



---

# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO

---

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE,  
AEROSPAZIALE, DEI MATERIALI



DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA DELLE  
INFRASTRUTTURE VIARIE  
CICLO XXIV – S.S.D. ICAR/04

**TESI DI DOTTORATO**  
***LIVELLI PRESTAZIONALI DI ROTATORIE TRADIZIONALI  
ED INNOVATIVE A CONFRONTO. L'IMPATTO DEI  
VEICOLI PESANTI***

**Dottorando**  
*Ing. Sergio Marino*

**Coordinatore e Tutor**  
*Prof. Ing. Orazio Giuffrè*

**Co-Tutor**  
*Prof. Ing. Anna Granà*

---

**GENNAIO 2014**

---



---

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI  
PALERMO**

---

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE,  
AEROSPAZIALE, DEI MATERIALI**



**DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA DELLE  
INFRASTRUTTURE VIARIE  
CICLO XXIV – S.S.D. ICAR/04**

**TESI DI DOTTORATO  
*LIVELLI PRESTAZIONALI DI ROTATORIE TRADIZIONALI  
ED INNOVATIVE A CONFRONTO. L'IMPATTO DEI  
VEICOLI PESANTI***

**Dottorando**  
*Ing. Sergio Marino*

**Coordinatore e Tutor**  
*Prof. Ing. Orazio Giuffrè*

**Co-Tutor**  
*Prof. Ing. Anna Granà*

---

**GENNAIO 2014**

---

*Alla mia famiglia*

## **RINGRAZIAMENTI**

Speravo di poter frequentare un Dottorato di Ricerca ancor prima di iscrivermi all'università e chi mi è stato accanto durante i miei studi lo ha sempre saputo. Da sempre infatti sono stato affascinato dalla possibilità di poter partecipare attivamente alla ricerca in un settore scientifico.

Se oggi questo mio obiettivo si è realizzato, devo ringraziare certamente il prof. Orazio Giuffrè, che ha guidato in questi anni la mia ricerca, manifestandomi sempre stima e fiducia nelle mie capacità e trasferendomi l'interesse per l'analisi funzionale delle strade. Senza la sua guida il mio lavoro non sarebbe stato possibile.

Rivolgo un particolare ringraziamento anche alla prof.ssa Anna Granà per avermi seguito con grande disponibilità supportando il mio percorso formativo in questi anni.

Devo ringraziare anche il prof. Leonardo Bruno per avermi concesso nei primi mesi del Dottorato alcune interessanti chiacchierate, suggerendomi delle letture che sono state molto utili nello sviluppo della mia attività di ricerca.

Sono molto grato a Mariangela, che già dai tempi degli studi universitari mi è stata accanto supportando moralmente in ogni modo i miei sforzi, vivendo con me i sacrifici necessari per raggiungere gli obiettivi più importanti e mostrando sempre apprezzamento per le mie

attività. Sono convinto che senza il suo sostegno non sarei riuscito ad ottenere questi risultati.

Non posso non ringraziare mia sorella Roberta, che nei momenti di bisogno nella vita e anche nelle mie attività di ricerca mi ha sempre dato una mano. Di questo sono consapevole e so di avere la fortuna di poter contare su di lei anche per il futuro.

Infine non potrò mai finire di ringraziare i miei genitori per gli insegnamenti che mi hanno dato. Mia madre mi ha sempre spronato a mettere a frutto le mie capacità per dare il meglio di me. A lei principalmente devo se tendo a non accontentarmi mai di risultati mediocri e approssimativi. Mio padre mi ha insegnato a coniugare il senso pratico delle cose, necessario nella vita ed anche nel campo della ricerca sperimentale, con il rigore metodologico, anch'esso necessario sia in campo scientifico sia, in senso lato, nella vita di ogni giorno. A lui, anche se non ha potuto vederlo, devo se oggi sono un ingegnere e tanto tanto altro ancora. Spero che entrambi possano essere fieri di me.

Palermo, 15 Gennaio 2014

Sergio Marino

## **INDICE**

<b>CAPITOLO I - Analisi funzionale delle Intersezioni non semaforizzate</b> .....	1
I.1 Indici prestazionali alle intersezioni.....	3
I.2 Ulteriori indici prestazionali derivati dalla capacità.....	7
I.3 Procedura di valutazione delle prestazioni operative alle intersezioni .....	8
I.4 I diversi approcci per lo sviluppo dei modelli di capacità per le intersezioni.....	14
Bibliografia.....	24
<b>CAPITOLO II - Teoria del Gap acceptance</b> .....	25
II.1 Caratterizzazione del comportamento degli utenti alle intersezioni .....	26
II.1.1 L'intervallo critico.....	26
II.1.2 Il tempo di sequenza.....	35
II.1.3 Il minimum headway .....	37
II.2 Metodi di stima dell'intervallo critico .....	40

II.2.1	Il metodo di Raff.....	41
II.2.2	Il metodo di Drew-Dawson.....	43
II.2.3	Il modello a gradini.....	45
II.3	Sviluppo di modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance.....	50
II.4	Esempi di modelli di capacità per flusso di contrasto su una sola corsia.....	61
II.5	Esempi di modelli di capacità per flusso di contrasto su due o più corsie.....	76
	Bibliografia.....	83

**CAPITOLO III** - Confronto tra le prestazioni operative di diversi schemi di intersezione a rotatoria..... 89

III.1	Caratterizzazione delle rotatorie tradizionali.....	91
III.2	Caratterizzazione delle turbo rotatorie.....	97
III.3	Caratterizzazione delle rotatorie flower.....	108
III.4	Confronto prestazionale tra rotatorie tradizionali e innovative.....	113
III.4.1	Turbo rotatoria e rotatoria double lane.....	124
III.4.2	Rotatoria flower e rotatoria double lane.....	127
III.5	Considerazioni conclusive.....	132
	Bibliografia.....	136

**CAPITOLO IV** - La micro simulazione per la stima dell'impatto dei veicoli pesanti sulla qualità della circolazione..... 141

IV.1	La micro simulazione del traffico veicolare.....	144
IV.1.1	Il modello di car following.....	146

IV.1.2	Il modello di lane changing .....	153
IV.1.3	Il modello del gap acceptance .....	158
IV.2	La micro simulazione come strumento di analisi funzionale di una turbo rotatoria .....	163
IV.2.1	Costruzione di un modello di rete per una turbo rotatoria..	166
IV.2.2	Calibrazione e validazione del software .....	170
IV.2.3	Piano sperimentale e acquisizione dei dati .....	181
IV.3	Regressione statistica dei dati ottenuti per micro simulazione .....	187
IV.3.1	Analisi dei risultati ottenuti per regressione statistica .....	192
IV.4	Determinazione dei coefficienti equivalenti per mezzi pesanti su una turbo rotatoria .....	204
	Bibliografia.....	211
	<b>CAPITOLO V - Conclusioni .....</b>	<b>215</b>
	<b>APPENDICE.....</b>	<b>219</b>



*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

---

## **I. ANALISI FUNZIONALE DELLE INTERSEZIONI NON SEMAFORIZZATE**

La verifica funzionale di un elemento del tracciato stradale, ivi comprese le intersezioni, consiste nel controllo, da parte del progettista, che le misure adottate siano adeguate al compito che sono chiamate ad assolvere. Tale compito consiste nel servire la domanda di traffico, cui l'elemento è sottoposto, scongiurando il pericolo della congestione o facendo sì che questa si verifichi solo in casi estremamente sporadici. Nell'ambito della progettazione stradale l'analisi funzionale rappresenta, dunque, una verifica "*ex post*" del corretto dimensionamento geometrico degli elementi del tracciato, che può avvenire solo a valle del processo di progettazione in senso stretto, adottando essenzialmente delle procedure tese a dare un giudizio di qualità sulle interazioni tra le caratteristiche geometriche degli elementi ed il traffico. I risultati dell'analisi funzionale consentono di valutare e contenere gli oneri sopportati dagli utenti e dalla collettività nel suo complesso, connessi con il trasporto veicolare, e pertanto di perseguire gli obiettivi più generali di efficienza ed

economicità dell'intervento progettato. In particolare è possibile verificare la redditività dell'intervento attraverso un'analisi costi-benefici proprio a partire dai risultati ottenuti dall'analisi funzionale.

Questo controllo può essere attuato valutando degli opportuni indici prestazionali. In generale la valutazione di tali indici avviene attraverso l'uso di modelli di calcolo, che vengono opportunamente calibrati sul caso in esame, da intendersi non come il singolo elemento specifico, che si vuole sottoporre a verifica, ma come la famiglia di elementi, a cui esso appartiene e per la quale è stato calibrato l'apposito modello.

Il compito del progettista resta, infine, quello di utilizzare il modello più opportuno, per determinare sul singolo caso in esame gli indici prestazionali necessari per le sue valutazioni. Nel caso in cui la verifica risulti soddisfatta l'elemento sarà ben progettato, in caso contrario il progettista dovrà apportare le necessarie correzioni al progetto dell'elemento, facendosi guidare dai risultati ottenuti. Inoltre le stesse procedure di analisi funzionale permettono anche di fornire una valutazione su un dato elemento già esistente in merito all'adeguatezza a servire la domanda di traffico attuale, cioè consentono di appurare se sussiste la necessità di adottare nuove soluzioni progettuali, che modifichino in tutto o in parte l'elemento stesso. Tale evenienza si verifica abitualmente, a causa dell'incremento dei volumi di traffico, o per errate valutazioni iniziali sulle condizioni operative, che si sarebbero verificate sull'elemento.

Questo compito, soprattutto quando la normativa tecnica di settore non fornisce delle indicazioni a carattere cogente, come è il caso italiano [1], risulta essere tutt'altro che agevole, a causa delle difficoltà insite

nella scelta dei modelli di calcolo più appropriati per la determinazione, per il singolo caso specifico, degli indici prestazionali ricercati. In letteratura sono disponibili, infatti, varie procedure per la valutazione degli stessi indici prestazionali, originate da teorie differenti.

Quest'ultimo aspetto evidenzia che la scelta del modello da parte del singolo tecnico dipende dall'opinione che egli si è fatto in merito a quali parametri ritiene significativi per le sue valutazioni e, dunque, costituisce un'ulteriore elemento di incertezza e di discrezionalità. Le ragioni esposte stanno alla base dello sforzo che la comunità scientifica internazionale ha messo in campo negli ultimi decenni, al fine di rendere disponibili un numero sempre maggiore di modelli che si adattino sempre meglio alle valutazioni da compiere sui singoli casi specifici e per i vari indici prestazionali che si ritiene utile dover valutare.

## **I.1 INDICI PRESTAZIONALI ALLE INTERSEZIONI**

La quasi totalità delle procedure di analisi funzionale delle intersezioni disponibili in letteratura considerano generalmente degli opportuni indici prestazionali, che sono la *capacità*, la *lunghezza delle code* e il *tempo di attesa* o il *ritardo*. Tali indici vengono valutati separatamente per i vari bracci confluenti all'intersezione e, nel caso di flussi veicolari sui bracci disposti su più file, possono essere calcolati per singolo movimento o per il braccio nel suo complesso. Volendo poi ottenere un giudizio di qualità complessivo sulle condizioni operative, che si instaurano all'intersezione, per ognuno di tali indici prestazionali è possibile calcolare anche dei valori che riguardano l'intera intersezione, o

con apposite procedure [2] o, più generalmente, mediando i valori ottenuti per i singoli bracci rispetto ai flussi veicolari confluenti.

La *Capacità* di un ramo dell'intersezione, o di un singolo movimento su di esso, rappresenta il più piccolo valore del flusso veicolare che determina la presenza costante di veicoli in attesa di compiere la propria manovra, cioè è quel valore del flusso veicolare per il quale si verifica la congestione. Alle intersezioni vi è sempre una gerarchia tra i vari flussi confluenti, che genera specifici schemi di conflitto. In particolare sono presenti correnti veicolari che hanno priorità ed altre che invece devono dare precedenza ad una o più correnti antagoniste. Il modello di calcolo della capacità per le varie correnti veicolari risulta particolarmente influenzato dalla categoria di appartenenza. Infatti i veicoli, appartenenti alle correnti che devono dare precedenza, dette “*secondarie*”, qualora siano presenti veicoli appartenenti alle correnti che hanno priorità, dette “*principali*”, devono arrestarsi ed attendere il momento più idoneo per poter compiere la propria manovra in sicurezza. Tale schema di conflitto evidentemente, al di là della teoria adottata per interpretarne gli effetti, fa sì che le correnti secondarie rispetto a quelle principali raggiungano *prima* le condizioni di congestione, intendendosi non in termini temporali ma ovviamente per una minore entità del flusso veicolare in arrivo. In generale infatti la capacità delle correnti secondarie risulta essere una variabile dipendente delle correnti principali, che prendono il nome di *flussi di contrasto* o *antagonisti*, poiché le correnti secondarie risultano ostacolate da quelle principali nel servirsi dell'intersezione. Per tali ragioni i modelli di calcolo della capacità delle correnti secondarie sono sempre di tipo decrescente con l'entità delle correnti principali.

La valutazione della capacità delle correnti principali è di scarsa utilità e spesso non viene neanche considerata, essendo data dal flusso di saturazione valutabile banalmente dall'inverso del distanziamento temporale minimo tra i veicoli appartenenti a tali correnti. Evidentemente anche le correnti principali possono essere rallentate in fase di approccio ed allontanamento dall'intersezione e non soltanto per le necessarie decelerazioni e successive accelerazioni dovute alla presenza fisica dell'intersezione. All'aumentare dei flussi in arrivo può capitare, infatti, che una parte dei veicoli appartenenti alle correnti secondarie non rispetti la regola della precedenza, a causa dell'attesa giudicata eccessiva, eseguendo la propria manovra e "forzando" (come si dice in linguaggio tecnico) i flussi principali. Ciò spiega la presenza di eventuali accodamenti di veicoli anche sulle correnti principali, quando le condizioni operative alle intersezioni si fanno particolarmente gravose, a conferma dell'esperienza di qualunque utente della strada. Tuttavia gli effetti di tale fenomeno vengono generalmente trascurati e comunque trattati separatamente, verificandosi soltanto nelle condizioni limite della congestione.

La *lunghezza delle code* alle intersezioni stradali è costituita dal numero di veicoli eventualmente presenti sui singoli bracci, o sulle singole file che si creano su di essi, e in attesa di potersi servire dell'area di intersezione. Come spiega la *teoria delle code*, quindi, per *lunghezza delle code* non si intende una misura fisica della coda stessa, ma semplicemente il numero di utenti in attesa di potere espletare il servizio, che alle intersezioni stradali corrisponde al compimento della propria manovra. Della lunghezza delle code in genere interessano le stime dei valori medi o di idonei percentili all'interno del periodo di osservazione, trattandosi evidentemente di una grandezza aleatoria.

Il *tempo di attesa* in teoria delle code è definito anche *tempo di permanenza nel sistema*, in modo da distinguere nettamente le due aliquote che lo compongono senza produrre confusione. Tali aliquote sono infatti:

- il *tempo di attesa in coda*, che rappresenta il tempo perso dal veicolo durante la fase di *stop and go* lungo il braccio fino all'istante in cui raggiunge la testa della fila per poter impegnare l'intersezione;
- il *tempo di servizio*, che è l'intervallo di tempo che trascorre tra l'istante in cui il veicolo sul braccio raggiunge la testa della fila e l'istante in cui inizia la propria manovra.

Il primo è il mero risultato dell'accodamento dei veicoli costituenti il traffico in arrivo sul braccio. Il secondo dipende dalla facilità per il veicolo alla testa della fila di trovare un varco temporale fra i veicoli costituenti il flusso di contrasto, abbastanza ampio per poter compiere la sua manovra di immissione.

Il *ritardo*, invece, è il tempo perso dall'utente durante il suo tragitto a causa della presenza del nodo, per cui sarà dato dalla somma del tempo di attesa e dei tempi persi prima per la decelerazione in fase di approccio all'intersezione e poi per l'accelerazione durante la fase di allontanamento dalla stessa.

Risulta evidente che tali indici prestazionali siano legati alla qualità della circolazione. Infatti non è difficile immaginare che a valori elevati della capacità disponibile e a stime contenute delle lunghezze delle code e dei tempi di attesa o dei ritardi segua un buon deflusso veicolare e che

per situazioni opposte si abbia un decadimento della qualità della circolazione all'interno dell'area di intersezione.

## I.2 ULTERIORI INDICI PRESTAZIONALI DERIVATI DALLA CAPACITÀ

In aggiunta agli indici prestazionali presentati al precedente paragrafo I.1 in alcune procedure di analisi funzionale delle intersezioni ne vengono valutati anche degli altri derivati dal concetto di *capacità*. Tali indici prestazionali rappresentano una misura diretta dell'interazione tra le due componenti fondamentali del sistema, che sono la domanda di traffico e la relativa offerta disponibile, ovvero dell'interazione tra l'entità delle correnti secondarie e la loro capacità disponibile, per cui vengono definiti anche *indici capacitivi* [2].

Per la generica corrente veicolare "i" si definiscono i seguenti indici prestazionali:

- la *Riserva di Capacità*  $(RC)_i$ , che è pari alla mera differenza tra la capacità della corrente  $C_i$  e l'entità della stessa in termini di flusso di traffico in arrivo  $Q_{ei}$ ;

$$RC_i = C_i - Q_{ei}$$

- la *Riserva di Capacità percentuale*  $(RC\%)_i$ , che è pari a 100 volte il rapporto tra la Riserva di Capacità e la capacità della corrente;



$$RC\% = \frac{C_i - Q_{ei}}{C_i} \times 100$$

- il *Grado di saturazione*  $\rho_i$ , detto anche *Tasso di Capacità*  $(TC)_i$ , che è pari al rapporto tra la il flusso di traffico in arrivo e la capacità della corrente;

$$\rho_i = \frac{Q_{ei}}{C_i}$$

- il *Tasso di Capacità percentuale*  $(TC\%)_i$ , pari a 100 volte il grado di saturazione.

$$TC\% = \frac{Q_{ei}}{C_i} \times 100$$

### **I.3 PROCEDURA DI VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI OPERATIVE ALLE INTERSEZIONI**

In letteratura, così come avviene per qualunque elemento del tracciato stradale, anche per le intersezioni la valutazione della qualità della circolazione viene espressa con un giudizio di qualità, che prende il nome di *Livello di Servizio*. In particolare tutte le procedure disponibili in letteratura sono accomunate dall'individuazione di sei Livelli di Servizio, che vengono identificati, anche per le intersezioni, con le lettere dell'alfabeto da A ad F secondo livelli decrescenti di qualità. Al livello A corrisponde, dunque, il giudizio di qualità migliore, mentre il livello F identifica le condizioni operative più gravose.

Nella maggior parte delle procedure di analisi funzionale per le intersezioni il parametro di valutazione finale, da cui si fa dipendere il giudizio di qualità sulle condizioni di circolazione veicolare che si instaurano al nodo, è rappresentato dal *ritardo*.

Questa circostanza è fondata sul convincimento abbastanza diffuso che tale indice prestazionale rappresenti una misura significativa degli oneri sopportati dagli utenti, sia dal un punto di vista soggettivo del singolo utente, sia dal punto di vista dell'intera collettività. Per il singolo utente, infatti, il ritardo costituisce l'aliquota più significativa del costo generalizzato del trasporto ed un suo contenimento è certamente seguito dal contenimento di ulteriori componenti di costo e di altri indicatori soggettivi di qualità quali il consumo di carburante e lo stress psicofisico. Per la collettività il contenimento dei ritardi alle intersezioni è certamente legato ad una riduzione di altri oneri sopportati quali le emissioni inquinanti nell'atmosfera e l'inquinamento acustico in primo luogo.

Il Manuale della Capacità americano "*Highway Capacity Manual*", edito dal *Transportation Research Board* di Washington (noto in letteratura con la sigla HCM seguita dall'anno di pubblicazione), fin dall'edizione del 1994 ha individuato nel *ritardo* il parametro da cui far dipendere i Livelli di Servizio per le intersezioni.

Nelle edizioni precedenti i Livelli di Servizio alle intersezioni venivano valutati, invece, in funzione della *riserva di capacità*. Come si dimostra in [2], se si suppongono arrivi poissoniani e tempi di attesa esponenziali, la riserva di capacità è data dall'inverso del *tempo medio di attesa*, per cui i due parametri *riserva di capacità* e *ritardo* risultano tra loro legati. Di seguito si riportano in Tabella I.1 gli intervalli di definizione della *riserva di capacità* per la determinazione dei Livelli di

Servizio alle intersezioni, secondo le indicazioni fornite dall'edizione dell'HCM del 1985, in cui venivano fornite anche delle indicazioni solo qualitative sull'entità del ritardo corrispondente ai diversi livelli.

L.d.S.	Riserva di Capacità [v.eq/h]	Ritardo medio [s]
A	> 400	inesistente o piccolo
B	300 ÷ 400	corto
C	200 ÷ 300	medio
D	100 ÷ 200	consistente
E	0 ÷ 100	molto consistente
F	< 0	-

**Tabella I.1** Livelli di Servizio alle intersezioni, secondo le indicazioni fornite dall'edizione dell'HCM del 1985

Calcolando l'inverso degli estremi di tali intervalli, si ottengono i corrispondenti intervalli del *tempo medio di attesa*, che definiscono i Livelli di servizio secondo le indicazioni fornite dall'HCM 85 sui valori di *riserva di capacità*. Questi intervalli insieme ai corrispondenti intervalli della *riserva di capacità* e ai Livelli di Servizio vengono riportati nella seguente Tabella I.2, tratta da [2], ed evidentemente sono validi sotto la specifica ipotesi di distribuzione degli arrivi e dei tempi di attesa già richiamata.

L.d.S.	Riserva di Capacità [v.eq/h]	Tempo medio di attesa [s]
A	> 400	< 9
B	300 ÷ 400	9 ÷ 12
C	200 ÷ 300	12 ÷ 18
D	100 ÷ 200	18 ÷ 36
E	0 ÷ 100	> 36
F	< 0	-

**Tabella I.2** Livelli di Servizio alle intersezioni, secondo l’HCM 85 per tempi di attesa esponenziali

In Tabella I.3 viene riportato, invece, un confronto tra le definizioni dei Livelli di Servizio alle intersezioni, proposte dalle edizioni dell’HCM degli anni 1994, 1997 e 2000 in funzione del valore assunto dal *ritardo*. In particolare dai dati di Tabella I.3 si fa notare che l’HCM 2000 [3] suggerisce per gli intervalli dei ritardi valori pari a quelli dei tempi di attesa più 5 secondi per tenere conto del tempo perso prima per la decelerazione in fase di approccio all’intersezione e poi per l’accelerazione durante la fase di allontanamento dalla stessa.

L.d.S.	HCM 94 – HCM 97	HCM 2000	
	Ritardo medio [s]	Tempo medio di attesa [s]	Ritardo medio [s]
A	< 5	< 5	< 10
B	5 ÷ 10	5 ÷ 10	10 ÷ 15
C	10 ÷ 20	10 ÷ 20	15 ÷ 25
D	20 ÷ 30	20 ÷ 30	25 ÷ 35
E	30 ÷ 45	30 ÷ 45	35 ÷ 50
F	> 45	> 45	> 50

**Tabella I.3** Livelli di Servizio alle intersezioni, secondo le edizioni dell’HCM degli anni 1994, 1997 e 2000

Nella pratica tecnica ed anche in diverse applicazioni proposte nel campo della ricerca per l'analisi funzionale di specifici schemi di intersezione, generalmente per la determinazione del Livello di Servizio ci si riferisce alla procedura suggerita dall'edizione più recente dell'HCM, che attualmente è rappresentata dall'HCM 2010 [4]. In tale edizione del Manuale il Livello di Servizio alle intersezioni viene valutato ancora una volta secondo il valore assunto dal *ritardo*, che viene definito "*control delay*". Inoltre per tutte le tipologie di intersezioni non semaforizzate, sia lineari sia a rotatoria, vengono confermati i campi di variazione del ritardo che definiscono i Livelli di Servizio già forniti dall'HCM 2000 e riportati in Tabella I.3. La seguente Tabella I.4 tratta dall'HCM 2010 specifica però, a differenza di quanto riportato nell'edizione precedente, che tali campi di definizione dei Livelli di Servizio sono validi, purché non si raggiungano le condizioni di saturazione. Come si vede infatti indipendentemente dal valore assunto dal ritardo viene attribuito sempre il Livello di Servizio F alle condizioni caratterizzate da valori del grado di saturazione  $V/C > 1$ .

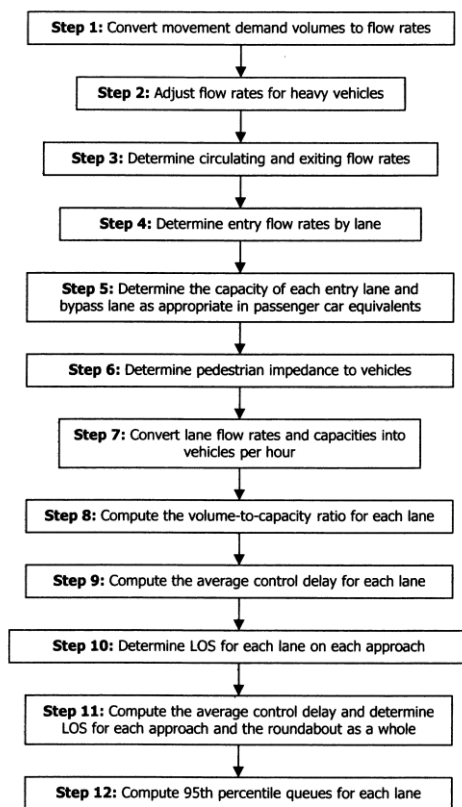
Control Delay (s/veh)	LOS by Volume-to-Capacity Ratio <sup>a</sup>	
	v/c ≤ 1.0	v/c > 1.0
0-10	A	F
>10-15	B	F
>15-25	C	F
>25-35	D	F
>35-50	E	F
>50	F	F

Note: <sup>a</sup> For approaches and intersectionwide assessment, LOS is defined solely by control delay.

**Tabella I.4** Campi di definizione dei Livelli di Servizio secondo l'HCM2010

Nonostante i campi di definizione dei Livelli di Servizio siano gli stessi per tutte le intersezioni non semaforizzate, l'HCM 2010 suggerisce

procedure di valutazione delle prestazioni operative differenti a seconda del tipo di intersezione non semaforizzata. A titolo di esempio nella seguente Figura I.1 viene riportato il flusso di lavoro da seguire per le valutazioni di analisi funzionali delle rotatorie, dal momento che nel prosieguo della tesi verrà trattato il tema del confronto prestazionale tra schemi differenti di questa tipologia di intersezione.



**Figura I.1** Flusso di lavoro per la valutazione delle prestazioni operative sulle rotatorie secondo l’HCM 2010

#### **I.4 I DIVERSI APPROCCI PER LO SVILUPPO DEI MODELLI DI CAPACITÀ PER LE INTERSEZIONI**

Lo sviluppo di modelli di capacità per i flussi secondari all'intersezione rappresenta senza dubbio il principale obiettivo, su cui si è concentrato lo sforzo della ricerca negli ultimi decenni nell'ambito dell'analisi funzionale delle intersezioni.

Infatti diverse procedure, proposte in letteratura per l'analisi funzionale di specifici schemi di intersezione, individuano nella capacità dei flussi secondari il parametro da cui far dipendere le relative valutazioni su altri indici prestazionali, quali le lunghezze delle code e i ritardi. Inoltre le maggiori differenze tra le varie procedure risiedono principalmente sui modelli proposti per valutare la capacità delle correnti secondarie, mentre per determinare i ritardi e le lunghezze delle code generalmente si fa riferimento ai modelli forniti dall'HCM, salvo singoli casi di specifici studi condotti da alcuni Autori. Quindi sebbene il ritardo costituisca il parametro di valutazione finale in base al quale viene valutato il Livello di Servizio in quasi tutte le procedure disponibili, il modello di capacità proposto rappresenta generalmente il vero elemento distintivo per l'analisi funzionale di ogni specifico schema di intersezione.

Ciò è dovuto essenzialmente al convincimento diffuso che le forme funzionali, con cui valutare la capacità delle correnti secondarie all'intersezione, siano fortemente legate all'interpretazione dello schema di conflitto tra le correnti antagoniste. Nel tempo sono state proposte, dunque, diverse teorie, tutte accomunate dall'unico obiettivo di fornire l'interpretazione più realistica possibile di tale schema di conflitto. Questo obiettivo viene perseguito considerando nelle varie teorie aspetti

differenti fra di loro, per cui si ottengono modelli di capacità che forniscono a parità di condizioni valori anche sensibilmente diversi.

Un altro elemento che accomuna i modelli di capacità, disponibili oggi in letteratura per i diversi schemi di intersezione, è rappresentato dal rapporto di dipendenza che sussiste tra la capacità delle correnti secondarie e l'entità dei flussi principali. Qualunque modello di capacità, come già si è accennato in precedenza, non può che essere decrescente all'aumentare dei flussi principali. Infatti gli utenti delle correnti secondarie possono effettuare la propria manovra con difficoltà sempre maggiori all'aumentare dei flussi principali, dovendo dare priorità (precedenza) a quest'ultimi.

Il rapporto di dipendenza tra la capacità delle correnti secondarie e l'entità dei flussi principali risulta influenzato sia dalle interazioni tra gli utenti delle correnti antagoniste presenti, cioè dal loro comportamento reciproco, sia dalla geometria dell'intersezione in esame. I modelli di capacità, reperibili oggi in letteratura per i diversi schemi di intersezione che è possibile realizzare, sono ascrivibili a due grandi categorie in funzione della teoria adoperata alla base della loro calibrazione. La prima è quella dei modelli di capacità ottenuti attraverso i cosiddetti *metodi statistici*, che sono basati sull'*analisi di regressione* di dati ottenuti da intersezioni in esercizio. La seconda è rappresentata dai modelli ricavati attraverso i cosiddetti *metodi probabilistici*, che si rifanno alla nota teoria del *gap acceptance*.

Nell'applicazione dei *metodi statistici* viene enfatizzato il peso delle caratteristiche proprie del particolare schema di intersezione, sul quale vengono osservati i dati sperimentali da sottoporre ad analisi di regressione, con particolare riferimento alle caratteristiche geometriche



dell'elemento. In tali modelli, infatti, la capacità di una corrente secondaria si fa dipendere oltre che dal flusso antagonista, che assume il ruolo di variabile indipendente, anche da altri parametri esplicativi di alcune caratteristiche geometriche dell'intersezione, quali ad esempio il numero di corsie disponibili per le varie correnti presenti, l'angolo formato tra gli assi delle strade confluenti all'intersezione, le dimensioni di eventuali isole divisionali presenti sui singoli bracci e così via. Il comportamento degli utenti, invece, viene considerato solo implicitamente per il tramite delle risultanze sperimentali osservate e sottoposte ad analisi di regressione.

La tecnica delle analisi di regressione, applicata alla calibrazione di modelli di capacità per le intersezioni, consiste nelle seguenti attività:

- la determinazione di una grande mole di valori sperimentali di capacità al variare del flusso di contrasto su un insieme di intersezioni in esercizio di analoghe caratteristiche;
- la scelta di un appropriato legame funzionale tra la capacità delle correnti secondarie e i relativi flussi principali;
- la regressione dei dati sperimentali osservati, facendo variare alcuni parametri del modello.

I valori di capacità sperimentale rappresentano il numero massimo di veicoli, appartenenti ad una corrente secondaria, che riesce a compiere la propria manovra durante il periodo di osservazione per un fissato valore del flusso antagonista. La determinazione dei valori di capacità sperimentale richiede, dunque, che durante il periodo di osservazione siano sempre disponibili veicoli appartenenti alla corrente secondaria in

accodamento sul braccio, ovvero che il braccio sia in condizioni di saturazione. Solo così infatti si può essere certi che il numero di veicoli che compie la manovra durante il periodo di osservazione è quello massimo e che tale numero non sia inficiato dall'assenza di veicoli pronti a partire. Inoltre tale valore massimo, ripetendo l'esperimento più volte, non si mantiene costante a parità di flusso di contrasto. Le ragioni alla base di questo fenomeno possono essere spiegate considerando che anche a parità di flusso principale il numero massimo di veicoli della corrente secondaria, che riesce a compiere la propria manovra, dipende da come si presentano i singoli intervalli temporali tra i veicoli del flusso principale. Generalmente quindi, come chiarito in [5], vengono sottoposti a regressione non i singoli valori di capacità sperimentale, ma le medie calcolate tra i valori sperimentali ottenuti per ogni singolo valore del flusso principale, essendo del resto la capacità una variabile aleatoria. D'altra parte la capacità di una corrente secondaria rappresenta il numero massimo di veicoli che *in media* riesce a compiere la manovra per un fissato valore del flusso principale di contrasto.

La scelta dei legami funzionali da adoperare deve ricadere su quelli che in prima istanza sembrano essere i più appropriati, lasciandosi guidare dai valori assunti dai dati sperimentali osservati, dalla propria esperienza e dall'analogia con altri casi di intersezioni simili a quella in esame. In generale il modello deve contenere alcuni parametri esplicativi della geometria dell'intersezione ed in particolare quelli che si ritiene possano avere maggiore influenza sulle condizioni operative. Accanto ai parametri di natura geometrica devono essere inseriti nel modello anche dei parametri che vengono lasciati liberi di variare, al fine di ottenere la migliore regressione statistica dei dati sperimentali osservati. Proprio la

determinazione dei valori assunti da tali parametri rappresenta il risultato finale dell'operazione di calibrazione del modello in senso stretto.

