre que celle-ci est requise, l'équation suivante peut s'appliquer:

Capacité fondamentale du carrefour - entrer = volume de la rue chargée plus volume sur l'autre rue.

$$= \left(\frac{3600}{10.15 - 5S} \right) \times 2 + \left(\frac{3600}{10.15 - 5S} \right)$$

$$\times 2 \times \left(\frac{1 - S}{S} \right)$$

$$= \frac{7,200}{(10.15 - 5S) S}$$

TABLEAU 10

VEHICULES PASSAGERS / HEURE

Répartition	50/50	55/45	60/40	65/35	70/30
Capacité fondamentale	1,900	1,800	1,700	1,600	1,550

2- Rue à quatre voies vs rue à quatre voies: Tel que montré au tableau 8, le temps requis par les véhicules pour traverser la rue transversale à quatre voies au carrefour "C" était significativement plus long que le temps requis pour ces mouvements aux Carrefours A et B. Ceci se traduit par un intervalle de départ plus long: 8.08 secondes. En supposant un comportement idéal de la circulation arrivant sur deux approches telles que montrées à la figure 7, c'est-à-dire l'accélération simultanée de véhicules circulant sur des approches opposées, la capacité maximum d'un carrefour avec arrêt dans les quatre sens de ce genre devient: (répartition 50-50).

$$\begin{aligned}\text{Capacité fondamentale} &= \frac{3600}{8.08} \times 8 \text{ voies d'approches} \\ &= 3570 \text{ véhicules passagers /} \\ &\hspace{15em} \text{heure} \\ &\text{soit approximativement } 3600 \\ &\text{véhicules passagers / heure.}\end{aligned}$$

3 - Rue à deux voies vs rue à quatre voies: En appliquant les conditions posées ci-haut, le volume maximum de circulation qui peut être accomodé devient:

$$\begin{aligned}\text{Capacité fondamentale} &= \frac{(3600 \times 2)}{8.08} + \frac{(3600 \times 4)}{7.65} \\ &= 2790 \text{ ou approximativement} \\ &\hspace{10em} 2800 \text{ véhicules passagers /} \\ &\hspace{15em} \text{heure} \\ &\hspace{15em} \text{....}/48\end{aligned}$$

Les volumes trouvés ci-haut sont très élevés et ne seraient atteints que dans les meilleures conditions de chaussée et de circulation. Les délais subis par les véhicules à l'attente seraient intolérables. Dans les meilleures conditions générales, et considérant l'effet des chauffeurs ineptes et de plusieurs autres facteurs, ces chiffres restent impossibles à atteindre dans la plupart sinon tous les carrefours avec arrêts dans les quatre directions.

b) Capacité possible

- 1- Rue à deux voies vs rue à deux voies: La capacité possible d'un carrefour avec arrêt dans les quatre directions est égale à sa capacité fondamentale, à un facteur d'ajustement près pour les conditions propres du carrefour. On suggère d'employer les valeurs indiquées au tableau 10 pour les capacités fondamentales des carrefours à deux voies vs deux voies.

Les facteurs d'ajustement:

- 1- Virages à gauche - aucun ajustement
- 2- Virages à droite: augmenter la capacité de 0.2 pour-cent pour chaque unité de pourcentage de la circulation totale formée par les virages à droite.

3- Facteur d'interférence: Comme les valeurs obtenues proviennent d'observations en banlieue, où il n'existait aucune interférence, on suggère l'application d'un facteur de réduction aux calculs des carrefours dans les quartiers intermédiaires ou d'affaires. Les recherches se rapportant à l'établissement de ce facteur sont incomplètes mais pour le moment, on suggère qu'une valeur de 0.9 soit employée.

4 - Véhicules commerciaux: réduire la capacité de un pour-cent pour chaque unité de pourcentage du volume total du carrefour formé par le nombre de véhicules commerciaux.

2 - Rue à quatre voies versus rue à quatre voies: -

Un analyse des conditions au carrefour C a démontré que dans 70.2 pour-cent des cas, deux véhicules attendant côte à côte, s'avançaient ensemble à travers le carrefour. D'un total de 336 cas observés, 236 paires de véhicules ont accéléré simultanément. En supposant la valeur prudente de $2/3$ pour les mouvements simultanés:

$$\begin{aligned} \text{Capacité possible du carrefour} &= \\ &= \frac{(3600 \times 8 \times 2/3)}{8.08} + \frac{(3600 \times 4 \times 1/3)}{8.08} \end{aligned}$$

= 2970 véhicules passagers / heure ou approximativement
3000 véhicules passagers / heure.

Facteurs d'ajustements: tels que pour - 1 - ci-haut.

3- Rue à deux voies versus rue à quatre voies:

Si on considère que les deux tiers du temps, deux véhicules côte à côte sur une rue à quatre voies se déplacent simultanément, et qu'un tiers du temps un seul véhicule s'avance, la capacité devient:

$$= \left(\frac{3600}{8.08} \times 2 \right) + \left(\frac{3600}{7.65} \times 4 \times \frac{2}{3} \right) + \left(\frac{3600}{7.65} \times 2 \times \frac{1}{3} \right)$$

= 2460 ou approximativement 2500 véhicules passagers/heure.

Facteurs d'ajustements - tels que pour - 1 - ci-haut.

Application 1 - Carrefour de deux voies versus deux voies

2 - Proportion de virages à droite: 10 pour-cent.

3 - Proportion de virages à gauche: 10 pour-cent.

4 - Proportion de véhicules commerciaux : 5 pour-cent

, 5 - Facteur d'interférence 0.9 pour-cent

6 - Répartition 60 - 40

Trouver la capacité possible si la répartition donnée est conservée.

On trouve au tableau 10:

$$\text{Capacité possible} = 1700 \times 0.9 \times 0.95 \times 1.02$$

$$= 1700 \times 0.873$$

$$= 1500 \text{ véhicules passagers / heure}$$

Trouver la capacité ultime possible (Répartition 50-50).

$$\text{Capacité possible} = 1900 \times 0.873$$

$$= 1660 \text{ véhicules passagers / heure}$$

c) Capacité pratique

La définition de la capacité pratique contenue dans le Highway Capacity Manual est basée sur le fait que la majorité des conducteurs sont capables de franchir le carrefour sans attendre plus qu'un cycle complet. Si on suppose que la durée normale d'un cycle est, disons, 50 secondes, la définition donnée ci-haut peut alors être appliquée aux carrefours avec arrêts dans les quatre directions. D'après le Manual: "Avec les petites variations ordinaires dans le temps d'écoulement de la circulation, les capacités pratiques des intersections sont d'environ 80 pour-cent des capacités possibles." Appliquant ce facteur ainsi que le facteur d'interférence, les capacités pratiques deviennent (avant l'ajustement).

1 - Rue à deux voies versus rue à deux voies:

TABLEAU 11

CAPACITES PRATIQUES (VEHICULES PASSAGERS / HEURE)

Répartition	50/50	55/45	60/40	65/35	70/30
Capacité pratique	1,370	1,300	1,230	1,150	1,100

Facteurs d'ajustements: Sauf pour les facteurs d'interférence, les facteurs d'ajustements sont les mêmes que pour la capacité possible.

2 - Rue à quatre voies versus rue à quatre voies:

$$\text{Capacité pratique} = 3000 \times 0.9 \times 0.8$$

$$= 2160 \text{ ou approximativement}$$

$$= 2200 \text{ véhicules passagers / heure}$$

Facteurs d'ajustements: Tels que pour 1 - ci-haut.

3 - Rue à deux voies versus rue à quatre voies:

$$\text{Capacité pratique: } 2500 \times 0.72$$

$$= 1800 \text{ véhicules passagers / heure}$$

Facteurs d'ajustements: Tels que pour 1 ci-haut.

L'APPLICATION DU COEFFICIENT DE POISSON AUX DELAIS
ET A LA CAPACITE PRATIQUE

Comme les attentes inutiles aux carrefours sont la cause

de la majorité des inconvénients de la circulation, le meilleur critère pour juger de la capacité est sans contredit le délai. La définition de la capacité pratique dans le Manual est basée sur le délai: 50 pour-cent des véhicules ou moins attendant pendant le temps d'un cycle complet ou environ 50 à 60 secondes. Si le taux d'écoulement sur une voie à travers un carrefour avec arrêt dans les quatre directions est connu, il devient possible, en supposant un arrivage quelconque de véhicules et une distribution Poisson, de calculer le volume de circulation qui occasionnera des délais déterminés à un certain nombre de conducteurs. La figure 8 montre une série de courbes représentant les volumes d'une approche en fonction des pourcentages des périodes libres pour des périodes de différentes durées: 20, 30, 40 et 50 secondes. Ces périodes ressemblent un peu aux cycles et de la même façon, une période est brisée lorsque les véhicules arrivent trop nombreux sur une approche pour être accomodés au carrefour sans délai. Le taux moyen de décharge de véhicules est fixé à 6.00 secondes. L'auteur atteint ce chiffre en se basant, pour des conditions de capacité pratique, sur la supposition que pendant la moitié du temps, les véhicules entreraient dans le carrefour alternativement avec les véhicules de la rue transversale (Intervalle "L" = 7.65 sec.) et 50 pour-cent du temps, ils y entreraient sans interférence de la rue transversale (Intervalle "N" = 4.05 sec.) L'intervalle moyen

devient $H = \frac{7.65 + 4.05}{2} = 5.85$ secondes ou un chiffre conservateur de 6.00 secondes.

Si on considère, par exemple, une période de 20 secondes, chaque fois qu'il arrivera pendant cette période quatre véhicules ou plus, la cadence sera brisée dû au fait qu'en moyenne, quatre véhicules requièrent 24 secondes pour franchir l'intersection. Pour des périodes de 30, 40 et 50 secondes, l'arrivée de 5, 7 ou 9 véhicules pendant la durée respective des périodes brisera la cadence. La distribution Poisson fixe la probabilité qu'"x" véhicules arriveront dans un temps "t" comme étant -

$$P(x) = \frac{e^{-m} m^x}{x!}$$

ou x = nombre de véhicules arrivant dans le temps "t" sec.

m = nombre moyen de véhicules arrivant durant le temps.

$$t \text{ sec.} = \frac{Vt}{3600}$$

V = véhicules / heure sur l'approche.

Et comme $P(x) = 1$, la probabilité que x ou plus de véhicules arrivent pendant le temps "t" devient:

$$\begin{aligned} P(x \text{ ou plus}) &= 1 - P(\text{moins que } x) \\ &= 1 - \frac{e^{-m} m^x}{x!} \end{aligned}$$

Par exemple: Si quatre véhicules ou plus font briser une période de 20 secondes et qu'on suppose un volume de 360 véhicules /heure

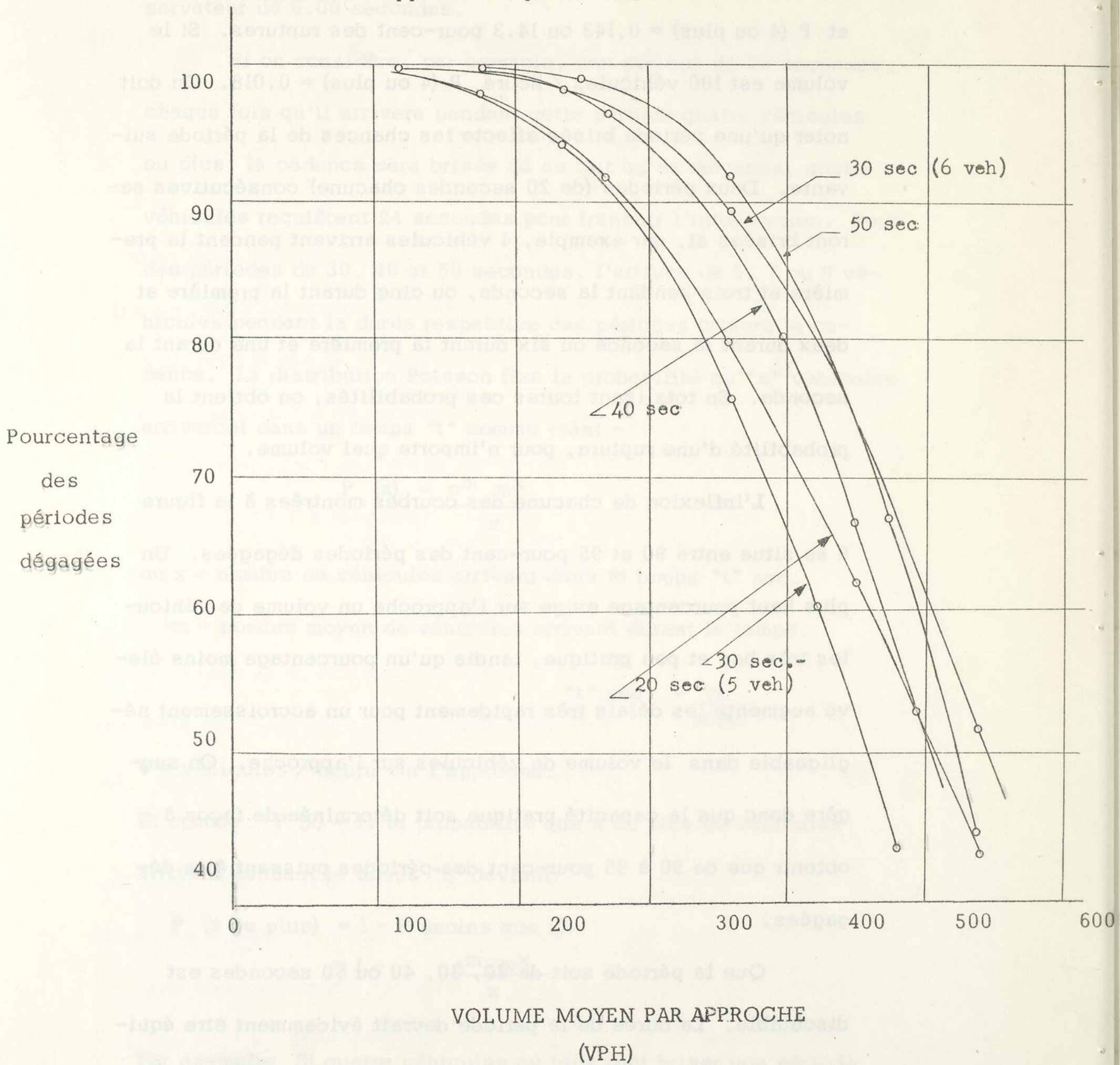
$m = 2$ (ou une moyenne de 2 véhicules par période de 20 secondes) et $P(4 \text{ ou plus}) = 0.143$ ou 14.3 pour-cent des ruptures. Si le volume est 180 véhicules / heure, $P(4 \text{ ou plus}) = 0.018$. On doit noter qu'une période brisée affecte les chances de la période suivante. Deux périodes (de 20 secondes chacune) consécutives seront brisées si, par exemple, 4 véhicules arrivent pendant la première et trois pendant la seconde, ou cinq durant la première et deux durant la seconde ou six durant la première et une durant la seconde. En totalisant toutes ces probabilités, on obtient la probabilité d'une rupture, pour n'importe quel volume.

L'inflexion de chacune des courbes montrées à la figure 8 se situe entre 90 et 95 pour-cent des périodes dégagées. Un plus haut pourcentage exige sur l'approche un volume de véhicules très bas et peu pratique, tandis qu'un pourcentage moins élevé augmente les délais très rapidement pour un accroissement négligeable dans le volume de véhicules sur l'approche. On suggère donc que la capacité pratique soit déterminée de façon à obtenir que de 90 à 95 pour-cent des périodes puissent être dégagées.