L'*approccio empirico (o statistico)*, adoperato per la calibrazione di modelli di capacità per le intersezioni, presenta notevoli limiti. Innanzitutto, per far sì che il modello fornisca risultati attendibili, è necessario reperire una grande mole di dati attraverso onerose campagne sperimentali. Inoltre le condizioni di saturazione delle correnti secondarie, necessarie per la misurazione dei valori di capacità sperimentale, non sempre si verificano facilmente, soprattutto per valori contenuti del flusso di contrasto. Per tale ragione l'ottenimento di campioni di dati ampiamente significativi rappresenta spesso un obiettivo difficile da raggiungere. Un altro limite dei modelli di capacità ottenuti attraverso metodi statistici consiste nel non considerare esplicitamente il meccanismo di interazione tra gli utenti appartenenti ai due flussi antagonisti (principale e secondario). Ciò comporta inoltre che i modelli messi a punto attraverso metodi statistici non si prestano ad essere adottati per valutazioni di capacità su schemi di intersezione differenti rispetto a quelli sui quali sono stati calibrati. Tale circostanza si somma alla presenza nel modello di specifici parametri geometrici che perderebbero di significato su intersezioni diverse.

Il punto di forza dei modelli di capacità per le intersezioni, ottenuti attraverso i cosiddetti *metodi probabilistici*, consiste nel valutare esplicitamente l'interazione tra gli utenti delle correnti veicolari presenti all'intersezione. La teoria alla base di tali metodi, che prende il nome di teoria del *gap acceptance*, rappresenta infatti il tentativo di interpretare esattamente il meccanismo decisionale di accettazione o rigetto da parte degli utenti delle correnti secondarie degli intervalli temporali tra i

veicoli dei flussi principali. Infatti, per potere compiere la propria manovra all'intersezione gli utenti delle correnti secondarie devono valutare il tempo a loro disposizione, che di volta in volta è rappresentato dagli intervalli temporali tra i passaggi di due veicoli successivi, appartenenti alle correnti antagoniste.

La teoria del *gap acceptance* analizza, dunque, esattamente il fenomeno che caratterizza l'utente di testa della corrente secondaria prima di entrare materialmente in conflitto con il flusso principale. In particolare se l'intervallo temporale che si presenta, generalmente denominato "*gap*", viene ritenuto dall'utente della corrente secondaria di ampiezza sufficiente per compiere la propria manovra scongiurando il rischio di collisioni, viene accettato e la manovra viene effettuata. In caso contrario l'utente della corrente secondaria è costretto ad attendere un successivo *gap*, finché non se ne presenta uno ritenuto congruo alle proprie aspettative. L'unico criterio di valutazione, messo in atto dal singolo utente, consiste nella sensazione soggettiva di sicurezza personale. Inoltre qualora si presentino *gap* di ampiezza considerevole, lo stesso intervallo può essere adoperato da più utenti contemporaneamente, per poter compiere la propria manovra. In tale evenienza entrano in gioco, dunque, non soltanto le valutazioni del veicolo di testa della corrente secondaria, ma anche quelle effettuate dai veicoli che lo seguono.

Come si nota da questa semplice descrizione, la teoria del *gap acceptance* mette, dunque, in risalto il ruolo degli utenti, chiamati a esprimere le proprie valutazioni in merito alle condizioni del deflusso veicolare sulla corrente di contrasto e agli effetti che esse hanno sulla propria possibilità di compiere la manovra. Per queste ragioni si dice che

la teoria del *gap acceptance* si pone l'obiettivo di considerare esplicitamente il comportamento degli utenti all'intersezione. Tale obiettivo viene perseguito inserendo nei modelli di capacità, ricavati attraverso tale teoria, alcuni parametri di natura comportamentale, che rappresentano i requisiti che devono avere i gap tra i veicoli dei flussi principali, per essere accettati dagli utenti delle correnti secondarie.

I parametri comportamentali generalmente introdotti nei modelli di capacità sono l'*intervallo critico*, il *tempo di sequenza* e il *distanziamento minimo*, generalmente indicato in letteratura come "*minimum headway*". Il primo rappresenta il più piccolo intervallo temporale tra i veicoli del flusso principale, per il quale un utente della corrente secondaria può ritenere di poter compiere la propria manovra in sicurezza. Il secondo rappresenta il distanziamento temporale tra i veicoli di una corrente secondaria che adoperano lo stesso gap tra i veicoli del flusso principale, per compiere la propria manovra all'intersezione. Il terzo rappresenta, invece, il distanziamento temporale minimo tra i veicoli della corrente principale. Ovviamente tali parametri rappresentano delle variabili aleatorie, essendo legati alle valutazioni soggettive del singolo utente, pertanto i valori introdotti nei modelli di capacità devono essere rappresentativi dell'intera popolazione di utenti all'intersezione, come verrà chiarito nel paragrafo II.1 della tesi.

Come è intuitivo ed anche supportato dalla comune esperienza, anche l'ampiezza dei gap disponibili fra i veicoli del flusso principale rappresenta una variabile aleatoria, le cui manifestazioni sono evidentemente influenzate dalle condizioni del deflusso veicolare sulla corrente principale. Si dimostra [6] [7] [8] che tale variabile aleatoria è caratterizzata da una sua distribuzione di probabilità, che è legata alla

distribuzione di probabilità degli arrivi (o conteggi) sulla corrente principale.

L'*approccio probabilistico* cerca, dunque, di valutare la capacità di una corrente secondaria in funzione della distribuzione di probabilità, che è lecito assumere per i gap tra i veicoli del flusso principale, e dei requisiti che tali gap devono avere, per poter essere accettati. Se è nota la distribuzione di probabilità dei gap, infatti, è possibile calcolare al variare del flusso di contrasto la probabilità che il singolo gap abbia un determinato requisito, come ad esempio quello di risultare maggiore di un determinato valore. Tale concetto di probabilità è evidentemente legato al concetto di facilità con cui gli utenti della corrente secondaria possano compiere la propria manovra all'intersezione (e dunque di capacità della corrente), essendo le valutazioni sull'ampiezza dei gap le uniche che spingono gli utenti ad effettuare o meno la manovra, secondo le ipotesi alla base della teoria del gap acceptance.

I principali vantaggi dei modelli di capacità per le intersezioni, ottenuti attraverso la teoria del gap acceptance, consistono nella possibilità di valutare esplicitamente il comportamento degli utenti e le condizioni del deflusso veicolare sulla corrente principale. Rispetto ai modelli ottenuti attraverso metodi statistici, quindi, tali modelli appaiono essere più affidabili sotto il profilo di un'autentica interpretazione dello schema di conflitto all'intersezione, ovvero del nesso di causalità che coinvolge la qualità della circolazione al nodo. Per tali ragioni oggi lo sforzo della ricerca è maggiormente orientato allo sviluppo attraverso metodi probabilistici di un numero sempre maggiore di modelli di capacità, da adattare ai diversi schemi di intersezione che è possibile realizzare. Inoltre, sebbene i parametri comportamentali da introdurre nel

modello a rigore debbano essere determinati sul singolo schema di intersezione, la forma funzionale del modello di capacità dipende esclusivamente dalla distribuzione di probabilità supposta per il distanziamento temporale tra i veicoli del flusso principale. Un altro vantaggio dei modelli di capacità ottenuti attraverso metodi probabilistici consiste, dunque, nella possibilità di essere adottati su diversi schemi di intersezione, modificando soltanto i valori dei parametri comportamentali, che devono essere determinati attraverso campagne sperimentali sul singolo schema di intersezione.

La necessità di dover condurre campagne sperimentali su intersezioni in esercizio rappresenta, dunque, un elemento comune ai modelli di capacità ottenuti attraverso i due approcci descritti. Tuttavia va sottolineato che la variabilità dei valori assunti dai parametri comportamentali è comunque limitata tra schemi di intersezioni differenti tra loro. Si può affermare, dunque, che le campagne sperimentali condotte per la determinazione dei parametri comportamentali sono meno onerose rispetto a quelle necessarie per l'ottenimento della giusta quantità di valori di capacità sperimentale e conducono a risultati di portata più generale.

Quanto esposto giustifica il giudizio diffuso in merito alla superiorità dei modelli di capacità per intersezioni ottenuti attraverso metodi probabilistici rispetto a quelli ottenuti da metodi statistici. Tuttavia per quest'ultimi esistono in letteratura esempi di modelli, relativi a specifici schemi di intersezione, tuttora adoperati perché ritenuti di comprovata affidabilità, essendo stati testati da anni e anni di esperienza.

Infine bisogna sottolineare che esistono anche modelli di capacità per intersezioni che possono essere definiti di *natura mista*. Tali modelli infatti assumono una forma funzionale coerente con una data distribuzione di probabilità dei gap sul flusso principale e nella quale compaiono anche parametri comportamentali, ma la loro calibrazione viene ottenuta sottoponendo a regressione valori di capacità sperimentale ottenuti su specifici schemi di intersezione. In questi modelli, di cui un esempio è riportato in [5], i parametri comportamentali assumono anche il ruolo di parametri di calibrazione della regressione, nel senso che vengono lasciati liberi di variare, al fine di ottenere la migliore regressione statistica dei valori capacità sperimentale. Il comportamento degli utenti in questo caso viene rappresentato attraverso i soliti parametri, le cui determinazioni però non vengono ricavate direttamente, ma per il tramite delle risultanze sperimentali di capacità, ottenute al variare del flusso di contrasto. Tale circostanza, se unita all'introduzione in questi modelli di parametri di natura geometrica, ne rende l'applicabilità limitata allo specifico schema di intersezione esaminato.



## **BIBLIOGRAFIA**

- 1 D.M. 19.04.2006. Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali
- 2 Mauro, R. (2007). Il calcolo delle rotatorie. Hevelius Edizioni
- 3 TRB. Highway Capacity Manual (2000). Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- 4 TRB. Highway Capacity Manual (2010). Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- 5 Brilon, W. (2005). Roundabouts: a state of the art in Germany - TRB Roundabout Conference
- 6 Esposito, T., Mauro, R. (2003). La progettazione funzionale delle strade vol. 2.. Hevelius Edizioni.
- 7 Ferrari, P., Giannini, F. (1996). Geometria e progetto di strade. ISEDI
- 8 Giuffrè O, Granà A., and Marino S. (2012), "Turbo-roundabouts vs Roundabouts Performance Level", Procedia - Social and Behavioral Sciences 53 pp. 590-600

## **II. TEORIA DEL GAP ACCEPTANCE**

La teoria del gap acceptance costituisce il tentativo di rappresentare fedelmente il comportamento attuato dagli utenti alle intersezioni non semaforizzate, caratterizzate dal conflitto di più correnti veicolari antagoniste. Tale obiettivo viene perseguito sviluppando modelli di capacità per le correnti secondarie, quelle che devono dare la precedenza, che tengano conto di parametri comportamentali caratteristici dell'utenza e di modelli probabilistici che rappresentino le condizioni del deflusso veicolare sulle correnti principali. Questi ultimi sono di portata generale, nel senso che non dipendono dal tipo di intersezione in esame, mentre i parametri comportamentali sono relativi ad una popolazione di utenti in particolare, nel senso che rappresentano il comportamento attuato su un determinato schema di intersezione e per una specifica manovra (immissione, attraversamento, ...). Nel seguito verranno trattati nel dettaglio gli aspetti, che riguardano la stima dei parametri comportamentali dell'utenza e la scelta dei modelli probabilistici che caratterizzano il deflusso veicolare sulle correnti principali. Inoltre

verranno forniti i principali modelli di capacità reperibili in letteratura, ottenuti seguendo la teoria del gap acceptance.

## **II.1 CARATTERIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEGLI UTENTI ALLE INTERSEZIONI**

Il comportamento degli utenti rappresenta uno degli aspetti più importanti che influiscono sulle condizioni operative delle intersezioni non semaforizzate. Per questa ragione, come è stato già sottolineato al paragrafo I.4, i modelli di capacità più recenti, ottenuti seguendo la teoria del gap acceptance, tendono a tener conto esplicitamente del comportamento attuato dagli utenti all'intersezione, attraverso l'introduzione nelle formulazioni di capacità di alcuni parametri comportamentali. Tali parametri comportamentali, già introdotti al paragrafo I.4, sono l'*intervallo critico*, il *tempo di sequenza* e il *minimum headway*. Il loro significato può essere chiarito analizzando nel dettaglio le interazioni tra gli utenti delle correnti antagoniste all'intersezione.

### **II.1.1 L'INTERVALLO CRITICO**

Nelle intersezioni a raso non semaforizzate i conducenti facenti parte di una corrente secondaria, che devono dare precedenza o arrestarsi prima di entrare materialmente in conflitto con il flusso principale, osservano i “varchi” tra i veicoli in transito e procedono con la propria manovra quando ritengono di poterla eseguire senza pericolo.

Più precisamente, la decisione di attuare la manovra desiderata viene presa dagli utenti della corrente secondaria sulla base delle stime

sogettive in merito alla posizione e alla velocità dei veicoli del flusso ostacolante. Tuttavia, da un punto di vista strettamente legato alla costruzione dei modelli di capacità, tali stime possono essere sintetizzate in un confronto tra il gap disponibile, tra due passaggi successivi di veicoli della corrente principale, ed il tempo, che il conducente avverte come sufficiente ad eseguire la manovra in sicurezza.

Si definisce quindi, *intervallo critico* (“*critical gap*” in inglese) il più piccolo intervallo temporale fra i veicoli della corrente principale, accettato da un utente della corrente secondaria, per eseguire la desiderata manovra di attraversamento o di immissione all’intersezione [1]. In particolare, secondo il modello comportamentale descritto, affinché l’utente della corrente secondaria possa compiere la propria manovra in sicurezza, è necessario che l’ampiezza del gap disponibile risulti maggiore dell’intervallo critico.

Dalla definizione fornita, risulta evidente la natura aleatoria dell’intervallo critico  $T_c$ , essendo legato alle valutazioni soggettive del singolo utente. Inoltre, le stesse singole determinazioni di  $T_c$  non possono essere osservate con certezza. Infatti, ciò che può essere misurato attraverso osservazioni di campo sono soltanto i “varchi temporali” accettati e rifiutati dalla popolazione degli utenti, ma tali misure sperimentali consentono solo di inferire che l’intervallo critico di ogni utente è maggiore del più grande intervallo rifiutato ed inferiore od uguale a quello accettato.

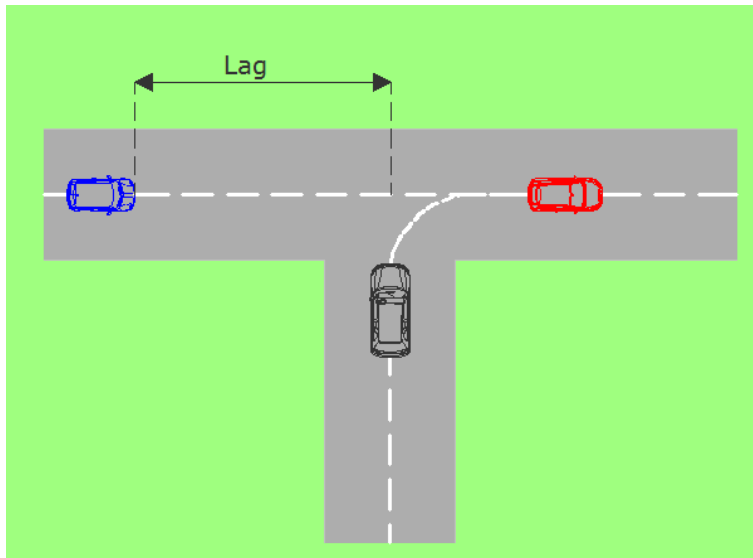
È poi intuibile, e l’esperienza lo conferma, che l’intervallo critico non solo è variabile da conducente a conducente, ma lo stesso individuo può comportarsi in modo differente in dipendenza di diversi fattori. Inoltre, va considerato anche il comportamento apparentemente

irrazionale di alcuni utenti che, dopo aver rifiutato intervalli di una data ampiezza, ne accettano uno inferiore. Tale atteggiamento viene definito in letteratura *incoerenza* [2] e probabilmente viene attuato quando l'utente si trova fermo all'incrocio già da parecchio tempo o comunque per un tempo superiore a quello che egli ritiene essere congruo rispetto alle proprie aspettative. Per queste ragioni si può senz'altro asserire che, rispetto all'intervallo critico, la popolazione degli utenti stradali è, in generale, *non omogenea e non coerente*.

A causa della natura aleatoria della variabile  $T_c$ , un approccio corretto alla sua caratterizzazione prevedrebbe l'individuazione della relativa legge di probabilità. Tuttavia nelle applicazioni tecniche e nello sviluppo della maggior parte dei modelli di capacità i comportamenti dell'utenza vengono sintetizzati attraverso valori centrali di serie statistiche ottenute dal trattamento di campioni di intervalli rifiutati ed accettati.

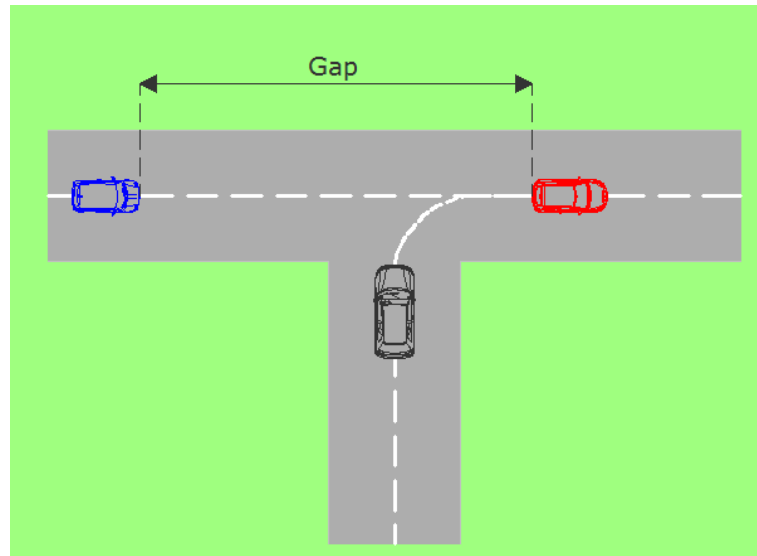
I dati sperimentali, ricavati sul campo dall'osservazione delle condizioni operative di intersezioni in esercizio, cui si riferiscono i metodi di stima dell'intervallo critico disponibili in letteratura, sono costituiti da due distinti tipi di intervalli temporali, che sono:

- il “*lag*” (cfr. Figura II.1), che è definito come l'intervallo temporale fra l'istante di arrivo di un utente della corrente secondaria alla linea di STOP (o di dare precedenza) e l'istante del passaggio del primo veicolo della corrente principale in corrispondenza del braccio dell'intersezione;



**Figura II.1** Rappresentazione grafica del *lag*

- il “*gap*” (cfr. Figura II.2), con cui si indica invece il distanziamento temporale fra due veicoli consecutivi della corrente principale, valutato sempre in corrispondenza del braccio.



**Figura II.2** Rappresentazione grafica del *gap*

Il significato della distinzione fra i due intervalli temporali appena definiti risulta evidente se si considera il seguente semplice modello comportamentale dell'utente della corrente secondaria durante la propria manovra all'intersezione, la cui descrizione è tratta da [2]. Allorché il guidatore giunge alla linea di STOP o di dare precedenza, in presenza di un flusso principale si arresta per osservarlo e, in primo luogo, egli valuta se l'intervallo temporale, che separa il suo arrivo dall'istante di possibile conflitto con il primo veicolo della corrente principale, cioè il lag, è sufficiente o meno a consentirgli la manovra. In base a questa sua prima valutazione, egli decide di effettuare o meno la manovra, accettando o rifiutando così il lag. Nel caso in cui egli rifiuti questo primo intervallo temporale, gli si presenta una serie di successivi intervalli temporali, da utilizzare per realizzare la propria manovra, che sono i distanziamenti fra i veicoli della corrente principale, cioè i gap, e che egli egualmente rifiuta, fino a che non se ne presenta uno ritenuto sufficiente. In questo

caso si ha l'accettazione del gap che dunque risulta essere maggiore o uguale all'intervallo critico proprio dell'utente in questione.

Occorre notare come la scelta di operare con le grandezze temporali appena definite per modellare il comportamento dei guidatori sia dettata da motivi di opportunità di rilevamento, potendosi verosimilmente ipotizzare che i guidatori in attesa di un varco per l'immissione non siano in grado di prendere decisioni sulla base di intervalli temporali stimati e non ancora realizzatisi ma, invece, come già detto, sulla base di giudizi soggettivi riguardo alla distanza ed alla velocità dei veicoli, che sopraggiungono dalla corrente principale.

Più precisamente, mentre la misura del gap fra due veicoli consecutivi, in quanto misura indiretta di un effettivo varco nella corrente principale, è in grado, congiuntamente all'annotazione della sua accettazione o del suo rifiuto, di fornire un'informazione significativa sulle attitudini comportamentali del guidatore che lo ha giudicato, non altrettanto può dirsi della misura del lag, principalmente perché non è possibile individuare con sufficiente precisione l'istante in cui il guidatore opera effettivamente la sua valutazione. Tale istante, infatti, spesso non coincide con quello del suo arrivo alla testa della fila, a partire dal quale invece si computa convenzionalmente la misura del lag. In altre parole, il lag fornisce un'informazione poco precisa sulle attitudini comportamentali del guidatore, poiché la definizione dell'istante iniziale di questo intervallo temporale è data in maniera convenzionale e spesso non aderente al reale meccanismo di valutazione soggettiva dell'intervallo temporale disponibile da parte del guidatore. Pertanto, i metodi che consentono di operare su misure di gap sono



considerati generalmente più affidabili di quelli che utilizzano misure di lag.

I metodi utilizzati per la stima di  $T_c$  si fondano sull'ipotesi che l'intervallo critico sia variabile nella popolazione dei guidatori e che possa essere trattato come una variabile aleatoria con legge di distribuzione incognita. Si ipotizza, inoltre, che ciascun guidatore effettui la decisione di eseguire o meno l'immissione in corrispondenza dell'intervallo offerto dalla corrente principale sulla base esclusivamente del confronto tra quest'ultimo ed il proprio intervallo critico, supposto unico e costante per tutto il tempo di attesa precedente al compimento della manovra. In funzione di queste due ipotesi può dirsi dunque che la popolazione degli utenti stradali viene supposta *eterogenea* e *coerente*, ai fini della valutazione del proprio intervallo critico.

Nelle pratiche applicazioni anche nel campo della ricerca scientifica, solo in qualche procedura si opera una stima della legge di distribuzione degli intervalli critici. Più spesso la forma della distribuzione viene ipotizzata a priori sulla base di altri convincimenti, in genere dettati dall'esperienza, mentre vengono ricercati solo uno o più parametri della distribuzione stessa come i momenti centrali e idonei percentili. Operando in questi termini si assume che le decisioni dei guidatori siano le stesse sia rispetto al lag che rispetto ai gap.

Per la stima dell'intervallo critico, nonostante si possa evitare di determinare la legge di distribuzione di probabilità, si incontrano non pochi problemi nella costruzione di campioni significativi di intervalli temporali accettati e rifiutati dagli utenti.

Una fonte sistematica di errore nel trattamento statistico degli intervalli temporali registrati è costituita dalla circostanza che i guidatori con un intervallo critico basso tendono ad effettuare la propria manovra rifiutando un numero piccolo o nullo di intervalli, cioè accettano spesso il lag o uno dei gap immediatamente successivi, mentre quelli con un intervallo critico più alto rifiutano, in generale, un numero maggiore di intervalli, fornendo dunque allo sperimentatore una serie più lunga di intervalli temporali rifiutati prima del gap accettato. Pertanto, il comportamento di questa seconda categoria di guidatori genera sistematicamente un numero di misure sperimentali di intervalli temporali maggiore di quello generato dai guidatori con basso intervallo critico. Se ne deduce che da un punto di vista statistico nell'insieme dei dati disponibili essi sono *iper-rappresentati* rispetto ai guidatori con basso intervallo critico.

Alla luce di quest'ultima constatazione si può concludere che, gli stimatori ottenuti dalla globalità degli intervalli temporali registrati (accettati e rifiutati) forniscono stime necessariamente distorte dei parametri rappresentativi dell'intervallo critico dell'intera popolazione di utenti.

Esistono tre possibili modi di evitare questa distorsione:

1. considerare per ciascun guidatore solo la sua decisione rispetto al primo intervallo, cioè al lag, in modo che il comportamento di ciascun utente venga rappresentato a mezzo di una sola misura;

2. considerare congiuntamente il lag e tutti i gap osservati da ciascun conducente, ma modificare i parametri distorti a mezzo di opportune correzioni;
3. considerare solo le misure sull'ampiezza degli intervalli accettati, in modo da rappresentare ancora una volta le decisioni operate da ogni utente a mezzo di una sola misura.

La prima soluzione è senz'altro la più semplice, ma obbliga a scartare informazioni più precise e significative, quelle associate ai gap accettati o rifiutati, a vantaggio delle informazioni ricavate da una misura dal significato più incerto come il lag.

Il secondo approccio ha il vantaggio di essere più corretto da un punto di vista statistico ma a rigore comporterebbe la stima dei fattori correttivi da adottare, il che non può sempre conseguirsi in maniera agevole ed affidabile, quindi non è detto che le stime prodotte siano sicuramente più precise. Ciò dipende dalla affidabilità delle tecniche utilizzate per determinare i fattori correttivi. Inoltre va considerata la maggiore onerosità computazionale per lo sperimentatore.

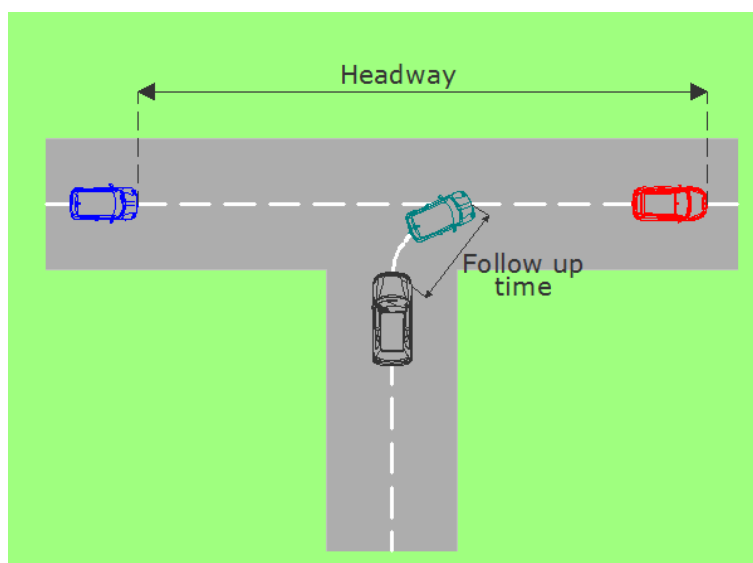
La terza soluzione rappresenta il criterio che viene applicato nell'uso del *modello a gradini* come metodo di stima dell'intervallo critico, che verrà trattato al paragrafo II.2.3. Tale criterio inoltre può essere applicato sia alle sole osservazioni sperimentali sui gap accettati, scartando i casi in cui l'utente adopera il lag per compiere la propria manovra, sia alle osservazioni nel suo complesso.

Costruito il campione di dati sperimentali cui ci si vuole riferire, eventualmente corretto e fatto dagli intervalli accettati e rifiutati, per la

stima dell'intervallo critico è possibile adoperare uno dei metodi riportati al prossimo paragrafo II.2, che sono fra i più utilizzati in letteratura [2].

### II.1.2 IL TEMPO DI SEQUENZA

Qualora si presentino intervalli temporali tra i veicoli del flusso principale di ampiezza considerevole, lo stesso intervallo può essere adoperato da più utenti contemporaneamente, per poter compiere la propria manovra. Questo aspetto comporta la necessità di introdurre nei modelli di capacità ricavati secondo la teoria del gap acceptance un altro parametro comportamentale, che è rappresentato dal cosiddetto *tempo di sequenza* (*follow-up time*), di cui in Figura II.3 si riporta una rappresentazione grafica.



**Figura II.3** Rappresentazione grafica del tempo di sequenza (*follow-up time*)  $T_f$

Tale parametro rappresenta il distanziamento temporale tra i veicoli di una corrente secondaria, che adoperano lo stesso intervallo temporale tra i veicoli del flusso principale, per compiere la propria manovra all'intersezione. Dalla definizione fornita del tempo di sequenza, risulta evidente la natura aleatoria di tale variabile, essendo legata in generale alla valutazione del singolo utente in merito alla possibilità o meno di compiere la propria manovra in sicurezza, utilizzando la quota residua dell'intervallo temporale, già in parte adoperato dal veicolo che lo precede. A rigore dunque come per tutte le variabili aleatorie anche per il tempo di sequenza andrebbe determinata la relativa distribuzione di probabilità. Tuttavia in letteratura la variabilità del tempo di sequenza tra gli utenti viene di norma trascurata, riferendosi ad un unico valore, rappresentativo dell'intera popolazione di utenti. La motivazione alla base di questa scelta consiste nel constatare una variabilità molto contenuta intorno ai valori medi fra le determinazioni sperimentali sui tempi di sequenza attuati dagli utenti.

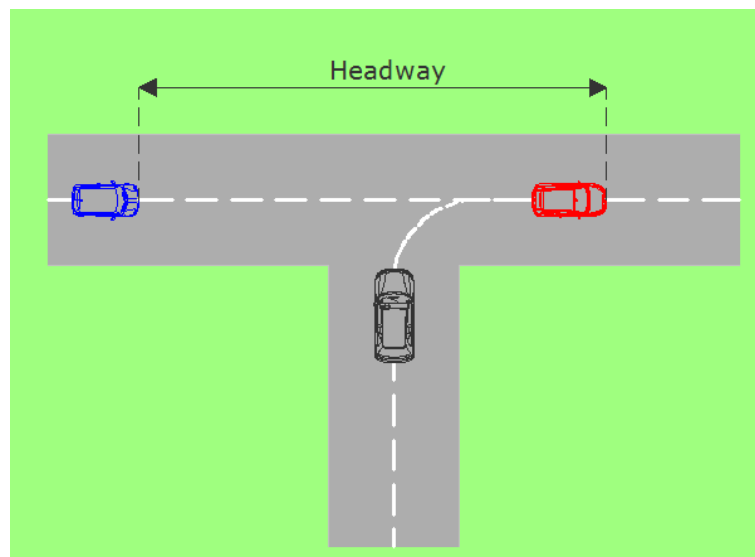
Riguardo al tempo di sequenza, dunque, la popolazione degli utenti stradali viene considerata *omogenea*, ponendo in genere tale parametro pari all'inverso del flusso di saturazione in condizioni di flusso di contrasto nullo. Infatti, qualora si presentino gap di notevole ampiezza, solo in condizioni di saturazione si può essere certi che sulla corrente secondaria sia sempre disponibile un veicolo pronto a partire e a compiere la propria manovra all'intersezione con un distanziamento temporale, rispetto ai veicoli che lo precedono, pari a quello minimo. Inoltre in condizioni di saturazione il distanziamento temporale tra i veicoli che adoperano lo stesso gap non può che essere lo stesso di quello che si ha in condizioni di saturazione e di flusso di contrasto nullo. Infatti, in presenza di un gap molto grande sulla corrente principale o in

assenza di flusso di contrasto i veicoli accodati sul ramo secondario dell'intersezione sono liberi di potere partire immediatamente dopo la partenza del veicolo che li precede. Da un punto di vista operativo il tempo di sequenza viene dunque misurato come l'inverso del flusso di saturazione in condizioni di flusso di contrasto nullo.

### II.1.3 IL MINIMUM HEADWAY

I veicoli di una corrente principale si muovono lungo il loro itinerario con un distanziamento temporale, rispetto a quelli che li precedono, che può essere influenzato dalla presenza ravvicinata di altri veicoli più lenti o assolutamente libero, nel caso in cui non vi siano altri utenti davanti a sé.

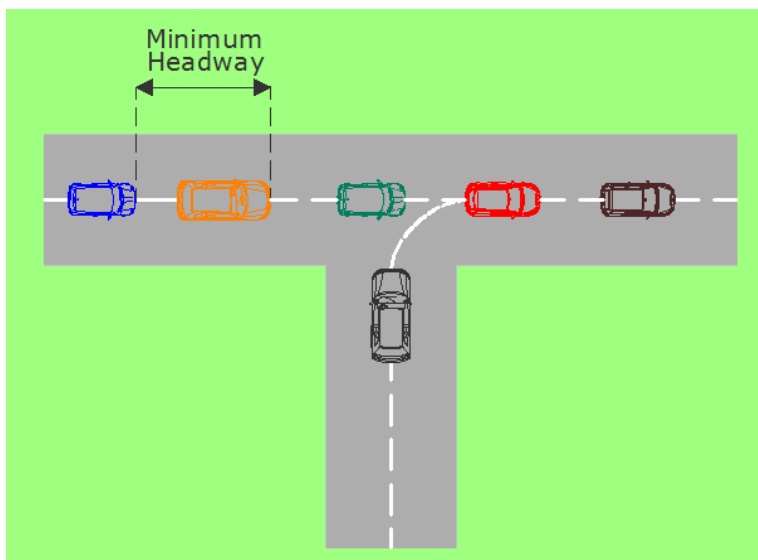
Il distanziamento temporale (*headway*) tra i veicoli di una corrente può essere definito come la differenza tra l'istante temporale di passaggio di un veicolo da una specifica sezione e l'istante di tempo in cui si ha il passaggio del veicolo successivo. Il distanziamento temporale tra due veicoli rappresenta, dunque, la “*distanza*” (in termini temporali) dal fronte del primo veicolo al fronte del veicolo successivo, a differenza del gap che rappresenta invece la stessa “*distanza*” presa dal retro del primo veicolo al fronte del successivo. La seguente Figura II.4 riproduce una rappresentazione grafica dell'*headway* tra due veicoli.



**Figura II.4** Rappresentazione grafica del distanziamento temporale (*headway*)

Così come è stato definito l'*headway* rappresenta una variabile certamente positiva appartenente ai Numeri Reali, ma che è necessariamente limitata inferiormente da un valore minimo. Tale valore è dovuto a due aspetti distinti. Innanzitutto bisogna considerare che i veicoli hanno una lunghezza finita e che quindi non è possibile ammettere la loro compenetrazione. Inoltre gli utenti, quando trovano davanti a sé veicoli più lenti, sono costretti ad accodarsi mantenendo una certa distanza di sicurezza rispetto ai veicoli che li precedono.

I modelli di capacità più recenti, che si rifanno alla teoria del *gap acceptance*, tengono conto dunque di questi aspetti introducendo il cosiddetto *minimum headway*, che rappresenta proprio il minimo valore del distanziamento temporale operato dagli utenti, di cui in Figura II.5 viene riprodotta una rappresentazione grafica.



**Figura II.5** Rappresentazione grafica del minimo valore del distanziamento temporale (*minimum headway*)

È evidente che anche il *minimum headway* rappresenti una variabile aleatoria, essendo legato in generale alla valutazione del singolo utente rispetto alla distanza minima da mantenere dal veicolo che lo precede, per poter procedere in sicurezza. Tuttavia in letteratura, così come avviene per il tempo di sequenza, la variabilità del *minimum headway* tra gli utenti viene di norma trascurata, riferendosi ad un unico valore, rappresentativo dell'intera popolazione di utenti, rinunciando alla determinazione della relativa distribuzione di probabilità. Le ragioni di tale scelta risiedono ancora una volta nella constatazione di una variabilità molto contenuta intorno ai valori medi fra le determinazioni sperimentali sui valori del *minimum headway* attuati dagli utenti.



## **II.2 METODI DI STIMA DELL'INTERVALLO CRITICO**

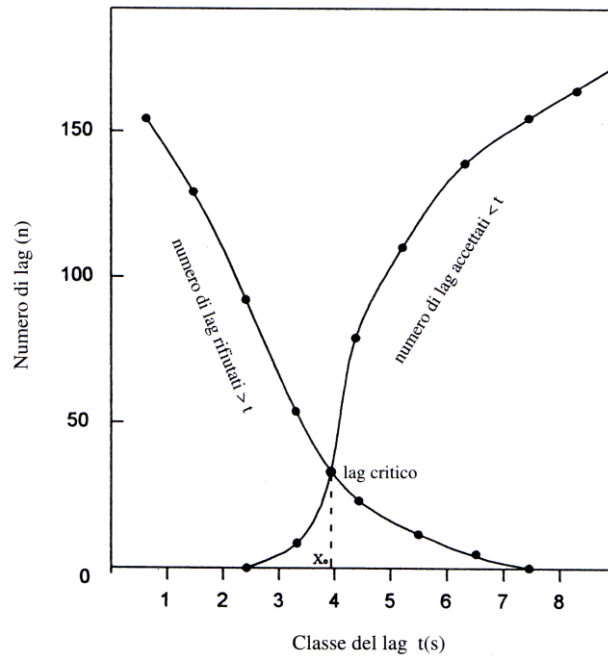
L'intervallo critico di ogni singolo utente è in generale differente sui diversi tipi di intersezione, essendo in generale influenzato da caratteristiche geometriche, condizioni di visibilità, complessità e tipologia di manovra da attuare e ulteriori fattori tipici dello specifico schema di intersezione. Come si è già sottolineato l'intervallo critico rappresenta una variabile aleatoria, di cui a rigore bisognerebbe individuare la relativa distribuzione di probabilità, a partire dall'analisi di osservazioni sperimentali ricavate su uno specifico schema di intersezione, ottenendo la caratterizzazione del comportamento di una determinata popolazione di utenti sullo specifico schema di intersezione sotto esame.

Tuttavia, per le difficoltà descritte al precedente paragrafo II.1.1, cui si va incontro nella determinazione della distribuzione di probabilità dell'intervallo critico, generalmente nelle pratiche applicazioni e spesso anche nel campo della ricerca scientifica vengono adottati metodi di stima alternativi. I metodi più diffusi in letteratura e riportati in [2] sono *il metodo di Raff*, *il metodo di Drew-Dawson* e *il modello a gradini*. Questi metodi sono di agevole applicazione, perché non ricorrono alla determinazione della distribuzione di probabilità dell'intervallo critico, ma si basano su semplici analisi statistiche di dati osservati su uno specifico schema di intersezione, permettendo di ricavare l'intervallo critico di una determinata popolazione di utenti per la tipologia di intersezione sotto esame.

### II.2.1 IL METODO DI RAFF

In questa procedura si tiene conto solo dei lag accettati o rifiutati dagli utenti, per cui non entrano a far parte del campione di dati tutti i casi in cui la manovra all'intersezione da parte degli utenti della corrente secondaria viene effettuata accettando un gap successivo. Costruito il campione di dati necessario la procedura consente di determinare un parametro detto "*lag critico*" e indicato con  $x_0$ . Tale parametro è definito come quell'intervallo temporale  $x_0$  per il quale si ha che il numero di lag rifiutati maggiori di  $x_0$  eguaglia il numero di lag accettati minori di  $x_0$ . L'applicazione del metodo di Raff necessita dunque di avere a disposizione un campione di osservazioni sperimentali costituito da due serie di dati distinte: quella dei lag accettati dagli utenti e quella dei lag rifiutati.

La determinazione del *lag critico*  $x_0$  viene condotta generalmente per via grafica riportando in un diagramma cartesiano, che ha in ascissa una scala dei tempi  $t$  e in ordinata il numero dei lag  $n$ , due curve cumulate: quella del numero di lag rifiutati maggiori della generica ascissa  $t$  e quella del numero di lag accettati minori di  $t$ . Evidentemente il lag critico  $x_0$  sarà dato dall'ascissa del punto di intersezione delle due curve cumulate, come mostrato nella seguente Figura II.6 [2].



**Figura II.6** Determinazione grafica dell'intervallo critico secondo il metodo di Raff

Nell'ipotesi che i lag siano distribuiti secondo una legge esponenziale, è possibile dimostrare che il *lag critico*  $x_0$  e l'*intervallo critico medio*  $\mu$ , assunto come stima dell'intervallo critico  $T_c$  dell'intera popolazione di utenti, sono legati dalla seguente relazione:

$$x_0 = \mu - s^2 \cdot q$$

in cui:

- $s^2$  è la varianza della distribuzione degli intervalli critici;

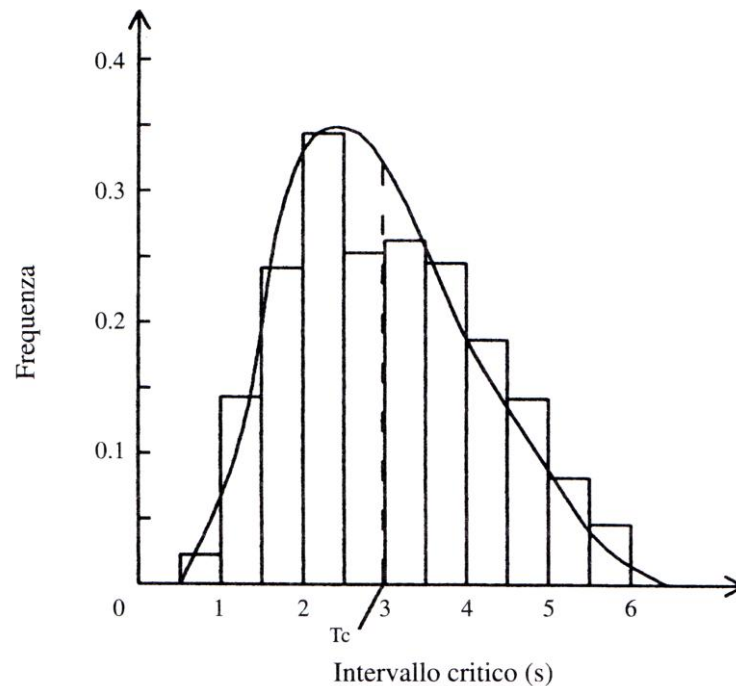
- $q$  è il volume di traffico della corrente principale espresso in veic/sec.

### II.2.2 IL METODO DI DREW-DAWSON

Questi Autori hanno proposto di considerare per ognuno degli utenti della corrente secondaria, di cui si osserva il comportamento, il gap accettato  $b_i$  e il più grande degli intervalli rifiutati  $a_i$ , indistintamente che sia esso un gap o un lag [2]. Nell'ipotesi di coerenza della popolazione degli utenti stradali, nei confronti dell'intervallo critico, per l' $i$ -esimo guidatore  $b_i$  sarà sempre maggiore di  $a_i$  e inoltre il proprio intervallo critico  $T_{ci}$  sarà:

$$a_i < T_{ci} < b_i$$

Il valore medio dei due limiti  $(a_i + b_i)/2$  viene assunto quindi come una stima abbastanza significativa dell'intervallo critico  $T_{ci}$ , ma al fine di costruire una distribuzione di frequenza dei  $T_{ci}$  a questa stima viene assegnato un peso inversamente proporzionale alla differenza  $(b_i - a_i)$ , cioè alla distanza fra i due limiti. In questo modo si assegna un peso maggiore a quelle stime per le quali le osservazioni sperimentali  $b_i$  e  $a_i$  circoscrivono in maniera più precisa il valore "vero" dell'intervallo critico del guidatore. Infine la stima dell'intervallo critico dell'intera popolazione  $T_c$  viene fatta coincidere con la mediana della distribuzione di frequenza ottenuta. Un esempio della costruzione di una distribuzione di frequenza con la procedura esposta viene riportato in [3]. La seguente Figura II.7 riporta è relativa ai dati riportati in [4] ma è tratta da [2].



**Figura II.7** Determinazione dell'intervallo critico secondo il metodo Drew-Dawson

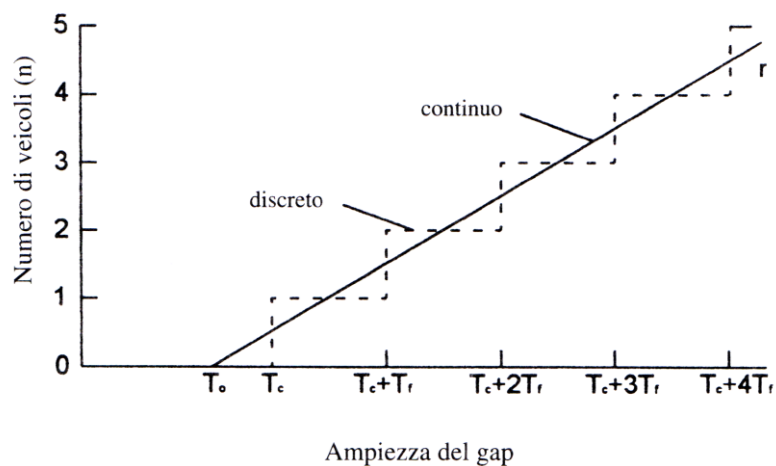
In Figura II.7 vengono riportati un istogramma, che rappresenta la distribuzione di frequenza ottenuta direttamente dal trattamento dei dati sperimentali, e una curva di Erlang di parametro  $k = 4$  che interpola bene le misure sperimentali. Gli Autori [3] ritengono che, interpretando correttamente il significato delle misure sperimentali e della procedura esposta, tale curva rappresenti il modello teorico approssimato dalle stesse misure. Nel caso specifico considerato la mediana della distribuzione, presa come stima dell'intervallo critico della popolazione degli utenti, risulta pari a circa 3 sec.

### II.2.3 IL MODELLO A GRADINI

In questo modello l'intervallo critico  $T_c$  viene supposto unico e costante per tutta la popolazione degli utenti [2]. Questa assunzione, per le ragioni fin qui esposte, potrebbe apparire come un'approssimazione piuttosto grossolana, ma va considerata soltanto come una semplificazione del problema, che consente di ottenere risultati comunque molto affidabili. In realtà l'ipotesi consiste soltanto nel non considerare esplicitamente la variabilità dell'intervallo critico fra gli utenti della popolazione, ottenendo dal campione di dati osservati un unico valore dell'intervallo critico per l'intera popolazione. Tale valore va considerato come il più rappresentativo (nel senso del più probabile) dell'intera popolazione di utenti e non banalmente come quel valore che verrebbe adottato da tutti gli utenti della popolazione. Il modello consente anche di determinare una stima del tempo di sequenza  $T_f$ , così come è stato definito al precedente paragrafo II.1.2, caratteristico dell'intera popolazione di utenti. Sull'unicità di tale valore valgono evidentemente le stesse considerazioni fatte per l'intervallo critico.

Il modello a gradini rappresenta un modello comportamentale dell'intera popolazione di utenti, che consiste nel ritenere sempre verificate le seguenti condizioni: nessun veicolo effettua la manovra desiderata all'intersezione finché nella corrente principale si presentano gap di ampiezza inferiore a  $T_c$ ; un solo veicolo alla volta riesce a eseguire la manovra all'intersezione quando i gap offerti dalla corrente principale sono di ampiezza compresa tra  $T_c$  e  $T_c+T_f$ ; due veicoli eseguono la manovra approfittando dello stesso gap offerto dalla corrente principale quando questo è compreso tra  $T_c$  e  $T_c+2T_f$  e così via.

In un diagramma cartesiano, in cui si riportano in ordinata il numero  $n$  di veicoli che effettuano la manovra all'intersezione approfittando dello stesso gap e in ascissa l'ampiezza  $\tau$  dei gap stessi, la rappresentazione grafica del modello comportamentale proposto assumerebbe una forma funzionale a gradini, come quella di Figura II.8 tratta da [2].



**Figura II.8** Rappresentazione grafica del modello a gradini

Nella stessa Figura II.8 è rappresentata anche una retta "r", passante per i punti medi dei tratti orizzontali della funzione di ampiezza  $T_f$ , che approssima la forma funzionale teorica del modello rendendola continua. Con ovvie considerazioni geometriche si può concludere che:

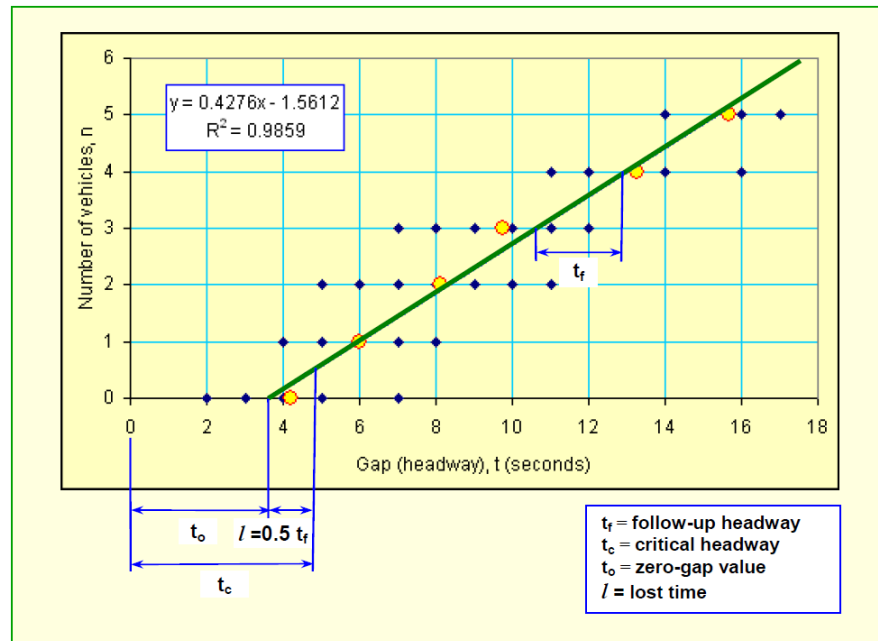
- la pendenza della retta  $r$  è pari a  $1/T_f$ ;
- indicata con  $T_0$  l'intercetta della retta  $r$  con l'asse delle ascisse, l'intervallo critico  $T_c$  è legato a  $T_0$  e a  $T_f$  dalla seguente espressione:

$$T_c = T_0 + 0,5 \cdot T_f$$

La quantità  $T_0$  viene indicata in letteratura [5] come *zero-gap parameter* e rappresenta l'analogo per il modello lineare dell'intervallo critico per il modello a gradini, cioè quella ampiezza del gap discriminante tra l'assenza di ingressi dalla corrente secondaria, che si ha per valori del gap minori di  $T_0$ , e la condizione di ingressi maggiori di zero per valori del gap maggiori di  $T_0$ . Da un punto di vista matematico il modello lineare a differenza del modello a gradini, essendo continuo, ha valori nel campo dei Numeri Reali. Si ammette dunque che il numero di veicoli che riescono ad effettuare la manovra adoperando lo stesso gap possa essere anche non intero.

L'espressione funzionale della retta "r" consente dunque di ottenere una stima dei valori dell'intervallo critico e del tempo di sequenza rappresentativi della popolazione di utenti, in virtù dell'analogia fatta tra il modello a gradini (discreto) e la legge lineare (continua), per cui il metodo di stima consiste proprio nel ricavare l'espressione della retta attraverso l'analisi di regressione di dati sperimentali. Un esempio dell'applicazione di tale procedura è esposto nella seguente Figura II.9 tratta da [5].





**Figura II.9** Retta di regressione per la stima dell'intervallo critico e del tempo di sequenza di una popolazione di utenti

Il campione di osservazioni di cui è necessario disporre è costituito da coppie di valori rappresentati dal numero  $n$  di veicoli che effettua la manovra utilizzando lo stesso gap e dall'ampiezza del gap  $\tau$ . Tali osservazioni sperimentali saranno evidentemente costituite soltanto da numeri interi, inclusi i casi in cui  $n = 0$ . Inoltre, come viene chiarito in [5], bisogna escludere dal campione tutte quelle osservazioni, in cui i veicoli in coda alle spalle della linea di STOP sono in numero inferiore rispetto a quelli che riuscirebbero a passare nello stesso gap, poiché non significative ai fini della stima. In caso contrario infatti si verificherebbe la situazione in cui durante un gap di data ampiezza potrebbero effettuare la manovra più veicoli, ma parte dell'intervallo a disposizione resta

inutilizzato per carenza di veicoli in attesa. Per ognuna delle serie di dati osservati, costituita dalle ampiezze dei gap accettati dallo stesso numero di veicoli  $n$  e rappresentata dai punti blu in Figura II.9, è necessario calcolare i relativi valori medi, rappresentati in Figura II.9 con dei punti gialli con contorno rosso. In definitiva il modello a gradini prevede di determinare la retta di regressione dei singoli valori medi delle osservazioni ottenute, di ricavare da questa l'intercetta  $T_0$  e la pendenza pari a  $1/T_f$  e di stimare l'intervallo critico  $T_c$  attraverso l'espressione  $T_c = T_0 + 0,5 \cdot T_f$ . I valori  $T_c$  e  $T_f$  ottenuti vanno interpretati come i valori medi o *valori attesi* dell'intervallo critico e del tempo di sequenza per la popolazione di utenti osservata.

L'applicazione di tale procedura consente anche di eliminare la distorsione relativa alla iper-rappresentazione degli utenti con alto intervallo critico. Infatti, entrano a far parte del campione di dati osservati solamente le misure sperimentali degli intervalli temporali accettati dagli utenti, indipendentemente dal fatto che siano lag o gap e tralasciando le misure sugli intervalli rifiutati. Ancora una volta, dunque, così come per gli altri metodi di stima proposti, la rappresentazione del comportamento di ciascun utente viene ottenuta a mezzo di una sola misura.

Il modello a gradini rispetto agli altri metodi di stima dell'intervallo critico presenta notevoli vantaggi, che possono essere riassunti nella semplicità di applicazione, che lo caratterizza, e nell'opportunità di ottenere dallo stesso campione di dati osservati anche la stima del tempo di sequenza. Per tali ragioni risulta essere un metodo particolarmente diffuso per la determinazione dei parametri comportamentali di una

popolazione di utenti su un determinato schema di intersezione e per una specifica manovra (immissione, attraversamento, ...).

Va sottolineato inoltre che il modello a gradini e l'analogo modello lineare, oltre ad essere adoperati come metodo di stima dell'intervallo critico e del tempo di sequenza, costituiscono la rappresentazione in termini matematici del numero di veicoli che effettuano la manovra all'intersezione adoperando lo stesso gap, ovvero della funzione  $n(\tau)$ . Tale relazione può essere definita dunque come "*legge degli ingressi*" (*gap acceptance function* in inglese), poiché rappresenta il modello matematico che fornisce le condizioni per le quali avviene l'ingresso (la manovra) all'intersezione da parte dei veicoli di una corrente secondaria, che deve dare priorità ad una corrente principale. La *legge degli ingressi*, come verrà chiarito al seguente paragrafo II.3, rappresenta per la teoria del gap acceptance il modello comportamentale di riferimento, la cui conoscenza è indispensabile per lo sviluppo dei modelli di capacità.

### **II.3 SVILUPPO DI MODELLI DI CAPACITÀ SECONDO LA TEORIA DEL GAP ACCEPTANCE**

L'idea di fondo della teoria del gap acceptance consiste nel considerare che gli utenti delle correnti secondarie, dovendo dare la precedenza a quelli delle correnti principali, possono effettuare le proprie manovre alle intersezioni quando i gap assumono un'ampiezza tale che l'esecuzione della manovra non desti alcuna interferenza con il deflusso della corrente principale. Secondo tale teoria la capacità di una corrente secondaria ad un'intersezione non semaforizzata dipende, dunque, da un lato dall'ampiezza dei gap fra i veicoli della corrente principale e

dall'altro dalle aspettative degli utenti in merito alle condizioni di sicurezza da mantenere durante la manovra, rappresentate attraverso i parametri comportamentali intervallo critico e tempo di sequenza.

Per mostrare come è possibile sviluppare un modello di capacità secondo la teoria del gap acceptance è utile considerare il semplice caso di una corrente secondaria, che per poter compiere la propria manovra all'intersezione deve dare precedenza ad una corrente principale. Tale schema di conflitto è comune a diversi casi pratici, come ad esempio quello delle rotatorie *single lane* caratterizzate da una corsia sui rami di ingresso e una corsia sull'anello, il caso delle intersezioni a T con correnti principale e secondaria entrambe disposte su una sola corsia ed altri ancora. In condizioni di stazionarietà dei flussi di traffico all'intersezione è possibile esplicitare la *funzione densità di probabilità* dei distanziamenti temporali tra i veicoli della corrente principale indicandola con  $f(\tau)$  e la *legge degli ingressi*  $n(\tau)$ , che rappresenta il numero di veicoli che compie la propria manovra all'intersezione adoperando lo stesso gap sulla corrente principale. Nota la legge degli ingressi  $n(\tau)$  (a gradini o lineare che sia), lo stesso legame funzionale rappresenta l'esistenza di una corrispondenza biunivoca tra il numero di ingressi  $n$  e l'ampiezza del distanziamento temporale sulla corrente principale  $\tau$ , per cui è lecito considerare la f.d.p. supposta per il distanziamento temporale  $\tau$ , e indicata con  $f(\tau)$ , anche come f.d.p. del numero di ingressi  $n(\tau)$  [2].

Quest'ultima assunzione fatta consente di esprimere il valor medio degli ingressi  $\bar{n}$  attraverso la legge degli ingressi  $n(\tau)$  e la f.d.p.  $f(\tau)$ , secondo la seguente espressione.

$$\bar{n} = \int_0^{\infty} n \left( f \left( \left( f \right) \right) \right) d\tau$$

Dividendo tale valore medio per il valor medio del distanziamento temporale tra i veicoli del flusso principale  $Q_c$ , evidentemente pari a  $\bar{\tau} = 1/Q_c$ , si ottiene la media del numero di veicoli che potrebbero effettuare la manovra all'intersezione nell'unità di tempo, ovvero l'espressione della *capacità* per lo schema di conflitto rappresentato:

$$C = \frac{\bar{n}}{\bar{\tau}} = Q_c \int_0^{\infty} n \left( f \left( \left( f \right) \right) \right) d\tau$$

La capacità infatti rappresenta il numero *massimo* di veicoli che *in media* riuscirebbe ad effettuare la manovra durante il periodo di riferimento. Tale definizione mette in luce un aspetto particolarmente significativo: la capacità rappresenta una variabile aleatoria, le cui manifestazioni empiriche (valori di capacità sperimentale) per un dato valore del flusso ostacolante  $Q_c$ , oscillano intorno al valore medio (o *valore atteso*) fornito dalla precedente espressione. Il termine *massimo*, invece, sta ad indicare semplicemente che il numero di veicoli della corrente secondaria che può eseguire la manovra nell'unità di tempo non può eccedere il valore della capacità, nonostante la domanda di traffico possa assumere valori anche superiori. La capacità viene raggiunta infatti qualora sulla corrente secondaria vi sia sempre la disponibilità di veicoli in attesa pronti ad effettuare la propria manovra, ovvero in condizioni di saturazione.

La relazione fornita assume un'importanza particolarmente rilevante nell'ambito dell'applicazione della teoria del gap acceptance,

poiché rappresenta l'espressione generale di un modello di capacità per una corrente secondaria che deve dare priorità ad una corrente principale  $Q_c$ . Tale espressione generale consente, dunque, di sviluppare diversi modelli di capacità in funzione delle scelte effettuate in merito alla legge degli ingressi  $n(\tau)$  e alla f.d.p. degli headway  $f(\tau)$ . Con la legge degli ingressi  $n(\tau)$  si tiene conto dei parametri comportamentali dell'utenza intervallo critico e tempo di sequenza attraverso valori deterministici, indicati generalmente con  $T_c$  e  $T_f$ , che però vanno considerati come valori medi per la popolazione di utenti osservata. Della variabilità ed aleatorietà dell'ampiezza degli headway sulla corrente principale se ne tiene conto invece con la relativa funzione densità di probabilità  $f(\tau)$ .

Per quanto riguarda la legge degli ingressi  $n(\tau)$  è stato già chiarito al paragrafo II.2.3 che la scelta può ricadere sul modello a gradini, che prevede di volta in volta ingressi da parte di un numero intero di veicoli, o sul modello lineare, che invece fornisce un numero di ingressi definito da una variabile continua nel campo dei Numeri Reali. L'espressione generale della capacità secondo la teoria del gap acceptance risulta dunque modificata a seconda del tipo di legame funzionale adottato.

In particolare se si considera una legge degli ingressi  $n(\tau)$  a gradini, che può essere espressa dalla seguente funzione,

$$n(\tau) = \sum_{n=0}^{\infty} n \cdot p_n$$

con

$$p_n = \begin{cases} 1 & \text{per } \tau \in [T_c + (i-1)T_f, T_c + iT_f) \\ 0 & \text{altrimenti} \end{cases}$$

in cui  $p_n(\tau)$  rappresenta la probabilità che  $n$  veicoli della corrente secondaria accettino un gap di ampiezza  $\tau$ , è possibile dimostrare [2] che si perviene alla seguente espressione della capacità.

$$C = Q_c \sum_{i=1}^{\infty} i \cdot \int_{T_c + (i-1)T_f}^{T_c + iT_f} f(\tau) d\tau$$

Se invece si assume una legge degli ingressi  $n(\tau)$  lineare, rappresentata dalla funzione,

$$n(\tau) = \begin{cases} 0 & \text{per } 0 < \tau < T_0 \\ \frac{\tau - T_0}{T_f} & \text{per } \tau > T_0 \end{cases}$$

l'espressione della capacità assume la forma seguente.

$$C = Q_c \int_{T_0}^{\infty} \frac{\tau - T_0}{T_f} f(\tau) d\tau$$

Come verrà mostrato al paragrafo seguente, a parità di f.d.p. degli headway  $f(\tau)$  adottata si ottengono dunque modelli di capacità che assumono forme funzionali differenti, se si adotta una legge degli ingressi  $n(\tau)$  a gradini piuttosto che lineare, ma che forniscono valori di capacità che sono di fatto quasi coincidenti.

Per quanto riguarda il distanziamento temporale tra i veicoli del flusso principale  $Q_c$  sono state proposte in letteratura diverse f.d.p.  $f(\tau)$ . Si può dimostrare che tali distribuzioni di probabilità sono legate alle distribuzioni di probabilità con cui è possibile modellare il cosiddetto *processo degli arrivi* sulla stessa corrente principale, che rappresenta il

modello probabilistico con il quale valutare il numero di arrivi di veicoli in un determinato intervallo di tempo  $t$  su una specifica sezione. È possibile dimostrare ad esempio che, se si ammette che il processo degli arrivi possa essere modellato da una d.d.p. di *Poisson*, gli intervalli di tempo tra l'arrivo di un veicolo e l'arrivo del veicolo successivo sono distribuiti secondo una f.d.p. *esponenziale negativa*. Il modello adottato per valutare gli intervalli di tempo tra arrivi successivi, che rappresentano i distanziamenti temporali tra i veicoli della corrente, già più volte definiti headway nei paragrafi precedenti, viene detto anche *processo degli inter-arrivi*. La distribuzione di probabilità che descrive dunque il *processo degli inter-arrivi*, altro non è che la f.d.p.  $f(\tau)$ , riferita alla corrente principale all'intersezione, che compare all'interno dell'espressione dei modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance.

Se si adopera la d.d.p. di Poisson come modello per il processo degli arrivi, indicando con  $q$  l'entità del flusso veicolare e con  $\tau$  il generico intervallo di tempo (evidentemente espressi in unità di misura congruenti), la probabilità  $P\{X = x\}$ , che la variabile aleatoria numero di arrivi  $X$  nello stesso intervallo di tempo  $\tau$  assuma la generica determinazione  $x$ , è data dalla seguente espressione.

$$P\{X = x\} = \frac{q \cdot \tau^x \cdot e^{-q\tau}}{x!}$$

Come si è detto, nell'ipotesi di processo degli arrivi governato dalla d.d.p. di Poisson i distanziamenti temporali tra i veicoli della corrente sono distribuiti secondo una f.d.p. *esponenziale negativa* che, adoperando la stessa simbologia e lo stesso criterio di coerenza tra le unità di misura, assume la seguente espressione.



$$f(x) = q \cdot e^{-q \cdot \tau}$$

La d.d.p. di Poisson per gli arrivi e la f.d.p. esponenziale negativa per i distanziamenti temporali tra i veicoli sono caratterizzate da una buona rispondenza ai dati sperimentali, finché i veicoli non si influenzano vicendevolmente, ovvero per flussi veicolari radi. Entrambe le distribuzioni considerano infatti gli eventi (rispettivamente arrivi o distanziamenti temporali) assolutamente indipendenti. Generalmente si considera di poter adottare queste leggi di probabilità per valori di portata veicolare non superiori a 400÷500 veic/h.

Per valori del flusso veicolare maggiori sono state proposte altre distribuzioni di probabilità che tengono conto dei crescenti condizionamenti tra i veicoli. Fra quelle proposte un caso particolarmente rilevante per il processo degli arrivi è rappresentato dalla d.d.p. di Poisson Generalizzata, che con la stessa simbologia già adottata è data da

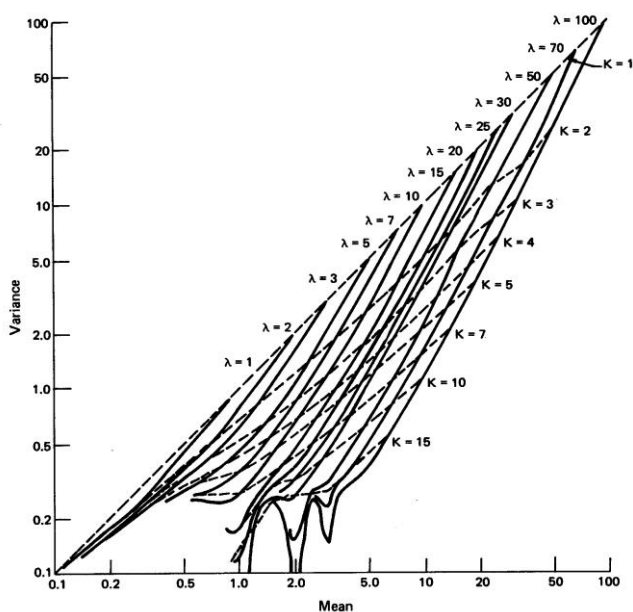
$$P(x) = \sum_{i=1}^k \frac{q^{k+i-1} \cdot e^{-\lambda}}{k \cdot (k+i-1)!}$$

in cui  $\lambda$  e  $k$  rappresentano i parametri della distribuzione legati fra loro dalla relazione  $\lambda = k \cdot q \cdot \tau + 1/2 \cdot (k-1)$ . Il parametro  $k$  assume valori interi positivi dipendenti dall'entità della corrente veicolare. Nelle pratiche applicazioni generalmente per il parametro  $k$  si ricorre ai valori approssimati, ma comunque accettabili, forniti dalla seguente Tabella II.1 per intervalli regolari del flusso veicolare pari a 500 veic/h nel campo di variazione 0 ÷ 1500 veic/h. Il parametro  $\lambda$  viene invece valutato attraverso la relazione che lega i due parametri.

$Q_c$ [veic/h]	$k$
0 ÷ 500	1
501 ÷ 1000	2
1001 ÷ 1500	3

**Tabella II.1** Valori assunti dal parametro  $k$  della d.d.p di Poisson Generalizzata in funzione del flusso veicolare  $Q_c$

In alternativa quando si dispone di osservazioni sperimentali del numero di arrivi di veicoli in un determinato intervallo di tempo  $t$ , attraverso la media e la varianza campionaria, rispettivamente indicate con  $\bar{x}$  e  $s^2$ , è possibile adottare il nomogramma di Haight [6], rappresentato nella seguente Figura II.10 tratta da [7], per la valutazione dei parametri della d.d.p. di Poisson Generalizzata.