Que la période soit de 20, 30, 40 ou 50 secondes est discutable. La durée de la période devrait évidemment être équivalente au délai maximum acceptable à la majorité des conducteurs. Si on compare le comportement aux carrefours avec arrêt

FIGURE 8

Volume sur l'approche vs pourcentage des périodes dégagées



dans les quatre directions, où le conducteur s'avance vers le carrefour graduellement avant d'engager la lutte pour le franchir - à l'attente paisible et quasi reposante devant un feu rouge, la durée maximum du délai tolérable est définitivement plus courte que la durée d'un cycle et se fixe probablement dans les environs de 25 à 30 secondes. Le tableau 12 donne les volumes sur une approche pour quatre périodes et trois pourcentage de dégagement.

TABLEAU 12

		Période (secondes)			
		20	30	40	50
Pourcentage des Périodes dégagées	90	285	6: 355 5: 282	319 335	372
			6: 333 5: 258	296 314	353
			6: 312 5: 228	270 288	330

Si on fait la moyenne des valeurs données au tableau 12, on obtient un volume par voie d'approche de 305 véhicules passagers / heure. En fixant la capacité pratique d'une approche

à une voie à 300 véhicules passagers / heure, on obtient un dégagement de 90 pour-cent des périodes si leur durée est de 24 secondes, 92.5 pour-cent si leur durée est de 33 secondes et 95 pour-cent si elle est de 41 secondes. D'après ce critère, un carrefour avec arrêt dans les quatre directions formé d'approches de deux voies versus deux voies aurait une capacité pratique de $300 \times 4 = 1200$ véhicules passagers / heure avant les ajustements.

TABIEAU 12

Pourcentage des périodes	24	33	41	50	60	70	80	90	92.5	95
Capacité pratique (véhicules/heure)	1200	1260	1320	1380	1440	1500	1560	1620	1650	1680
Capacité théorique (véhicules/heure)	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
Facteur d'ajustement	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.375	1.40

Et on fait la moyenne des valeurs données au tableau 12, on obtient un volume par voie d'approche de 305 véhicules passagers / heure. En fixant la capacité pratique d'une approche

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

On doit rappeler que les résultats obtenus proviennent de données relativement restreintes. Il en résulte la possibilité que certains facteurs inconnus d'environnements aient faussé l'échantillonnage. On suggère donc l'étude plus poussée du problème du comportement au carrefour avec arrêts dans les quatre directions. Plusieurs caractéristiques de la circulation telles que les véhicules commerciaux, le stationnement, les piétons, genre de région urbaine, etc., n'ont pas été étudiées. Leurs effets sur la capacité des contrôles d'intersection étudiés restent inconnus. Les carrefours étudiés étaient situés exclusivement dans la région de Chicago et des études dans d'autres régions des Etats-Unis et du Canada sont nécessaires. Quelques résultats inattendus, tels que l'effet des virages à gauche ou à droite et la répartition exigent une étude plus poussée. Des relevés additionnels devraient vérifier les effets d'environnement et de répartition sur la capacité en analysant plusieurs carrefours différents ayant la même répartition. On devrait tenir compte de la covariance employée dans l'analyse statistique.

Le tableau qui suit, résumant les résultats les plus importants de cette étude, est présenté à titre de suggestion comme capacités d'essais pour les carrefours avec arrêt dans les quatre directions. Il pourrait s'avérer utile comme limite supérieure de justification.

TABLEAU 13

Charte de capacité

Répartition 50/50

Véhicules passagers / heure

Avant ajustements

Capacité	2-voies x 2-voies	2-voies x 4-voies	4-voies x 4-voies
Fondamental	1,900	2,800	3,600
Possible	1,900	2,500	3,000
Pratique	1,200	1,800	2,200

- REMERCIEMENTS -

L'auteur désire transmettre sa profonde gratitude et sa reconnaissance au Dr. Donald S. Berry, professeur de génie civil, qui, par sa direction patiente, ses conseils et son inspiration a rendu cette étude possible. Il tient aussi à remercier le Dr. Sidney Singer, assistant professeur de génie industriel, qui l'a assisté dans l'analyse statistique des résultats et le Dr. Paul Shuldiner pour son attention appréciée.

1. Highway Capacity Manual, Committee on Highway Capacity, Highway Research Board, Washington, D.C., 1950.
2. Cooper, B.K., A Supplementary Message at Four-Way Stop Intersections, a thesis, Purdue University, Lafayette, Indiana, 1957.
3. Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways, National Joint Committee on Uniform Traffic Control Devices, Highway Research Board, Washington, D.C., 1950.
4. Brown, I.R., The Traffic Signal vs the Full Stop at Outlying Intersections, Proceedings, Institute of Traffic Engineers, 1952.
5. Erickson, E.L., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Traffic Quarterly, The Eno Foundation, July, 1945.
6. Greenshields, B.D., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Yale Bureau of Highway Traffic, 1947.
7. Greenshields, B.D., Weids, F.M., Statistics with Application to Highway Traffic Analysis, Eno Foundation, 1952.
8. Hall, E.M., A Comparison of Delay to Vehicles Crossing Urban Intersections Four-Way vs Semi-Traffic Actuated Signal Control, Student Research Report No. 4, The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, 1952.
9. Hanson, D.J., Are There Too Many Four-Way Stops? Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, November, 1957.
10. Harrison, H.H., Four-Way Stop, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, February, 1949.
11. Holmes, E.H., The Effect of Control Methods on Traffic Flow, Public Roads, February, 1934.
12. Kenelpp, J.M., Efficiency of Four-Way Stop Control at Urban Intersections, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, June, 1951.
13. McEachern, C., A Four-Way, Stop-Sign System at Urban Intersections, Traffic Quarterly, The Eno Foundation, April, 1952.

1. Highway Capacity Manual, Committee on Highway Capacity, Highway Research Board, Washington, D.C., 1950.
2. Cooper, B.K., A Supplementary Message at Four-Way Stop Intersections, A Thesis, Purdue University, Lafayette, Indiana, 1957.
3. Manual On Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways, National Joint Committee on Uniform Traffic Control Devices, Highway Research Board, Washington, D.C., 1961.
4. Brown, I.R., The Traffic Signal vs the Full Stop at Outlying Intersections, Proceedings, Institute of Traffic Engineers, 1932.
5. Erickson, E.L., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Traffic Quarterly, The Eno Foundation, July, 1945.
6. Greenshields, B.D., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Yale Bureau of Highway Traffic, 1947.
7. Greenshields, B.D., Weida, F.M., Statistics with Application to Highway Traffic Analyses, Eno Foundation, 1952.
8. Hall, E.M., A Comparison of Delay to Vehicles Crossing Urban Intersections Four-Way vs Semi-Traffic Actuated Signal Control, Student Research Report No. 4, The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, 1952.
9. Hanson, D.J., Are There Too Many Four-Way Stops? Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, November, 1957.
10. Harrison, H.H., Four-Way Stops, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, February, 1949.
11. Holmes, E.H., The Effect of Control Methods on Traffic Flow, Public Roads, February, 1934.
12. Keneipp, J.M., Efficiency of Four-way Stop Control at Urban Intersections, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, June, 1951.
13. McEachorn, C., A Four-Way, Stop-Sign System at Urban Intersections, Traffic Quarterly, the Eno Foundation, April, 1959.

14. Raff, M.S., Space-Time Relationships at Stop Intersections, Proceedings, Institute of Traffic Engineers, 1949.
15. Raff, M.S., A volume Warrant for Urban Stop Signs, The Eno Foundation, 1950.
16. Raff, M.S., A New Study of Urban Stop Signs: A Volume Warrant, Traffic Quarterly, The Eno Foundation, January, 1950.
17. Wilkie, L.G., 58,732 Morotists Checked at Stop Signs, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, April, 1954.

APPENDICE

14. Ball, M.S., Space-Time Relationships at Stop Intersections, Proceedings, Institute of Traffic Engineers, 1953.

15. Ball, M.S., A Volume-Warrant for Urban Stop Signs, The Engineering, Institute of Traffic Engineers, April, 1954.

16. Ball, M.S., A New Study of Urban Stop Signs: A Volume-Warrant for Urban Stop Signs, The Engineering, Institute of Traffic Engineers, April, 1954.

17. White, R.G., 38,731 Motorists Checked at Stop Signs, The Engineering, Institute of Traffic Engineers, April, 1954.

18. Bray, I.A., The Traffic Sign at the Stop Sign, Engineering, Institute of Traffic Engineers, April, 1954.

19. Bray, I.A., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Traffic Quarterly, The Soc. Population, July, 1954.

20. Greenfield, E.D., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Traffic Quarterly, The Soc. Population, July, 1954.

21. Greenfield, E.D., White, P.M., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Traffic Quarterly, The Soc. Population, July, 1954.

22. Hall, E.M., A Comparison of Delay at Intersections with Urban Intersections Four-Way at Stop Signs, Journal of the American Society of Civil Engineers, December, 1953.

23. Parsons, D.J., The Traffic Sign at the Stop Sign, Engineering, Institute of Traffic Engineers, April, 1954.

24. Harrison, H.M., Four-Way Stop Signs, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, February, 1953.

25. Holmes, E.H., The Effect of Control Methods on Traffic Flow, Public Roads, February, 1954.

26. Kanipe, J.M., The Effect of Control Methods on Traffic Flow, Public Roads, February, 1954.

27. McDonald, G., A Four-Way Stop Sign at Urban Street Intersections, Traffic Quarterly, The Soc. Population, July, 1954.

TABLEAU M
CARRFOUR A
A RUCERRA
VEHICULES PASSAGERS EN TRANSIT
VEHICULES PASSENGERS

Longueur d'intervalle (secondes)	Nombre d'intervalle du type "I"	Nombre d'intervalle du type "W"	Nombre d'intervalle du type "I"
0.0 - 0.5	0	0	0
0.5 - 1.0	0	0	0
1.0 - 1.5	0	0	0
1.5 - 2.0	0	0	0
2.0 - 2.5	0	0	0
2.5 - 3.0	0	0	0
3.0 - 3.5	0	0	0
3.5 - 4.0	0	0	0
4.0 - 4.5	0	0	0
4.5 - 5.0	0	0	0
5.0 - 5.5	0	0	0
5.5 - 6.0	0	0	0
6.0 - 6.5	0	0	0
6.5 - 7.0	0	0	0
7.0 - 7.5	0	0	0
7.5 - 8.0	0	0	0
8.0 - 8.5	0	0	0
8.5 - 9.0	0	0	0
9.0 - 9.5	0	0	0
9.5 - 10.0	0	0	0
10.0 - 10.5	0	0	0
10.5 - 11.0	0	0	0
11.0 - 11.5	0	0	0
11.5 - 12.0	0	0	0
12.0 - 12.5	0	0	0
12.5 - 13.0	0	0	0
13.0 - 13.5	0	0	0
13.5 - 14.0	0	0	0
14.0 - 14.5	0	0	0
14.5 - 15.0	0	0	0
15.0 - 15.5	0	0	0

APPENDICE

TABLEAU 14
CARREFOUR A
VEHICULES PASSAGERS EN TRANSIT

Longueur d'in- tervalle (secondes)	Nombre d'intervalles du Type "L"	Nombre d'intervalles du Type "N"	Nombre d'intervalles du Type "I"
0.0 - 0.9		0	0
0.9 - 1.5		1	0
1.5 - 2.1		5	1
2.1 - 2.7		9	4
2.7 - 3.3		6	3
3.3 - 3.9	0	6	4
3.9 - 4.5	4	3	4
4.5 - 5.1	3	7	6
5.1 - 5.7	8	5	3
5.7 - 6.3	9	2	3
6.3 - 6.9	18	1	2
6.9 - 7.5	15	1	2
7.5 - 8.1	10	0	0
8.1 - 8.7	10	1	0
8.7 - 9.3	11	0	1
9.3 - 9.9	3		1
9.9 -10.5	1		0
10.5 -11.1	1		
11.1 -11.7	1		
11.7 -12.3	1		
12.3 -12.9	4		
12.9 -13.5	0		
13.5 -14.1	0		
14.1 -14.7	0		
14.7 -15.3	2		
15.3 -15.9	0		

TABLEAU 15
CARREFOUR A
VEHICULES PASSAGERS

Intervalle "L"		
Longueur d'in- tervalle (secondes)	Virages à gauche	Virages à droite
0.0 - 2.7	0	0
2.7 - 3.3	0	2
3.3 - 3.9	0	4
3.9 - 4.5	4	4
4.5 - 5.1	3	3
5.1 - 5.7	6	1
5.7 - 6.3	7	3
6.3 - 6.9	3	2
6.9 - 7.5	3	1
7.5 - 8.1	7	1
8.1 - 8.7	3	0
8.7 - 9.3	5	0
9.3 - 9.9	2	0
9.9 - 10.5	2	1
10.5 - 11.1	2	1
11.1 - 11.7	0	
11.7 - 12.3	2	
12.3 - 12.9	1	
12.9 - 13.5	0	

TABLEAU 16

CARREFOUR B

VEHICULES PASSAGERS EN TRANSIT

Longueur d'intervalle (secondes)	Nombre d'intervalles Type "L"	Nombre d'intervalles Type "N"	Nombre d'intervalles Type "I"
0.0 - 0.9		0	0
0.9 - 1.5		1	0
1.5 - 2.1		3	2
2.1 - 2.7		8	11
2.7 - 3.3	0	8	10
3.3 - 3.9	2	18	8
3.9 - 4.5	2	15	8
4.5 - 5.1	3	13	11
5.1 - 5.7	7	11	8
5.7 - 6.3	12	7	4
6.3 - 6.9	10	0	5
6.9 - 7.5	12	1	1
7.5 - 8.1	12	2	0
8.1 - 8.7	7	0	0
8.7 - 9.3	4		2
9.3 - 9.9	2		0
9.9 - 10.5	1		
10.5 - 11.1	0		
11.1 - 11.7	1		
11.7 - 12.3	0		

TABLEAU 17

CARREFOUR B

VEHICULES PASSAGERS

Intervalle Type "L"		
Longueur d'inter- valle (secondes)	Virages à gauche	Virages à droite
0.0 - 3.3	0	0
3.3 - 3.9	0	3
3.9 - 4.5	0	0
4.5 - 5.1	1	0
5.1 - 5.7	3	3
5.7 - 6.3	1	4
6.3 - 6.9	5	1
6.9 - 7.5	3	2
7.5 - 8.1	3	1
8.1 - 8.7	0	2
8.7 - 9.3	1	0
9.3 - 9.9	0	0
9.9 - 10.5	1	0
10.5 - 11.1	0	0
11.1 - 11.7	2	0
11.7 - 12.3	1	1
12.3 - 12.9	0	0

TABLEAU 18

CARREFOUR C

VEHICULES PASSAGERS EN TRANSIT

Longueur d'intervalle (secondes)	Nombre d'intervalles du Type "L"
0.0 - 4.5	0
4.5 - 5.1	8
5.1 - 5.7	2
5.7 - 6.3	4
6.3 - 6.9	10
6.9 - 7.5	17
7.5 - 8.1	67
8.1 - 8.7	53
8.7 - 9.3	32
9.3 - 9.9	17
9.9 - 10.5	0

0.0 - 0.0	0	0	12.0 - 12.0
0.0 - 0.0	0	0	11.0 - 11.0
0.0 - 0.0	0	0	10.0 - 10.0
0.0 - 0.0	0	0	9.0 - 9.0
0.0 - 0.0	0	0	8.0 - 8.0
0.0 - 0.0	0	0	7.0 - 7.0
0.0 - 0.0	0	0	6.0 - 6.0
0.0 - 0.0	0	0	5.0 - 5.0
0.0 - 0.0	0	0	4.0 - 4.0
0.0 - 0.0	0	0	3.0 - 3.0
0.0 - 0.0	0	0	2.0 - 2.0
0.0 - 0.0	0	0	1.0 - 1.0
0.0 - 0.0	0	0	0.0 - 0.0