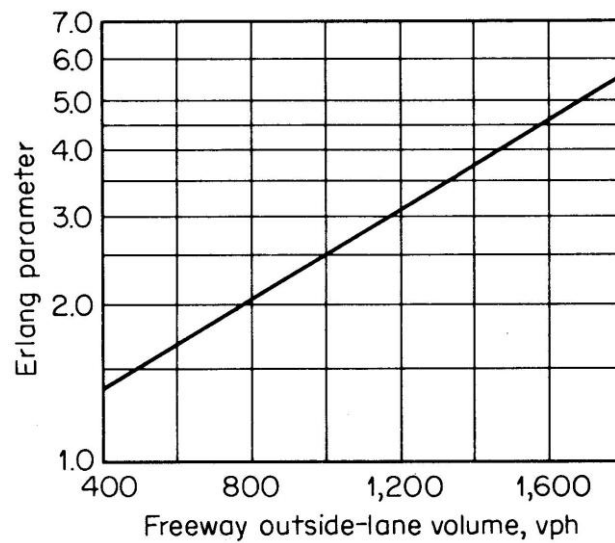


**Figura II.10** Nomogramma di Haight per la valutazione dei parametri di una f.d.p. di Erlang

Nel caso in cui il processo degli arrivi si consideri governato da una d.d.p. di Poisson Generalizzata, si può dimostrare che la legge di probabilità associata per i distanziamenti temporali sia costituita da una f.d.p. di *Erlang*, che con le solite notazioni ha la seguente espressione.

$$f = \frac{k \cdot q \cdot e^{-k \cdot q \cdot \tau} \cdot (k \cdot q \cdot \tau)^{k-1}}{(k-1)!}$$

La quantità  $k$  rappresenta un parametro della distribuzione che assume valori necessariamente interi positivi in funzione dell'entità della corrente veicolare. La seguente Figura II.11 tratta da [8] fornisce una legge di origine sperimentale che può essere adottata per la valutazione del parametro  $k$  della f.d.p. di Erlang, assumendo come valore l'intero più vicino al valore fornito dalla legge in funzione del flusso veicolare.



**Figura II.11** Legge di origine sperimentale per la valutazione del parametro  $k$  di una f.d.p. di Erlang

La discontinuità del parametro  $k$  della f.d.p. di Erlang si riflette tuttavia in una discontinuità, seppure contenuta, dei modelli di capacità che è possibile ricavare adottando tale f.d.p. per i distanziamenti temporali tra i veicoli. Ciò evidentemente costituisce uno scostamento dei modelli di capacità rispetto al fenomeno fisico che si vuole rappresentare, poiché per i valori del flusso veicolare, in cui si ha la variazione del parametro  $k$ , si dovrebbero ammettere due valori di capacità, ovvero un salto nella funzione che descrive il modello. Per risolvere tale inconveniente, è stata proposta come f.d.p. degli headway la generalizzazione della f.d.p. di Erlang al caso di  $k$  appartenente ai Numeri Reali positivi, rappresentata dalla f.d.p. *Gamma*. La sua espressione è data da

$$f(\tau) = \frac{k \cdot q \cdot e^{-k \cdot q \cdot \tau} \cdot (k \cdot q \cdot \tau)^{k-1}}{\Gamma(k)}$$

in cui il denominatore  $\Gamma(k)$  è un integrale non esprimibile in forma chiusa ma risolvibile per via numerica, detto *funzione speciale Gamma*, avente la seguente espressione.

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} x^{k-1} e^{-x} dx$$

Adottando la f.d.p. Gamma come legge di probabilità dei distanziamenti temporali tra i veicoli, il parametro  $k$  risulta una funzione continua del flusso veicolare e può essere valutato dunque con i valori forniti dalla legge di origine sperimentale di Figura II.11.

La d.d.p. di Poisson Generalizzata e la f.d.p. di Erlang rappresentano rispettivamente le generalizzazioni della d.d.p. di Poisson

e della f.d.p. esponenziale negativa per valori del parametro  $k$  interi e positivi. In entrambi i casi infatti se si adotta il parametro  $k = 1$  si ottengono la d.d.p. di Poisson e la f.d.p. esponenziale negativa come casi particolari. La f.d.p. Gamma rappresenta un'ulteriore generalizzazione della f.d.p. di Erlang e quindi anche della f.d.p. esponenziale negativa al caso di  $k$  appartenente ai Numeri Reali positivi. Il parametro  $k$  rappresenta lo strumento attraverso il quale sulla d.d.p. di Poisson Generalizzata per gli arrivi e sulle f.d.p. di Erlang e Gamma per i distanziamenti temporali viene valutata la *non-casualità* (*non-randomness* in inglese) degli eventi rappresentati (rispettivamente arrivi o headway). Nelle applicazioni di tali distribuzioni di probabilità alla teoria del traffico veicolare la *non-casualità* degli eventi rappresenta la manifestazione dell'influenza del mutuo condizionamento tra i veicoli della stessa corrente.

Per condizionamento tra i veicoli di una corrente generalmente si intende il fenomeno secondo cui all'aumentare del flusso veicolare è sempre più probabile che la presenza di veicoli lenti impedisca agli altri veicoli della corrente di poter attuare la velocità desiderata. I veicoli della corrente possono in genere essere dunque distinti in *veicoli liberi*, caratterizzati da libertà di movimento lungo la corrente secondo propri parametri di deflusso, e *veicoli condizionati*, costretti ad accodarsi al veicolo di testa formando dei gruppi detti *plotoni*. Tale fenomeno, che prende il nome anche di *plotonamento* (*bunching* in inglese), assume un'importanza particolarmente rilevante, poiché il comportamento attuato dal veicolo di testa determina oltre alle velocità attuate anche altre caratteristiche del deflusso, come ad esempio gli istanti di arrivo dei veicoli che lo seguono ad una specifica sezione o anche i distanziamenti temporali tra i veicoli del plotone. In particolare i distanziamenti

temporali tra i veicoli appartenenti ai plotoni assumono tutti lo stesso valore pari al cosiddetto minimum headway già introdotto al paragrafo II.1.3.

La capacità di una corrente secondaria risulta evidentemente notevolmente influenzata dalla presenza dei plotoni sulla corrente principale con la quale entra in conflitto, per cui è opportuno che le f.d.p.  $f(\tau)$ , adottate nello sviluppo dei modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance, tengano conto del fenomeno del plotonamento. Le f.d.p. di Erlang e Gamma assolvono a tale compito, tuttavia, essendo definite su tutto il campo dei Numeri Reali positivi, assumono valori di densità di probabilità diversi da zero per distanzamenti temporali molto piccoli ed al limite anche nulli.

Per tale ragione, come si vedrà nel seguente paragrafo, per lo sviluppo di modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance sono state proposte altre f.d.p. per i distanzamenti temporali tra i veicoli, che permettono di considerare il fenomeno del plotonamento unitamente alla presenza di un limite inferiore per i distanzamenti temporali tra i veicoli, rappresentato dal minimum headway.

#### **II.4 ESEMPI DI MODELLI DI CAPACITÀ PER FLUSSO DI CONTRASTO SU UNA SOLA CORSIA**

Come si è visto al paragrafo precedente, nel caso di una corrente secondaria che all'intersezione entra in conflitto con una sola corrente principale, i modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance vengono ricavati specializzando l'espressione generale del modello. In

particolare vanno introdotte in tale espressione generale la f.d.p.  $f(\tau)$  dei distanziamenti temporali tra i veicoli della corrente principale e la legge degli ingressi  $n(\tau)$ , esplicitativa del comportamento attuato dagli utenti della corrente secondaria. Tuttavia, se la scelta sulla legge degli ingressi da adottare influenza poco le determinazioni di capacità ottenibili dai modelli sviluppati, la legge di probabilità con cui si immaginano distribuiti gli headway tra i veicoli condiziona particolarmente l'andamento dei modelli di capacità messi a punto. D'altra parte la f.d.p. dei distanziamenti temporali rappresenta il modo in cui si pensa di poter modellare le caratteristiche proprie del deflusso veicolare. In letteratura sono state dunque proposte diverse f.d.p. per gli headway, allo scopo di rappresentare sempre più fedelmente le effettive caratteristiche del deflusso veicolare e di ricavare modelli di capacità sempre più attendibili, ovvero in grado di interpretare correttamente i dati osservati.

Nelle espressioni delle f.d.p. dei distanziamenti temporali fra i veicoli il flusso veicolare e il generico intervallo di tempo  $\tau$  vanno evidentemente indicati in unità di misura congruenti. Generalmente si adottano le seguenti convenzioni: gli intervalli di tempo  $\tau$  vengono espressi in secondi, mentre i flussi veicolari sono espressi in veic/sec se si adotta la lettera minuscola  $q$  per indicarli, oppure in veic/h se si usa la lettera maiuscola  $Q$ . Le stesse convenzioni vengono adottate nelle espressioni dei modelli di capacità, facendo sì in generale che la capacità risulti espressa in veic/h. Nelle espressioni dei modelli di capacità comunque il flusso veicolare può essere espresso in veic/sec o anche in veic/h, mentre i parametri comportamentali intervallo critico tempo di sequenza e minimum headway vengono sempre espressi in secondi.

Si è visto al paragrafo precedente che ad arrivi puramente poissoniani corrisponde come legge di distribuzione dei distanziamenti temporali una f.d.p. *esponenziale negativa*, avente espressione

$$f(\tau) = \lambda \cdot e^{-\lambda \tau}$$

$$\text{con } \lambda = q = \frac{Q}{3600}$$

in cui si è indicato con  $\lambda$  il parametro di decadimento della distribuzione pari al flusso veicolare.

Tale funzione densità di probabilità viene indicata generalmente in letteratura come *esponenziale negativa M1* (o anche semplicemente M1), in cui la lettera M sta per *memoryless* ed il numero 1 viene adottato per distinguerla dalle sue evoluzioni successive. Con la dizione *memoryless* (letteralmente “*senza memoria*”) si intende indicare la caratteristica di tale distribuzione di considerare i distanziamenti temporali tra i veicoli assolutamente indipendenti, che è una caratteristica comune alla d.d.p. di Poisson per gli arrivi.

Come si è già sottolineato al paragrafo precedente, a parità di f.d.p. adottata per i distanziamenti temporali nell’espressione generale dei modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance, si ottengono forme funzionali differenti, a seconda della legge degli ingressi che si adopera. In particolare, se si considera per gli headway una f.d.p.  $f(\tau)$  esponenziale negativa e una legge degli ingressi  $n(\tau)$  a gradini, si ottiene il seguente modello di *Harders* [9].



$$C = Q_c \cdot \frac{\exp\left(-\frac{Q_c}{3600} \cdot T_c\right)}{1 - \exp\left(-\frac{Q_c}{3600} \cdot T_f\right)}$$

In tale espressione del modello di Harders si è indicato con  $Q_c$  il flusso veicolare in veic/h, con  $T_c$  l'intervallo critico in secondi e con  $T_f$  il tempo di sequenza in secondi. Il pedice attribuito alla quantità  $Q_c$  sta ad indicare che si tratta del flusso veicolare di contrasto, cioè della corrente principale all'intersezione. Le unità di misura adottate e l'espressione del modello proposta fanno sì che la capacità della corrente secondaria  $C$  risulti espressa in veic/h. Tali scelte verranno sempre mantenute nel prosieguo della tesi, quando non diversamente specificato, per cui si ometterà di ripeterle nei casi successivi.

Se invece nell'espressione generale dei modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance si considerano una f.d.p.  $f(\tau)$  esponenziale negativa e una legge degli ingressi  $n(\tau)$  lineare, si ottiene il modello di capacità di Siegloch [10], dato dalla seguente espressione,

$$C = \frac{3600}{T_f} \cdot \exp\left(-\frac{Q_c}{3600} \cdot T_0\right)$$

in cui compare la quantità  $T_0$  espressa in secondi e definita *zero-gap parameter*, il cui significato è stato esposto al paragrafo II.2.3.

Allo scopo di considerare l'esistenza di un valore minimo dei distanziamenti temporali fra i veicoli, è stata proposta in letteratura un'evoluzione della f.d.p. esponenziale negativa, rappresentata dalla cosiddetta f.d.p. *esponenziale negativa traslata (shifted negative*

*exponential distribution* in inglese). Tale legge di probabilità, nota anche come f.d.p. *esponenziale negativa traslata M2* (o semplicemente M2), ha la caratteristica di escludere dalla distribuzione degli headway tutti i valori minori del valore minimo considerato, attribuendo ad essi densità di probabilità nulla. I valori maggiori del minimum headway risultano invece distribuiti secondo una f.d.p. esponenziale negativa tradizionale, per cui la f.d.p. esponenziale negativa traslata M2 è data dall'espressione

$$f(\tau) = \begin{cases} 0 & \text{per } 0 < \tau < \Delta \\ \lambda \cdot \exp[-\lambda \cdot (\tau - \Delta)] & \text{per } \tau \geq \Delta \end{cases}$$

$$\text{con } \lambda = \frac{q}{1 - \Delta \cdot q} = \frac{Q}{3600 - \Delta \cdot Q}$$

in cui si è indicato con  $\lambda$  il parametro di decadimento della distribuzione e con  $\Delta$  il minimum headway.

Se nell'espressione generale dei modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance si introducono una f.d.p.  $f(\tau)$  esponenziale negativa traslata e una legge degli ingressi  $n(\tau)$  a gradini o lineare, si ottengono rispettivamente il primo o il secondo dei seguenti modelli di capacità,

$$C = Q_c \cdot \frac{\exp[-\lambda \cdot (C_c - \Delta)]}{1 - \exp[-\lambda \cdot T_f]}$$

$$C = \frac{3600}{T_f} \cdot \exp[-\lambda \cdot (C_0 - \Delta)]$$

in cui  $\lambda$  rappresenta evidentemente il parametro di decadimento della f.d.p. da cui sono stati ottenuti. Tanto la f.d.p. M2 quanto i modelli

di capacità, che da essa si possono derivare, costituiscono una generalizzazione rispettivamente della f.d.p. M1 e dei modelli di capacità di Harders e di Siegloch, che banalmente possono essere ricavati come casi particolari adottando per il minimum headway il valore  $\Delta = 0$ .

La f.d.p. esponenziale negativa traslata rispetto alla f.d.p. esponenziale negativa ha il pregio di considerare la presenza del minimum headway, tuttavia ciò non è sufficiente a rappresentare la effettiva distribuzione dei distanziamenti temporali tra i veicoli. Infatti, tale legge di probabilità non considera l'esistenza di un altro fenomeno, che caratterizza il deflusso veicolare, rappresentato dal mutuo condizionamento tra i veicoli, cioè dalla presenza dei plotoni che hanno una probabilità crescente di verificarsi all'aumentare del flusso veicolare. Ciò comporta ad esempio che i modelli di capacità, che si ricavano adottando come f.d.p. degli headway la esponenziale negativa, hanno la caratteristica di annullarsi per un valore del flusso di contrasto molto alto, superiore alla capacità stessa della corrente principale che, se disposta su una sola corsia, può valutarsi in circa  $1800 \div 2000$  veic/h. Ciò è evidentemente fisicamente impossibile ed è dovuto al fatto che la distribuzione degli headway supposta fornisce, anche per valori molto alti del flusso di contrasto, una probabilità diversa da zero di poter avere un gap sulla corrente principale maggiore dell'intervallo critico. Di contro i modelli di capacità ottenuti ipotizzando una distribuzione degli headway secondo una f.d.p. esponenziale negativa traslata hanno la caratteristica di annullarsi per valori del flusso di contrasto molto bassi, non compatibili con quanto osservato su intersezioni in esercizio.

Allo scopo di considerare più compiutamente le caratteristiche proprie del deflusso veicolare, sono state proposte in letteratura una serie

di f.d.p. capaci di distinguere il comportamento attuato dagli utenti dei veicoli liberi e da quello degli utenti dei veicoli condizionati, riguardo al distanziamento temporale  $\tau$  mantenuto rispetto ai veicoli che li precedono. Queste distribuzioni di probabilità vengono dette *dicotomiche* o composte e assumono la seguente espressione generale,

$$f(\tau) = \varphi \cdot g(\tau) + (1 - \varphi) \cdot h(\tau)$$

in cui si è indicato con  $\varphi$  l'aliquota dei veicoli liberi, su tutto il flusso veicolare, e con  $g(\tau)$  e  $h(\tau)$  le f.d.p. degli headway, relative rispettivamente ai veicoli liberi e a quelli condizionati [2].

Distribuzioni di questo tipo sono state proposte da diversi Autori in letteratura [11] [12] [13], tuttavia, nell'ambito delle applicazioni della teoria del gap acceptance, la più diffusa fra tutte è rappresentata dalla f.d.p. *esponenziale negativa traslata dicotomica* (*dichotomic shifted negative exponential distribution* in inglese). Tale legge di probabilità rappresenta un'evoluzione ulteriore della f.d.p. M2 ed è stata proposta per la prima volta da Cowan [14], pertanto è nota anche come f.d.p. *M3 di Cowan* (o anche semplicemente M3). La f.d.p. M3 di Cowan non considera la distribuzione degli headway tra i veicoli in plotone, poiché questi non vengono mai accettati dagli utenti della corrente secondaria, ma considera semplicemente la distribuzione degli headway di ampiezza maggiore. Ciononostante la M3 di Cowan va intesa comunque come una f.d.p. dicotomica, poiché considera la sola componente del flusso veicolare costituita dai veicoli liberi, attraverso il parametro  $\varphi$  della distribuzione, che assume la seguente espressione.

$$f(\tau) = \begin{cases} 0 & \text{per } 0 < \tau < \Delta \\ 1 - \phi & \text{per } \tau = \Delta \\ \phi \cdot \lambda \cdot \exp[-\lambda \cdot (\tau - \Delta)] & \text{per } \tau > \Delta \end{cases}$$

$$\text{con } \lambda = \frac{\phi \cdot q}{1 - \Delta \cdot q} = \frac{\phi \cdot Q}{3600 - \Delta \cdot Q}$$

In tale espressione  $\lambda$  rappresenta il parametro di decadimento della distribuzione, mentre  $\phi$  è proprio pari all'aliquota dei veicoli liberi. La quantità  $1 - \phi$  rappresenta invece l'aliquota dei veicoli condizionati all'interno del flusso veicolare, cioè dei veicoli che marciano in plotone ad un distanziamento temporale dal veicolo che li precede pari al minimum headway.

L'espressione adottata per valutare il parametro  $\phi$  assume un'importanza fondamentale nell'uso della f.d.p. M3 di Cowan, poiché rappresenta il modo in cui si ritiene che il fenomeno del plotonamento possa influenzare le caratteristiche e la qualità del deflusso veicolare. Per questo motivo il parametro  $\phi$  è noto come *parametro di plotonamento* (*bunching parameter* in inglese), nonostante rappresenti l'aliquota di veicoli liberi. Tanto la f.d.p. M3 di Cowan quanto i modelli di capacità, che da essa si possono ricavare, risultano completamente identificati se è nota la legge di variazione dell'aliquota di veicoli liberi  $\phi$  in funzione del flusso veicolare. In letteratura sono stati proposti diversi modelli per valutare il parametro  $\phi$  della f.d.p. di Cowan, la cui caratteristica comune è evidentemente che  $\phi$  risulti decrescente all'aumentare del flusso veicolare. I più noti tra questi modelli sono riportati nella seguente Tabella II.2.

Autore	$\varphi$
Tanner (1962) [15]	$\varphi = 1 - \Delta \cdot q_c$
Jacobs (1979) [16]	$\varphi = e^{-k \cdot q_c}$
AUSTROADS (1993) [17]	$\varphi = 0,75 \cdot (1 - \Delta \cdot q_c)$
Akçelik and Chung (1994) [18]	$\varphi = e^{-b \cdot \Delta \cdot q_c}$
Akçelik (2003) [5]	$\varphi = \frac{1 - \Delta \cdot q_c}{1 - (k_d \cdot \Delta \cdot q_c)}$
Vasconcelos et al.(2012) [19]	$\varphi = \begin{cases} \frac{1 - \Delta \cdot q_c}{1 - A} & \text{per } q_c > \frac{A}{\Delta} \\ 1 & \text{altrimenti} \end{cases}$

**Tabella II.2** Modelli proposti da diversi Autori per la valutazione del parametro di plotonamento

Assumendo nell’espressione generale dei modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance come legge di distribuzione degli headway la f.d.p.  $f(\tau)$  M3 di Cowan e una legge degli ingressi  $n(\tau)$  a gradini, si ottiene il seguente modello di capacità,

$$C = Q_c \cdot \varphi \cdot \frac{\exp\{-\lambda \cdot (q_c - \Delta)\}}{1 - \exp\{-\lambda \cdot T_f\}}$$

in cui  $\lambda$  e  $\varphi$  rappresentano evidentemente i parametri della f.d.p. di Cowan. Introducendo in tale modello di capacità l’espressione del parametro di plotonamento  $\varphi = 1 - \Delta \cdot q$ , riportata in Tabella II.2, si ricava il noto modello di capacità di Tanner [15] (biblio.) come caso particolare. Tale Autore infatti nel 1962, senza considerare esplicitamente per gli headway la f.d.p. M3 di Cowan, aveva proposto il seguente modello di capacità.

$$C = Q_c \cdot \left( \frac{3600 - \Delta \cdot Q_c}{3600} \right) \cdot \frac{\exp \left[ -\lambda \cdot (C_c - \Delta) \right]}{1 - \exp \left[ -\lambda \cdot T_f \right]}$$

$$\text{con } \lambda = \frac{Q_c}{3600}$$

Se invece la f.d.p.  $f(\tau)$  M3 di Cowan viene adottata nell'espressione generale dei modelli di capacità secondo la teoria del gap acceptance unitamente ad una legge degli ingressi  $n(\tau)$  lineare si ricava il noto modello di capacità di Jacobs, che assume le seguenti espressioni analoghe tra loro.

$$C = Q_c \cdot \varphi \cdot \frac{\exp \left[ -\lambda \cdot (C_0 - \Delta) \right]}{\lambda \cdot T_f}$$

$$C = \frac{3600 - \Delta \cdot Q_c}{T_f} \cdot \exp \left[ -\lambda \cdot (C_0 - \Delta) \right]$$

In tali espressioni del modello  $\lambda$  e  $\varphi$  sono evidentemente i parametri della f.d.p. di Cowan. Il parametro  $\varphi$  può essere valutato o con la stessa relazione proposta da Jacobs e riportata in Tabella II.2, di cui altri Autori [20] [21] successivamente hanno fornito una stima del parametro  $k$  attraverso indagini sperimentali, o anche con una qualsiasi delle relazioni disponibili in letteratura.

La f.d.p. M3 di Cowan rappresenta un'ulteriore generalizzazione delle f.d.p. M1 e M2, che possono essere ottenute come casi particolari. La M1 può essere ricavata dalla M3 adottando per il minimum headway il valore  $\Delta = 0$  e per il parametro di plotonamento il valore  $\varphi = 1$ . La M2 si ottiene dalla M3 adottando invece i valori  $\Delta \neq 0$  e  $\varphi = 1$ . L'avere

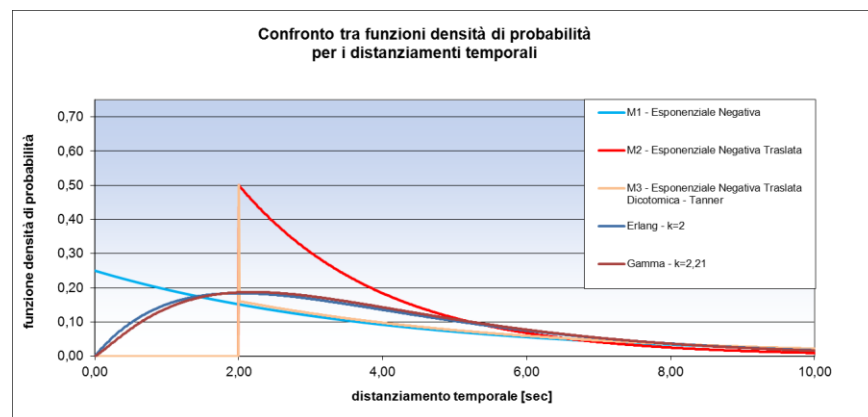
ottenuto le distribuzioni M1 e M2 come casi particolari della M3 per un valore del parametro di plotonamento  $\phi = 1$ , conferma che entrambe le distribuzioni considerano il flusso veicolare composto solo da veicoli liberi, qualunque sia la sua entità, e che pertanto non tengono conto del fenomeno del plotonamento. Analogo ragionamento vale evidentemente per i relativi modelli di capacità, che possono essere ricavati come casi particolari dei modelli ricavati dalla f.d.p. M3 di Cowan, assumendo le stesse posizioni per i valori del minimum headway  $\Delta$  del parametro di plotonamento  $\phi$ .

Le espressioni dei modelli di capacità ottenuti ipotizzando come legge di distribuzione degli headway una f.d.p. M3 di Cowan, sia che si adotti una legge degli ingressi a gradini sia che si adoperi quella lineare, dipendono dal parametro di plotonamento  $\phi$ . Per cui la relazione adoperata per la valutazione del parametro di plotonamento  $\phi$  influenza sensibilmente i valori di capacità ottenibili dai modelli al variare del flusso di contrasto. A tal proposito va precisato che in letteratura sono state proposte diverse relazioni di questo tipo ottenute su basi sperimentali da dati osservati su specifici schemi di intersezioni o su tronchi stradali di specifiche caratteristiche. Nella scelta di una determinata relazione per la valutazione del parametro  $\phi$  bisogna dunque considerare attentamente l'ambito di validità della stessa legge. In assenza di un modello per il parametro  $\phi$  specifico per il tipo di intersezione in esame, l'espressione di Tanner appare essere comunque la preferibile, essendo una semplice relazione lineare tra il valore  $\phi = 1$  (solo veicoli liberi) per flusso veicolare nullo ed il valore  $\phi = 0$  (solo veicoli in plotone) per flusso veicolare pari all'inverso del minimum headway. In alternativa è possibile evidentemente calibrarne una in



particolare per il caso in esame, cosa che però risulta tutt'altro che agevole per l'onerosità dell'acquisizione dei dati necessari.

Nella seguente Figura II.12 vengono riportati per confronto gli andamenti delle f.d.p. degli headway presentate in questo capitolo della tesi, calcolate per valori del flusso veicolare pari a  $Q_c = 900$  veic/h e del minimum headway pari a  $\Delta = 2$  sec. Il parametro k delle distribuzioni di Erlang e Gamma è stato valutato considerando la relazione sperimentale di Figura II. ricavando rispettivamente i valori  $k = 2$  e  $k = 2,21$ .



**Figura II.12** Confronto tra funzioni densità di probabilità ottenute per  $Q = 900$  veic/h e  $\Delta = 2$  sec

I modelli di capacità riportati e le relative f.d.p., da cui vengono ricavati, sono stati proposti dai diversi Autori in tempi non proprio recenti. Tuttavia sia i modelli di capacità riportati che le relative f.d.p. degli headway possono essere considerati a tutt'oggi molto attuali, perché vengono ancora suggeriti in diverse procedure di analisi funzionale delle intersezioni. Per schemi di conflitto tra due sole correnti veicolari (una secondaria ed una principale) lo sforzo della ricerca

attualmente è diretto più nella specializzazione per singoli casi specifici di intersezione dei modelli di capacità riportati, che nello sviluppo di nuovi modelli. La specializzazione dei modelli viene condotta con l'obiettivo di ottenere un'aderenza sempre maggiore ai dati ottenuti da specifiche indagini sperimentali, o introducendo nei modelli parametri di calibrazione che tengano conto di specifiche caratteristiche geometriche, o ricavando specifici valori dei parametri comportamentali, o anche formulando nuove relazioni per la valutazione del parametro di plotonamento  $\phi$ .

Nonostante i modelli di capacità riportati possano essere considerati tutti abbastanza attuali, appare opportuno sottolinearne le peculiarità, in modo da poter formulare un giudizio di merito sulla loro capacità di riprodurre il fenomeno reale.

I modelli di Harders e di Siegloch, essendo stati ricavati da una f.d.p. esponenziale negativa come legge di distribuzione dei distanziamenti temporali, non tengono conto né del fenomeno del plotonamento né dell'esistenza del minimum headway. Ciò comporta che la capacità stimata da tali modelli, a parità di flusso di contrasto  $Q_c$ , assume valori sistematicamente maggiori rispetto ai valori ottenibili dai modelli di capacità che considerano tali caratteristiche del deflusso veicolare. Ciononostante il modello di Harders viene ancora oggi suggerito dall'edizione più aggiornata dell'HCM, rappresentata dall'HCM 2010 [22], per la valutazione della capacità di diversi schemi di intersezione. Il modello di Siegloch invece è stato recentemente riportato nella guida sulla verifica delle condizioni operative delle rotonde edita dal NCHRP [23] ed è stato anche adoperato da Brilon [24]

come modello di regressione di valori di capacità sperimentale, ottenuti su rotatorie compatte in esercizio.

I modelli di capacità ottenuti considerando una f.d.p. esponenziale negativa traslata non vengono adottati nei recenti lavori di ricerca, tuttavia sono stati riportati in questo paragrafo della tesi per completezza.

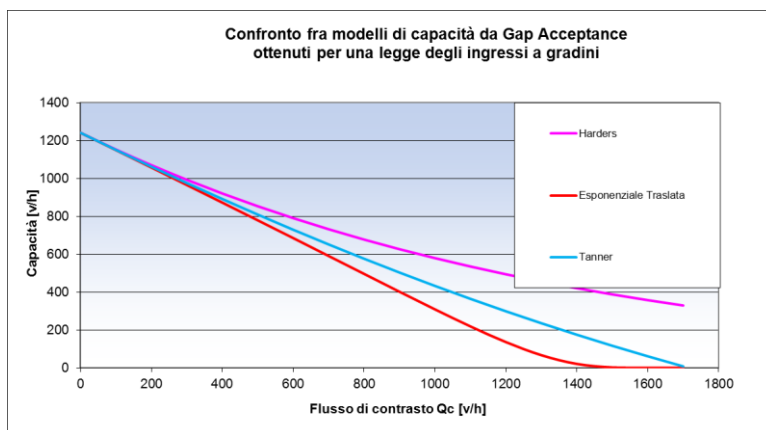
Il modello di capacità di Tanner ed il più generale modello di capacità, ottenuto ipotizzando una legge degli ingressi a gradini e una f.d.p. M3 di Cowan con parametro  $\phi$  qualsiasi, sono largamente adoperati anche nei lavori più recenti reperibili in letteratura [5] [19] [25] [26]. Il modello di Tanner rappresenta inoltre il modello di capacità che è stato adoperato nella parte sperimentale della tesi, per la valutazione della capacità degli schemi di conflitto con una sola corrente di contrasto.

Il modello di Jacobs può essere considerato ancora molto attuale, poiché il più noto modello di Brilon [24] per le rotatorie ne rappresenta una semplice evoluzione, differendo dal primo soltanto per l'introduzione di alcuni parametri di calibrazione, che tengono conto del numero di corsie sui rami in ingresso e sulla carreggiata anulare. In particolare il modello di Brilon viene suggerito dalle Norme tedesche HBS [27] per la valutazione della capacità delle rotatorie.

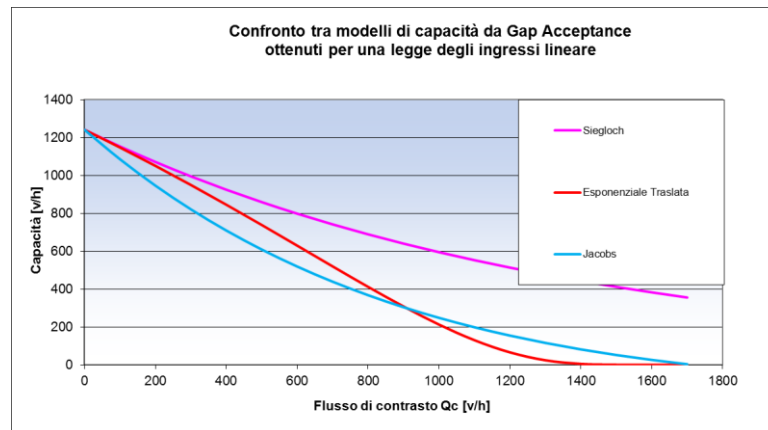
Dal punto di vista dell'attendibilità i modelli ottenibili dalla f.d.p. M3 di Cowan appaiono essere i più significativi, poiché sono in grado di rappresentare le effettive caratteristiche del deflusso veicolare. Dovendo adottare un modello di capacità per un caso specifico di intersezione, tanto il modello di Jacobs quanto l'analogo modello, relativo ad una legge degli ingressi a gradini, sembrano essere preferibili rispetto agli altri modelli di capacità riportati. Tali modelli vanno specializzati

soltanto riguardo ai valori dei parametri comportamentali e all'espressione del parametro di plotonamento  $\phi$  da adottare.

In Figura II.13 e in Figura II.14 vengono riportati per confronto i modelli di capacità riportati in questo paragrafo della tesi rispettivamente per il caso di legge degli ingressi a gradini e per quello di legge degli ingressi lineare. Per rendere confrontabili i modelli fra loro, sono stati adoperati come valori dei parametri comportamentali quelli suggeriti da Brilon in [24]. Nei modelli che considerano f.d.p. degli headway M3 di Cowan per il parametro di plotonamento  $\phi$  si è adottata l'espressione di Tanner  $\phi = 1 - \Delta \cdot q_c$ .



**Figura II.13** Confronto tra modelli di capacità da gap acceptance ottenuti con legge degli ingressi a gradini



**Figura II.14** Confronto tra modelli di capacità da gap acceptance ottenuti con legge degli ingressi lineare

## II.5 ESEMPI DI MODELLI DI CAPACITÀ PER FLUSSO DI CONTRASTO SU DUE O PIÙ CORSIE

I modelli di capacità riportati al paragrafo precedente sono relativi a schemi di conflitto alle intersezioni caratterizzati da una corrente secondaria che deve dare precedenza ad una sola corrente principale. Generalmente in letteratura con la parola *corrente* (*stream* in inglese) si intende un flusso veicolare disposto su una sola fila o corsia. In alcuni casi però il flusso principale può essere disposto su più correnti parallele ed indipendenti, aventi ognuna priorità sulla corrente secondaria.

In casi del genere i modelli di capacità presentati al paragrafo precedente non sono applicabili, poiché la capacità della corrente secondaria dipende dalla distribuzione dei distanziamenti temporali tra i veicoli sulle diverse correnti antagoniste, dai relativi valori di flusso

veicolare e dai parametri comportamentali, che caratterizzano l'utenza, nell'entrare in conflitto con le diverse correnti principali. In generale infatti, come viene argomentato in [28], l'intervallo critico è maggiore nel conflitto con la corrente principale più vicina e diventa progressivamente minore nei conflitti con le correnti successive. Ciò è dovuto al fatto che all'inizio della manovra l'utente della corrente secondaria parte da fermo, mentre nelle fasi successive della manovra ha una velocità sempre crescente, per cui è presumibile che abbia bisogno di un tempo maggiore per attraversare la prima corrente e di tempi via via minori nei conflitti con le correnti veicolari successive.

Nonostante queste ovvie considerazioni di natura cinematica, in letteratura sono comunque disponibili modelli di capacità che considerano un unico valore dell'intervallo critico o valori differenziati per singola corrente veicolare di contrasto.

Se si considerano i distanziamenti temporali tra i veicoli nelle singole correnti veicolari di contrasto distribuiti secondo una f.d.p. esponenziale negativa ed un unico valore dell'intervallo critico, la capacità della corrente secondaria è data dalla seguente espressione.

$$C = Q_c \cdot \frac{\exp\left(-\frac{Q_c}{3600} \cdot T_c\right)}{1 - \exp\left(-\frac{Q_c}{3600} \cdot T_f\right)}$$

Tale modello rappresenta il modello di Harders, già introdotto al paragrafo precedente, in cui stavolta con  $Q_c$  si è indicato il flusso veicolare complessivo, dato dalla somma delle singole correnti.

Nel 1986 Golias [29] ha fornito l'espressione della capacità nel caso di conflitto con due correnti principali, headway distribuiti secondo una f.d.p. esponenziale negativa e valori dell'intervallo critico distinti. Indicando con  $Q_c$  il flusso veicolare complessivo, con  $Q_{c1}$  e  $Q_{c2}$  i flussi delle due correnti antagoniste e con  $T_{c1}$  e  $T_{c2}$  i relativi valori dell'intervallo critico, tale modello di capacità assume la seguente espressione.

$$C = Q_c \cdot \frac{\exp\left(-\frac{Q_{c1}}{3600} \cdot T_{c1} - \frac{Q_{c2}}{3600} \cdot T_{c2}\right)}{1 - \exp\left(-\frac{Q_c}{3600} \cdot T_f\right)}$$

Questi modelli di capacità, essendo derivati da una distribuzione esponenziale negativa degli headway sulle correnti antagoniste, sono caratterizzati da tutte le criticità già discusse al precedente paragrafo.

Nel 1967 Tanner [30] ha proposto una generalizzazione del suo modello di capacità al caso di flussi veicolari principali disposti su più correnti, che considera però un unico valore dell'intervallo critico. Diversamente da quanto avvenuto per il modello di capacità relativo al caso di flusso principale disposto su una sola corrente [15], Tanner ha derivato tale espressione della capacità considerando una f.d.p. dicotomica degli headway sulle correnti principali. Le assunzioni fatte da Tanner consistono nel considerare per ogni singola corrente principale, che tutti i veicoli in plotone abbiano un distanziamento temporale dai veicoli che li precedono pari al minimum headway  $\Delta$  e che i distanzamenti dei veicoli liberi siano pari a  $\Delta$  più una quota variabile, distribuita secondo una f.d.p. esponenziale negativa. Tali assunzioni corrispondono a considerare una f.d.p. M3 di Cowan degli headway sulle

singole correnti. Il modello di Tanner per flussi veicolari principali disposti su più correnti è dato dalla seguente espressione, in cui l'indice  $i$  identifica la  $i$ -esima corrente veicolare.

$$C = 3600 \cdot \sum_i \lambda_i \cdot \prod_i (1 - \Delta \cdot q_{ci}) \cdot \frac{\exp\left[-\sum_i \lambda_i \cdot (T_c - \Delta)\right]}{1 - \exp\left(-\sum_i \lambda_i \cdot T_f\right)}$$

$$\text{con } \lambda_i = \frac{\varphi_i \cdot q_{ci}}{1 - \Delta \cdot q_{ci}}$$

Tale espressione rappresenta un'ulteriore generalizzazione del modello di Tanner non solo riguardo al numero di correnti antagoniste, ma anche perché considera un'espressione generica del parametro di plotonamento  $\varphi$ , a differenza del modello precedente [15], che considerava l'espressione  $\varphi = 1 - \Delta \cdot q$ .

Nel 1989 Fisk [31] ha esteso il modello di Tanner, assumendo per le singole correnti antagoniste differenti valori dell'intervallo critico ma parametri di plotonamento dati dall'espressione  $\varphi_i = 1 - \Delta \cdot q_{ci}$ , che corrisponde a considerare anche  $\lambda_i = q_{ci}$ . Il modello di Fisk è dunque dato dalla seguente relazione.

$$C = 3600 \cdot q_c \cdot \frac{\left[ \prod_i (1 - \Delta \cdot q_{ci}) \cdot \exp(-q_{ci} \cdot T_{ci}) \right] \cdot \exp(-q_c \cdot \Delta)}{1 - \exp(-q_c \cdot T_f)}$$

$$\text{con } q_c = \sum_i q_{ci}$$



Nel 1998 Haging ha formulato un modello di capacità per schemi di conflitto con più correnti principali, in cui si assume che gli headway sulle singole correnti siano distribuiti secondo una f.d.p. M3 di Cowan e che l'utenza sia caratterizzata da valori dell'intervallo critico e del tempo di sequenza distinti per singola corrente antagonista. Tale modello assume la seguente espressione,

$$C = 3600 \cdot \Lambda \cdot \prod_i \frac{\alpha_i \cdot q_{ci}}{\lambda_i} \cdot \frac{\exp\left[-\sum_i \lambda_i \cdot T_{ci}\right]}{\exp\left[-\Lambda \cdot \Delta\right] \cdot \left[1 - \exp\left(-\sum_i \lambda_i \cdot T_{fi}\right)\right]}$$

$$\text{con } \Lambda = \sum_i \lambda_i = \sum_i \frac{\varphi_i \cdot q_{ci}}{1 - \Delta \cdot q_{ci}}$$

che può essere riscritta più semplicemente nella forma seguente.

$$C = 3600 \cdot \Lambda \cdot \prod_i \left[ \frac{\exp\left[-\sum_i \lambda_i \cdot (c_{ci} - \Delta)\right]}{1 - \exp\left(-\sum_i \lambda_i \cdot T_{fi}\right)} \right]$$

Il modello di Haging rappresenta la generalizzazione di tutti i modelli di capacità riportati in precedenza per schemi di conflitto con più correnti principali. Infatti i modelli che considerano gli headway tra i veicoli delle correnti principali distribuiti secondo una f.d.p. esponenziale negativa, possono essere ottenuti banalmente imponendo per i parametri di plonamento delle singole correnti i valori  $\varphi_i = 1$  e per il minimum headway il valore  $\Delta = 0$ , riducendo il modello di Haging alla seguente espressione.

$$C = 3600 \cdot \Lambda \cdot \frac{\exp\left(-\sum_i \lambda_i \cdot T_{ci}\right)}{1 - \exp\left(-\sum_i \lambda_i \cdot T_{fi}\right)}$$

$$\text{con } \Lambda = \sum_i \lambda_i = \sum_i q_{ci}$$

Da questa espressione si ottiene il modello di Harders, considerando valori costanti dell'intervallo critico e del tempo di sequenza per le diverse correnti principali. La stessa espressione può essere ricondotta al modello di Golias, se si considerano due correnti principali, ognuna caratterizzata da uno specifico valore dell'intervallo critico, ed un unico valore del tempo di sequenza.

Il modello di Tanner rappresenta un caso particolare del modello di Hagring, in cui si considerano valori costanti dell'intervallo critico e del tempo di sequenza per le diverse correnti principali. Il modello di Fisk invece può essere ricavato come caso particolare del modello di Hagring, considerando un unico valore del tempo di sequenza e l'espressione di Tanner  $\varphi_i = 1 - \Delta \cdot q_{ci}$  per i parametri di plotonamento delle diverse correnti antagoniste.

Il modello di Hagring rappresenta dunque il modello di capacità più affidabile per le intersezioni caratterizzate da schemi di conflitto con flussi veicolari principali disposti su più correnti. Tale modello infatti, assumendo una distribuzione M3 di Cowan degli headway sulle singole correnti, è in grado di rappresentare più fedelmente le reali condizioni operative, se correttamente caratterizzato dai parametri di plotonamento  $\varphi_i$  e dai parametri comportamentali. Riguardo a quest'ultimo aspetto

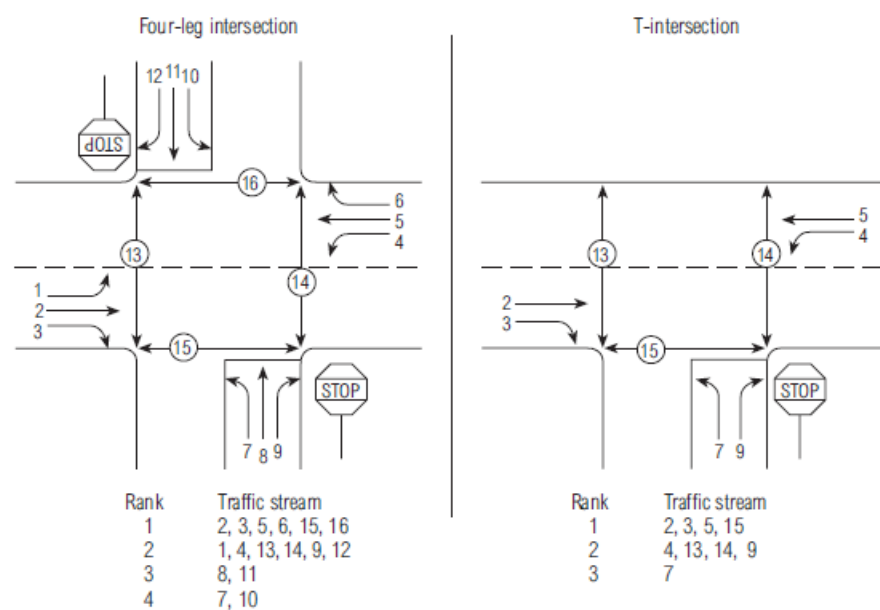
bisogna tuttavia sottolineare che la possibilità, data dal modello di Hagring, di considerare valori del tempo di sequenza, differenziati per corrente antagonista, appare essere più una speculazione matematica che una reale necessità. Infatti, avendo assunto valori degli intervalli critici, diversi per corrente antagonista ma unici per tutta la popolazione, si deve ammettere che l'accelerazione attuata dagli utenti della corrente secondaria sia la stessa per tutta la popolazione. Ciò comporta tempi di sgombero dell'area di intersezione identici tra gli utenti della corrente secondaria e dunque che il distanziamento temporale tra i veicoli che effettuano la manovra adoperando gli stessi gap nelle correnti principali, si mantenga invariato durante le relative manovre. Si può concludere dunque che se ha senso considerare valori differenti per corrente antagonista dell'intervallo critico, non sembra appropriato considerare valori del tempo di sequenza distinti.

I modelli di capacità per schemi di conflitto in cui il flusso principale è disposto su più correnti possono essere utilizzati indipendentemente dal senso di marcia relativo tra le correnti. Il caso descritto in Figura II.12 è caratterizzato dalla presenza di correnti principali che non hanno tutte lo stesso lo stesso senso di marcia. Vi sono casi invece in cui il flusso principale è disposto su più correnti, aventi tutte lo stesso senso di marcia, e la corrente secondaria è costretta da specifiche regole di funzionamento dell'intersezione, ad attraversare alcune correnti principali, per poi immettersi su una di esse in particolare. Ciò avviene ad esempio nei casi in cui si ha una separazione fisica delle correnti antagoniste, causata dalla presenza di cordoli o spartitraffico. Un caso particolare è rappresentato da alcune manovre di ingresso sulle turbo rotatorie, che verranno descritte nel terzo capitolo della tesi.

La presenza di tali manovre sulle turbo rotatorie ha comportato la scelta del modello di Haging, come modello di capacità da adottare nella parte sperimentale della tesi. Il modello è stato specializzato introducendo l'espressione di Tanner per la valutazione del parametro  $\phi$  della f.d.p. M3 di Cowan, differenti valori dell'intervallo critico e un unico valore del tempo sequenza per le singole correnti antagoniste. Con le scelte adottate di fatto il modello di Haging si riduce al modello Fisk, che come si è visto ne rappresenta un caso particolare. Tuttavia, poiché il modello di Haging rappresenta il caso più generale, ricavato a differenza del modello di Fisk da specifiche ipotesi sulla distribuzione degli headway nelle correnti principali (M3 di Cowan), nel prosieguo della tesi i modelli di capacità adottati verranno chiamati col nome di tale Autore.

Infine va sottolineato che i modelli di capacità presentati in questo paragrafo della tesi considerano le correnti veicolari principali tutte indipendenti le une dalle altre. Ciò implica che tali modelli non sono direttamente applicabili in tutti i casi in cui le correnti principali sono più di una, ma solo nei casi in cui le correnti sulla strada principale hanno tutte *rango 1* e la corrente secondaria ha invece *rango 2*. Il *rango* di una corrente (*rank* in inglese) indica infatti il livello di priorità della corrente stessa, cioè il numero incrementato di un'unità dei gruppi di correnti veicolari presenti all'intersezione, a cui la corrente in questione deve dare priorità prima di compiere la manovra. All'intersezione possono essere presenti, infatti, più correnti veicolari aventi stesso rango, caratterizzate dall'essere indipendenti fra loro, e correnti veicolari, che devono dare priorità a più gruppi di correnti aventi rango superiore. È il caso ad esempio delle intersezioni lineari di due strade a più corsie, regolate da stop o dalla regola della precedenza a destra, note in letteratura [32] come *Two Way Stop Controlled* (TWSC) ed *All Way Stop Controlled* (AWSC).

Nella seguente Figura II.13 si riporta a titolo di esempio un'immagine, tratta dall'HCM 2000 [32], che riproduce gli schemi delle intersezioni TWSC a quattro bracci e a T. Nella stessa Figura II.16 vengono forniti anche i ranghi delle singole correnti veicolari, ognuna delle quali è identificata da un numero.



**Figura II.16** Schemi di intersezioni TWSC con indicazioni delle correnti veicolari e dei loro ranghi [32]

Per queste tipologie di intersezione vale il criterio della gerarchia (*hierarchy* o *ranking* in inglese) fra le correnti, che comporta, per il calcolo della capacità delle correnti con rango maggiore di 2, la determinazione del cosiddetto *fattore di impedenza*. Esso rappresenta la probabilità che non vi siano all'intersezione veicoli in attesa di compiere la propria manovra appartenenti alle correnti di rango superiore. La

capacità delle correnti con rango maggiore di 2 viene quindi calcolata attraverso il prodotto tra il *fattore di impedenza* e un valore di capacità fittizia, calcolato considerando tutte le correnti veicolari di rango superiore indipendenti fra loro. Nella parte sperimentale della tesi non è stato necessario applicare tali concetti per cui si rimanda a testi specialistici per la loro trattazione [2] [7] [8] [22] [32].



## **BIBLIOGRAFIA**

- 1 Mauro, R. (2007). Il calcolo delle rotatorie. Hevelius Edizioni
- 2 Esposito, T., Mauro, R. (2003). La progettazione funzionale delle strade vol. 2.. Hevelius Edizioni
- 3 Drew D. R., Lawotte L. R., Wattleworth J. A., Buhr J. M. (1967) Gap Acceptance in the Freeway Merging Process. Highway Research Record, n. 208,
- 4 Ferrari, P., Giannini, F. (1996). Geometria e progetto di strade. ISEDI
- 5 Akçelik, R. 2006. Speed-Flow and Bunching Models for Uninterrupted Flow, in Proc. of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service. Transportation Research Board, Yokohama, Japan. ISBN 4905990610C3051.
- 6 Haight, F. A., Whisler, B. F., Mosher, W. W., Jr. (1961) New statistical method for describing highway distribution of cars. Proceedings Highway Research Board, 40:557–563
- 7 Gerlough, D.L.; Hiber, M.J. (1975). Traffic flow theory, a monograph. TRB special report n. 165. Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- 8 Drew, D.R. (1968). Traffic flow theory & control. McGraw & Hill Series in Transportation



- 9 Harders, J. (1968). Die Leistungsfähigkeit nicht signal geregelter städtischer Verkehrsknoten (The capacity of unsignalized urban intersections). Schriftenreihe Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 76
- 10 Siegloch, W. (1973). Die Leistungsermittlung an Knotenpunkten ohne Lichtsignalsteuerung (Capacity calculations for unsignalized intersection). Schriftenreihe Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 154
- 11 Schuhl, A. (1955). The Probability Theory Applied to the Distribution of Vehicles on Two-Lane Highways. Poisson and Traffic. The Eno Foundation for Highway Traffic Control. Sangatuck, CT
- 12 Buckley, D. J. (1968). A Semi-Poisson Model of Traffic Flow. Transportation Science, Vol. 2(2), pp. 107-132.
- 13 Dawson, R. F. (1969). The Hyperlang Probability Distribution - A Generalized Traffic Headway Model. Proceedings of the Fourth ISTTT in Karlsruhe, Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, No 89 1969, pp 30-36
- 14 Cowan, R. J. (1975). Useful Headway Models. Transportation Research, 9(6), pp. 371-375.
- 15 Tanner, J.C. (1962). A theoretical analysis of delay At An Uncontrolled Intersections. Biometrika, 49, 163-170.

- 16 Jacobs, F. (1979). Capacity calculations for unsignalized intersections (Technical report in German). Institute für Straßenbau und Verkehrswesen, University Stuttgart.
- 17 AUSTRROADS (1993). Roundabouts. Guide to traffic engineering practice (part. 6). Austroads, Sydney, Australia.
- 18 Akcelik, R., & Chung, E. (1994). Calibration of the bunched exponential distribution of arrival headways. *Road and Transport Research*, 3(1), 42-59.
- 19 Vasconcelos, L., Silva, A.B., Seco, A. and Silva, J., 2012, "Estimating the parameters of Cowan's M3 headway distribution for roundabout capacity analyses", *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering* 7(4), pp. 261-268
- 20 Brilon, W. (1988). *Intersections Without Traffic Signals*. Springer Publications, Berlin
- 21 Sullivan, D. and R. J. Troutbeck (1993). Relationship Between the Proportion of Free Vehicles and Flow Rate on Arterial Roads. Physical Infrastructure Centre Report, 92- 21, Queensland University of Technology, Brisbane
- 22 TRB. Highway Capacity Manual (2010). Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- 23 Rodegerdts, L., Blogg, M., Wemple, E., Myers, E., Kyte, M., Dixon, M., List, G., Flannery, A., Troutbeck, R., Brilon, W., Wu, N., Bhagwant, P., Lyon, C., Harkey, D., and D., Carter., 2010, *Roundabouts: An Informational Guide* (2nd ed.). NCHRP Report 672, Washington DC, USA: Transportation Research Board of the National Academies.

- 24 Brilon, W., Wu, N., Bondzio, L. (1997) Unsignalized intersections in Germany – A state of the art 1997”, Proceedings of the Third International Symposium on Intersections Without Traffic Signals, pp. 61-70, Portland, Oregon, USA
- 25 Giuffrè O, Granà A., and Marino S. (2012), “Turbo-roundabouts vs Roundabouts Performance Level”, *Procedia - Social and Behavioral Sciences* 53 pp. 590-600
- 26 Giuffrè O., Granà A., Marino R., Marino S. (2013). Recent Evolutions of Roundabouts: Methodological Issues and Practical Concerns. *European Journal Scientific Research*, 2(2): 175-187
- 27 FGSV (2001) Handbook for assessing road traffic facilities. Koln: Forschungsgesellschaft fur das Strassen und Verkehrswesen HBS
- 28 McDowell, M., Wennell, J., Storr, P. A. and Darzentas, J. (1983) Gap acceptance and tra • c con • ict simulation as a mea- sure of risk. TRRL SR 776.
- 29 Golias, J. (1986) Towards a realistic analytical evaluation of minor-stream capacity at priority road junctions. *Traffic Engineering Control* 27, 2±5.
- 30 Tanner, J. C. (1967) The capacity of an uncontrolled intersection. *Biometrika* 54, 657±658.
- 31 Fisk, C. S. (1991) Traffic performance analysis at roundabouts. *Transportation Research Board* 25, 89±102

- 32 TRB. Highway Capacity Manual (2000). Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.



### **III. CONFRONTO TRA LE PRESTAZIONI OPERATIVE DI DIVERSI SCHEMI DI INTERSEZIONE A ROTATORIA**

Fra i diversi schemi di intersezioni a raso non semaforizzate un caso particolarmente interessante è costituito dalle rotatorie, vista la vasta diffusione che si è avuta negli ultimi decenni per questo tipo di incrocio. L'uso sempre più frequente delle rotatorie si è avuto dopo gli anni ottanta, quando vennero introdotte nuove regole di circolazione su questi schemi di intersezione, che hanno permesso di ottenere rispetto alle intersezioni lineari indubbi vantaggi dal punto di vista funzionale e della sicurezza. Dagli anni ottanta in poi dunque gran parte della ricerca di settore si è concentrata sullo studio delle rotatorie, pervenendo a diverse formulazioni sia teoriche che sperimentali per la valutazione degli indici prestazionali che le caratterizzano.

Il caso più classico per le rotatorie è costituito dalla configurazione “*single lane*”, caratterizzata da una sola corsia sia sui bracci che sulla

carreggiata anulare. Tuttavia quando i volumi di traffico sono molto elevati è necessario aumentare il numero delle corsie anulari, modificando la rotatoria da “*single lane*” a “*double lane*”, per aumentare la capacità dei rami in ingresso. Di contro le due corsie concentriche introducono diversi problemi in termini di sicurezza a causa dell'aumento delle velocità di percorrenza e della possibilità di cambio di corsia all'interno dell'anello con il conseguente aumento dei punti di conflitto potenziale.

Al fine di integrare i vantaggi delle rotatorie *single lane* e *double lane*, in modo da migliorare l'efficienza ma non a scapito della sicurezza, nel 1996 in Olanda è stata introdotta una nuova tipologia di rotatoria chiamata *turbo rotatoria*. Le turbo rotatorie sono caratterizzate dalla separazione fisica, ottenuta per mezzo di cordoli, sia delle corsie dei rami che di quelle anulari. Ciò produce una modalità di fruizione delle zone di manovra differente rispetto a quanto avviene per le rotatorie tradizionali, per cui risultano inapplicabili, al caso delle turbo rotatorie, i modelli di analisi funzionale per rotatorie convenzionali senza apportare i dovuti adattamenti.

Un'ulteriore alternativa allo schema di rotatoria tradizionale, introdotta di recente, è costituito dalle “*flower roundabout*”, caratterizzate da una sola corsia sulla carreggiata anulare e dalla presenza di corsie di bypass su tutti i rami, dedicate alle svolte a destra. Tali rotatorie possono essere viste, dunque, come delle rotatorie *single lane* a cui vengono affiancate sia lungo i rami che lungo l'anello delle corsie dedicate alle svolte a destra, protette da cordoli e direttamente collegate all'uscita successiva. Anche in questo caso i modelli tradizionali di

analisi funzionale vanno adottati tenendo conto dei necessari adattamenti agli effettivi schemi di conflitto.

Gli schemi di rotatoria più recenti (turbo e flower) hanno catturato negli ultimi anni l'interesse da parte di diversi ricercatori, soprattutto nell'indagare i vantaggi ottenibili rispetto agli schemi di rotatoria tradizionali. Tuttavia ad oggi non si è arrivati a risultati ampiamente condivisi, per cui parte dell'attività di ricerca svolta è stata diretta alla messa a punto di una procedura di confronto tra gli schemi di rotatoria innovativi e quello di rotatoria tradizionale dal punto di vista delle prestazioni operative. Come termine di confronto degli schemi innovativi è stata scelta la configurazione tradizionale double lane, con due corsie in ingresso; ciò anche in considerazione del suo ingombro planimetrico, che nel caso di rotatorie in esercizio consente un'agevole trasformazione in schemi innovativi, la cui convenienza in termini prestazionali deve essere, tuttavia, adeguatamente valutata.

In questo capitolo dopo alcuni paragrafi sulla caratterizzazione degli schemi di intersezione studiati verranno trattati nel dettaglio gli adattamenti del modello di capacità di Hagring necessari per ognuno di essi e la procedura di confronto messa a punto.

### **III.1    CARATTERIZZAZIONE                    DELLE                    ROTATORIE TRADIZIONALI**

La rotatoria come particolare configurazione di intersezione a raso nasce nei primi del Novecento a Parigi, per poi diffondersi anche negli altri Paesi soprattutto in ambito urbano per la presenza di piazze con un



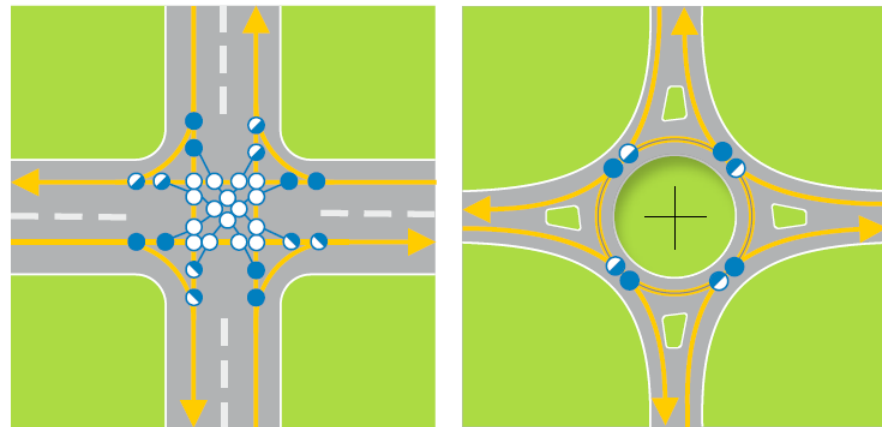
elemento centrale di arredo. Inizialmente le regole di circolazione adottate su questi schemi di intersezione prevedevano la circolazione a senso unico antiorario sulla carreggiata anulare e l'attribuzione della precedenza ai flussi veicolari provenienti dai rami. Secondo questo schema di funzionamento la rotatoria poteva essere vista come una successione fra rami adiacenti di zone di scambio che avrebbero avuto bisogno di sviluppi notevoli dell'anello per poter funzionare correttamente. Tali sviluppi si potevano ottenere solo adoperando grandi dimensioni dell'isola centrale e della rotatoria nel suo complesso, spesso non compatibili con lo spazio a disposizione. Le regole di circolazione imposte inducevano spesso fenomeni di autosaturazione delle rotatorie, che quindi erano caratterizzate da scadenti prestazioni operative. Ciò comportava lo scetticismo da parte di molti tecnici nell'adottare tale soluzione come sistemazione degli incroci.

Lo stesso non accadeva invece nei Paesi anglosassoni, in cui le regole di circolazione sulle rotatorie hanno da sempre previsto l'attribuzione della precedenza ai flussi veicolari anulari e la circolazione sulla carreggiata anulare a senso unico orario in conformità alla guida a destra. In questi Paesi si assisteva ad elevati livelli di capacità, nonostante le ridotte dimensioni generalmente adottate per questi schemi di intersezione. Inoltre le minori dimensioni dell'area di intersezione favorivano un complessivo miglioramento delle condizioni di sicurezza, dovuto ad una conseguente riduzione delle velocità attuate dagli utenti. Questi vantaggi spiegano la vasta diffusione delle intersezioni a rotatoria che storicamente si è sempre avuta in Gran Bretagna.

La constatazione di migliori prestazioni operative sulle rotatorie nei Paesi anglosassoni ha indotto agli inizi degli anni ottanta gli altri Paesi a

modificare il regime delle precedenzae per questo tipo di intersezione. Dagli anni ottanta in poi, dunque, grazie alle migliori prestazioni operative, dovute all'introduzione delle nuove regole di circolazione, si è assistito al proliferare di nuove realizzazioni o di conversioni di intersezioni esistenti in schemi a rotatoria in diversi Paesi europei come Francia, Germania, Paesi Bassi, Paesi Scandinavi e con un certo ritardo anche in Italia. Analogamente si è avuto da parte della ricerca di settore un crescente interesse sullo studio delle rotatorie, pervenendo a diverse formulazioni di natura sia teorica che sperimentale, per validarne i vantaggi ottenibili dal punto di vista funzionale.

Il regime delle precedenzae adoperato in questo caso fa sì che la rotatoria possa essere vista come una successione di incroci a T, in cui la carreggiata anulare assume il ruolo di strada principale e ogni singolo ramo di ingresso quello di strada secondaria. Per le rotatorie single lane in corrispondenza di ogni braccio si ha dunque soltanto un punto di conflitto di diversione alle uscite ed un punto di conflitto di immissione alle entrate. Il confronto con le analoghe intersezioni lineari permette di verificare la drastica riduzione in favore delle rotatorie del numero e della gravità dei punti di conflitto per l'intersezione nel suo complesso. Nella seguente Figura III.1 è riportato a titolo di esempio un confronto tra i punti di conflitto presenti su una intersezione lineare a quattro bracci in cui sono ammesse tutte le manovre, pari complessivamente a 32, e quelli che caratterizzerebbero lo stesso incrocio adottando una rotatoria single lane, pari soltanto a 8.



● Diversione 8 ● Immissione 8 ○ Intersezione 16 ● Diversione 4 ● Immissione 4 ○ Intersezione 0

**Figura III.1** Comparazione dei punti di conflitto tra un'intersezione lineare a quattro bracci ed una rotatoria single lane

Da un punto di vista funzionale il criterio di considerare la rotatoria come una successione di incroci a T lungo lo sviluppo circolare determina schemi di conflitto, in corrispondenza di ogni ingresso, in cui il flusso veicolare principale è quello sull'anello, mentre i veicoli provenienti dal ramo costituiscono il flusso secondario. Evidentemente la presenza di più corsie sui rami e sull'anello determinano la disposizione dei flussi veicolari su più correnti parallele.

In letteratura esistono diversi modelli di capacità per rotatorie tradizionali, calibrati sulla base di dati osservati su intersezioni in esercizio, che si rifanno ai metodi statistici o ai metodi probabilistici. Come si è visto al capitolo I della tesi, entrambi i metodi conducono a formulazioni di capacità che tengono conto dell'entità del flusso di contrasto, ma i primi considerano anche parametri di natura geometrica, mentre i secondi tengono conto del comportamento degli utenti e si rifanno alla teoria del gap acceptance. I modelli disponibili possono

fornire valori di capacità anche sensibilmente diversi a parità di altri parametri ed in particolare del flusso di contrasto. Tuttavia appare un risultato ormai acquisito la considerazione che ridotte dimensioni dell'area di intersezione producono una moderazione delle velocità e conseguentemente un miglioramento della sicurezza, mentre lasciano pressoché immutate le prestazioni operative. L'orientamento attuale sembra quindi quello di non superare valori di 40 ÷ 50 m per il raggio dell'isola centrale.

L'adozione di una rotatoria come schema di intersezione presenta spesso notevoli vantaggi che sono:

- l'agevolazione delle manovre di svolta e la riduzione dei tempi medi di attesa che vengono riequilibrati per le diverse correnti provenienti dai rami, non esistendo una gerarchia fra di loro;
- una migliore gestione delle fluttuazioni del traffico durante la giornata rispetto agli impianti semaforici a ciclo fisso, regolati generalmente sulla base della maggiore fra le punte di traffico;
- un'efficace connessione lungo itinerari tra contesti territoriali differenti (extraurbani, suburbani e poi urbani), poiché la presenza di più rotatorie in successione consente una graduale riduzione delle velocità attuate dagli utenti senza determinare l'arresto delle correnti;
- la possibilità di realizzare l'inversione di marcia senza dover attuare manovre pericolose o illegali in prossimità dell'intersezione;

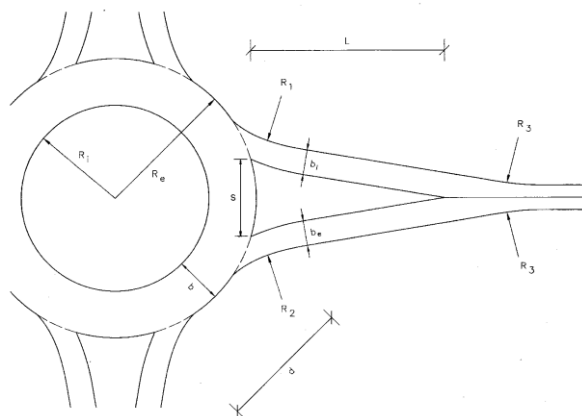
- la riduzione delle emissioni inquinanti sia acustiche che atmosferiche, dovuta all'assenza di arresti e ripartenze, se non nei casi di congestione;
- la facilità di inserimento nei contesti urbani in presenza di piazze.

Tuttavia esistono anche degli svantaggi connessi all'adozione della sistemazione a rotatoria di un incrocio nei seguenti casi:

- in assenza del necessario spazio di ingombro, che risulta maggiore rispetto a quello relativo alle analoghe intersezioni lineari;
- in presenza di flussi veicolari afferenti all'intersezione fortemente squilibrati, poiché l'installazione di un impianto semaforico o l'adozione di una intersezione regolata da stop può risultare più vantaggiosa dal punto di vista funzionale;
- in presenza di mezzi di notevoli dimensioni, a causa della loro difficile iscrivibilità in traiettorie caratterizzate da curvature opposte;
- quando sono presenti nella composizione del traffico elevate aliquote sia di mezzi pesanti che di veicoli a due ruote, poiché lo schema a rotatoria si è rivelato particolarmente pericoloso;
- quando sono presenti elevati flussi pedonali, poiché i percorsi di questa categoria di utenza risultano notevolmente incrementati.