Left hand
Right hand

Left hand
Right hand

Left hand
Right hand

TABLE 17

INTERSECTION 3

TABLE 18

INTERSECTION 3		
Type Roadway		
THROUGH TRAFFIC		
Left Turn		
Right Turn		
Roadway Cell		
Length (sec)		
0.0 - 3.3	0	0
3.3 - 3.6	No. of Type	Roadway Cell
3.6 - 4.0	Roadway	Length (sec)
4.0 - 4.5	10	0.0 - 4.5
4.5 - 5.1	8	4.5 - 5.1
5.1 - 5.7	5	5.1 - 5.7
5.7 - 6.3	2	5.7 - 6.3
6.3 - 6.9	4	6.3 - 6.9
6.9 - 7.5	10	6.9 - 7.5
7.5 - 8.1	10	7.5 - 8.1
8.1 - 8.7	10	8.1 - 8.7
8.7 - 9.3	10	8.7 - 9.3
9.3 - 9.9	10	9.3 - 9.9
9.9 - 10.5	10	9.9 - 10.5
10.5 - 11.1	0	10.5 - 11.1
11.1 - 11.7	0	0
11.7 - 12.3	1	1
12.3 - 12.9	0	0

DEC 31 1985

DEPARTMENT OF ROADS

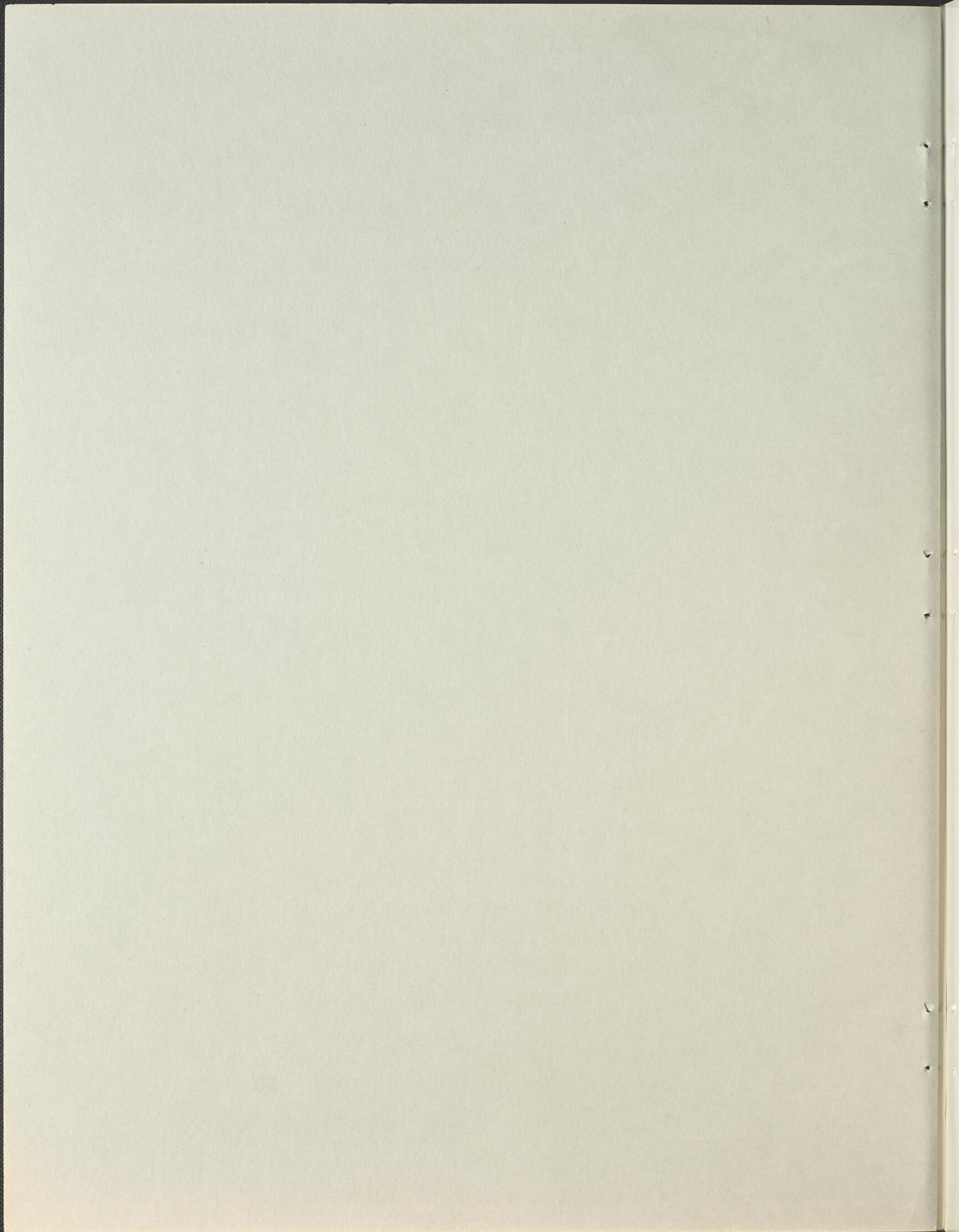
A STUDY OF FOUR-WAY STOP
INTERSECTION CAPACITIES

Jacques Hébert, P. Eng.
Traffic Engineering Bureau
Quebec Roads Department

from I.R. Que

Presented at the
45th Annual Convention of the
Canadian Good Roads Association
Montreal, Quebec
October 1964





DEPARTMENT OF ROADS

A STUDY OF FOUR-WAY STOP
INTERSECTION CAPACITIES

Jacques Hébert, P. Eng.
Traffic Engineering Bureau
Quebec Roads Department

Presented at the
45th Annual Convention of the
Canadian Good Roads Association
Montreal, Quebec

October 1964

DEPARTMENT OF ROADS

A STUDY OF FOUR-WAY STOP
INTERSECTION CAPACITIES

Jacques Hébert, B. Eng.
Traffic Engineering Bureau
Quebec Roads Department

Presented at the
15th Annual Convention of the
Canadian Road Research Association
Montreal, Quebec
October 1984

ABSTRACT

This study is an endeavor to determine capacities of four-way stop-controlled intersections, under various traffic and operating conditions.

Three right-angle intersections in the Chicago Metropolitan Area were observed and analyzed. The average headway of departure was obtained, and the effects on capacity of left and right-turning vehicles, the number of lanes on the cross-street, and the split in volumes between the intersecting streets, were determined. The study being made in the Chicago area only is therefore solely representative of the Chicago drivers. The effect of commercial vehicles was tentatively investigated, but the small size of the sample precluded any specific conclusions. Daytime driving characteristics only were observed. All control signs bore the "4-way" supplementary message, since recent studies^{2*} revealed it had an advantageous and desirable effect on the operations, and increased capacities.

*Numbers refer to references listed in the bibliography.

Due to the amount and complexity of the data to be obtained, the intersections, except for one, were filmed for a period of one hour and twenty minutes each. The movie camera technique had the advantage of requiring the least amount of field observations, and presenting a permanent record of the complex interrelationship of the data to be analyzed. It made possible multiple re-running of the films, and reduced to a minimum the human error inherent in field work.

Some of the interesting findings of this study are as follows:

1. Variations in the split of volume between the two intersecting streets of a four-way stop intersection produce a significantly different headway of departure for two different intersections.
2. Surprisingly enough, left-turning vehicles have no effect on the capacity. The average headway of departure for left-turning and through vehicles is not significantly different, under various traffic conditions.
3. For each 1 percent of right-turning vehicles, the capacity is increased by 0.2 percent.
4. Under pressurized and ideal traffic conditions, through passenger-cars per lane may be expected to be discharged across a two-lane cross-street at the average rate of one every 7.65 seconds,

if the split is 50/50, and one every 7.15 seconds if it is 60/40. The above rates are averages for the whole intersection.

5. If the split becomes 100/0; i.e., all on-coming vehicles are on two opposite approaches only, and for the same conditions as in 4 above, one might expect a rate of discharge of one vehicle every 4.05 seconds from each of the two approaches.
6. For the conditions of 4, above, and a 50/50 split, the capacity per lane averages one vehicle every 8.08 seconds, if the street to be crossed has four moving lanes.
7. Seventy percent of vehicles are found to be moving two abreast if there are two lanes on a loaded approach.

INTRODUCTION

Of all the problems of interest to the traffic engineer, the urban intersection at grade is undoubtedly the most important. If one considers that approximately one-half of all urban accidents, and more than three-quarters of all urban delays are caused by or related to urban intersections, the range and far-reaching consequences of the problem is more fully understood.

In order to provide efficiency and safety of movement through these intersections, vehicles and pedestrians are regulated by various types of traffic-control devices. The actual warrants used for the application of these devices, in many cases, need much refinement and development and are often subjects of controversy. The application of the four-way stop type of control is presently very controversial, and a definite solution has yet to be attained. Such contradictory statements have become common language: "... the four-way stop as a solution should be used more frequently;"⁴ and "... there can be no logical warrant for a four-way stop except as a safety measure or as a device to satisfy pressure groups that demand action at an intersection warranting no action."¹²

Little factual study had been made in the past to crystallize the use warrants for the four-way stop intersection control. In an article published in Traffic Quarterly,¹³

Cooper McEachern reported: "While most cities do use warrants for the establishment of four-way stop intersections, the warrants are not specific; and the single most widely used warrant is the high-accident frequency at two-way stop intersections." The four-way stop, as usually employed, finds applications at urban intersections as a safety measure, or as an intermediate treatment between the two-way stop and the signal control.

The warrants for four-way stops, in The Manual of Uniform Traffic Control Devices,³ require a total vehicular volume of 500 vehicles per hour for any eight hours of an average day, with at least 200 vehicles and pedestrians entering from the minor street. The Manual makes no mention of maximum permissible volumes. However, the Institute of Traffic Engineers suggests a maximum volume of 1,000 vehicles per hour (average for six hours), with at least 250 vehicles per hour from the side street.

The above requirements are useful as a guide, but are not based on such fundamental characteristics of vehicular flow as arrival rates, departure headways, and effects of opposing and intersecting flows. A rational analysis of the various relationships is needed between these fundamental traffic features at four-way stop intersections. This, together with the subsequent derivation of capacities, is dealt with in the following pages. It is hoped that the findings of this study will contribute to the understanding of this complex urban traffic problem.

PURPOSE AND SCOPE

The purpose of this study was to determine the basic and practical capacities of four-way stop intersections, under various geometric and traffic conditions. Capacities were derived from the average headway of departure of vehicles as they enter the intersection area.

The Highway Capacity Manual defines basic capacity as the "maximum number of passenger-cars that can pass a given point on a lane or roadway during one hour under the most nearly ideal roadway and traffic conditions which can possibly be attained." In order to satisfy the above definition, the headways of departure were obtained and recorded separately for passenger cars, commercial vehicles, left and right-turning vehicles, and through vehicles. Possible capacity, which is the capacity "under the prevailing roadway and traffic conditions" was derived from the basic capacity by applying certain reducing factors. The investigation and determination of these factors is included hereinafter.

Practical capacity is defined as "the maximum number of vehicles that can pass a given point on a roadway or in a designated lane during one hour/without the traffic density being so great as to cause unreasonable delay, hazard, or restriction to the driver's freedom to maneuver under the pre-

vailing roadway and traffic conditions."¹ This level of capacity, as determined in the Manual, is equal to the possible capacity multiplied by a factor (HCM factor = 0.80).

Another angle of approach to the determination of the practical capacity of intersection could be based on a delay criterion. Assuming random distribution of the vehicles on the approach, it is possible, using the observed average headway of departure, to determine the vehicular volume that will cause a certain percentage of the drivers to be delayed by a given preferred amount of time. Any volume that causes a greater percentage of the drivers to be delayed by the same amount of time, or will cause the same percentage of drivers to be delayed by a larger amount of time, will be above practical capacity. A set of curves, derived for various time periods and percentages of drivers, is shown in Figure 8.

Variables Studied:

The following variables were investigated as to their effect on the capacity of four-way stop intersections:

1. Two splits in volume (51.5/48.5 and 64.0/36.0) for one-lane approaches, during pressurized conditions, with a continuous backlog of waiting vehicles.
2. Four-lane and two-lane two-way cross-streets for similar traffic conditions.

3. Variations in left and right turns, and percent of commercial vehicles. Unfortunately, truck travel at the intersections studied was almost negligible, and the data obtained regarding their effect on headways was insufficient.
4. Waiting vehicles on the cross-street, vs no vehicles on the cross-street vs vehicles from cross-street entering the intersection in turns with the approach vehicles under study. These analyses are further detailed hereafter.

Limitations of the Study:

The study was made at three outlying intersections in the Chicago Metropolitan Area, and is therefore representative of Chicago drivers only. This had the advantage of eliminating the variations resulting from dissimilar driving behavior inherent to different groups of drivers. No attempt was made to relate the results with those of other parts of the country, and nighttime driving characteristics were not investigated. All control signs bore the "4-way" supplementary message (See Plate 1), since it was believed that this signing policy insured higher capacities.²

PROCEDURE

PLAQUE 1

Indication supplémentaire "4-Way"

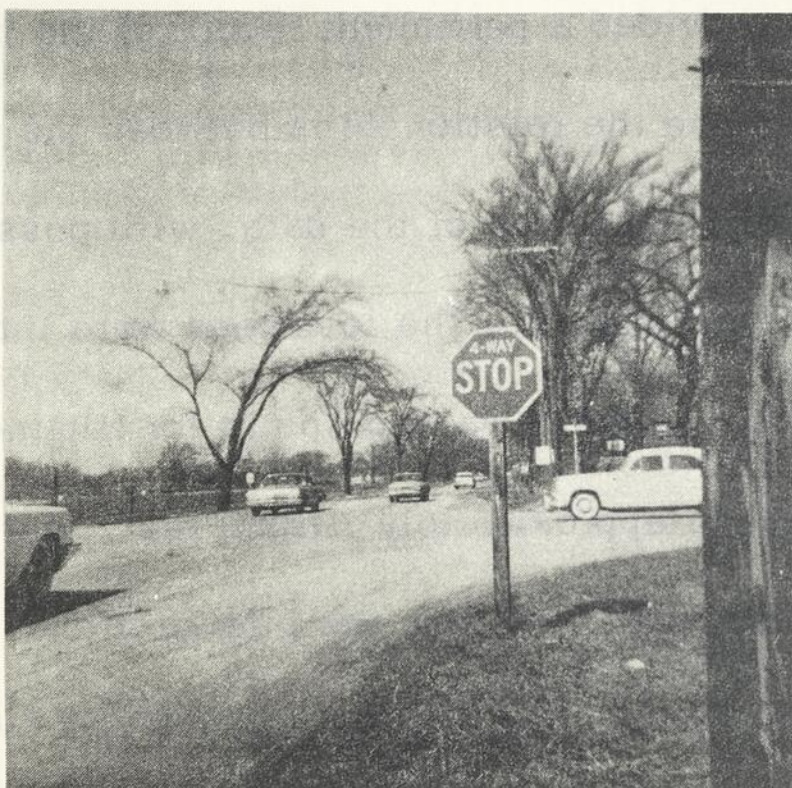


PLATE I

4-Way Supplementary Message on Stop Signs

PROCEDURE

In consideration of the limited manpower and time available for field observations, it seemed logical to use the movie-camera technique of study. This method, besides being economical in manpower, provided a permanent record of the behavior of each traffic stream and the relationships between the streams, and allowed for leisurely extraction of the data, with possible re-running of the films whenever desired. The locations were intentionally selected to provide a suitable vantage point for filming. They were cameras at a height of approximately fifteen feet, and a distance of one hundred and twenty feet from the intersection.