Nella seguente Figura III.2, tratta da [1], vengono riportati i principali parametri geometrici che determinano la configurazione di una

rotatoria tradizionale. In [1] vengono riportati anche i campi di variazione per ognuno di essi.



**Figura III.2** Elementi geometrici di una rotatoria

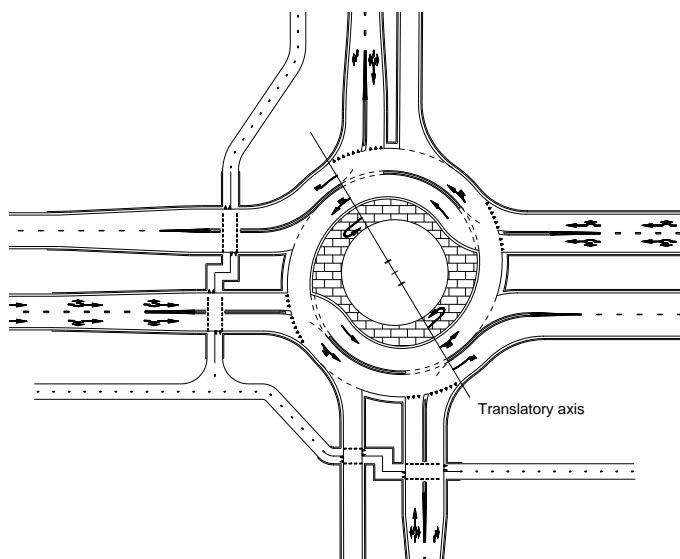
In HCM 2010 [2] vengono riportate diverse configurazioni delle rotatorie single lane e double lane per le quali viene suggerita l'adozione della stessa procedura di valutazione delle prestazioni operative.

### III.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE TURBO ROTATORIE

Le rotatorie tradizionali permettono di conseguire ottimi risultati dal punto di vista del compromesso tra le esigenze funzionali e quelle relative alla sicurezza. Ciò vale tanto di più per le rotatorie single lane come si è visto sono caratterizzate da una significativa riduzione della gravità e del numero di punti di conflitto, pari soltanto a otto nel caso di incroci a quattro bracci. Tuttavia per elevati valori della domanda di traffico può essere necessario aumentare la capacità della rotatoria nel

suo complesso, adottando la configurazione double lane caratterizzata da due corsie sulla carreggiata anulare. La presenza delle due corsie all'interno dell'anello, se da un lato accresce sensibilmente la capacità, dall'altro provoca non pochi problemi in termini di sicurezza, a causa dell'aumento delle velocità di percorrenza e della possibilità di cambio di corsia all'interno dell'anello con il conseguente aumento dei punti di conflitto potenziale.

Allo scopo di integrare i vantaggi delle rotatorie single lane con quelli delle rotatorie double lane, in modo da migliorare l'efficienza ma non a scapito della sicurezza, nel 1996 in Olanda è stata introdotta da Fortuijn [3] una nuova tipologia di rotatoria chiamata *turbo rotatoria*. Contrariamente a quanto si potrebbe pensare, l'aggettivo "*turbo*" non è indicativo di spostamenti più rapidi o di uno smaltimento più celere della domanda di traffico ma, in realtà, si riferisce alla configurazione planimetrica che risulta simile ad un "*turbina*", in cui i movimenti veicolari avvengono secondo traiettorie vorticose. La seguente Figura III.3 mostra un esempio classico di turbo rotatoria chiamata *basic turbo roundabout* dal suo ideatore [4].



**Figura III.3** Schema geometrico di una turbo rotatoria

Le principali differenze tra le turbo rotatorie e gli altri schemi di intersezione a rotatoria consistono nella geometria dell'isola centrale e nella separazione fisica, ottenuta per mezzo di cordoli, sia delle corsie dei rami sia di quelle anulari. La separazione fisica delle correnti veicolari produce sulle turbo rotatorie un caratteristico modo di fruizione delle zone di manovra. Infatti, diversamente da quanto accade sulle rotatorie canoniche, nelle turbo rotatorie gli utenti sono vincolati a preselezionare, in funzione della propria destinazione, la corsia di marcia necessaria prima dell'ingresso sull'anello ed in seguito vengono "guidati" dalla segnaletica orizzontale e dai cordoli ad effettuare una precisa traiettoria, senza poterla in alcun modo modificare a seguito di un eventuale errore. Tale circostanza rende necessario, tra l'altro, installare anche un'ideale segnaletica verticale già alcune decine di metri prima dell'ingresso nella



carreggiata circolare, in modo da suggerire per tempo all'utente la scelta dell'opportuna corsia di marcia.

In conseguenza della loro configurazione planimetrica le turbo rotatorie sono contraddistinte dalle seguenti caratteristiche:

- l'eliminazione della manovra di cambio di corsia all'interno dell'anello con la conseguente riduzione del numero di punti di conflitto;
- l'inibizione della possibilità di percorrere la carreggiata anulare secondo traiettorie mediane, che producano l'occupazione parziale di entrambe le corsie concentriche;
- la diminuzione delle velocità operative degli utenti sia lungo i rami di approccio sia all'interno della rotatoria.

Le turbo rotatorie in realtà rappresentano una famiglia di schemi di intersezione, poiché possono presentare differenti configurazioni, variando il numero di corsie sui bracci sia in ingresso che in uscita, il numero di corsie all'anello ed la geometria dell'isola centrale. Gli schemi proposti da Fortuijn [4] sono:

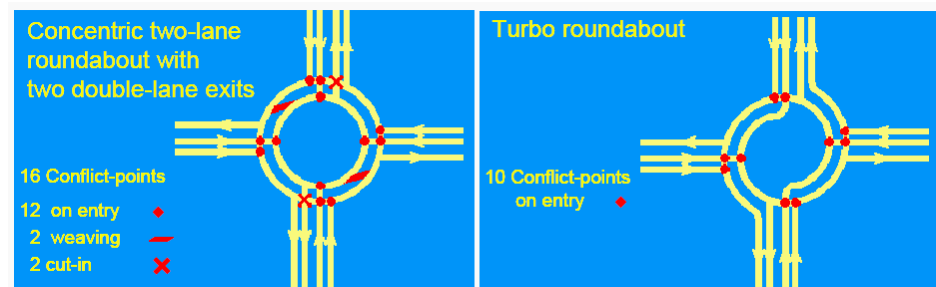
nel caso di tre o a quattro rami affluenti all'intersezione

- *Turbo rotatoria base;*
- *Egg roundabout;*
- *Turbo rotatoria a spirale;*
- *Turbo rotatoria a ginocchio;*

- *Turbo rotatoria a rotore;*  
nel caso di tre bracci solamente
- *Turbo rotatoria a ginocchio allungata;*
- *Turbo rotatoria a stella.*

La *turbo rotatoria base* rappresenta comunque lo schema che ha catturato il maggiore interesse da parte della ricerca di settore, per via del suo ingombro planimetrico che è abbastanza sovrapponibile a quello di una rotatoria tradizionale double lane. Per le stesse ragioni le attività di ricerca presentate in questa tesi si sono concentrate esclusivamente sulla valutazione delle prestazioni operative delle turbo rotatorie base. Nel paragrafi successivi della tesi con l'espressione turbo rotatoria ci si riferirà a tale schema particolare, quando non diversamente specificato.

Il principale vantaggio di una turbo rotatoria, rispetto ad una rotatoria canonica, risiede nella riduzione dei punti di conflitto potenziali la cui numerosità, come ben noto, può influire sulla sicurezza dell'intersezione. Andrighettoni e Mauro [5] hanno evidenziato che una turbo rotatoria base, contraddistinta da dieci punti di conflitto, rispetto ad una rotatoria double lane permette di conseguire una riduzione dei potenziali punti di collisione rispettivamente del 55% e del 37,5%, a seconda che nel confronto vengano considerati tutti i punti di conflitto, pari a ventidue, o soltanto quelli più frequenti, complessivamente pari a sedici. Nella seguente Figura III.4 viene riportato dagli Autori [5] un confronto fra i punti di conflitto che caratterizzano i due gli schemi di intersezione.



**Figura III.4** Differenza tra i punti di conflitto di una rotatoria convenzionale a due corsie e una turbo rotatoria

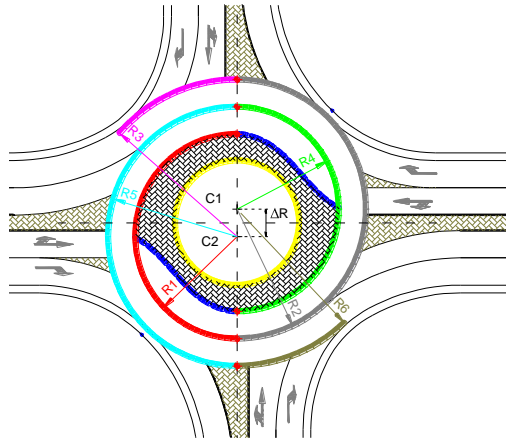
Inoltre, le ridotte velocità di percorrenza anche all'interno dell'anello, dovute alla delimitazione fisica delle correnti veicolari, lascia presagire un minore rischio di incidenti per affiancamento laterale, che invece caratterizzano le rotatorie tradizionali.

Questa constatazione insieme a quella sulla riduzione dei punti di conflitto lascia pensare a significativi miglioramenti dei livelli di sicurezza per le turbo rotatorie rispetto alle rotatorie tradizionali. Di contro bisogna notare che sulle turbo rotatorie sono presenti dei punti di conflitto di attraversamento che invece almeno sulle rotatorie single lane sono esclusi. In proposito si deve osservare che, come è noto ed ampiamente documentato in letteratura [6], per potere caratterizzare efficacemente la sicurezza di un elemento della rete stradale è necessario disporre di una serie storica di dati sull'incidentalità registrata per diversi anni e su diversi siti di analoghe caratteristiche. Ad oggi studi di questo genere sulle turbo rotatorie non sono ancora stati effettuati, a causa della loro recente introduzione e del limitato numero di intersezioni già in esercizio. Per tali ragioni l'adozione di un criterio di convenienza in termini di sicurezza delle turbo rotatorie rispetto alle rotatorie tradizionali al momento non sembra essere applicabile. Tuttavia, qualche interessante

risultato è già stato ottenuto con l'applicazione di modelli di incidentalità potenziale alle rotatorie innovative, al fine di valutare il miglioramento delle prestazioni di sicurezza rispetto agli schemi di rotatorie tradizionali. Come è noto questi modelli, basati sul concetto di conflitto potenziale, assumono che la frequenza di situazioni pericolose sia proporzionale alla frequenza di incidenti. Per ulteriori dettagli si rimanda al lavoro [7].

Ciò che caratterizza la geometria di una turbo rotatoria è soprattutto il disegno dell'isola centrale e delle corsie anulari, che può essere ottenuto o con la costruzione per archi di circonferenza o con la costruzione a spirale.

La prima delle due costruzioni proposta da Fortuijn [8] è mostrata in Figura III.5. In questo caso le corsie anulari della turbo rotatoria non sono concentriche come per le rotatorie tradizionali, ma sono costituite da corone semicircolari con centri differenti.



**Figura III.5** Costruzione geometrica di una turbo rotatoria (uso delle curve circolari)

I centri cui si fa riferimento sono allineati lungo un asse che Fortuijn definisce “*Translatory axis*”. Le fasi successive della costruzione per archi di circonferenza di una turbo rotatoria base sono le seguenti.

1. Si fissa il centro come punto di intersezione tra i due assi viari che si intersecano.
2. Si sceglie la larghezza della corsia e del cordolo spartitraffico. La somma della larghezza della corsia, della semi-larghezza del cordolo e delle eventuali banchine laterali corrisponde alla distanza tra i centri C1 e C2 indicata con  $\Delta R$ .
3. Si posizionano i due centri C1 e C2 lungo il *Traslatory axis* simmetricamente rispetto al punto di intersezione tra gli assi delle strade.

4. Scelti i raggi  $R_1$  e  $R_4$  uguali fra loro per costruzione gli altri vengono determinati dalle seguenti relazioni.

$$\begin{cases} R_2 = R_1 + \Delta R \\ R_3 = R_2 + \Delta R \\ R_5 = R_4 + \Delta R \\ R_6 = R_5 + \Delta R \end{cases}$$

Tale costruzione, a fronte dell'indubbio vantaggio della semplicità geometrica, presenta alcuni svantaggi non trascurabili. In primo luogo determina variazioni istantanee dell'accelerazione centrifuga nelle sezioni in cui si ha la discontinuità nella curvatura delle corsie anulari. Indicando con  $R_1$  e  $R_2$  i valori di due successivi raggi di curvatura e con  $v_1$  e  $v_2$  i corrispondenti valori di velocità, il valore di detta variazione è pari a:

$$\Delta a_t = \frac{v_2^2 \cdot R_1 - v_1^2 \cdot R_2}{R_1 \cdot R_2}$$

che nell'ipotesi di percorrenza delle corsie anulari con velocità costante assume il valore.

$$\Delta a_t = \frac{v^2 \cdot (R_1 - R_2)}{R_1 \cdot R_2}$$

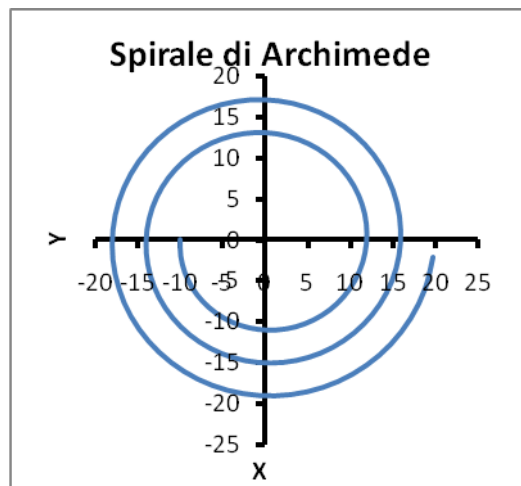
Inoltre la variazione nella curvatura della traiettoria del veicolo comporta brusche manovre di sterzata da parte degli utenti.

La curva di transizione che può essere impiegata al fine di evitare tali inconvenienti è la spirale. In particolare, considerato che la larghezza delle corsie anulari deve essere mantenuta costante lungo lo sviluppo, ne

scaturisce che la curva deve garantire un passo costante. Quest'ultima caratteristica è una proprietà della cosiddetta *spirale di Archimede*, rappresentata nella seguente Figura III.6, la cui equazione in coordinate polari è la seguente:

$$R = a \cdot \theta$$

in cui  $a$  è il parametro della curva e  $\theta$  l'angolo in corrispondenza del punto di raggio  $R$ .



**Figura III.6** Rappresentazione grafica della Spirale di Archimede

La spirale di Archimede rappresenta la traiettoria di un punto  $P$  che si muove con velocità costante lungo una semiretta che ruota con velocità angolare costante intorno ad un punto  $O$ . Una qualunque semiretta di origine  $O$  (origine del sistema di assi cartesiani di Figura III.6) intercetta sulla spirale di Archimede segmenti uguali fra loro e pari al passo  $K$  della spirale.

Le equazioni parametriche della spirale, riferite al sistema di assi cartesiani di Figura III.6 sono date dalle seguenti relazioni.

$$x = R \cdot \cos \theta = a \cdot \theta \cdot \cos \theta$$

$$y = R \cdot \sin \theta = a \cdot \theta \cdot \sin \theta$$

Per determinare il passo della spirale  $K$ , indicando con  $n$  un numero naturale ( $n=1,2,3,\dots$ ) che indica il numero di giri sulla spirale intorno all'origine  $O$ , occorre imporre che:

$$R_n = a \cdot \theta_n$$

$$R_{n+1} = a \cdot \theta_{n+1}$$

$$K = R_{(n+1)} - R_n = a \cdot (\theta_{n+1} - \theta_n) = 2\pi \cdot a$$

Dalla precedente relazione si ottiene il valore del parametro  $a$ , conoscendo il passo  $K$  della spirale, attraverso la seguente relazione:

$$a = \frac{K}{2\pi}$$

Lo sviluppo della spirale può essere ottenuto con la seguente espressione

$$L = \frac{1}{2} \cdot a \cdot \left[ \theta \cdot \sqrt{1 + \theta^2} + \ln \left( \theta + \sqrt{1 + \theta^2} \right) \right]$$

Invece, lo sviluppo di una porzione di spirale sottesa dagli angoli  $\theta_1$  e  $\theta_2$ , (con  $\theta_2 > \theta_1$ ), utile ad esempio per determinare la lunghezza dei singoli cordoli anulari, risulta dato da:



$$Ls = \frac{1}{2} \cdot a \cdot \left[ \theta_2 \cdot \sqrt{1 + \theta_2^2} + \ln \left( \theta_2 + \sqrt{1 + \theta_2^2} \right) \right] + \\ - \frac{1}{2} \cdot a \cdot \left[ \theta_1 \cdot \sqrt{1 + \theta_1^2} + \ln \left( \theta_1 + \sqrt{1 + \theta_1^2} \right) \right]$$

Individuato il passo K, e determinato il parametro a, per potere tracciare la geometria delle corsie anulari è necessario fissare il valore puntuale del raggio R\* in un punto caratteristico. Poiché il generico raggio R è proporzionale attraverso il parametro a all'angolo  $\theta$ , quest'ultimo in corrispondenza della posizione prescelta deve assumere il valore seguente

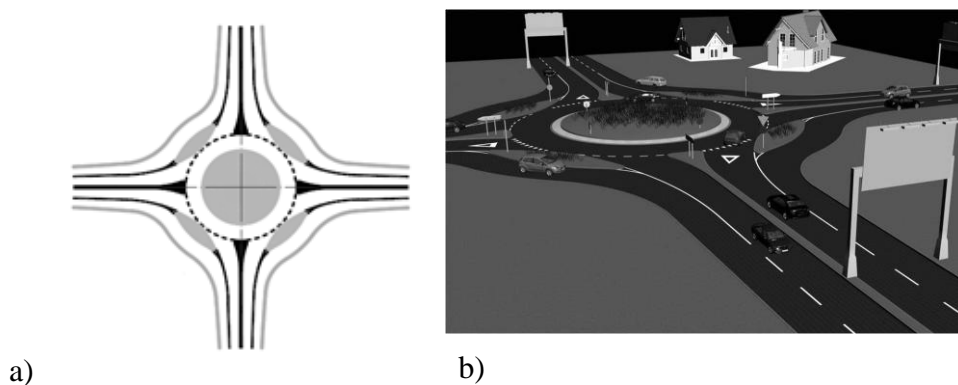
$$\theta_{R^*} = \frac{2\pi \cdot R^*}{K}$$

Dunque, affinché il raggio nel punto desiderato assuma il valore R\*, il sistema di riferimento deve essere orientato in modo che l'asse delle ascisse risulti ruotato di un angolo pari a  $\theta_{R^*}$  in senso orario (senso contrario a quello con cui vengono presi gli angoli  $\theta$  o analogamente a quello dei raggi R crescenti).

Dopo aver orientato il sistema di riferimento, il tracciamento della spirale può essere realizzato aumentando il valore dell'angolo  $\theta$ , a partire dal valore  $\theta_{R^*}$ , con un incremento angolare  $\delta$  opportunamente piccolo e ricavando le corrispondenti coordinate cartesiane attraverso le equazioni parametriche. Si procederà in questo modo ad una discretizzazione della spirale.

### III.3 CARATTERIZZAZIONE DELLE ROTATORIE FLOWER

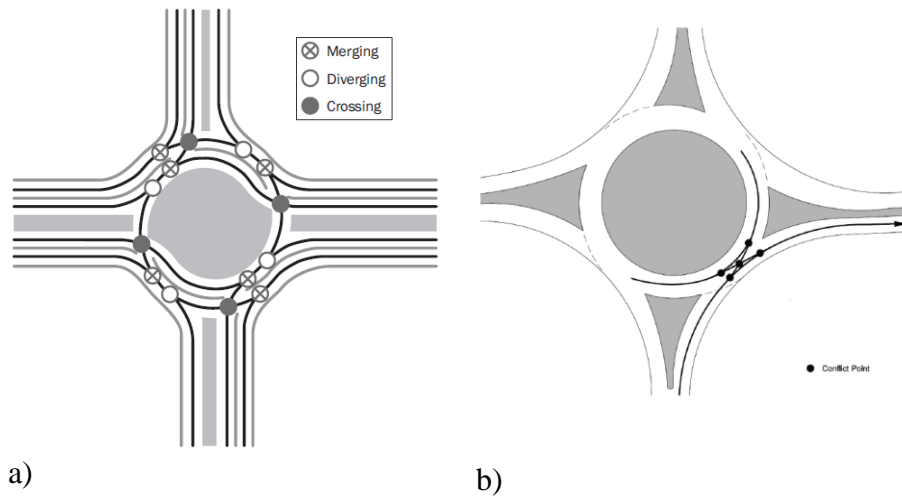
La rotatoria flower è uno schema innovativo di intersezione a rotatoria, dotato di corsie di ingresso dedicate ai veicoli che effettuano la manovra di svolta a destra, fisicamente separate dalle altre corsie d'entrata che compongono i bracci afferenti all'intersezione. La separazione fisica delle corsie per la svolta a destra fa sì che si ottenga una rotatoria di tipo single lane, la cui carreggiata anulare è fruibile solamente dai veicoli che effettuano la manovra di attraversamento o la manovra di svolta a sinistra (cfr. Figura III.7).



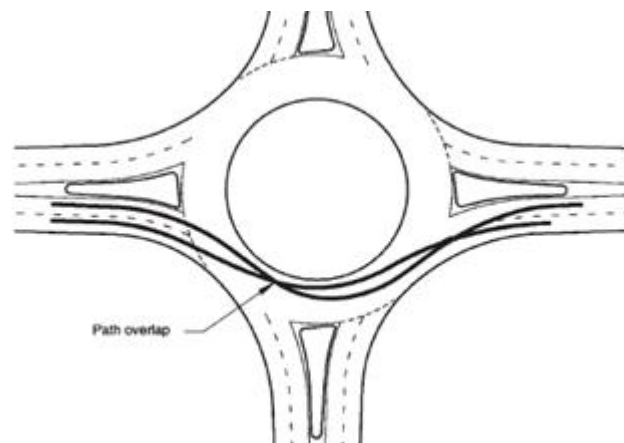
**Figura III.7** a) Schema di rotatoria flower; b) Una resa grafica virtuale della rotatoria flower [9]

Il predetto schema di rotatoria consente l'eliminazione sia dei punti di conflitto di attraversamento tra i veicoli entranti e quelli circolanti sulla corsia esterna dell'anello, presenti sia negli schemi di turbo rotatoria (cfr. Figura III.8 a) sia negli schemi di rotatoria tradizionale double lane (cfr. Figura III.8 b). Inoltre, risultano eliminati ulteriori inconvenienti tipici delle rotatorie double lane, riconducibili alla sovrapposizione delle traiettorie dei veicoli circolanti ed imputabili ad una impropria

preselezione delle corsie di ingresso in relazione alla corrispondente corsia di uscita (cfr. Figura III.9).



**Figura III.8** Punti di conflitto: a) nella turbo rotatoria, b) in rotatoria



**Figura III.9** Sovrapposizione delle traiettorie in rotatorie double lane

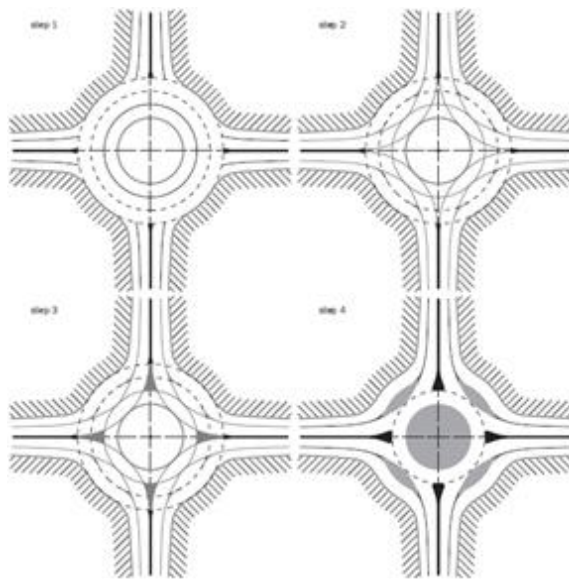
Secondo Tollazzi [9], a parità di spazio disponibile, l'installazione di una rotatoria flower risulta più agevole e meno onerosa rispetto all'implementazione di una turbo rotatoria. Ciò perché lo schema di rotatoria flower, sempreché adeguato alle esigenze della domanda di traffico, è ottenibile dalla conversione di una rotatoria double lane, conservando l'ingombro complessivo dello schema circolare e mantenendo invariata la posizione delle isole divisorie e dei bracci di accesso all'area di intersezione. Le fasi salienti del processo di conversione di una rotatoria double lane in una rotatoria flower sono riportate nella seguente Figura III.10 [9]. Dalla figura si evince che il procedimento di conversione richiede:

- l'arretramento del bordo dell'isola centrale verso il centro della rotatoria, al fine di ricavare la carreggiata anulare organizzata su una corsia (step 1);
- la costruzione dei "canali", delimitati dalle isole in considerazione degli angoli di deviazione e dei raggi di curvatura delle svolte, entro i quali sviluppare le traiettorie dei veicoli in entrata, in uscita e circolanti l'anello carrabile (step 2);
- l'avanzamento delle isole divisorie dei bracci di ingresso sino al bordo esterno della carreggiata anulare (step 3);
- la sistemazione a verde delle superfici non destinate al transito veicolare (step 4).

Lo schema ottenuto, grazie alla disposizione delle isole divisorie poste sui bracci e sulla corona giratoria, assume la forma a fiore, dalla quale discende il nome della rotatoria. Esso rappresenta una soluzione

geometrica attuabile anche in corrispondenza di schemi di intersezione a rotatoria di ampio diametro, con bracci afferenti a più di due corsie [9].

In generale, la presenza di corsie di bypass per la svolta a destra (anche note nella letteratura internazionale come *slip lanes*) risulta vantaggiosa allorché l'entità dei veicoli che intendono effettuare la svolta a destra è tale da ostacolare la capacità disponibile agli altri movimenti veicolari. Secondo le indicazioni contenute in [10], infatti, le predette corsie risultano fortemente consigliate nel caso in cui più del 40% della portata totale entrante dal ramo sia rappresentata da veicoli che intendono effettuare la svolta a destra. Per approfondimenti sulla geometria e l'analisi funzionale delle slip lane si rimanda al lavoro di Mauro e Guerrieri [11].



**Figura III.10** Step costruttivi nella conversione di una rotatoria double lane in una rotatoria flower [9].

### **III.4 CONFRONTO PRESTAZIONALE TRA ROTATORIE TRADIZIONALI E INNOVATIVE**

Le caratteristiche del disegno geometrico delle rotatorie innovative (turbo e flower) producono modalità di fruizione delle zone di manovra differenti da quelle osservabili in corrispondenza delle rotatorie tradizionali. Gli utenti infatti sono vincolati a preselezionare la corsia di ingresso sul ramo in funzione della loro destinazione e sono “guidati” ad effettuare la traiettoria imposta dalla segnaletica orizzontale e dai cordoli presenti nelle turbo rotatorie anche entro l’anello.

L’approccio teorico allo studio funzionale delle turbo rotatorie e delle rotatorie flower presenta aspetti più complessi di quelli delle rotatorie tradizionali a causa del particolare regime delle precedenza all’ingresso dovuto ai differenti schemi di conflitto tra flusso entrante e flusso antagonista. Le turbo rotatorie presentano schemi di conflitto sia con una, sia con due correnti antagoniste; le rotatorie flower sono invece caratterizzate da corsie fisicamente separate per i veicoli che svoltano a destra, per cui l’anello risulta impegnato solo dai veicoli in ingresso dai rami che effettuano l’attraversamento e la svolta a sinistra. Ne segue che i modelli di analisi funzionale delle rotatorie tradizionali risultano inapplicabili agli schemi innovativi di rotatoria (turbo e flower); di fatto sono reperibili in letteratura solo pochi esempi di modelli prestazionali utilizzabili, vista la recente introduzione sul panorama internazionale di tale tipo di intersezioni.

La capacità degli ingressi alle rotatorie turbo e flower può essere stimata quindi applicando uno dei modelli introdotti al capitolo II della tesi per le intersezioni non semaforizzate, lasciandosi guidare nella scelta dall’analisi dei singoli schemi di conflitto agli ingressi. Come si è visto, i

metodi per analizzare le prestazioni includono i modelli empirici basati su analisi di regressione [12] [13] ed i modelli probabilistici basati sulla teoria del gap acceptance [14] [2].

Lo sviluppo di modelli empirici richiede un ampio numero di dati di campo rilevati in corrispondenza di rotatorie in condizioni di saturazione, al fine di sviluppare relazioni tra caratteristiche geometriche e misure di prestazione, quali capacità e ritardo [15] [16]. Fortuijn e Harte [17] hanno proposto un modello di regressione lineare, noto come *Meerstrooksrotonde-verkenner*, per stimare la capacità in entrata delle turbo rotatorie. Essi hanno modificato il modello di regressione lineare di Bovy et al. [18], sviluppato a sua volta per valutare la capacità in ingresso in corrispondenza delle rotatorie tradizionali.

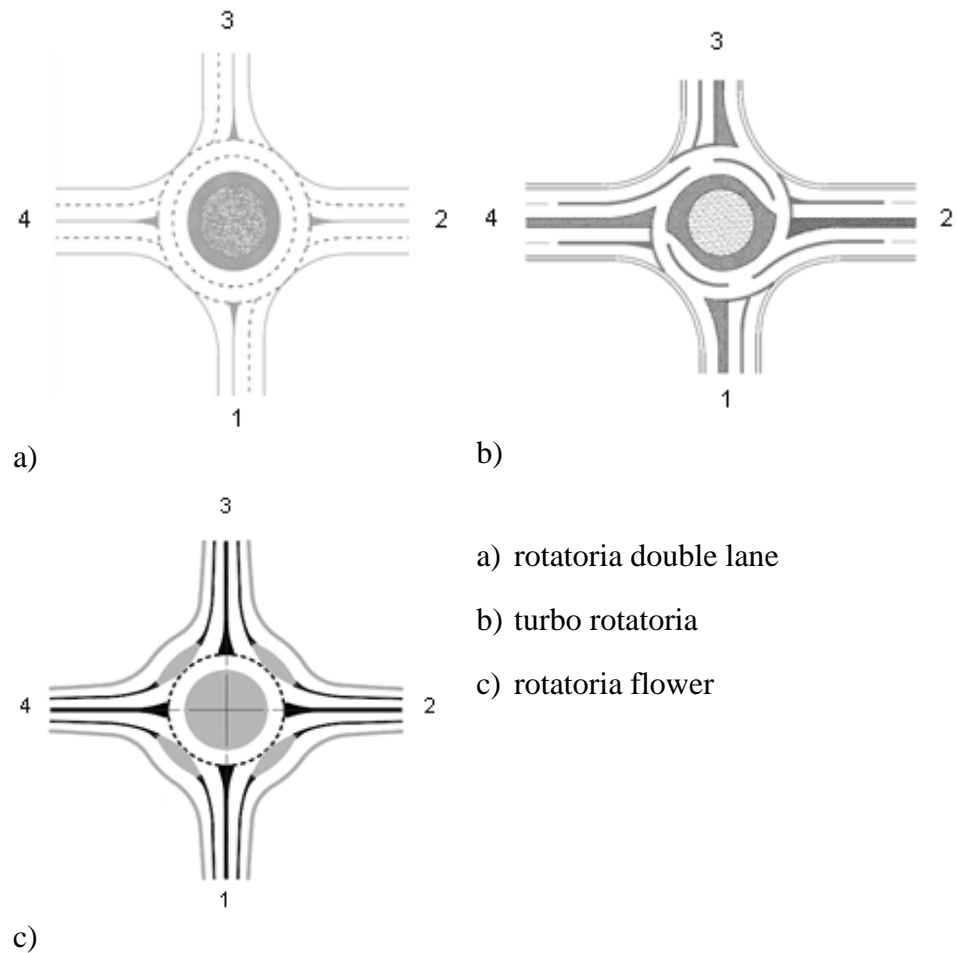
I modelli di capacità basati sulla teoria del gap richiedono che sia specificata la distribuzione di probabilità dei distanziamenti temporali tra veicoli della corrente principale. Ciò permette di tener conto esplicitamente degli effetti sulla capacità del fenomeno del plotonamento, per la prima volta indagato da Tanner [19]. Per le intersezioni caratterizzate da movimenti di svolta multipli risulta appropriata l'adozione, per manovra, di modelli di capacità coerenti tra loro, cioè ottenuti assumendo la stessa distribuzione degli headway nella corrente principale [20].

Nel caso in cui fosse in esame l'implementazione di una turbo rotatoria o di una rotatoria flower al posto di una rotatoria double lane, occorrerebbe effettuare almeno in prima analisi una valutazione di convenienza in termini di prestazioni operative, indipendentemente da ulteriori criteri che possono guidare la scelta di uno o dell'altro schema. Con questo intento è stato sviluppato un metodo per l'analisi ed il

confronto delle prestazioni operative tra rotatorie double lane e rotatorie innovative (turbo e flower). In Figura III.11 si riportano gli schemi di rotatoria esaminati.

Il metodo è basato sull'applicazione sistematica del modello di Hagring [21] per valutare la capacità delle diverse corsie di ingresso delle intersezioni esaminate, applicando i dovuti adattamenti a singoli schemi di conflitto presenti. La scelta del modello di Hagring è dovuta all'ipotesi di headway fra i veicoli delle correnti anulari distribuiti secondo una f.d.p. M3 di Cowan[22] [23], nell'intento di tener conto del fenomeno del plotonamento. Infatti, come è stato argomentato al Capitolo II della tesi, la presenza crescente di veicoli che si muovono in plotone all'aumentare del flusso principale condiziona sensibilmente la capacità di una corrente secondaria. Considerazioni analoghe vengono fatte in [24] con riferimento alle prestazioni operative delle rotatorie tradizionali. Inoltre l'adozione del modello di Hagring per valutare la capacità delle rotatorie a più corsie risulta una scelta sicuramente appropriata poiché, come si è visto, consente di tener conto per le diverse correnti anulari di specifici valori del flusso veicolare e dei parametri comportamentali.