The camera was operated by a small 100 rpm synchronous motor, using 120-volts A.C. power. The power was provided by an ordinary 12-volt D.C. battery, through a DC-AC converter. Filming was performed at the rate of 100 frames per minute, one complete 100-foot film lasting approximately forty minutes.

Two right-angle intersections were filmed for a period of eighty minutes each, equivalent to the running time of two films. A third intersection was filmed for forty minutes. The camera was so located as to offer a view of the whole intersection, and a certain length of each leg. The headways of departure for vehicles

in each lane of each approach were recorded separately for each item of study, first recorded by the number of frames, and later converted to seconds. The extraction of data, although simple, was found to be very time consuming.

LOCATIONS

Intersection A: Willow and Hibbard

The first intersection studied was Willow and Hibbard in Winnetka, a community situated in the outlying North suburbs of Chicago. This location was selected because of its high volume, nearly equal split, high percentage of turns and little - if any - pedestrian and roadside interference. During the period of study (p.m. peak hour), the traffic conditions were as follows:

Date: April 3, 1962

Day: Tuesday

Time: 4:00 to 4:45 p.m.

Total Inter-
section Volume: 1209 vph

Split: 51.5/48.5

C.V.: 6.5%

Total Inter-
section Left
Turns: 23.9%

Total Inter-
section Right
Turns: 22.9%

Basic Number
of Lanes: 2 on each street

Because of the sparseness of the development of the immediate surroundings, the intersection was ideally free of

pedestrians, parking and driveway interference. In fact, not a single pedestrian was encountered during the whole study period. The effects of nearby intersection controls were minimized because of their distance (more than 2,000 feet). All sight distances were adequate.

Plate 2 shows a view of the intersection, while Figure I is a topographical representation of its physical and geometric features.

Intersection B : Winnetka and Hibbard

Immediately south of Intersection A, in the same community, is the intersection of Winnetka and Hibbard Streets. Although it does not offer a very high volume of traffic - which is a desirable feature for the purpose of the study - the main advantage of this intersection is its different split in traffic volume. The traffic conditions as found during the study are as follows:

Date:	April, 13, 1962
Day:	Friday
Time:	4.00 to 5.30 p.m.
Total Intersection Volume:	742 vph
Split:	64.0/36.0
C.V.:	3.3%

PLAQUE 2

Carrefour A (Willow et Hibbard)

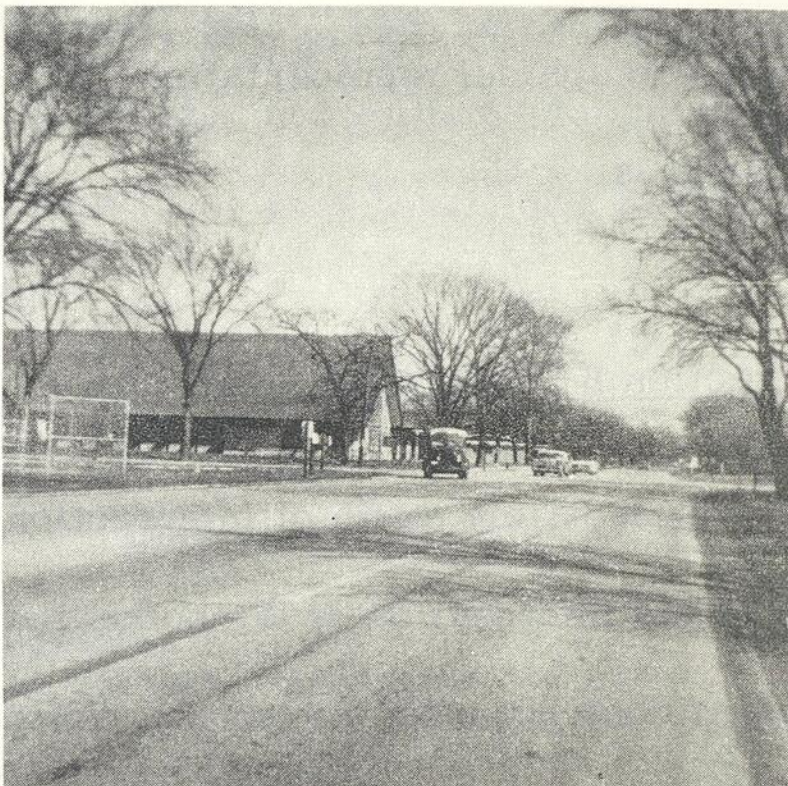


PLATE 2

Intersection A (Willow and Hibbard)

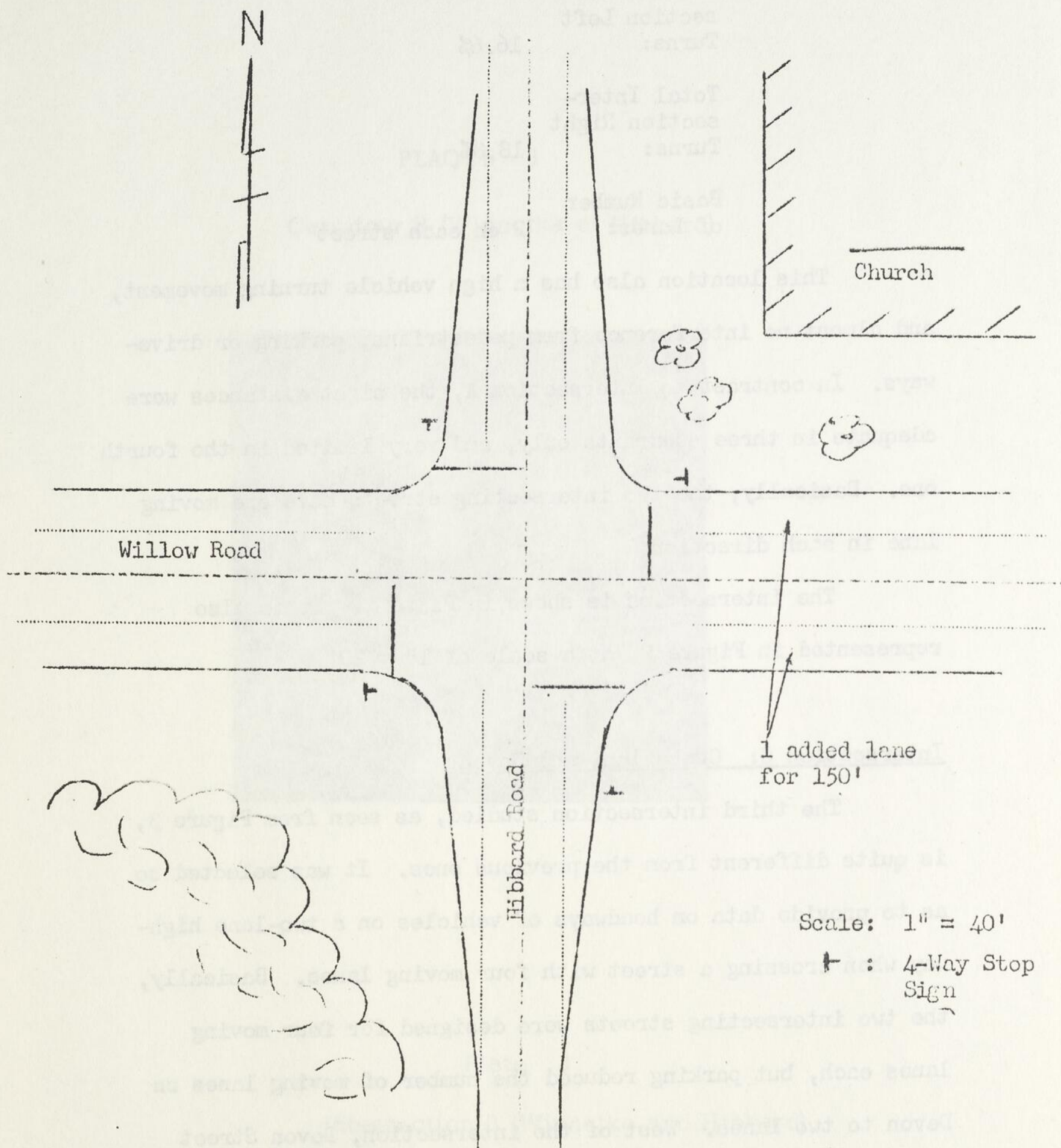


FIGURE 1
Plan View
Intersection A

Scale: 1" = 40'
+ : 4-Way Stop Sign

Total Inter-
section Left
Turns: 16.6%

Total Inter-
section Right
Turns: 18.8%

Basic Number
of Lanes: 2 on each street

This location also has a high vehicle turning movement, and almost no interference from pedestrians, parking or drive-ways. In contrast to Intersection A, the sight distances were adequate in three quadrants only, and very limited in the fourth one. Basically, the two intersecting streets have one moving lane in each direction.

The intersection is shown in Plate 3. It is also represented in Figure 2, at a scale of 1" = 20'.

Intersection C: Cumberland and Devon

The third intersection studied, as seen from Figure 3, is quite different from the previous ones. It was selected so as to provide data on headways of vehicles on a two-lane highway when crossing a street with four moving lanes. Basically, the two intersecting streets were designed for four moving lanes each, but parking reduced the number of moving lanes on Devon to two lanes. West of the intersection, Devon Street has a 35 foot median, while east of the intersection, the median width is reduced to 14 feet. Cumberland Street has a

PLAQUE 3

Carrefour B (Winnetka et Hibbard)

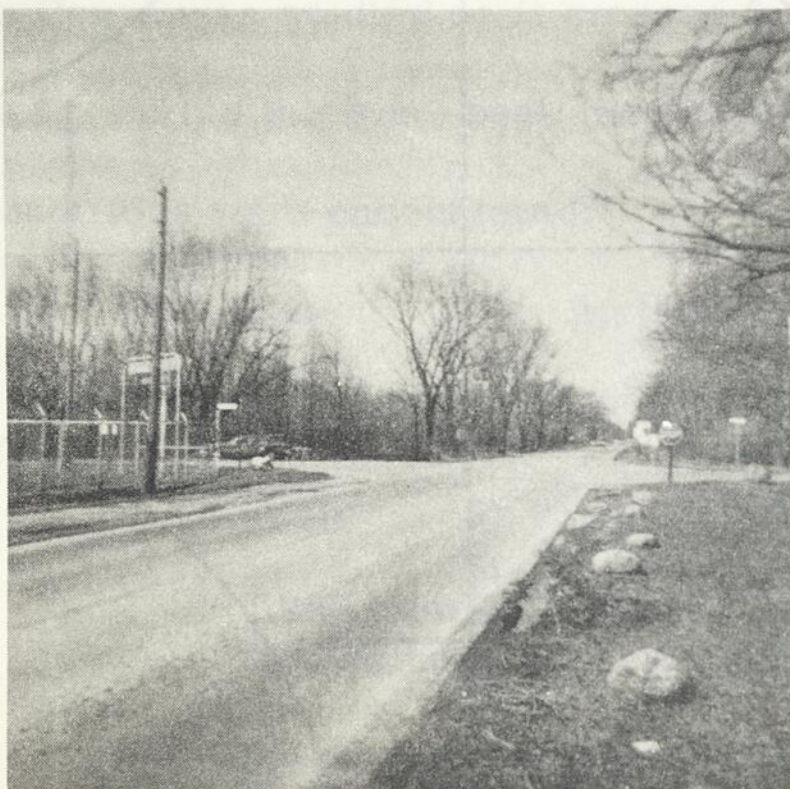


Plate 3

Intersection B (Winnetka and Hibbard)

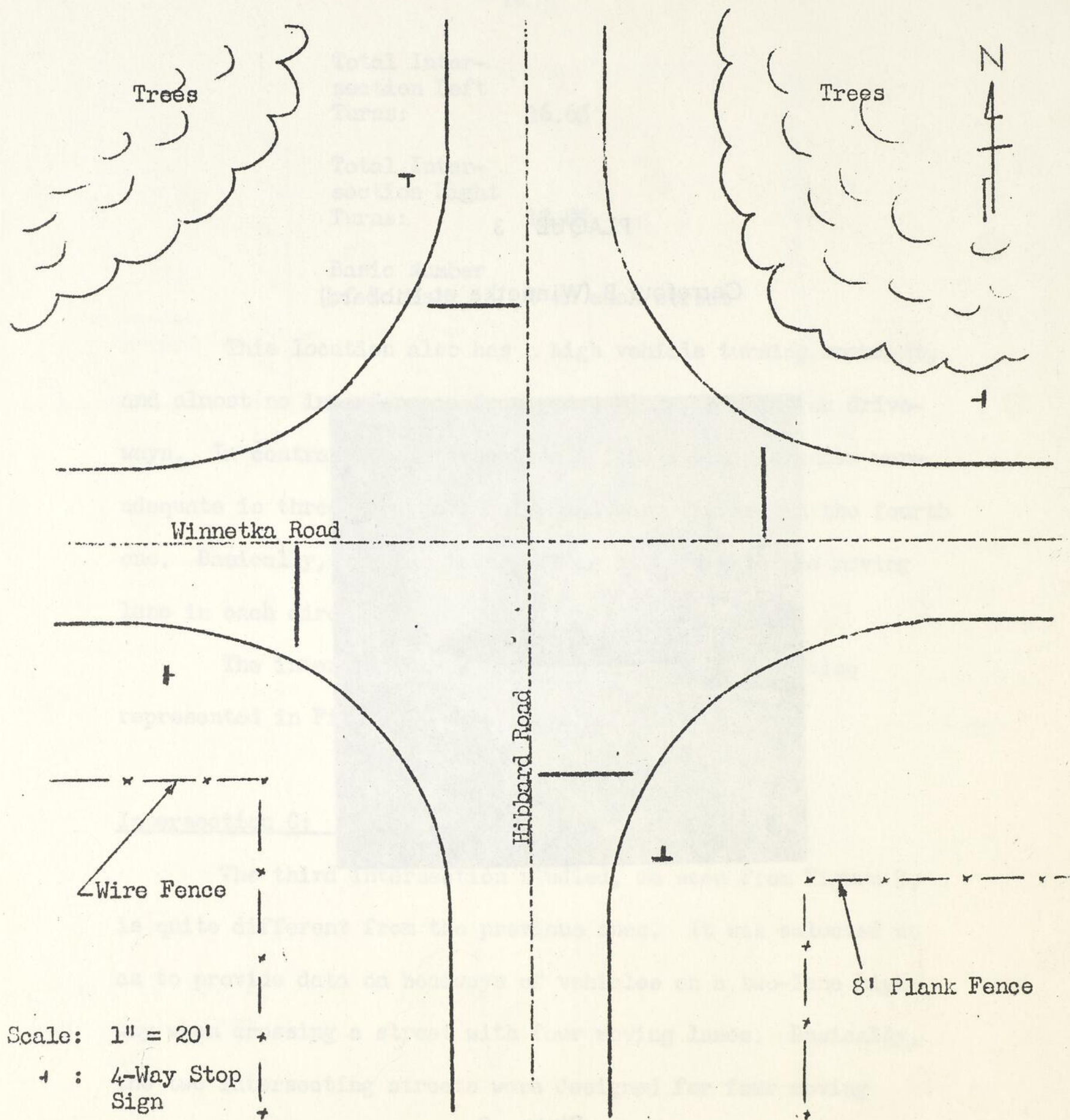


FIGURE 2
Plan View
Intersection B

Four-foot median south of the intersection only. The intersection being located in a well-developed community (Park Ridge), a certain amount of interference was encountered, including some pedestrian movement and parking. At the time of the study, parking was as shown in Figure 3. The eastbound traffic on Devon was studied as it crossed four-lane Cumberland Street. During the p.m. peak hour of filming, the following conditions were encountered:

Date:	April 20, 1962
Day:	Friday
Time:	3.45 to 5.15 p.m.
Total Intersection Volume:	1,800 vph
Split:	51.2/48.8
C.V.:	4.3%
Number of lanes:	as shown in Figure 3

Plate 4 shows a view of the intersection.

PLAQUE 4

Intersection C (Cumberland and Devon)

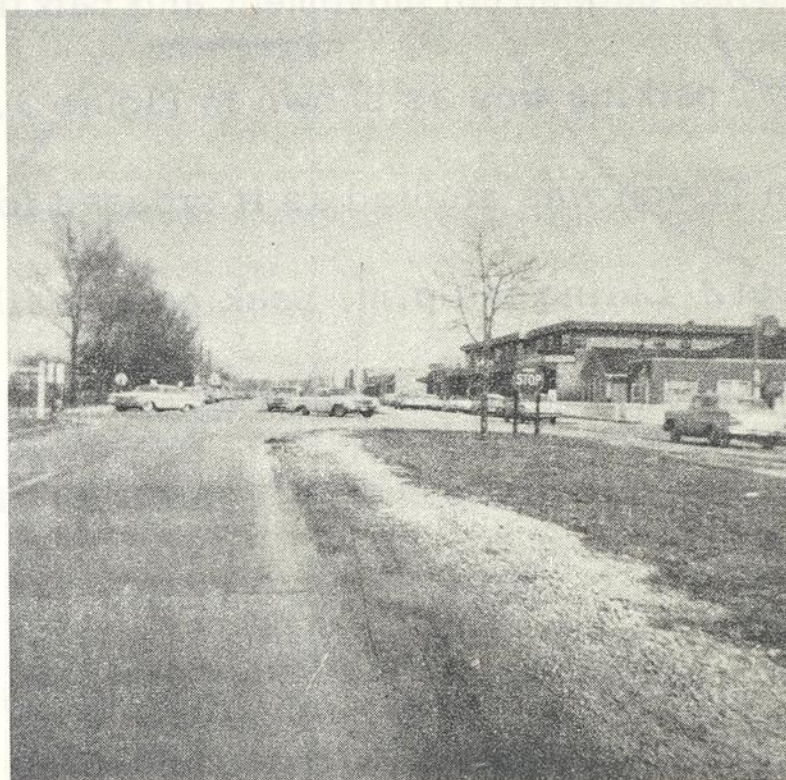


Plate 4

Intersection C (Cumberland and Devon)

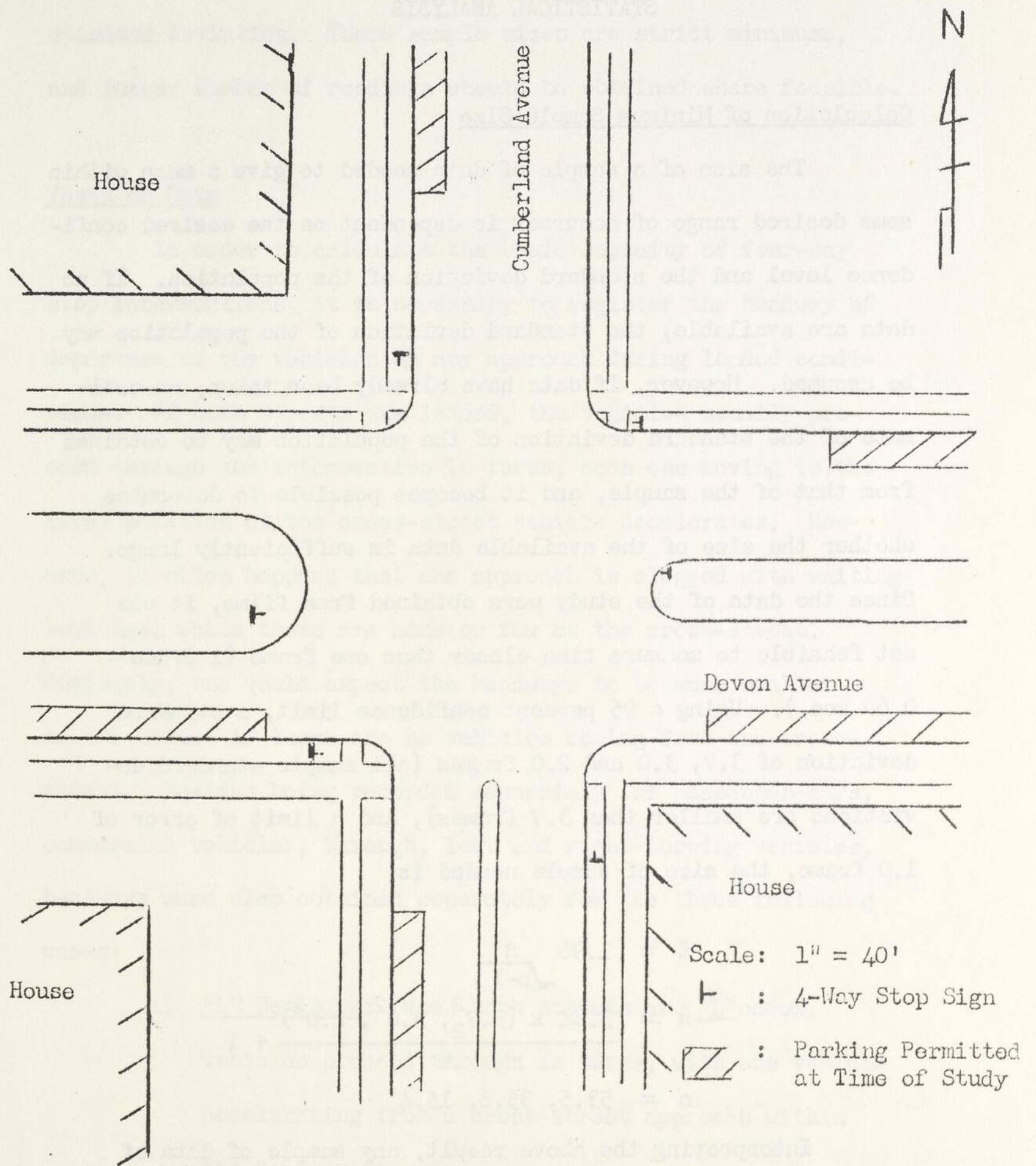


FIGURE 3
Plan View
Intersection C

STATISTICAL ANALYSIS

Calculation of Minimum Sample Size

The size of a sample of data needed to give a mean within some desired range of accuracy is dependent on the desired confidence level and the standard deviation of the population. If no data are available, the standard deviation of the population may be assumed. However, if data have already been taken, an estimate of the standard deviation of the population may be obtained from that of the sample, and it becomes possible to determine whether the size of the available data is sufficiently large. Since the data of the study were obtained from films, it was not feasible to measure time closer than one frame (1 frame = 0.60 sec.). Using a 95 percent confidence limit, a standard deviation of 3.7, 3.0 and 2.0 frames (all sample standard deviations are smaller than 3.7 frames), and a limit of error of 1.0 frame, the size of sample needed is:

$$E = 1.96 \frac{S}{\sqrt{n-1}}$$
$$n = \frac{3.84 \times (3.7^2, 3.0^2, 2.0^2)}{E} + 1$$
$$n = 53.5, 35.6, 15.4$$

Interpreting the above result, any sample of data of size 54, 36 or 16 or more, would have a mean value within 1.0 frame from the true population mean in 95 cases out of 100,

depending on the consistency of the sample, as expressed in the standard deviation. These sample sizes are strict minimums, and larger number of readings should be obtained where feasible.

Tests on Data

In order to calculate the basic capacity of four-way stop intersections, it is necessary to register the headway of departure of the vehicles on any approach during loaded conditions. If both streets are loaded, the vehicles usually proceed through the intersection in turns, each one moving to the first position as the cross-street vehicle accelerates. However, it often happens that one approach is clogged with waiting vehicles, while there are none or few on the cross-street. Obviously, one would expect the headways to be much smaller on one street if there are no vehicles coming from the cross-street. Besides being recorded separately for passenger-cars, commercial vehicles, through, left and right-turning vehicles, headways were also obtained separately for the three following cases:

1. "L" Headways: When both streets are "L"oaded, vehicles proceed through in turns, with one vehicle accelerating from a cross-street approach within the headway recorded.
2. "N" Headways: The approach under study is loaded, with "N"o vehicles approaching on the cross-street

(50 feet or less), or waiting at the stop line.

3. "I" Headways: The approach under study is loaded with "I"nterference from the vehicles on the cross-street (if they are within 50 feet from the stop line). This type of headway is therefore the time taken by two successive vehicles on a loaded approach to proceed through the intersection, without any vehicle from the cross-street moving in between them, but only causing interference and hesitation. The distance of fifty feet was selected as being representative of a critical lag of 3 to 4 seconds as found at four-way stops. A detailed analysis of acceptance and rejection of gaps at four-way stops was made by Cooper in a Master's thesis at Purdue University.²

A total of 321 headways for passenger-cars were recorded for Intersection A, 324 for Intersection B, while 210 were obtained from the lane studied at Intersection C. Tables 1, 2 and 3 give, for each intersection, the number of headways as recorded under each of the number of items studied.

The size of the sample obtained from commercial vehicles was negligible and, therefore, not indicated in the tables. It is to be noted that the sample obtained from left and right-turning vehicles is rather limited. In many instances, the data is very consistent, with a small standard deviation.

TABLE 1
NUMBER OF HEADWAYS OBSERVED
AT INTERSECTION A

Type of Headway	Passenger Cars			Total
	Left	Through	Right	
L	50	100	23	173
N	15	47	15	77
I	18	34	19	71
Total	83	181	57	321

TABLE 2
NUMBER OF HEADWAYS OBSERVED
AT INTERSECTION B

Type of Headway	Passenger Cars			Total
	Left	Through	Right	
L	21	75	17	113
N	7	87	10	104
I	14	70	23	107
Total	42	232	50	324

TABLE 3
NUMBER OF HEADWAYS OBSERVED
AT INTERSECTION C

Type of Headway	Passenger Cars			Total
	Left	Through	Right	
L	-	210	-	210
N	-	-	-	-
I	-	-	-	-
Total	-	210	-	210

In other cases, the data were combined for both Intersections A and B, and tested jointly.

Using a 95 percent confidence level, two types of tests were performed on various groups of data:

- a. The normal distribution test (two-sided).
- b. The student's "t" distribution test (two-sided).

The tests give the statistical significance of the difference of the means of two sets of data. The "t" test is preferable to the normal test for small samples, since it does not require the population values. The results are as follows:

STATISTICAL DIFFERENCE OF
MEANS OF HEADWAYS
(P.C. Only)

TABLE 4

INTERSECTION A

Description	Normal Test	"t" Test
Through "N" <u>vs</u> Through "L"	Sig.	Sig.
Through "N" <u>vs</u> Through "I"	Sig.	Sig.
Through "L" <u>vs</u> Through "I"	Sig.	Sig.
Through "L" <u>vs</u> Left-Turning "L"	Non-sig.	Non-sig.

TABLE 5

INTERSECTION B

Description	Normal Test	"t" Test
Through "I" <u>vs</u> Through "N"	Non-sig.	Non-sig.
Through "L" <u>vs</u> Through "N"	Sig.	Sig.
Through "L" <u>vs</u> Through "J"	Sig.	Sig.
Through "L" of Major App. <u>vs</u> Through "L" of Minor App.	Non-sig.	Non-sig.

The following tables present the results of tests made on combined data from both Intersections A and B, and on the various items of all three intersections:

STATISTICAL DIFFERENCE OF
MEANS OF HEADWAYS
(P. C. Only)

TABLE 6
COMBINED DATA OF INTERSECTIONS A & B

Description	Normal Test	"t" Test
Through "L" <u>vs</u> R.-T. "L"	Sig.	Sig.
Through "L" <u>vs</u> L.-T. "L"	Non-sig.	Non-sig.

STATISTICAL DIFFERENCE OF
MEANS OF HEADWAYS
(P. C. Only)

TABLE 7
INTERSECTION A VS INTERSECTION B

Description	Normal Test	"t" Test
Through "N"	Non-sig.	Non-sig.
Through "I"	Non-sig.	Non-sig.
Through "L"	Sig.	Sig.
Left-Turning "L"	Non-sig.	Non-sig.

TABLE 8
INTERSECTION C VS INTERSECTION A & B

Description	Normal Test	"t" Test
Through "L" of Int. C		
<u>VS</u>		
Through "L" of Int. A	Sig.	Sig.
Through "L" of Int. C		
<u>VS</u>		
Through "L" of Int. B	Sig.	Sig.

The results of the above tables indicate that left turns, surprisingly enough, have no effect on the headway of departure, while right turns do. Except for the "L" type of headways of through passenger-cars, computed on a total intersection basis, the split evidently has no effect. It must be agreed that the above significant difference may also be influenced by location, sight distance, geometric configuration, etc., of the intersection. It so happens that Intersection B, which has relatively restricted sight distances when compared to Intersection A, gave shorter headways for through passenger cars. The three different types of headways (L, N, I), as defined before in this report, produced significant differences, except in one case (See Table 5). One of the important results obtained was the significantly longer headways needed to cross a four-lane vs a two-lane cross-street, as shown in Table 8.

These analyses form a vital and necessary basis from which one can estimate the effects of the various factors affecting the traffic behavior at intersections. These factors are considered quantitatively hereafter, and their influence on capacities is derived.

PRESENTATION AND DISCUSSION OF RESULTS

Table 9 gives the headways of departure of passenger cars, for the conditions shown. The standard deviation of each sample group is also included. Except when noted, the values given are averages for all four approaches of the intersection.

TABLE 9

HEADWAYS OF PASSENGER CARS ENTERING A FOUR-WAY
STOP INTERSECTION - VALUES ARE AVERAGES
FOR ALL FOUR APPROACHES

Movement	Type of Headway	Inter-section	Mean (Sec.)	Std. Dev. (Sec.)
Through	N	A	3.81	1.61
Through	I	A	4.73	1.86
Through	L	A	7.58	2.09
Left	L	A	7.40	2.22
Right	L	A	5.40	2.05
Through (High vol. street)	L	B	6.90	1.60
Through (Low vol. street)	L	B	7.04	1.18
Through	N	B	4.18	1.36
Through	I	B	4.28	1.62
Through	L	B	6.96	1.51

cont.

TABLE 9 (cont)

Movement	Type of Headway	Inter-section	Mean (sec.)	Std. Dev. (sec.)
Left	L	B	7.57	2.12
Right	L	B	6.38	2.06
Through	L	A & B	7.32	1.89
Left	L	A & B	7.45	2.19
Through	L	C	8.08	1.03

Factors Affecting Headway:

a. Split:

It is observed in Table 7 that the "L" type of headway of departure for through passenger cars is significantly different for Intersection A, with a split of 51.5/48.5, and Intersection B, with a split of 64.0/36.0. Since this type of headway - defined on loaded conditions at all times - is of interest in the calculation of basic capacity, the above difference must be taken into account. Whether the difference is totally or partially due to the split or to a certain unknown factor, cannot be determined at the present time, and additional research is needed.

If one assumes the split to be the most influential factor, it is possible to derive an equation of the headway as a function of the split. Since only two different splits are available for study, the equation is a straight line.