**Figura III.11** Gli schemi di rotatoria esaminati

Le capacità delle singole corsie di ingresso alle rotatorie esaminate sono state calcolate specializzando il modello di Hagrind al caso di una o due correnti antagoniste secondo le seguenti equazioni a e b, in cui per la stima del parametro di plotonamento  $\phi$  si è adottata l'espressione di Tanner (1962) [19].

$$C_e = Q_{ce} \cdot \left(1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ce}}{3600}\right) \cdot \frac{\exp\left(\frac{-Q_{ce}}{3600} \cdot T_{ce} - \Delta\right)}{1 - \exp\left(\frac{-Q_{ce}}{3600} \cdot T_f\right)} \quad (a)$$

$$C_e = (Q_{ci} + Q_{ce}) \cdot \left(1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ci}}{3600}\right) \cdot \left(1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ce}}{3600}\right) \cdot \frac{\exp\left(\frac{-Q_{ci}}{3600} \cdot T_{ci} - \Delta\right) \cdot \exp\left(\frac{-Q_{ce}}{3600} \cdot T_{ce} - \Delta\right)}{1 - \exp\left(\frac{-(Q_{ci} + Q_{ce})}{3600} \cdot T_f\right)} \quad (b)$$

Nelle precedenti relazioni sono state adoperate le seguenti convenzioni:

- $C_e$  indica la capacità della singola corsia di entrata [veic/h];
- $Q_{ce}$  indica la corrente anulare esterna [veic/h];
- $Q_{ci}$  indica la corrente anulare interna [veic/h];
- $T_{ce}$  indica l'intervallo critico sulla corrente anulare esterna [sec];
- $T_{ci}$  indica l'intervallo critico sulla corrente anulare interna [sec];
- $T_f$  indica il tempo di sequenza [sec];
- $\Delta$  indica il minimum headway [sec].

Con riferimento alle rotatorie di Figura III.11, sono stati adoperati i seguenti adattamenti del modello di Haging.

#### *Turbo rotatorie*

La capacità delle corsie dei rami 2 e 4 (rami principali) e della corsia di destra dei rami 1 e 3 (rami secondari) viene calcolata con la precedente equazione a. La capacità della corsia sinistra dei rami 1 e 3 (rami secondari) viene calcolata con l'equazione b.

#### *Rotatorie double lane*

Nelle rotatorie tradizionali i conducenti non sono obbligati ad effettuare la preselezione della corsia d'entrata in relazione alla destinazione desiderata, per quanto ciò sia preferibile. Ai fini del confronto, tuttavia, anche per le rotatorie double lane il flusso anulare viene ripartito in due correnti, assumendo che la corrente che avanza sulla corsia esterna dell'anello sia composta dai veicoli che effettuano l'uscita nel ramo immediatamente successivo a quello in esame. La capacità delle corsie di destra è stimata avvalendosi dell'equazione a, mentre la capacità delle corsie di sinistra è determinata attraverso l'equazione b.

Rotatorie flower

In questa tipologia di rotatoria l'unico flusso veicolare in ingresso che entra in conflitto con la corrente anulare è quello sulla corsia di sinistra, poiché quello sulla corsia di destra confluisce nella corsia di bypass che è direttamente collegata con il ramo d'uscita successivo. Per tale ragione è stato necessario calcolare soltanto la capacità della corsia sinistra attraverso l'equazione b.

I valori degli intervalli critici e dei tempi di sequenza adoperati in questo lavoro di tesi sono stati ricavati a partire da osservazioni sperimentali condotte da Fortuijn in Olanda [4] su turbo rotatorie in esercizio. Per il tempo di sequenza Fortuijn fornisce soltanto due valori: uno per le corsie di destra e un altro per le corsie di sinistra. Per quanto riguarda gli intervalli critici, invece, per singola manovra di ingresso sulle turbo rotatorie vengono fornite le stime condotte su più siti e le relative numerosità campionarie. A partire dai dati forniti da Fortuijn ai fini del presente studio sono state fatte le seguenti assunzioni: gli intervalli critici sono stati calcolati ciascuno come media pesata dei singoli valori sulle numerosità campionarie; per i tempi di sequenza sono stati adottati i valori suggeriti per corsia di ingresso; per il minimum headway si è adottato il valore 2,10 sec, poiché in generale in letteratura vengono suggeriti sempre valori di 2 o 2,10 sec. I valori così calcolati sono stati adottati sulla turbo rotatoria e, considerando l'analogia fra le manovre, anche sulle rotatorie double lane e flower. Le seguente Tabella III.1 riporta i valori dei parametri comportamentali utilizzati nei confronti prestazionali effettuati fra i tre schemi di rotatoria.

<b>Turbo Rotatoria</b>				
<b>Ingresso</b>	<b>Intervallo critico</b>		<b>Tempo di sequenza</b>	<b>Minimum headway</b>
	<b>T<sub>ci</sub> [sec]</b>	<b>T<sub>ce</sub> [sec]</b>	<b>T<sub>f</sub> [sec]</b>	<b>Δ [sec]</b>
corsia sinistra ramo secondario	3,19	3,03	2,26	2,10
corsia destra ramo secondario	-	3,74	2,13	2,10
corsia sinistra ramo principale	-	3,60	2,26	2,10
corsia destra ramo principale	-	3,87	2,13	2,10
<b>Rotatoria Double Lane</b>				
<b>Ingresso</b>	<b>Intervallo critico</b>		<b>Tempo di sequenza</b>	<b>Minimum headway</b>
	<b>T<sub>ci</sub> [sec]</b>	<b>T<sub>ce</sub> [sec]</b>	<b>T<sub>f</sub> [sec]</b>	<b>Δ [sec]</b>
corsia sinistra	3,19	3,03	2,26	2,10
corsia destra	-	3,74	2,13	2,10
<b>Rotatoria Flower</b>				
<b>Ingresso</b>	<b>Intervallo critico</b>		<b>Tempo di sequenza</b>	<b>Minimum headway</b>
	<b>T<sub>c</sub> [sec]</b>		<b>T<sub>f</sub> [sec]</b>	<b>Δ [sec]</b>
corsia sinistra	3,74		2,13	2,10

**Tabella III.1** Valori dei parametri comportamentali adoperati nei confronti prestazionali effettuati fra i tre schemi di rotatoria

Le manovre sulle rotatorie tradizionali double lane e alcune manovre sulle turbo rotatorie non necessitano la preselezione della corsia di ingresso sui rami. Tuttavia la manovra di attraversamento dal ramo principale e quella di svolta a destra dal ramo secondario possono essere eseguite da entrambe le corsie di ingresso, per cui è stato necessario supporre delle ragionevoli percentuali di preselezione delle corsie d'entrata.

In corrispondenza delle turbo rotatorie sono state specificate le seguenti percentuali di selezione delle corsie d'entrata: ai rami 1-3, il 90% dei veicoli che svoltano a destra impegnano la corsia destra del ramo d'entrata ed il 10% dei veicoli che svoltano a destra impegnano la corsia sinistra del ramo d'entrata (ai fini del confronto la stessa assunzione fu fatta per tutti i rami d'entrata nelle rotatorie double lane); ai rami 2-4, il 50% dei veicoli che effettuano l'attraversamento utilizza la corsia sinistra ed il 50% utilizza la corsia destra. In corrispondenza di tutti i rami d'entrata nelle rotatorie flower, il 90% dei veicoli che svoltano a destra impegnano la corsia destra del ramo ed il 10% dei veicoli che svoltano a destra impegnano la corsia sinistra del ramo d'entrata.

I benefici operativi di una turbo rotatoria o di una rotatoria flower rispetto alla rotatoria double lane sono stati valutati calcolando il control delay, cioè utilizzando il predetto indicatore come criterio di confronto in virtù del suo legame con il livello di qualità del servizio.

La stima del ritardo sperimentato dagli utenti in corrispondenza di ciascuna corsia d'entrata è stata effettuata attraverso l'equazione 21-17 dell'HCM (2010, cap. 21). Il control delay alle turbo rotatorie ed alle rotatorie flower è stato calcolato come valore medio pesato del control

delay di in corrispondenza di ogni corsia d'entrata  $i$ . Il predetto valore di  $d_i$  non è stato calcolato per le corsie di destra nelle rotatorie flower, per le quali  $d_i$  è stato posto pari a 0. Alle rotatorie double lane, in corrispondenza delle quali gli utenti non devono preselezionare la corsia d'entrata ai rami di ingresso, il ritardo sperimentato dagli utenti è stato calcolato come valore medio pesato del control delay medio ad ogni ramo di ingresso, introducendo nel calcolo dell'indicatore la capacità complessiva dell'entrata ( $C_{e,left}+C_{e,right}$ ) ed il corrispondente grado di saturazione.

La stima dei benefici operativi in termini di grado di saturazione è stata condotta per confrontare le prestazioni tra le turbo rotatorie e le rotatorie double lane; per dettagli si rimanda al lavoro di Giuffrè et al [25]. Altre esperienze sono state condotte da Mauro e Branco [26]; essi hanno stimato i benefici delle turbo rotatorie rispetto alle rotatorie compatte a più corsie, utilizzando come criterio di confronto il grado di saturazione.

I domini di convenienza in condizioni di sottosaturazione sono stati costruiti come sarà spiegato nei successive paragrafi III.4.1 e III.4.2. Occorre premettere all'illustrazione dei risultati ottenuti che i predetti domini sono riportati su un grafico cartesiano: in ascissa è riportata la variabile  $Q_{e2}+Q_{e4}$  (somma dei flussi totali entranti dai rami 2-4), mentre in ordinata è riportata la variabile  $Q_{e1}+Q_{e3}$  (somma dei flussi totali entranti dai rami 1-3). I flussi entranti dai rami 1-3 sono assunti uguali [ $Q_{e1} = Q_{e3}$ ], così come i flussi entranti dai rami 2-4 [ $Q_{e2} = Q_{e4}$ ], in modo da rappresentare condizioni di traffico bilanciate ai rami di ingresso.

Per le turbo rotatorie, in considerazione della gerarchia vigente tra le strade afferenti, i rami 2 e 4 sono considerati come strade principali,

mentre i rami 1 e 3 come strade secondarie (cfr. schema b in Figura III.11); ne segue che le situazioni nelle quali il traffico totale entrante dai rami 2-4 ( $Q_{e2}+Q_{e4}$ ) è risultato minore del traffico totale entrante dai rami 1-3 ( $Q_{e1}+Q_{e3}$ ) sono state escluse dalla rappresentazione dei domini perché prive di significato. La stessa ipotesi ( $Q_{e2}+Q_{e4} < (Q_{e3}+Q_{e1})$ ) è stata adottata per le rotatorie flower in ragione della simmetria del grafico rispetto alla diagonale passante per l'origine degli assi cartesiani; ciò perché la stessa distribuzione dei flussi entranti con riferimento alla corrispondente destinazione è stata assunta per tutti i rami di ingresso alla rotatoria.

I *domini di convenienza* per il confronto tra gli schemi di rotatoria in esame sono identificati nei grafici in accordo alla seguente notazione (cfr. paragrafi III.4.1 e III.4.2):

- in tutti i grafici le aree in giallo rappresentano i *domini di convenienza* della rotatoria double lane e corrispondono alle situazioni nelle quali i ritardi alle rotatorie double lane sono minori del 50% dei ritardi sopportati dagli utenti alle rotatorie innovative (turbo o flower), a parità di domanda di traffico;
- le aree in blu o in rosso rappresentano i *domini di convenienza* rispettivamente per le turbo rotatorie e per le rotatorie flower, cioè corrispondono ai casi in cui i ritardi alle rotatorie innovative (turbo o flower) sono minori del 50% dei ritardi sopportati dagli utenti alle rotatorie double lane;
- le aree in verde sono state definite *aree di indifferenza* poiché corrispondono a situazioni per le quali non è possibile evincere un beneficio netto di uno schema di rotatoria sull'altro, ovvero a



situazioni nelle quali i ritardi in una delle due rotatorie non sono mai minori del 50% di quelli sopportati dagli utenti in corrispondenza dell'altro schema a confronto.

#### **III.4.1 TURBO ROTATORIA E ROTATORIA DOUBLE LANE**

In entrambe le rotatorie a confronto (schemi a e b in Figura III.11), i flussi entranti devono cedere la precedenza ai veicoli circolanti che avanzano in senso antiorario attorno all'isola centrale; in corrispondenza delle entrate, inoltre, coesistono sia schemi di conflitto con una corrente antagonista, sia schemi di conflitto con due correnti antagoniste. Sussistendo una gerarchia tra le strade afferenti, i rami 2-4 saranno denominati strade principali ed i rami 1-3 saranno denominati strade secondarie.

I benefici operativi tra turbo rotatorie e rotatorie double lane sono stati valutati applicando il metodo di analisi illustrato al paragrafo precedente. Per la trattazione completa si rimanda al lavoro di Giuffrè et al. [20]. In questa sede saranno brevemente riassunte solo due situazioni tra quelle esplorate. I corrispondenti domini di convenienza in condizioni di sottosaturazione sono riportati in Figura III.12. La figura predetta mostra anche le matrici o/d dei flussi di traffico in termini percentuali. In entrambi i casi, i movimenti con la stessa origine e destinazione sono stati esclusi. Nel caso a in Figura III.12 le percentuali di traffico sono considerate equamente ripartite in relazione alla corrispondente destinazione. Nel caso b le percentuali del traffico in attraversamento, proveniente dalle strade principali e diretto sulle stesse, sono assunte notevolmente più elevate rispetto a quelle degli altri movimenti veicolari;

le percentuali dei veicoli provenienti dalle strade secondarie e che intendono effettuare la svolta a sinistra sono assunte prevalenti in confronto a quelle degli altri movimenti veicolari.

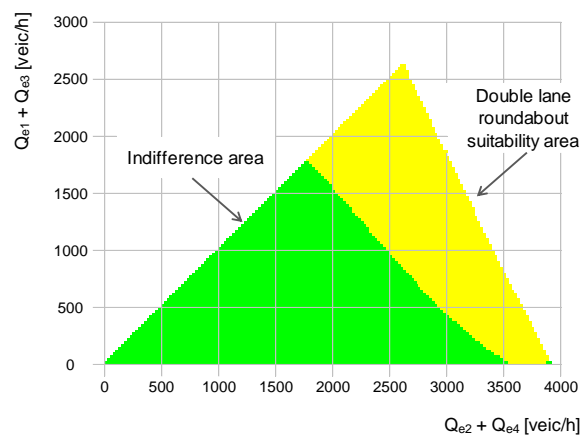
Sebbene i domini in Figura III.12 siano caratterizzati da valori numerici differenti, i grafici mostrano un andamento simile nelle due situazioni di traffico esaminate. Il primo grafico in Figura III.12a mostra il dominio di convenienza della rotatoria double lane; il secondo grafico in Figura III.12b mostra il dominio di convenienza della turbo rotatoria.

In dettaglio la Figura III.12 (caso a), che rappresenta situazioni di traffico in cui la matrice o/d è bilanciata, mostra che le rotatorie double lane hanno prestazioni migliori delle turbo rotatorie nei seguenti casi: i) i valori di  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  e  $(Q_{e1}+Q_{e3})$  risultano entrambi maggiori di 1800 veic/h; ii) il valore di  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  è maggiore di circa 3500 veic/h. Per valori  $1800 \text{ veic/h} < (Q_{e2}+Q_{e4}) < 3500 \text{ veic/h}$  e  $(Q_{e1}+Q_{e3}) < 1800 \text{ veic/h}$  la rotatoria double lane è più efficiente dell'altro schema (o presenta prestazioni equivalenti) in relazione alla combinazione di valori assunti da  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  e  $(Q_{e1}+Q_{e3})$ . La stessa Figura III.12a mostra anche che le due rotatorie hanno prestazioni equivalenti quando sia  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  sia  $(Q_{e1}+Q_{e3})$  assumono valori minori di 1800 veic/h.

La Figura III.12 (caso b), che rappresenta situazioni di traffico caratterizzate da spostamenti diretti verso le strade principali prevalenti rispetto agli altri, mostra che le turbo rotatorie hanno prestazioni migliori delle rotatorie double lane in un ampio range di flussi di traffico entrante. Ciò si verifica particolarmente quando flussi elevati di traffico (indicativamente maggiori di 3800 veic/h) provengono dalle entrate principali e flussi di traffico di modesta entità (inferiori a 800 veic/h) effettuano l'ingresso nell'area di intersezione dalle entrate secondarie.

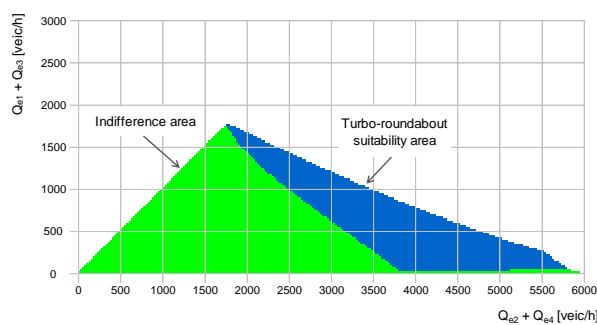
*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

Le turbo rotatorie possono ancora presentare prestazioni migliori delle rotatorie double lane per valori di  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  che variano entro 1800 veic/h e 3800 veic/h in relazione alla combinazione di valori assunti da  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  e  $(Q_{e1}+Q_{e3})$ . Prestazioni equivalenti possono essere osservate in corrispondenza dei due schemi di rotatoria esaminati quando i flussi di traffico entrante assumono valori minori di circa 1800 veic/h.



a)

O/D	1	2	3	4
1	0	0.33	0.33	0.33
2	0.33	0	0.33	0.33
3	0.33	0.33	0	0.33
4	0.33	0.33	0.33	0



b)

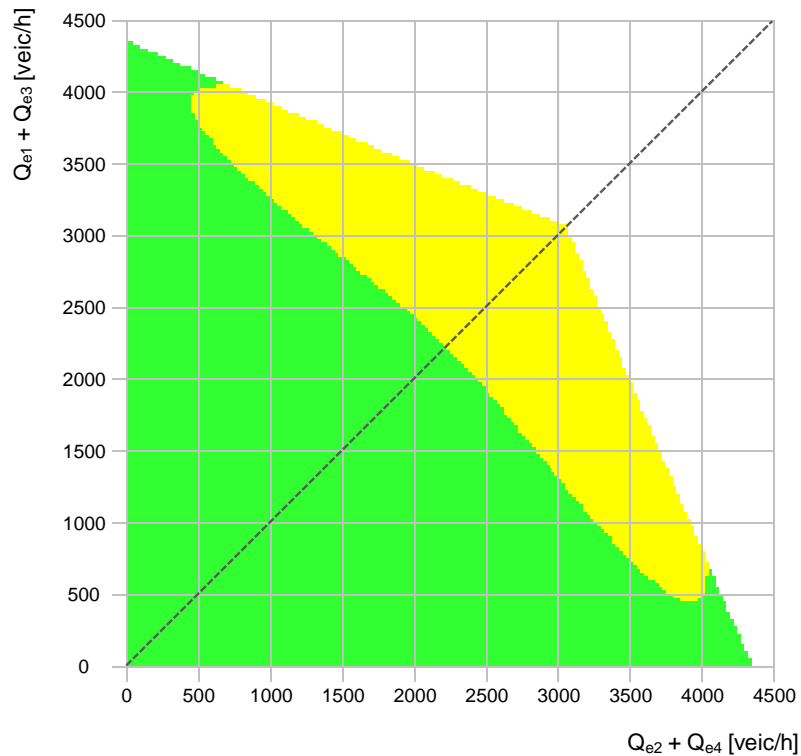
O/D	1	2	3	4
1	0	0.30	0.05	0.65
2	0.05	0	0.05	0.90
3	0.05	0.65	0	0.30
4	0.05	0.90	0.05	0

**Figura III.12** Esempi di domini di convenienza in condizioni di sottosaturazione nel confronto tra turbo rotatorie e rotatorie double lane

### III.4.2 ROTATORIA FLOWER E ROTATORIA DOUBLE LANE

Per confrontare i benefici prestazionali tra rotatorie flower e rotatorie double lane (cfr. schemi a e c in Figura III.11), l'analisi operativa è stata condotta utilizzando il metodo illustrato al paragrafo III.4). Come anticipato in corrispondenza delle rotatorie flower i veicoli che effettuano la svolta a destra utilizzano corsie di bypass dedicate, in sede separata; a differenza delle turbo rotatorie essi non sono ostacolati da correnti antagoniste (o circolanti sulla carreggiata anulare).

Le situazioni di traffico rappresentate dalle matrici o/d in termini percentuali sono riportate nelle seguenti Figure III.14 e III.15. Le matrici da c a f corrispondono a quattro diverse situazioni di veicoli che, provenendo dagli ingressi, svoltano a destra dopo aver effettuato l'immissione. I valori delle percentuali di traffico in svolta a destra, dal caso c al caso f, sono incrementati via via del 10% (le stesse corrispondono a percentuali del 40%, 50%, 60% e 70% dei flussi entranti); gli altri movimenti veicolari (svolte a sinistra e attraversamenti) sono assunti equamente distribuiti rispetto alle corrispondenti destinazioni. Anche in questi casi, ai fini del confronto i movimenti con la stessa origine e destinazioni non sono stati considerati. Si è assunta l'ipotesi che in corrispondenza delle rotatorie flower non sussista alcuna gerarchia tra le strade afferenti; tuttavia le situazioni nelle quali  $(Q_{e2}+Q_{e4}) < (Q_{e1}+Q_{e3})$  sono state escluse dalla rappresentazione in ragione della simmetria del grafico rispetto alla diagonale passante per l'origine degli assi cartesiani; ciò perché la stessa distribuzione dei flussi entranti rispetto alle corrispondenti destinazioni è stata assunta per tutti i rami. La seguente Figura III.13 mostra il grafico corrispondente al caso d di Figura III.14.



**Figura III.13** Esempio di dominio di convenienza simmetrico in condizioni di sotto-saturazione

I domini di Figura III.14, che rappresentano situazioni di traffico caratterizzate da percentuali dei veicoli che svoltano a destra da tutti i rami di ingresso rispettivamente pari al 40% e al 50%, mostrano che non è possibile ottenere domini di convenienza per le rotatorie flower. Al contrario, per alcune combinazioni di flussi di traffico entranti, le rotatorie double lane hanno prestazioni migliori delle rotatorie flower.

La presenza di ampie aree di indifferenza denota un ampio range di domanda di traffico per la quale le due rotatorie offrono prestazioni

equivalenti, almeno con riferimento alle ipotesi adottate ai fini del confronto.

I benefici operativi delle rotatorie flower si manifestano nelle situazioni in cui le percentuali dei veicoli in svolta a destra assumono valori superiori al 60% del valore totale del flusso entrante da ciascun ramo della rotatoria (cfr. Figura III.15) e risultano evidenti allorché le predette percentuali raggiungono il 70%. In dettaglio dai domini di convenienza riportati nelle Figure III.14 e III.15 può essere osservato quanto segue.

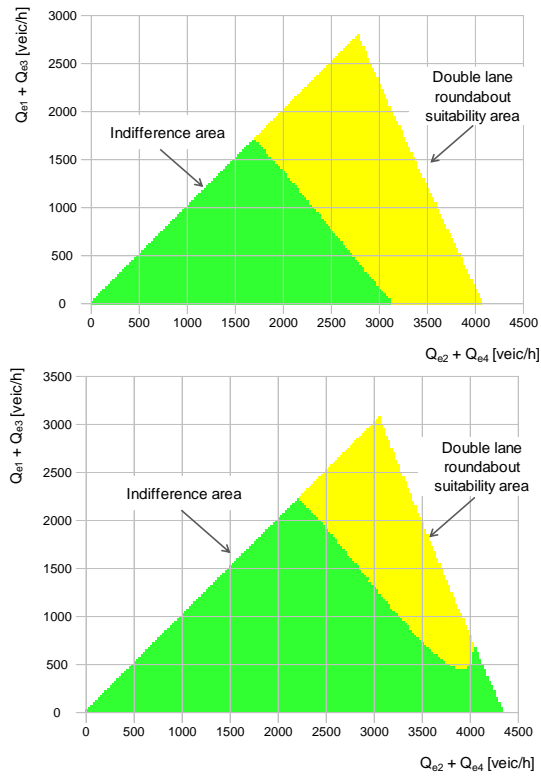
- Nelle situazioni di traffico caratterizzate da percentuali di veicoli in svolta a destra dai rami pari al 40% (caso c in Figura III.14), si constata che le rotatorie double lane sono più efficienti delle rotatorie flower quando: i) sia  $(Q_{e2}+Q_{e4})$ , sia  $(Q_{e1}+Q_{e3})$  assumono valori maggiori di 1700 veic/h; ii)  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  assume valori superiori a circa 3000 veic/h. Per valori di  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  compresi tra 1700 veic/h e 3000 veic/h e per valori di  $(Q_{e1}+Q_{e3}) < 1700$  veic/h, la rotatoria double lane è più efficiente dell'altro schema (o ha prestazioni equivalenti) in relazione alla combinazione di valori assunti da  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  e  $(Q_{e1}+Q_{e3})$ . La Figura III.14 (caso c) rivela anche che le due rotatorie hanno prestazioni equivalenti quando sia  $(Q_{e2}+Q_{e4})$ , sia  $(Q_{e1}+Q_{e3})$  assumono valori minori di 1700 veic/h.
- Nelle situazioni di traffico caratterizzate da percentuali di veicoli in svolta a destra dai rami pari al 50% rappresentate in Figura III.14 al caso d, la convenienza delle rotatorie double lane si manifesta in modo analogo al caso c di Figura III.14, ma l'area corrispondente è meno ampia rispetto al caso prima affrontato; di

contro, l'area di indifferenza, corrispondente alle situazioni di traffico in cui le due rotatorie funzionano in modo equivalente, è più ampia rispetto a quanto osservato per il predetto caso c.

- Nelle situazioni di traffico caratterizzate da percentuali di veicoli in svolta a destra dai rami pari al 60% rappresentate in Figura III.15 al caso e, le due rotatorie presentano prestazioni equivalenti per diverse combinazioni dei flussi di traffico entrante. Si osservano due piccole aree di convenienza dell'uno o dell'altro schema per valori elevati di  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  e per valori molto modesti di  $(Q_{e1}+Q_{e3})$ , come pure per valori di  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  e di  $(Q_{e1}+Q_{e3})$  compresi tra 3000 veic/h e circa 3500 veic/h.
- Nelle situazioni di traffico caratterizzate da percentuali di veicoli in svolta a destra dai rami pari al 70% rappresentate in Figura III.15 al caso f, il dominio di convenienza delle rotatorie flower è ampio. Si può notare che: i) le rotatorie flower presentano prestazioni migliori delle rotatorie double lane per valori di  $(Q_{e2}+Q_{e4}) > 4000$  veic/h; ii) per valori di  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  crescenti da 1500 veic/h a 4000 veic/h, le rotatorie flower sono più efficienti delle rotatorie double lane (o hanno prestazioni equivalenti) in relazione alla combinazione di valori assunti da  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  e  $(Q_{e1}+Q_{e3})$ ; iii) le due rotatorie hanno prestazioni equivalenti quando sia  $(Q_{e2}+Q_{e4})$ , sia  $(Q_{e1}+Q_{e3})$  assumono valori minori di circa 1500 veic/h.

In relazione alle proprietà di simmetria dei grafici delle seguenti Figure III.14 e III.15, va notato che le considerazioni di cui sopra sono valide anche invertendo le variabili  $(Q_{e2}+Q_{e4})$  e  $(Q_{e1}+Q_{e3})$ .

Capitolo III Confronto tra le prestazioni operative di diversi schemi di intersezione a rotatoria



c)

O/D	1	2	3	4
1	0	0.40	0.30	0.30
2	0.30	0	0.40	0.30
3	0.30	0.30	0	0.40
4	0.40	0.30	0.30	0

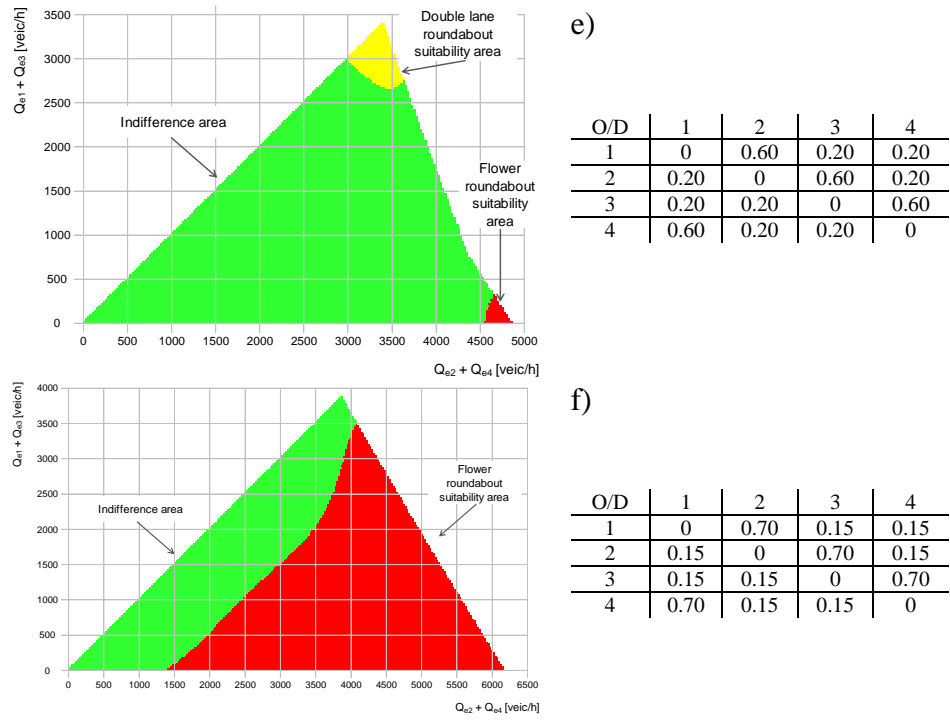
d)

O/D	1	2	3	4
1	0	0.50	0.25	0.25
2	0.25	0	0.50	0.25
3	0.25	0.25	0	0.50
4	0.50	0.25	0.25	0

Figura III.14 Esempi di domini di convenienza in condizioni di sottosaturazione nel confronto tra rotatorie flower e rotatorie double lane



**Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti**



**Figura III.15** Esempi di domini di convenienza in condizioni di sottosaturazione nel confronto tra rotatorie flower e rotatorie double lane

**III.5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE**

Il presente capitolo ha illustrato il procedimento di analisi proposto per valutare la convenienza in termini prestazionali tra le rotatorie innovative (turbo e flower) e le rotatorie (tradizionali) double lane.

Le prestazioni operative delle rotatorie in esame sono state esaminate per diverse distribuzioni della domanda di traffico e, per valori

di domanda inferiori alla capacità delle entrate (condizioni di sottosaturazione), sono stati costruiti i domini di convenienza (e le aree di indifferenza).

Per il confronto tra gli schemi di rotatoria in esame, è stata adottata la distribuzione M3 di Cowan per modellare gli headway nelle correnti circolanti. In accordo alla predetta assunzione, la capacità delle entrate per le rotatorie in Figura III.7, caratterizzate da movimenti veicolari d'entrata ostacolati da uno o due correnti di traffico antagoniste, è stata calcolata attraverso il modello di Haging (1998) esprimendo il parametro di plotonamento con la relazione proposta da Tanner (cfr. Cap 2). Ai fini del confronto, il predetto modello è stato adattato per rappresentare i diversi schemi di conflitto sulle rotatorie in esame. I domini di convenienza (o le aree di indifferenza) per le predette rotatorie sono stati costruiti utilizzando il control delay come criterio di confronto, in ragione del fatto che tale indicatore è legato a livello di qualità del servizio.

Sebbene gli esiti dei confronti effettuati possano essere influenzati dalle ipotesi sulle quali lo studio è basato, essi consentono di rilevare che le migliori prestazioni operative osservate per le turbo rotatorie rispetto a quanto constatato in corrispondenza delle rotatorie double lane, dipendono dalla distribuzione dei volumi di traffico entrante; in particolare, l'efficienza delle turbo rotatorie è significativa quando le strade principali afferenti convogliano buona parte della domanda. Per quanto attiene, invece, alle rotatorie flower, i benefici operativi delle stesse sono evidenti quando le percentuali dei veicoli che intendono effettuare la svolta a destra supera il 60% e ancor più quando le predette

percentuali del volume totale in ingresso da ciascun ramo d'entrata raggiunge il 70%.

Sebbene ogni caso esaminato debba essere posto in relazione alla distribuzione di traffico considerata, le considerazioni metodologiche e i confronti sviluppati possono risultare utili nella scelta di una rotatoria innovativa (turbo o flower) rispetto ad una rotatoria (tradizionale) double lane e, in particolare, per valutare i benefici operativi ottenibili dalla conversione di una rotatoria double lane in esercizio in una turbo rotatoria o in una rotatoria flower con pari ingombro di spazio.

Occorre evidenziare che i domini di convenienza mostrati ai paragrafi precedenti denotano situazioni di traffico in cui il ritardo di controllo medio in corrispondenza della rotatoria esaminata (double lane, turbo o flower) è minore del 50% del valore stimato per l'altro schema di rotatoria a confronto, a pari domanda di traffico; cioè i domini di convenienza corrispondono a situazioni in corrispondenza delle quali i benefici, dovuti al contenimento dei ritardi constatati in uno schema di rotatoria rispetto all'altro posto a confronto, sono netti. Va detto, inoltre, che le aree di indifferenza non forniscono indicazioni su quale rotatoria scegliere, cioè se è più conveniente (oppure no) scegliere una turbo rotatoria o una rotatoria flower al posto di una rotatoria double lane.