FIGURE 4

Comparative "L" Type Mean Headways
Intersection A & B

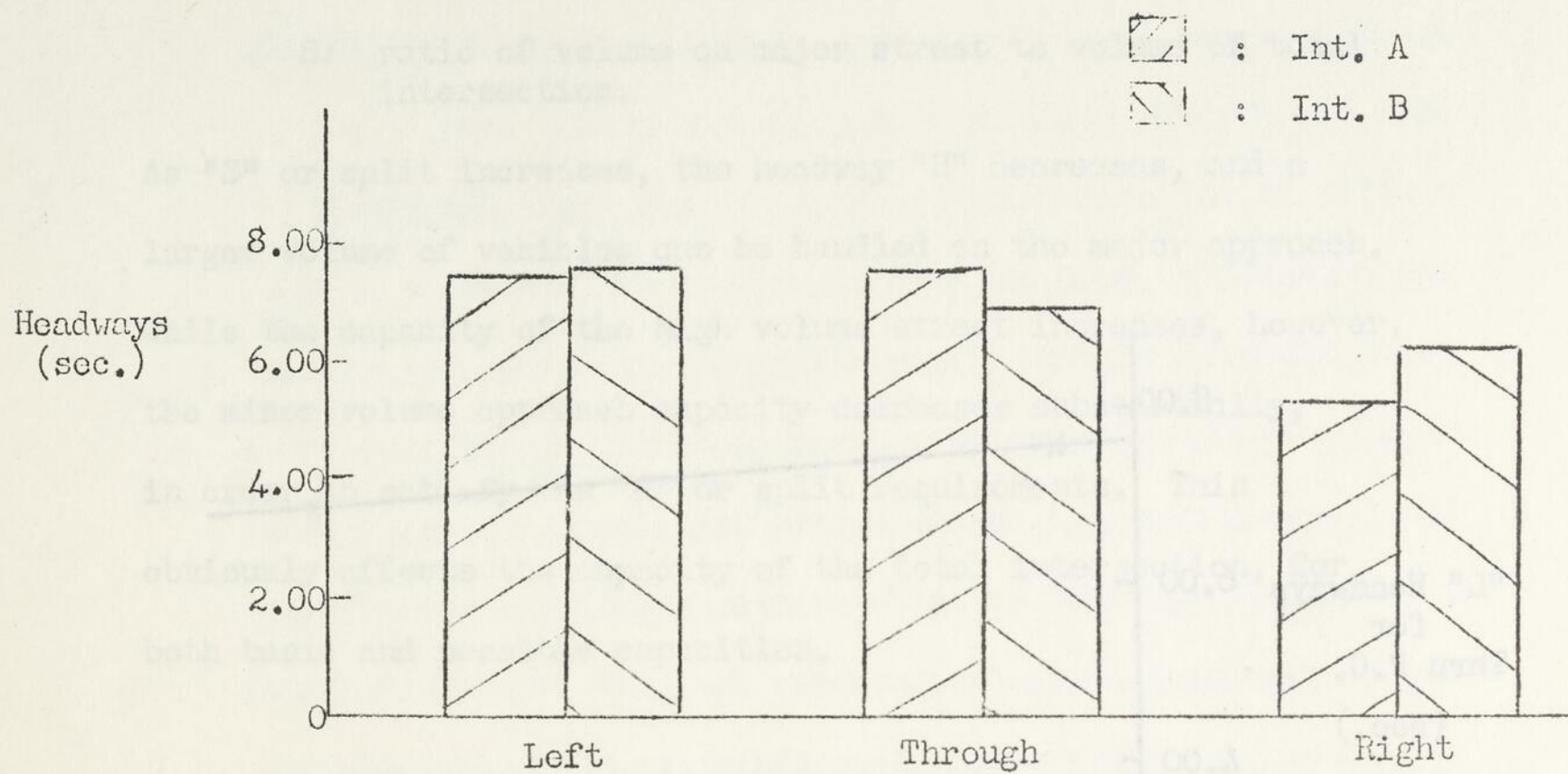
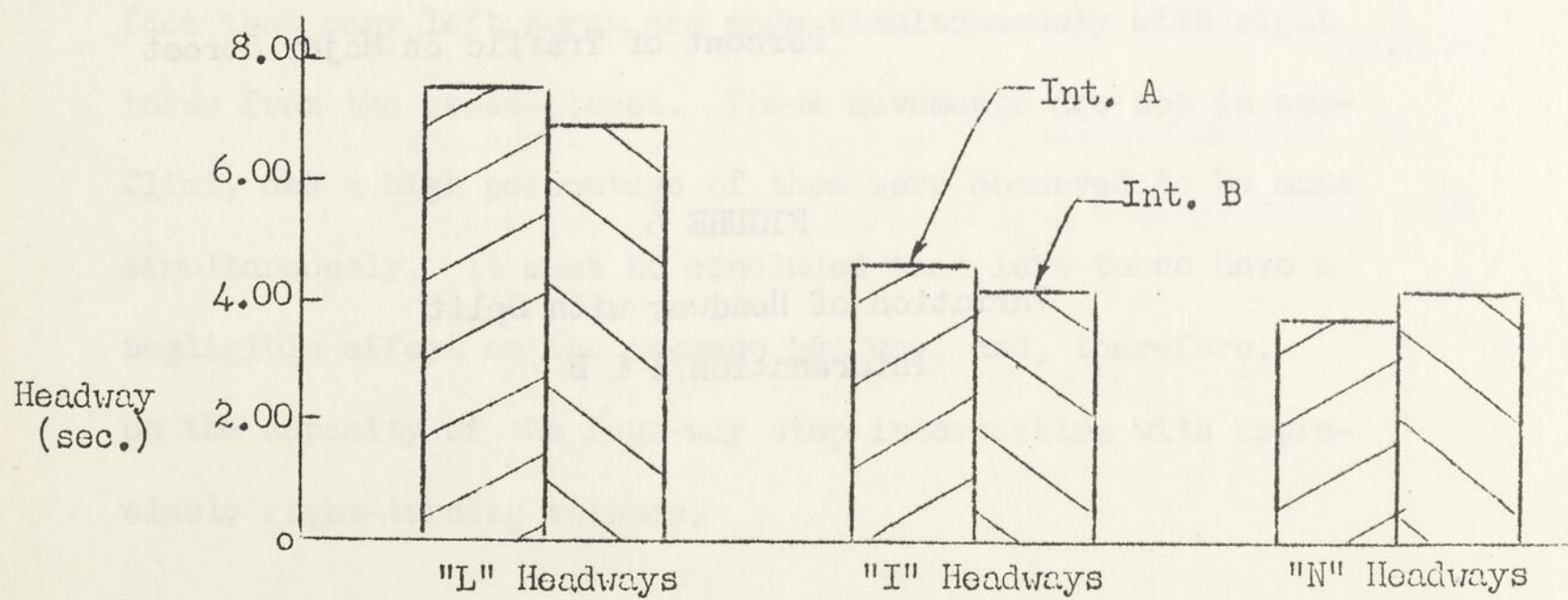


FIGURE 5

Comparative Through Mean Headways
Intersection A & B



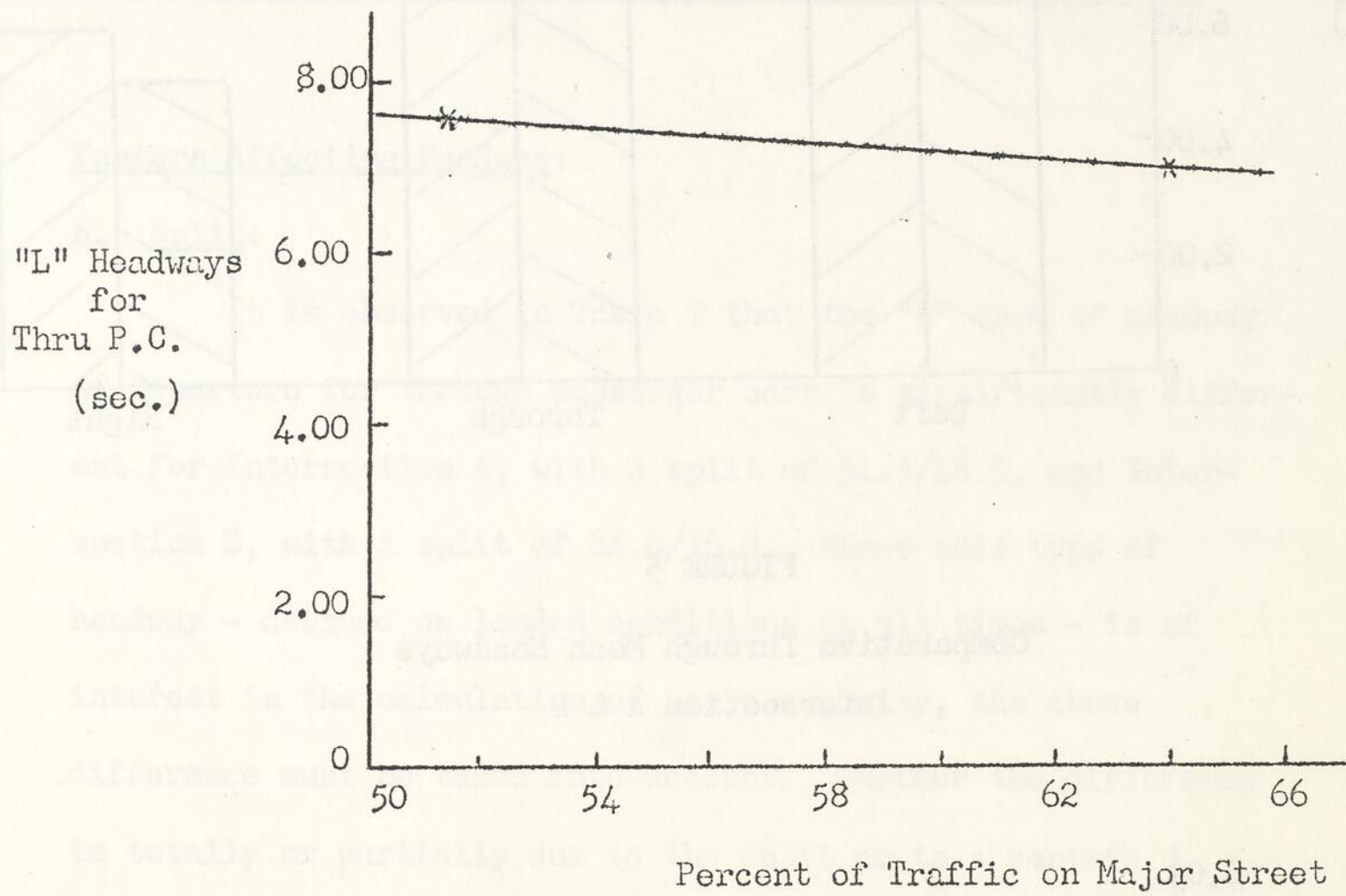


FIGURE 6

Variation of Headway with Split
Intersection A & B

$$H = 10.15 - 5S$$

where: H: average headway of departure for through passenger vehicles, for loaded condition.

S: ratio of volume on major street to volume of total intersection.

As "S" or split increases, the headway "H" decreases, and a larger volume of vehicles can be handled on the major approach. While the capacity of the high volume street increases, however, the minor volume approach capacity decreases substantially, in order to satisfy the "S" or split requirements. This obviously affects the capacity of the total intersection, for both basic and possible capacities.

b. Left-Turns:

Under loaded conditions, left-turning passenger vehicles did not, as might have been expected, take a significantly longer time than through vehicles to proceed through the intersection (see Table 6). This is inevitably due to the fact that many left turns are made simultaneously with right turns from the cross-street. These movements are not in conflict, and a high percentage of them were observed to be made simultaneously. It must be concluded that left turns have a negligible effect on the average headway, and, therefore, on the capacity of the four-way stop intersection with appreciable right-turning volumes.

c. Right Turns:

It was observed that right turning vehicles have significantly lower headways and, consequently, contribute to an increase in the capacity. This is not at all in accord with the Highway Capacity Manual¹ which states that, for traffic signal controls, capacity is decreased one-half of one percent for each one percent that right turns are of the total approach volume. This difference is easily understood if one examines the peculiar operation of the right turn at the four-way stop. A right-turning vehicle is not in conflict with either the right or left-turning vehicle movements from the cross-street, and, furthermore, does not interfere with the through vehicles coming from the right-hand approach. During most of the time, right turns were performed simultaneously with other movements within the intersection area. The result is a smaller average headway. One must also not overlook the fact that pedestrians - who mostly interfere with right turns - were totally absent from the intersections studied.

The mean headways for right turns and through vehicles, under loaded conditions, are, respectively, 5.82 sec. and 7.32 sec.

$$\text{Percent difference} = \frac{7.32 - 5.82}{7.32} = 20.5\%$$

In other words, for each one percent that right turns are of the through movement, the capacity is increased by 0.2 percent. Further research is required to verify on the validity of this finding.

d. Commercial Vehicles:

As previously mentioned, data on commercial vehicles was negligible and no specific conclusions can be made as to their effect at four-way stops. However, it would appear reasonable to assume their effect to be analogous to that observed at traffic signals. As reported in the Manual,¹ capacity is reduced by one percent for each one percent that commercial vehicles are of the total traffic.

e. Pedestrians, Parking, Type of Urban Area:

Not evaluated in the study.

Capacities

a. Basic Capacity

1. Two-lane street vs two-lane street: As defined, the basic capacity is the maximum number of passenger vehicles that can be handled in one hour, under the most ideal conditions. This requires the intersection to be fully loaded, with queues of waiting vehicles

on its approaches. Referring to the specific operations of four-way stops, maximum volumes are handled when vehicles on opposite approaches accelerate simultaneously, alternating with the cross-street vehicles. Obviously, this is highly idealistic, and actual observed vehicle performance at four-way stops differs from it to a certain extent. The ideal performance is depicted in Figure 7.

As shown, the two vehicles numbered 1 accelerate simultaneously across the intersectional area, while the two vehicles numbered 3 move forward to the first position. Successively, vehicles 2, and then vehicles 3, 4, 5, etc., will pass through the intersection. This procedure results in an equal volume of traffic being handled on both streets, and a split of 50/50. Under such conditions, the average headway on any approach can be calculated from the equation given before.

$$\begin{aligned}\text{With } S &= 0.50 & H &= 10.15 - 5S \\ & & &= 10.15 - 5 \times 0.50 \\ & & &= 7.65 \text{ seconds}\end{aligned}$$

The basic capacity of the total intersection then becomes:

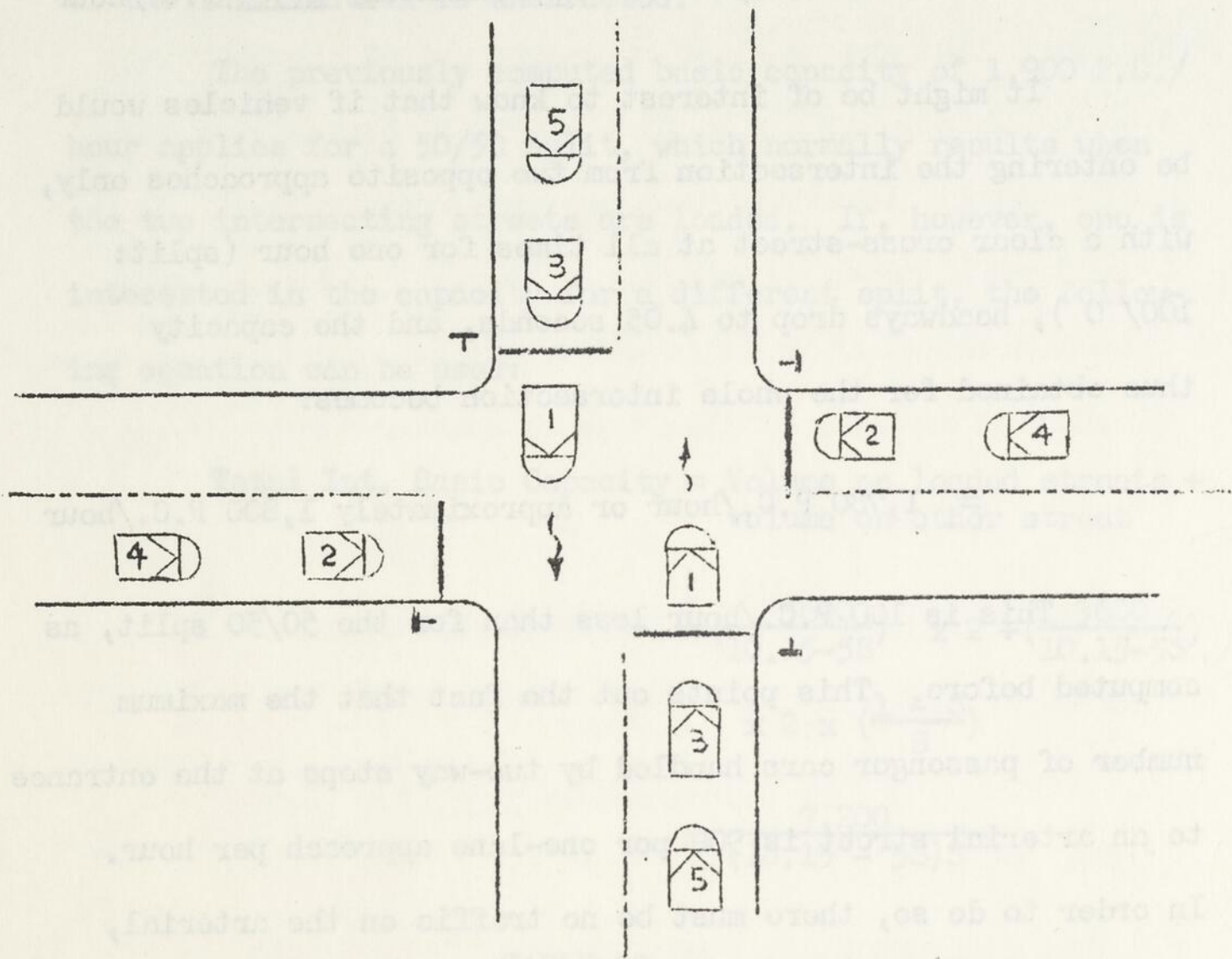


FIGURE 7

Ideal Vehicle Performance at Four-Way Stops

$$= \frac{3,600 \text{ sec/hr}}{7.65 \text{ sec/veh}} \times 4 \text{ approaches}$$

$$= 1885 \text{ P.C./hour or approximately } \underline{1,900} \text{ P.C./hour}$$

It might be of interest to know that if vehicles would be entering the intersection from two opposite approaches only, with a clear cross-street at all times for one hour (split: 100/0), headways drop to 4.05 seconds, and the capacity thus obtained for the whole intersection becomes:

$$= 1,780 \text{ P.C./hour or approximately } 1,800 \text{ P.C./hour}$$

This is 100 P.C./hour less than for the 50/50 split, as computed before. This points out the fact that the maximum number of passenger cars handled by two-way stops at the entrance to an arterial street is 900 per one-lane approach per hour. In order to do so, there must be no traffic on the arterial, and a continuous reservoir of vehicles at the stop sign. Any other actual conditions would decrease the capacity.

It was observed that a certain number of vehicles at four-way stops do not always comply to the normal in-turn movement procedure for loaded conditions. Some bold drivers have a tendency to follow the vehicle immediately ahead of them through the intersection, thus proceeding across from the second position instead of the first one. This behavior obviously causes a longer headway for the cross-street vehicles, since these must allow time for two vehicles to accelerate through instead

of one. However, a shorter gap - which balances the one before - is produced by the bold driver, and the total capacity of the intersection is unaffected.

The previously computed basic capacity of 1,900 P.C./hour applies for a 50/50 split, which normally results when the two intersecting streets are loaded. If, however, one is interested in the capacity for a different split, the following equation can be used:

$$\text{Total Int. Basic Capacity} = \text{Volume on loaded streets} + \text{volume on other street}$$

$$= \left(\frac{3600}{10.15 - 5S} \right) \times 2 + \left(\frac{3600}{10.15 - 5S} \right) \times 2 \times \left(\frac{1 - S}{S} \right)$$

$$= \frac{7,200}{(10.15 - 5S)S}$$

TABLE 10

(P.C./HOUR)

Split	50/50	55/45	60/40	65/35	70/30
Basic Cap'y	1,900	1,800	1,700	1,600	1,550

2. Four-Lane Street vs Four-Lane Street: As already pointed out in Table 8, it took a significantly longer time for vehicles to cross the four-lane cross-street at Intersection C than the two-lane cross-streets of Intersections A or B. This is reflected in a longer headway of departure: 8.08 seconds. Assuming, on a two-lane approach basis, the ideal traffic behavior depicted in Figure 7 - i.e., simultaneous movement of vehicles entering from opposite approaches - the maximum capacity of this type of four-way stop intersection is: (split = 50/50)

$$\begin{aligned}\text{Basic capacity} &= \frac{3600}{8.08} \times 8 \text{ moving lanes} \\ &= 3,570 \text{ P.C./hour} \\ &\text{or approximately } \underline{3,600} \text{ P.C./hour.}\end{aligned}$$

3. Two-Lane Street vs Four-Lane Street: Applying the above assumptions, the maximum volume that can be handled is as follows:

$$\begin{aligned}\text{Basic capacity} &= \left(\frac{3600}{8.08} \times 2 \right) + \left(\frac{3600}{7.65} \times 4 \right) \\ &= 2,790 \text{ or approximately } \underline{2,800} \text{ P.C./hour.}\end{aligned}$$

The volumes previously computed are extremely high, and could only be attained under the most ideal conditions of roadway and traffic. The delays experienced by the waiting vehicles would be intolerably high. Under the best of prevailing conditions, and taking into account the effect of inept drivers and a variety of other factors, these theoretical capacities are impossible for most, if not all, of four-way stop intersections.

b. Possible Capacity

1. Two-lane vs two-lane streets: The possible capacity of a four-way stop is equal to its basic capacity, adjusted for the specific conditions of the intersections. It is suggested that for two-lane vs two-lane streets, basic capacity values of Table 10 be used.

Adjustment factors:

1. Left turns: no adjustment
2. Right turns: increase capacity by 0.2 percent for each one percent that right turns are of the total traffic.
3. Interference factor: since the values derived were from observations in outlying areas, where no interference was encountered, it is suggested that a reduction factor be used for intersections in intermediate and downtown areas. More research

is needed as to the value of this factor. For the present time, it is suggested that a value of 0.9 be used.

4. Commercial vehicles: reduce capacity by one percent for each one percent that C.V. are of total traffic.

2. Four-lane vs four-lane streets: An analysis of Intersection C revealed that 70.2 percent of the time, two vehicles waiting abreast on a two-lane approach moved simultaneously across the intersection. Out of 336 cases observed, 236 pairs of vehicles accelerated at the same time. This obviously had an effect on the capacity. Taking the conservative value of $\frac{2}{3}$ for simultaneous movements:

Possible capacity of total int. =

$$= \left(\frac{3600}{8.08} \times 8 \times \frac{2}{3} \right) + \left(\frac{3600}{8.08} \times 4 \times \frac{1}{3} \right)$$

$$= 2,970 \text{ P.C./hour or approximately } \underline{3,000} \text{ P.C./hour}$$

Adjustments: Same as for 1 above.

3. Two-lane vs four-lane streets: If one considers that two-thirds of the time, two vehicles abreast on the four-lane street move simultaneously, and one-third of the time, only one does, this capacity is:

$$= \left(\frac{3600}{8.08} \times 2 \right) + \left(\frac{3600}{7.65} \times 4 \times \frac{2}{3} \right) + \left(\frac{3600}{7.65} \times 2 \times \frac{1}{3} \right)$$

= 2,460 or approximately 2,500 P.C./hour.

Adjustments: Same as for 1 above.

Application: 1) Intersection is two-lane vs two-lane

2) Percent RT: 10 percent

3) Percent LT: 10 percent

4) Percent CV: 5 percent

5) Interference factor: 0.9

6) Split: 60/40

Find possible capacity if present split is maintained!

Using Table 10:

$$\text{Possible capacity} = 1700 \times 0.9 \times 0.95 \times 1.02$$

$$= 1700 \times 0.873$$

$$= 1500 \text{ VPH}$$

Find ultimate possible capacity! (Split = 50/50)

$$\text{Poss. Cap.} = 1900 \times 0.873$$

$$= 1660 \text{ VPH}$$

c. Practical Capacity:

The Highway Capacity Manual¹ definition of practical capacity is based on the fact that most drivers are able to clear the intersection without waiting for more than one complete cycle. If one assumes the normal length of a cycle to be, say, 50 seconds, it becomes possible to apply the above definition to four-way stop intersections. Quoting the Manual: "With the normal short-time variation in flow, practical intersection capacities have been found to be approximately 80 percent of the possible capacities."

Applying this factor, combined with the interference factor, practical capacities are as follows: (before adjustments)

1. Two-lane vs two-lane streets:

TABLE 11

PRACTICAL CAPACITIES (P.C./HOUR)

Split	50/50	55/45	60/40	65/35	70/30
Prac. Cap.	1,370	1,300	1,230	1,150	1,100

Adjustments: Except for interference factor, adjustments are the same as for possible capacity.

2. Four-lane vs four-lane streets:

$$\begin{aligned}\text{Practical Capacity: } & 3,000 \times 0.9 \times 0.8 \\ & = 2,160 \text{ or approximately} \\ & \underline{2,200 \text{ P.C./hour.}}\end{aligned}$$

Adjustments: Same as for #1 above.

3. Two-lane vs four-lane streets:

$$\begin{aligned}\text{Practical Capacity: } & 2,500 \times 0.72 \\ & = 1,800 \text{ P.C./hour}\end{aligned}$$

Adjustments: Same as for #1 above.

POISSON DISTRIBUTION APPLIED TO
DELAYS AND PRACTICAL CAPACITY

Since most of the driving inconveniences result from unnecessary waiting at intersections, delay is undoubtedly the best-suited single criterion on which to judge capacity. The Manual definition of practical capacity is based on delay: 50 percent of vehicles or less waiting for a cycle length, or approximately 50 to 60 seconds. If one knows the rate of discharge of one lane through a four-way stop intersection, it is possible, assuming random arrival of vehicles, and a Poisson distribution, to compute the volume of traffic that will cause a certain percentage of drivers to wait for a certain selected time. Figure 8 presents a set of curves of approach volume as a function of percent of cleared periods, for various lengths of period: 20, 30, 40 and 50 seconds. These periods are somewhat comparable to cycles, and, likewise, a period fails whenever more vehicles arrive at the intersection than can be discharged through. The average rate of vehicle discharge is taken as 6.00 seconds. The author bases this value on the assumption that 50 percent of the time, for practical capacity conditions, vehicles would enter the intersection alternately with the vehicles of the cross-street ("L" headway = 7.65 sec.), and 50 percent

of the time, they would do so under no interference from the cross-street ("N" headway = 4.05 sec.). Taking the average for the above: $H = \frac{7.65 + 4.05}{2} = 5.85$ sec. or a conservative value of 6.00 seconds.

If, for instance, a period of 20 seconds is considered, whenever 4 or more vehicles arrive during that time, there is a failure, since on the average 4 vehicles require 24 seconds to proceed through the intersection. For periods of 30, 40 and 50 sec., 5, 7 or 9 or more vehicles arriving during the respective periods produce a failure. From Poisson distribution, the probability of "x" vehicles arriving during time "t" is:

$$P(x) = \frac{e^{-m} m^x}{x!}$$

where: x = number of vehicles arriving during "t" sec.

m = mean number of vehicles arriving during "t" sec

$$= \frac{Vt}{3600}$$

V = veh/hour on the approach

And since $\sum_{x=0}^{\infty} P(x) = 1$, the probability of x or more vehicles arriving during time "t" is:

$$P(x \text{ or more}) = 1 - P(\text{less than } x)$$

$$= 1 - \sum_{x=0}^{x-1} \frac{e^{-m} m^x}{x!}$$

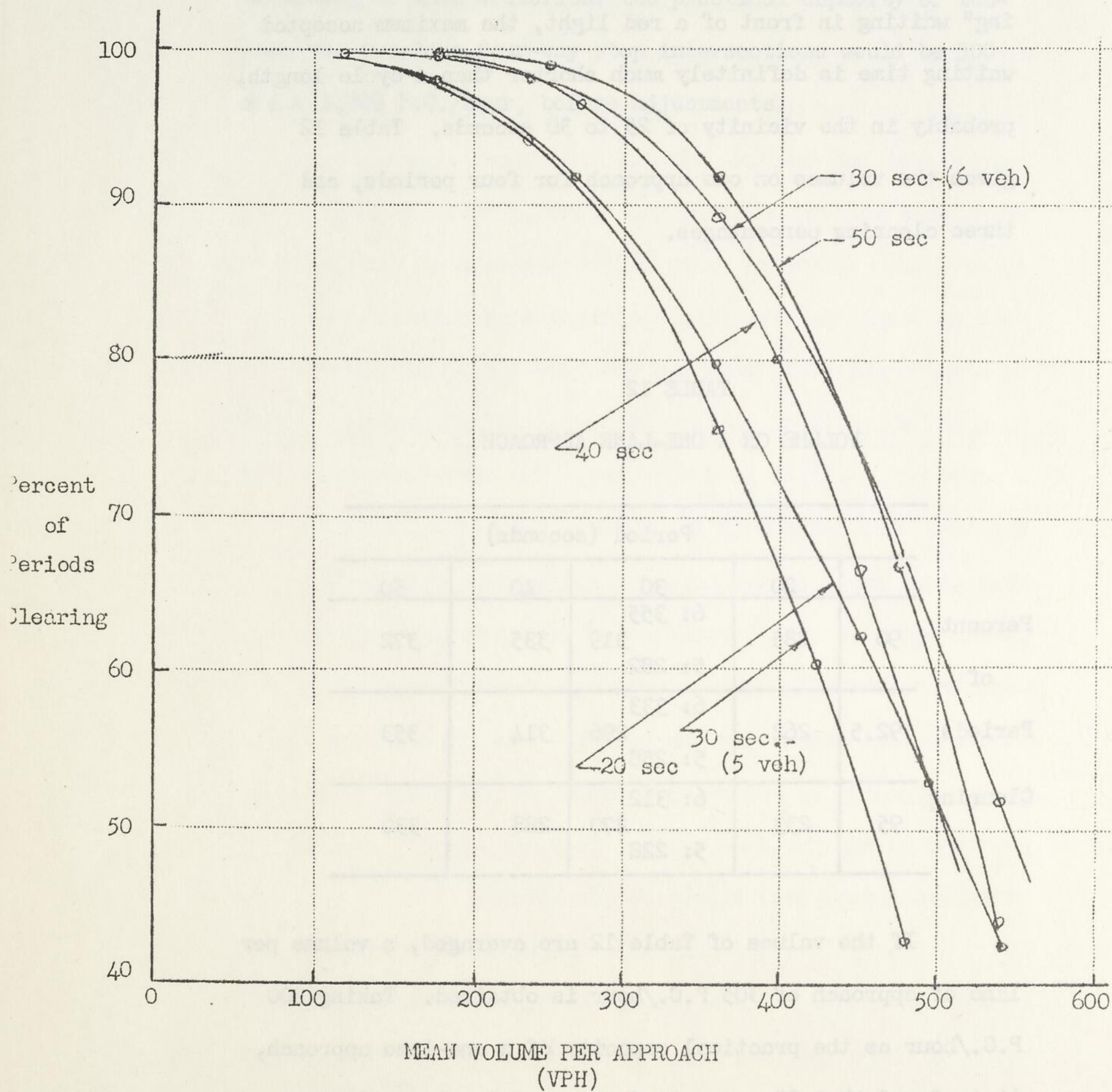
For instance: if four or more vehicles fail a 20-second period, and a volume of 360 veh/hour is assumed, $m = 2$ (or an average of 2 veh. per 20-second period) and $P(4 \text{ or more}) = 0.143$ or 14.3 percent of failures. If the volume is 180 veh/hour, $P(4 \text{ or more}) = .018$. It must be noted that a period failure affects the chances of the following period. Two periods (20 seconds each) in a row will fail, for instance, if four vehicles arrive during the first and three during the second, or five during the first and two during the second or six during the first and one during the second. Summing up all these probabilities gives the probability of failure, for any assumed volume.

The knee on each of the curves shown in Figures 8 & 9 is somewhere between 90 and 95 percent of cleared periods. A higher percentage of cleared periods requires an extremely low and unpractical volume on the approach, while a lower percentage increases delays very fast for a negligible additional volume on that approach. It is, therefore, suggested that practical capacity be of such a magnitude that 90 to 95 percent of the periods succeed in clearing.

It is debatable whether the period should be 20, 30, 40 or 50 seconds. Obviously the period length should be that which the majority of drivers are ready to accept as the maximum waiting time. Comparing the traffic

FIGURE 8

Approach Volume vs % Clearing Periods



behavior of a four-way stop - in which a driver moves forward toward the intersection in a step-by-step procedure, before "fighting" his way through - to the quiet and "almost-relaxing" waiting in front of a red light, the maximum accepted waiting time is definitely much shorter than a cycle length, probably in the vicinity of 25 to 30 seconds. Table 12 gives the volumes on one approach for four periods, and three clearing percentages.

TABLE 12
VOLUME ON A ONE-LANE APPROACH

		Period (seconds)			
		20	30	40	50
Percent of Periods Clearing	90	285	6: 355 319 5: 282	335	372
	92.5	262	6: 333 296 5: 253	314	353
	95	233	6: 312 270 5: 228	288	330

If the values of Table 12 are averaged, a volume per lane of approach of 305 P.C./hour is obtained. Taking 300 P.C./hour as the practical capacity of a one-lane approach, it is found that 90 percent of the periods clear if their

time-length is 24 seconds, 92.5 percent do if their length is 33 seconds, and 95 percent for a length of 41 seconds. According to this criterion, the practical capacity of two-lane vs. two-lane four-way stop intersections would be $300 \times 4 = 1,200$ P.C./hour, before adjustments.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

It must be remembered that the results obtained are based on relatively limited data. Because of this, there is a possibility that certain unknown location factors may have biased the samples. It is, therefore, suggested that additional data be taken on the issue of four-way stop intersection behavior. Many characteristics of traffic, such as commercial vehicles, parking, pedestrians, type of urban area, etc., were not covered. Their effects upon the capacity of the type of intersection control studied are still to be determined. The observed intersections were located in the Chicago area only, and data from other parts of the country are needed. Some unexpected results, like the effect of left and right-turning vehicles and split, demand further research. Additional studies should ascertain the effect of location and split on the capacity by analyzing a number of different intersections having the same split. Covariance, as a tool of statistical analysis, should be considered.

The following table, which summarizes the most important results of this study, is suggested as a trial capacity chart for four-way stop intersections. It may be useful as an upper limit volume warrant.

TABLE 13

CAPACITY CHART

50/50 SPLIT

(P.C./Hour)

Before Adjustments

Capacity	2-lane x 2-lane	2-lane x 4-lane	4-lane x 4-lane
Basic	1,900	2,800	3,600
Possible	1,900	2,500	3,000
Practical	1,200	1,800	2,200

ACKNOWLEDGMENTS

The author wishes to convey his sincere gratitude and appreciation to Dr. Donald S. Berry, Professor of Civil Engineering, whose patient guidance, advice and inspiration made this study possible. He also wishes to thank Dr. Sidney Singer, Assistant Professor of Industrial Engineering, who helped in the statistical analysis of the results, and Dr. Paul Shuldiner, for his useful consideration.

1. Highway Research Board, Committee on Highway Capacity, Highway Research Board, Washington, D.C., 1930.
2. Cooper, D.L., A Study of the Efficiency of Four-Way Stop Intersections, A Thesis, Purdue University, Lafayette, Indiana, 1937.
3. Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways, National Joint Committee on Uniform Traffic Control Devices, Highway Research Board, Washington, D.C., 1941.
4. Brown, L.B., The Traffic Signal as the Full Means of Traffic Control, Proceedings, Institute of Traffic Engineers, 1932.
5. Erickson, E.L., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Traffic Quarterly, The Eno Foundation, July, 1933.
6. Greenhalgh, B.M., Traffic Performance at Urban Street Intersections, The Bureau of Highway Traffic, 1947.
7. Greenhalgh, B.M., With Application to Highway Traffic, The Eno Foundation, 1952.
8. Hall, S.M., A Comparison of Delay at Various Crossing Urban Intersections Four-Way Stop vs. Traffic Signal Control, Student Research Report No. 2, The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, 1952.
9. Harker, B.J., Are There Too Many Four-Way Stops? Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, November, 1937.
10. Harker, B.J., Four-Way Stops, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, February, 1949.
11. Holmes, S.M., The Effect of Control Methods on Traffic Flow, Public Roads, February, 1934.
12. Jacobs, J.H., Efficiency of Four-Way Stop Control at Urban Intersections, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, June, 1951.
13. McEachern, C., A Four-Way Stop System at Urban Intersections, Traffic Quarterly, The Eno Foundation, April, 1935.

BIBLIOGRAPHY

1. Highway Capacity Manual, Committee on Highway Capacity, Highway Research Board, Washington, D.C., 1950.
2. Cooper, B.K., A Supplementary Message at Four-Way Stop Intersections, A Thesis, Purdue University, Lafayette, Indiana, 1957.
3. Manual On Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways, National Joint Committee on Uniform Traffic Control Devices, Highway Research Board, Washington, D.C., 1961.
4. Brown, L.R., The Traffic Signal vs the Full Stop at Outlying Intersections, Proceedings, Institute of Traffic Engineers, 1932.
5. Erickson, E.L., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Traffic Quarterly, The Eno Foundation, July, 1945.
6. Greenshields, B.D., Traffic Performance at Urban Street Intersections, Yale Bureau of Highway Traffic, 1947.
7. Greenshields, B.D., Weida, F.M., Statistics with Application to Highway Traffic Analyses, Eno Foundation, 1952.
8. Hall, E.M., A Comparison of Delay to Vehicles Crossing Urban Intersections Four-Way Stop vs Semi-Traffic Actuated Signal Control, Student Research Report No. 4, The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, 1952.
9. Hanson, D.J., Are There Too Many Four-Way Stops? Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, November, 1957.
10. Harrison, H.H., Four-Way Stops, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, February, 1949.
11. Holmes, E.H., The Effect of Control Methods on Traffic Flow, Public Roads, February, 1934.
12. Keneipp, J.M., Efficiency of Four-way Stop Control at Urban Intersections, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, June, 1951.
13. McEachern, C., A Four-Way Stop-Sign System at Urban Intersections, Traffic Quarterly, the Eno Foundation, April, 1959.

14. Raff, M.S., Space-Time Relationships at Stop Intersections, Proceedings, Institute of Traffic Engineers, 1949.
15. Raff, M.S., A Volume Warrant for Urban Stop Signs, The Eno Foundation, 1950.
16. Raff, M.S., A New Study of Urban Stop Signs: A Volume Warrant, Traffic Quarterly, The Eno Foundation, January, 1950.
17. Wilkie, L.G., 58,732 Motorists Checked at Stop Signs, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, April, 1954.

TABLE 14
INTERSECTION A

THROUGH PASSENGER CARS

Length (ft.)	No. "P" Type Roadway	No. "N" Type Roadway	No. "S" Type Roadway
0.0 - 0.9		0	0
0.9 - 1.8		1	0
1.8 - 2.7		5	1
2.7 - 3.6		9	4
3.6 - 4.5		6	3
4.5 - 5.4	0	6	4
5.4 - 6.3	4	3	4
6.3 - 7.2	3	7	6
7.2 - 8.1		5	3
8.1 - 9.0	7	2	3
9.0 - 9.9	18	1	2
9.9 - 10.8	25	1	2
10.8 - 11.7	10	0	0
11.7 - 12.6	18	1	0
12.6 - 13.5	11	0	1
13.5 - 14.4	3		1
14.4 - 15.3	1		0
15.3 - 16.2	1		
16.2 - 17.1	1		
17.1 - 18.0	1		
18.0 - 18.9	4		
18.9 - 19.8	0		
19.8 - 20.7	0		
20.7 - 21.6	0		
21.6 - 22.5	2		
22.5 - 23.4	0		

APPENDIX

14. Raff, M.S., Short-Time Fatigue Strength of Steel Reinforcement, Proceedings, Institute of Traffic Engineers, Feb.
15. Raff, M.S., A Volume Method for Measuring Steel Fatigue, The Eng. Foundation, 1950.
16. Raff, M.S., A New Study of Urban Steel Stress & Fatigue, Traffic Quarterly, The Eng. Foundation, January, 1952.
17. Hilber, L.G., 36,732 Materials Checked at Steel Stress, Traffic Engineering, Institute of Traffic Engineers, April, 1954.

APPENDIX

TABLE 14

INTERSECTION A

THROUGH PASSENGER CARS

Headway Cell Length (sec)	No. "L" Type Headway	No. "N" Type Headway	No. "I" Type Headway
0.0 - 0.9		0	0
0.9 - 1.5		1	0
1.5 - 2.1		5	1
2.1 - 2.7		9	4
2.7 - 3.3		6	3
3.3 - 3.9	0	6	4
3.9 - 4.5	4	3	4
4.5 - 5.1	3	7	6
5.1 - 5.7	8	5	3
5.7 - 6.3	9	2	3
6.3 - 6.9	18	1	2
6.9 - 7.5	15	1	2
7.5 - 8.1	10	0	0
8.1 - 8.7	10	1	0
8.7 - 9.3	11	0	1
9.3 - 9.9	3		1
9.9 - 10.5	1		0
10.5 - 11.1	1		
11.1 - 11.7	1		
11.7 - 12.3	1		
12.3 - 12.9	4		
12.9 - 13.5	0		
13.5 - 14.1	0		
14.1 - 14.7	0		
14.7 - 15.3	2		
15.3 - 15.9	0		

TABLE 15

INTERSECTION A

PASSENGER CARS

"L" Headway			
Headway Cell Length (sec)	Left Turns	Right Turns	
0.0 - 2.7	0	0	
2.7 - 3.3	0	2	
3.3 - 3.9	0	4	
3.9 - 4.5	4	4	
4.5 - 5.1	3	3	
5.1 - 5.7	6	1	
5.7 - 6.3	7	3	
6.3 - 6.9	3	2	
6.9 - 7.5	3	1	
7.5 - 8.1	7	1	
8.1 - 8.7	3	0	
8.7 - 9.3	5	0	
9.3 - 9.9	2	0	
9.9 - 10.5	2	1	
10.5 - 11.1	2	1	
11.1 - 11.7	0		
11.7 - 12.3	2		
12.3 - 12.9	1		
12.9 - 13.5	0		

TABLE 16
INTERSECTION B
THROUGH PASSENGER CARS

Headway Cell Length (sec)	No. "L" Type Headway	No. "N" Type Headway	No. "I" Type Headway
0.0 - 0.9		0	0
0.9 - 1.5		1	0
1.5 - 2.1		3	2
2.1 - 2.7		8	11
2.7 - 3.3	0	8	10
3.3 - 3.9	2	18	8
3.9 - 4.5	2	15	8
4.5 - 5.1	3	13	11
5.1 - 5.7	7	11	8
5.7 - 6.3	12	7	4
6.3 - 6.9	10	0	5
6.9 - 7.5	12	1	1
7.5 - 8.1	12	2	0
8.1 - 8.7	7	0	0
8.7 - 9.3	4		2
9.3 - 9.9	2		0
9.9 - 10.5	1		
10.5 - 11.1	0		
11.1 - 11.7	1		
11.7 - 12.3	0		

TABLE 17

INTERSECTION B

PASSENGER CARS

"L" Type Headway			Headway Cell Length (sec)
Headway Cell Length (sec)	Left Turns	Right Turns	
0.0 - 3.3	0	0	0.0 - 0.0
3.3 - 3.9	0	3	0.0 - 0.0
3.9 - 4.5	0	0	0.0 - 0.0
4.5 - 5.1	1	0	0.0 - 0.0
5.1 - 5.7	3	3	0.0 - 0.0
5.7 - 6.3	1	4	0.0 - 0.0
6.3 - 6.9	5	1	0.0 - 0.0
6.9 - 7.5	3	2	0.0 - 0.0
7.5 - 8.1	3	1	0.0 - 0.0
8.1 - 8.7	0	2	0.0 - 0.0
8.7 - 9.3	1	0	0.0 - 0.0
9.3 - 9.9	0	0	0.0 - 0.0
9.9 - 10.5	1	0	0.0 - 0.0
10.5 - 11.1	0	0	0.0 - 0.0
11.1 - 11.7	2	0	0.0 - 0.0
11.7 - 12.3	1	1	0.0 - 0.0
12.3 - 12.9	0	0	0.0 - 0.0
12.9 - 13.5	0	0	0.0 - 0.0

TABLE 13

INTERSECTION C

THROUGH PASSENGER CARS

Headway Cell Length (sec)	No. "L" Type Headway
0.0 - 4.5	0
4.5 - 5.1	8
5.1 - 5.7	2
5.7 - 6.3	4
6.3 - 6.9	10
6.9 - 7.5	17
7.5 - 8.1	67
8.1 - 8.7	53
8.7 - 9.3	32
9.3 - 9.9	17
9.9 - 10.5	0

TABLE 17

INTERSECTION 3

TABLE 18

INTERSECTION 3		
Type Roadway		
Roadway Cell Length (sec)	THROUGH WALKWAY CARP	
	Left Turn	Right Turn
0.0 - 3.3	0	0
3.3 - 3.6	No. of Type	Roadway Cell
3.6 - 4.0	Roadway	Length (sec)
4.0 - 4.5	10	0.0 - 4.0
4.5 - 5.0	8	4.0 - 4.5
5.0 - 5.5	5	4.5 - 5.0
5.5 - 6.0	4	5.0 - 5.5
6.0 - 6.5	10	5.5 - 6.0
6.5 - 7.0	10	6.0 - 6.5
7.0 - 7.5	10	6.5 - 7.0
7.5 - 8.0	10	7.0 - 7.5
8.0 - 8.5	10	7.5 - 8.0
8.5 - 9.0	10	8.0 - 8.5
9.0 - 9.5	10	8.5 - 9.0
9.5 - 10.0	10	9.0 - 9.5
10.0 - 10.5	10	9.5 - 10.0
10.5 - 11.0	10	10.0 - 10.5
11.0 - 11.5	10	10.5 - 11.0
11.5 - 12.0	10	11.0 - 11.5
12.0 - 12.5	10	11.5 - 12.0
12.5 - 13.0	10	12.0 - 12.5