In termini pratici, l'equivalenza delle prestazioni operative, può permettere una grande libertà di scelta a livello di pianificazione (in relazione all'evoluzione attesa della domanda di traffico), specialmente per le nuove installazioni piuttosto che per le conversioni di rotatorie esistenti in turbo rotatorie o rotatorie flower. Infatti, una combinazione di volumi di traffico entro l'area di indifferenza rappresenta una situazione (di traffico) in corrispondenza della quale la conversione di una rotatoria

esistente in uno schema innovativo (turbo rotatoria o rotatoria flower) può rappresentare una scelta antieconomica, anche in relazione ai vincoli imposti dal contesto di inserimento al disegno geometrico dell'intersezione.

Infine deve essere sottolineato che sia le nuove installazioni, sia le conversione di una rotatoria tradizionale in esercizio in una turbo rotatoria o in una rotatoria flower deve essere giustificata anche sulla base di ulteriori considerazioni: il disegno geometrico delle turbo rotatorie o delle rotatorie flower deve includere anche più di una caratteristica intesa a migliorare le prestazioni di sicurezza dello schema; i costi da sostenere (nel progetto ex novo o nelle conversioni) rappresentano necessariamente un aspetto da non sottovalutare, come pure i benefici riconducibili alle ridotte emissioni veicolari. Più in generale i benefici di una rotatoria su un'altra dovrebbero essere stimati anche in relazione alla vita utile prevista per lo schema che si intende scegliere. Quanto detto prescinde dal contesto di inserimento della rotatoria (urbano, extraurbano, suburbano), dal momento che buona parte degli elementi compositivi delle rotatorie (tradizionali ed innovative) ne caratterizzano il disegno geometrico indipendentemente dall'ambito di inserimento.

## **BIBLIOGRAFIA**

- 1 Esposito T., Mauro R. (2001). La progettazione funzionale delle strade, vol. 1.. Hevelius Edizioni
- 2 TRB. Highway Capacity Manual (2010). Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- 3 CROW (1996) Richtlijn Ontruimingstijden Verkeersregelingstallaties. Publicatie 111. Ede: CROW.
- 4 Fortuijn, L.G.H. (2009). Turbo Roundabouts: Design Principles and Safety Performance. TRB Paper #09-2476, Transportation Research Board 88th Annual Meeting, January 2009, Washington DC
- 5 Andrighettoni, C., Mauro, R. (2008). Un nuovo tipo di incrocio a rotatoria. Le Strade, Ed. La Fiaccola, Milano, vol. 1/2, N.1434, 2008, pp. 17-23. ISSN: 0373-2916.
- 6 Hauer, E. (1997), Observational Before-After Studies in Road Safety, Pergamon Elsevier Science Ltd, Oxford U.K
- 7 Mauro, R., Cattani M. (2010) Potential accident rate of turbo-roundabouts. Atti del 4th International Symposium on Highway Geometric Design, Valencia, 2-5 giugno, 2010. Washington, DC: Transportation research Board, 2010

- 8 Fortuijn, L.G.H. (2003). Pedestrian and Bicycle-Friendly Roundabouts; Dilemma of Comfort and Safety. Delft University of Technology, The Netherlands.
- 9 Tollazzi, T., Renčelj, M. Turnšek, S. (2011). New Type of Roundabout: Roundabout with “Depressed” Lanes for Right Turning – “Flower Roundabout”. PROMET – Traffic & Transportation, Vol. 23, No 5: pp. 353-358
- 10 Design Manual Volume 1 – Procedures, WSDOT Design Manual, Luglio 2013, Cap. 1320 Roundabouts
- 11 Mauro, R. & Guerrieri, G. (2013), Right-turn Bypass Lanes at Roundabouts: Geometric Schemes and Functional Analysis (Modern Applied Science; Vol. 7, No. 1: 1-12
- 12 Kimber, R. and R. Coombe (1980). The Traffic Capacity of Some Major Priority Junctions. Transport and Road Research Laboratory, Supplementary Report 582, Crowthorne, Berkshire
- 13 Kyte, M., Zegeer, J. and Lall, B. (1991). Empirical Models for Estimating Capacity and Delay at Stop-Controlled Intersections”. Intersections without Traffic Signals II, Brilon, W. (ed.) Springer-Verlag, pp. 335-361
- 14 Brilon, W., Wu, N. and Bondzio, L. (1997), Unsignalized intersections in Germany. A state of the art 1997. Proceedings of the 3rd International Symposium on Intersections without traffic signals, Portland, Oregon, USA, July 1997, pp.61-70.

- 15 Brilon, W. and Vandehey, M. (1998), Roundabouts - The state of the art in Germany. ITE Journal (Institute of Transportation Engineers) 68(11), pp. 48-54.
- 16 Al-Madani, H.M.N (2013), Capacity of Large Dual and Triple-Lanes Roundabouts During Heavy Demand Conditions, Arabian Journal for Science and Engineering 38(3), pp. 491-505.
- 17 Fortuijn, L.G.H., & Harte, V.F. (1997). Multi-lane roundabouts: exploring new models. Traffic engineering working days 1997, CROW, Ede, The Netherlands
- 18 Bovy, H., Dietrich, K., & Harmann, A. (1991). Guide Suisse des Giratoires. Lausanne, Switzerland, p. 75 (see summary: Straße und Verkehr, 3, 137–139)
- 19 Tanner, J.C., (1962), A theoretical analysis of delay At An Uncontrolled Intersections. Biometrika 49(1-2), pp. 163-170.
- 20 Giuffrè O, Granà A., and Marino S., (2012). Turbo-roundabouts vs Roundabouts Performance Level, Procedia - Social and Behavioral Sciences 53 pp. 590-600.
- 21 Haging, O., (1998). A further generalization of Tanner's formula. Transportation Research Part B: Methodological 32(6), pp. 423-429.
- 22 Cowan, R.J., (1975), Useful headway model. Transportation Research 9(6), pp. 371-375.

- 23 Cowan, R.J., (1987). An extension of Tanner's results on uncontrolled intersections. *Queueing Systems: Theory and Applications* 1(3), pp. 249-263.
- 24 Vasconcelos, L., Silva, A.B., Seco, A. and Silva, J., (2012), Estimating the parameters of Cowan's M3 headway distribution for roundabout capacity analyses, *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering* 7(4), pp. 261-268
- 25 Giuffrè O, Granà A., and Marino S., (2012), Comparing Performances of Turbo-roundabouts and Double-lane Roundabouts". *Modern Applied Science* 6(10), pp. 70-79
- 26 Mauro, R. and Branco, F., (2010), Comparative analysis of compact multilane roundabouts and turbo-roundabouts. *ASCE Journal of Transportation Engineering* 136(4), pp. 316-322



*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

---

## **IV. LA MICRO SIMULAZIONE PER LA STIMA DELL'IMPATTO DEI VEICOLI PESANTI SULLA QUALITÀ DELLA CIRCOLAZIONE**

I flussi veicolari che è possibile osservare sulle strade sono generalmente eterogenei, nel senso che sono composti da diverse categorie veicolari. Nel campo dell'analisi funzionale delle strade, per valutare gli indici prestazionali necessari a definire la qualità della circolazione, si adottano invece modelli teorici in cui i flussi veicolari sono espressi in unità omogenee. Generalmente si fa ricorso al noto concetto di omogeneizzazione dei flussi di traffico, convertendoli in flussi di sole autovetture. Nei modelli matematici adoperati i flussi veicolari vengono dunque espressi in *veicoli equivalenti* (*passenger car unit* in inglese) nell'unità di tempo attraverso coefficienti di conversione che rappresentano per la singola categoria veicolare l'analogo numero di autovetture. Tale scelta è dettata evidentemente da ragioni di opportunità

riguardo alla maggiore semplicità matematica delle forme funzionali adoperate, già alquanto complesse.

Il confronto tra gli schemi di rotatoria presentati al capitolo precedente è stato effettuato ripercorrendo questa impostazione, poiché è originato dall'applicazione di modelli teorici per il calcolo della capacità delle corsie di ingresso e del corrispondente valore di ritardo. Inoltre in entrambi i casi presentati i *domini di convenienza* e le *aree di indifferenza* sono stati ottenuti sotto specifiche ipotesi sulla ripartizione della domanda di traffico, espressa in veicoli equivalenti. In particolare ogni singolo punto del dominio è stato determinato confrontando il ritardo medio all'intersezione, ottenuto a parità di domanda di traffico sugli schemi in esame.

Quest'ultimo aspetto mostra che in caso di flussi di traffico eterogenei il confronto presuppone l'adozione di stessi coefficienti di equivalenza per la conversione dei flussi sui due schemi analizzati. Tale ipotesi è in linea con quanto suggerito dall'HCM 2010 [1] che per diverse configurazioni di rotatorie tradizionali, determinate dal numero di corsie in ingresso, sull'anello ed in uscita, fornisce per i *mezzi pesanti* (*trucks* in inglese) sempre lo stesso valore del coefficiente di equivalenza  $E_t = 2$ .

Tuttavia la presenza della separazione fisica delle correnti veicolari sulle turbo rotatorie, che produce un maggiore vincolo alle traiettorie, raggi di curvatura più piccoli e per la corsia sinistra del ramo secondario un conflitto con due correnti antagoniste distinte, lascia presagire un impatto dei veicoli pesanti sulla qualità della circolazione più sfavorevole che sulle altre rotatorie.

Per questa ragione si è pensato di adoperare il software di *micro simulazione* del traffico AIMSUN 7.0, prodotto dalla *Transport Simulation Systems*, al fine di valutare come varia la qualità della circolazione sulle turbo rotatorie quando la domanda di traffico è caratterizzata da diverse percentuali di mezzi pesanti. In particolare il software di micro simulazione adoperato ha consentito di ottenere valori di capacità di sperimentale al variare della percentuale di mezzi pesanti presenti nei flussi in ingresso sulla turbo rotatoria. Attraverso il trattamento statistico dei dati ottenuti è stato possibile dunque ricavare i parametri comportamentali relativi a popolazioni di utenti eterogenee e al limite considerate costituite esclusivamente da mezzi pesanti. Inoltre è stato possibile determinare l'andamento del coefficiente di equivalenza dei veicoli pesanti al variare della percentuale di mezzi pesanti e dei flussi antagonisti.

La tecnica della micro simulazione del traffico si è rivelata particolarmente idonea per gli scopi della ricerca che ci si era prefissi, poiché ha consentito di isolare condizioni di traffico che difficilmente possono essere osservate direttamente su strada e di replicarle le volte necessarie per ottenere numerosità campionarie sufficientemente rappresentative.

Nel seguito di questo capitolo della tesi, dopo alcuni richiami sui modelli di micro simulazione, verranno mostrati le attività sperimentali condotte ed i risultati conseguiti.

#### **IV.1 LA MICRO SIMULAZIONE DEL TRAFFICO VEICOLARE**

Per simulazione del traffico si intende l'uso di tecniche di analisi dell'interazione tra il traffico veicolare e la rete stradale implementate su software, che differiscono tra loro per il livello di dettaglio e conseguentemente per l'estensione della rete che è necessario rappresentare. In generale le tecniche di simulazione si distinguono in tecniche di *micro simulazione*, di *meso simulazione* e di *macro simulazione*. Le prime vengono adoperate per valutazioni puntuali sulla rete, la cui dimensione può andare da singoli nodi (intersezioni) a un intero quartiere urbano. Le seconde servono a condurre analisi su reti di livello intermedio, come ad esempio un intero agglomerato urbano. Le ultime vengono impiegate invece a livello di pianificazione strategica per reti di area vasta (metropolitana, regionale, interregionale e nazionale). Nelle attività di ricerca condotte si è quindi adottato un modello di micro simulazione, dovendo eseguire analisi sulle prestazioni operative di uno specifico schema di intersezione, rappresentato da una turbo rotatoria.

La micro simulazione permette di raggiungere un elevato livello di dettaglio nel rappresentare l'evoluzione del traffico sulla rete stradale, poiché consente di considerare i movimenti dei singoli veicoli introdotti e le esatte caratteristiche geometriche dei singoli elementi stradali. I movimenti dei singoli veicoli tengono conto delle attitudini comportamentali degli utenti, che a loro volta sono influenzate dalle caratteristiche del proprio veicolo e da quelle degli altri veicoli presenti in prossimità della rete. Le caratteristiche dei veicoli riguardano principalmente le loro dimensioni e le loro prestazioni cinematiche. Attraverso la micro simulazione si può quindi tenere conto della presenza

di diverse categorie veicolari, attribuendo ad ognuna di esse le caratteristiche che le competono.

La procedura di calcolo avviene per aggiornamenti successivi (*simulation step* in inglese) di tutte le grandezze cinematiche (posizioni, velocità, accelerazioni, ecc.) relative al moto di ogni singolo veicolo. I singoli step rappresentano una serie di istruzioni che il software deve eseguire ciclicamente ad intervalli temporali di ampiezza fissa. Evidentemente riducendo la durata dell'intervallo tra uno step e il successivo si ottengono rappresentazioni del fenomeno reale sempre più accurate. I singoli aggiornamenti vengono calcolati sulla base di leggi legate al moto del veicolo e al comportamento degli utenti.

Quest'ultimo assume un ruolo fondamentale in tutto il processo di micro simulazione del traffico e viene considerato principalmente attraverso tre modelli distinti, noti in letteratura come *car following*, *lane changing* e *gap acceptance*. Tali modelli rappresentano delle leggi matematiche con le quali viene valutata l'influenza reciproca del comportamento attuato dagli utenti in particolari situazioni. In letteratura esiste ampia bibliografia [2] [3] [4] [5] [6] [7] su queste teorie che, sebbene siano nate intorno alla metà del secolo scorso, costituiscono ancora oggi tema di ricerca attuale con l'obiettivo di produrre versioni sempre più aggiornate, in grado di rappresentare sempre più fedelmente i fenomeni reali. Nel seguito verranno esposti i modelli di *car following*, *lane changing* e *gap acceptance* così come vengono considerati dal software di micro simulazione adoperato.

#### **IV.1.1 IL MODELLO DI CAR FOLLOWING**

I modelli di car following presuppongono che il comportamento di ogni utente appartenente ad una corrente veicolare sia influenzato dal comportamento attuato dall'utente del veicolo che lo precede. In particolare tali modelli considerano che il veicolo accodato (*follower*) tende ad uniformare le proprie condizioni di moto a quelle del veicolo precedente (*leader*). In letteratura già negli anni cinquanta sono stati proposti diversi modelli di car following [2] [3] [4] che permettono di determinare come le proprietà cinematiche del moto del veicolo leader influenzano le proprietà cinematiche del veicolo che segue, con una sfasatura temporale pari al cosiddetto *tempo di percezione e reazione*. In [8] viene fornita un'ampia disamina di tutti gli aspetti relativi al problema. La presenza di una sfasatura temporale pari al tempo di percezione e reazione tra le variazioni della cinematica del veicolo leader ed i suoi effetti sul moto del veicolo follower rappresenta una costante per tutti i modelli di car following. Per questa ragione infatti i software di micro simulazione considerano *tempi di campionamento*, cioè ampiezze degli intervalli temporali tra uno step e il successivo, che devono essere sottomultipli del tempo di percezione e reazione considerato.

Il software AIMSUN considera il modello di car following proposto nel 1981 da Gipps [5], adottando alcuni adattamenti. Tale modello considera che la velocità attuata da ogni veicolo dipende dalla sua propensione a raggiungere un certo valore di velocità limite, che rappresenta la sua *velocità desiderata*  $V^*$ , e dai condizionamenti che subisce dalla presenza del veicolo leader e dalle sue stesse proprietà cinematiche. Il modello di Gipps considera infatti due distinti valori di

velocità che vengono definiti *componente di accelerazione e componente di decelerazione*.

La componente di accelerazione rappresenta la massima velocità che un veicolo  $n$  può raggiungere in condizioni di flusso libero nell'intervallo di tempo  $(t, t + T)$ , avendo indicato con  $T$  il tempo di percezione e reazione (o alternativamente il tempo di campionamento). La sua espressione è:

$$V_a(n, t + T) = V(n, t) + 2,5 \cdot a(n) \cdot T \cdot \left(1 - \frac{V(n, t)}{V^*(n)}\right) \cdot \sqrt{0,025 + \frac{V(n, t)}{V^*(n)}}$$

in cui:

- $V(n, t)$  è la velocità del veicolo  $n$  al tempo  $t$ ;
- $a(n)$  è la massima accelerazione per il veicolo  $n$ ;
- $T$  è il tempo di percezione e reazione (o il tempo di campionamento);
- $V^*(n)$  è la velocità desiderata del veicolo  $n$  sul tronco stradale in cui si trova.

La componente di decelerazione rappresenta invece la massima velocità che lo stesso veicolo  $n$  può raggiungere nell'intervallo di tempo  $(t, t + T)$  a causa della presenza del veicolo leader, indicato con  $n - 1$ , e delle proprietà cinematiche del suo moto al tempo  $t$ . La sua espressione è data da:



$$V_b(n, t + T) = d(n) \cdot T + \sqrt{d^2(n) \cdot T^2 - d(n) \left\{ 2 [x(n-1, t) - s(n-1) - x(n, t)] - V^2(n-1, t) \right\} - V(n, t) \cdot T - \frac{V^2(n-1, t)}{d'(n-1)}}}$$

in cui, oltre alle quantità già definite:

- $d(n)$  è la massima decelerazione desiderata per il veicolo  $n$ ;
- $x(n, t)$  è la posizione del veicolo  $n$  al tempo  $t$ ;
- $x(n-1, t)$  è la posizione del veicolo  $n-1$  al tempo  $t$ ;
- $s(n-1, t)$  è la lunghezza del veicolo  $n-1$  al tempo  $t$ ;
- $d(n-1)$  è una stima della massima decelerazione desiderata per il veicolo  $n-1$ .

Sulla base dei valori ottenuti dalle espressioni delle due componenti di velocità, i nuovi valori della velocità effettiva e della posizione del veicolo  $n$  al tempo  $t + T$  vengono calcolati attraverso le seguenti espressioni.

$$V(n, t + T) = \min \left[ V_a(n, t + T); V_b(n, t + T) \right]$$

$$x(n, t + T) = x(n, t) + V(n, t + T) \cdot T$$

Le espressioni riportate rappresentano il modello di car following nella formulazione classica di Gipps. Nel software AIMSUN sono state implementate alcune modifiche al modello classico di Gipps che lo rendono ancora più realistico. Quelle introdotte nelle versioni più recenti del software sono relative alla considerazione del minimum headway ed

di un *fattore di sensitività* per il veicolo follower nella stima della decelerazione del veicolo leader. Altre modifiche, implementate invece anche nelle versioni precedenti del software, riguardano essenzialmente il calcolo della velocità desiderata  $V^*$ , l'influenza dei veicoli sulla corsia adiacente nel caso di tronchi stradali a più corsie e l'effetto della pendenza della livelletta.

Dalla versione 6.0 in poi il software consente di considerare il minimum headway tra i veicoli di una corrente, come ulteriore restrizione sulla componente di decelerazione del modello di Gipps. Tale restrizione viene considerata prima di caricare la nuova posizione e la nuova velocità del veicolo al tempo  $t + T$ , cioè prima di adoperare le equazioni precedenti che esprimono le quantità  $x(n, t + T)$  e  $V(n, t + T)$ .

In particolare viene adoperato il seguente algoritmo:

Se

$$\frac{x(n-1, t+T) - s(n-1) - x(n, t) + V(n, t+T) \cdot T}{\text{MinHW}(n)} < V(n, t+T)$$

allora

$$V(n, t+T) = \frac{x(n-1, t+T) - s(n-1) - x(n, t)}{\text{MinHW}(n) + T}$$

in cui:

- $x(n, t)$  è la posizione del veicolo  $n$  al tempo  $t$ ;
- $x(n-1, t)$  è la posizione del veicolo  $n-1$  al tempo  $t$ ;

- $s(n-1)$  è la lunghezza del veicolo  $n-1$ ;
- $\text{MinHW}(n)$  è il minimum headway per il veicolo  $n$  rispetto al suo veicolo follower.

Le versioni più recenti del software AIMSUN consentono anche di considerare una variabilità tra i diversi veicoli nella stima che il veicolo follower fa della decelerazione del veicolo leader. Ciò viene fatto calcolando la stima della massima decelerazione desiderata dal veicolo leader, che compare nella espressione della componente  $V_b(n, t+T)$  del modello di Gipps, attraverso il prodotto della sua effettiva decelerazione desiderata  $d(n-1)$  per un parametro  $\alpha$  detto “*Sensitivity Factor*” relativo al veicolo follower.

$$d'(n-1) = \alpha \cdot d(n-1)$$

Il parametro  $\alpha$  rappresenta una misura della sensibilità del veicolo follower alle decelerazioni adottate dal veicolo leader, nel senso che i veicoli con parametro  $\alpha < 1$  sottostimano la decelerazione del veicolo leader e di conseguenza diventano più imprudenti, diminuendo il gap dal veicolo leader. Di contro i veicoli con parametro  $\alpha > 1$  sovrastimano la decelerazione del veicolo leader e quindi sono più cauti aumentando il gap dal veicolo leader, quando questi decelera.

Per quanto riguarda il calcolo della velocità desiderata  $V^*$ , presente nell'espressione della componente  $V_a(n, t+T)$  del modello di Gipps, il software considera i seguenti tre parametri:

- $V_{\max}(n)$  che è la massima velocità desiderata per il veicolo  $n$ ;
- $S_{\text{limit}}(s)$  che è il limite di velocità per il tronco stradale  $s$ ;

- $\theta(n)$  che è un parametro che considera l'accettazione del limite di velocità da parte del veicolo n. In particolare:
  - a) se  $\theta(n) < 1$ , l'utente tende a non raggiungere il limite di velocità anche se può farlo;
  - b) se  $\theta(n) = 1$ , l'utente raggiunge il limite di velocità quando può farlo;
  - c) se  $\theta(n) > 1$ , l'utente supera il limite di velocità quando può farlo.

Il limite di velocità considerato dal veicolo n sul tronco stradale s viene calcolato dal software con la seguente espressione.

$$S_{\text{limit}}(n, s) = \theta(n) \cdot S_{\text{limit}}(s)$$

La massima velocità desiderata dal veicolo n sul tronco stradale s viene calcolata dunque come il minore tra due valori. Il primo rappresenta il valore di velocità massima che il veicolo ammette di poter raggiungere su quel tronco stradale a causa della presenza del limite di velocità. Il secondo è invece la massima velocità desiderata dal veicolo n indipendentemente dal tronco in cui si trova. L'espressione adottata dal software è dunque la seguente:

$$V_{\text{max}}(n, s) = \min \{ S_{\text{limit}}(n, s); V_{\text{max}}(n) \}$$

Quest'ultimo valore di velocità è quello che il software adotta al posto della velocità desiderata  $V^*$  nell'espressione della componente  $V_a(n, t+T)$  del modello di Gipps. La modifica introdotta serve

evidentemente a considerare la presenza dei limiti legali di velocità sui tronchi della rete stradale e la loro accettazione da parte degli utenti.

Un'altra modifica al modello di Gipps introdotta nel software AIMSUN permette di considerare l'influenza sulla velocità attuata dal veicolo in esame delle velocità attuate dai veicoli presenti sulla corsia adiacente. Vengono distinti due casi: quello in cui la corsia adiacente a quella di marcia del veicolo considerato è una corsia di accelerazione e quello in cui la corsia adiacente è una qualunque altra corsia. In questo modo l'utente del software può impostare due parametri definiti "Maximum Speed Difference" ( $\Delta V_{MSD}$ ) e "Maximum Speed Difference On-Ramp" ( $\Delta V_{MSDR}$ ) che evidentemente sono la massima differenza di velocità che si vuole ammettere tra corsie adiacenti nei due casi considerati. Il software consente anche di personalizzare il numero di veicoli da considerare nella corsia adiacente e la distanza massima entro cui vanno considerati. Questi due parametri consentono di determinare la "Mean Speed Vehicles Down" ( $V_{MSVD}$ ), cioè la media tra le velocità dei veicoli adiacenti. La massima velocità attuata dagli utenti nel caso in cui sia presente una corsia adiacente ( $V_{MS}$ ) è dunque calcolata nei due casi menzionati con una delle due seguenti espressioni.

$$V_{MS}(n, s) = V_{MSVD}(n, s) \cdot \Delta V_{MSD}(s)$$

$$V_{MS}(n, s) = V_{MSVD}(n, s) \cdot \Delta V_{MSDR}(s)$$

La velocità desiderata  $V^*$  di Gipps nei casi in cui sia presente una corsia adiacente viene calcolata quindi con la seguente espressione:

$$V^*(n, s) = \min \left[ V_{\max}(n, s); \theta(n) \cdot V_{MS}(n, s) \right]$$

in cui le quantità  $V_{\max}(n, s)$  e  $\theta(n)$  assumono lo stesso significato visto in precedenza.

Il software considera anche l'influenza della pendenza della livelletta sulla massima accelerazione e sulla massima decelerazione desiderate dai singoli veicoli, che come si è visto compaiono nelle espressioni delle componenti di velocità del modello di Gipps. Tale scopo viene raggiunto adoperando le seguenti relazioni:

$$a(n) = \max \left[ a_0(n) - i \cdot \frac{9,81}{100}; a_0(n) \cdot 0,10 \right]$$

$$d(n) = \max \left[ d_0(n) - i \cdot \frac{9,81}{100}; d_0(n) \cdot 0,10 \right]$$

in cui con  $a_0(n)$  e  $d_0(n)$  si sono indicate rispettivamente la massima accelerazione e la massima decelerazione desiderate in assenza pendenza longitudinale della strada e con  $i$  la pendenza della livelletta espressa in percento.

#### **IV.1.2 IL MODELLO DI LANE CHANGING**

I modelli di car following possono essere usati senza ulteriori modifiche per modellare il deflusso veicolare su strade ad unica corsia. Nelle strade a due o più corsie per modellare il traffico veicolare bisogna considerare anche quali condizioni devono esserci affinché i veicoli possano effettuare il cambio di corsia. Per questa ragione sono nati quindi i modelli di lane changing come evoluzione al caso di più correnti parallele dei modelli di car following. In realtà la condizione perché

possa avvenire il cambio di corsia è data banalmente dalla necessità che il gap che separa i due veicoli che si susseguono sulla corrente parallela sia sufficientemente grande da potere accogliere il veicolo che cambia corsia. Per questa ragione i modelli di lane changing vengono visti anche come casi particolari dei modelli di gap acceptance.

Il primo modello di lane changing reperibile in letteratura è stato presentato da Gipps nel 1986 [6], che ha ricavato le condizioni perché possa avvenire il cambio di corsia di un veicolo, applicando il suo modello di car following a due coppie di veicoli. La prima è formata dal veicolo che cambia corsia e dal veicolo leader della corrente adiacente, che Gipps definisce *down-stream vehicle*. La seconda è data dal veicolo che cambia corsia e dal veicolo che sorraggiunge nella corrente adiacente definito *up-stream vehicle*.

Tale modello è quello adoperato dal software AIMSUN in una versione in parte rivisitata, che di seguito verrà analizzata nel dettaglio. Come viene riportato nel Manuale del software [9] la velocità di un veicolo follower  $n$  al tempo  $t + T$  è influenzata secondo la seguente relazione dalle quantità cinematiche del veicolo leader, alle quali si attribuisce il pedice  $l$ :

$$V_n(t+T) = d_n \cdot T + \sqrt{(d_n \cdot T)^2 + d_n \cdot \left\{ 2 \cdot \left[ \dot{x}_l(t) - x_n(t) - s_l - s_n \right] + \frac{V_l^2(t)}{d_l} \right\}}$$

In tale espressione e nelle altre che seguiranno le quantità introdotte assumono lo stesso significato già visto quando è stato presentato il modello di car following di Gipps. Inoltre secondo tale espressione la

velocità  $V_n(t+T)$  risulta essere funzione dell'ampiezza del gap tra i due veicoli al tempo  $t$ , che assume la seguente espressione.

$$\begin{aligned} \text{Gap}(t) &= x_1(t) - x_n(t) - s_1 - s_n \\ &= \frac{V_1^2(t)}{2 \cdot d_1} - \frac{V_n^2(t+T)}{2 \cdot d_n} + 0,5 \cdot V_n(t) + V_n(t+T) \cdot T \end{aligned}$$

Tuttavia il modello di Gipps ed anche la forma rivisitata adottata dall'AIMSUN risultano stabili quando si verificano le seguenti condizioni tra loro equivalenti sulla velocità del veicolo follower  $n$  al tempo  $t+T$  e sull'entità del gap che lo separa dal leader.

$$\begin{aligned} V_n(t+T) &\geq \max \left[ V_n(t) + \alpha \cdot d_n \cdot T \right] \\ \text{Gap}(t) &\geq \frac{V_1^2(t)}{2 \cdot d_1} + 0,5 \cdot V_n(t) \cdot T + \\ &+ \max \left[ -\frac{V_n^2(t)}{2 \cdot d_n} + (1 - 0,5 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot d_n \cdot T^2 + (1 - \alpha) \cdot V_n(t) \cdot T \right] \end{aligned}$$

Per stabilità del deflusso nei modelli di car following si intende generalmente la condizione per la quale il distanziamento tra due veicoli che si succedono nonostante subisca una variazione a seguito dei mutamenti nella cinematica del moto del veicolo leader, ritorna ad assumere, dopo un certo tempo la stessa entità che aveva in precedenza. Tali condizioni sono ampiamente discusse in [8].

Un'ulteriore modifica al modello di Gipps implementata nel software AIMSUN consiste nell'eliminazione del rischio di collisione tra i veicoli che si succedono a causa di un'eccessiva riduzione del gap fra i



due veicoli che si succedono. Ciò produce un'ulteriore restrizione sul gap fra i veicoli che quindi viene espresso come segue.

$$\text{Gap}(t) \geq \max \left\{ 0; \frac{V_1^2(t)}{2 \cdot d_1} + 0,5 \cdot V_n(t) \cdot T + \right. \\ \left. + \max \left[ -\frac{V_n^2(t)}{2 \cdot d_n} + (1 - 0,5 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot d_n \cdot T^2 + (1 - \alpha) \cdot V_n(t) \cdot T \right] \right\}$$

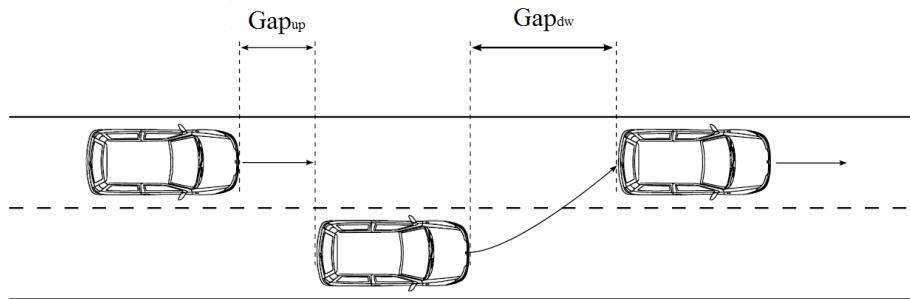
Quest'ultima rappresenta l'espressione definitiva che adopera il software AIMSUN per modellare i distanziamenti tra i veicoli che si succedono lungo una corrente.

Affinché un veicolo che intende cambiare corsia possa effettivamente farlo, è necessario dunque che l'espressione precedente sia verificata sia tra il *down-stream vehicle* e il veicolo che deve cambiare corsia, sia tra quest'ultimo e l'*up-stream vehicle*. In sostanza il problema del lane changing viene visto come la soluzione di due problemi di car following distinti. Nel primo il ruolo del leader è assunto dal *down-stream vehicle* e quello del follower dal veicolo che deve cambiare corsia. Nell'altro il ruolo del leader è assunto dal veicolo che deve cambiare corsia e quello del follower dall'*up-stream vehicle*.

La soluzione di tali problemi consiste dunque nell'imporre ai due gap che separano i tre veicoli coinvolti nel processo di lane changing le restrizioni espresse dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 \text{Gap}_{dw}(t) &\geq \max \left\{ 0; \frac{V_{dw}^2(t)}{2 \cdot d_{dw}} + 0,5 \cdot V_{lc}(t) \cdot T + \right. \\
 &+ \left. \max \left[ 0; -\frac{V_{lc}^2(t)}{2 \cdot d_{lc}} + (1 - 0,5 \cdot \alpha_{lc}) \cdot \alpha_{lc} \cdot d_{lc} \cdot T^2 + (1 - \alpha_{lc}) \cdot V_{lc}(t) \cdot T \right] \right\} \\
 \text{Gap}_{up}(t) &\geq \max \left\{ 0; \frac{V_{lc}^2(t)}{2 \cdot d_{lc}} + 0,5 \cdot V_{up}(t) \cdot T + \right. \\
 &+ \left. \max \left[ 0; -\frac{V_{up}^2(t)}{2 \cdot d_{up}} + (1 - 0,5 \cdot \alpha_{up}) \cdot \alpha_{up} \cdot d_{up} \cdot T^2 + (1 - \alpha_{up}) \cdot V_{up}(t) \cdot T \right] \right\}
 \end{aligned}$$

in cui per le varie quantità cinematiche si sono usati i pedici  $dw$  per il *down-stream vehicle*,  $lc$  per il veicolo che cambia corsia (*lane changer*) e  $up$  per l'*up-stream vehicle*. Nella seguente Figura IV.1 viene riportata un'immagine che riproduce i due gap fra i tre veicoli coinvolti nel lane changing.



**Figura IV.1** Gap tra i veicoli coinvolti nella manovra di lane changing

In definitiva il software di micro simulazione permette il cambiamento di corsia da parte di un veicolo che intende farlo solo se sono verificate le seguenti condizioni:

- i gap siano positivi;
- le velocità siano positive;
- le decelerazioni imposte siano per ogni veicolo i minori della quantità  $\alpha_i \cdot d_i$ .

#### **IV.1.3 IL MODELLO DEL GAP ACCEPTANCE**

Della teoria del gap acceptance, applicata alle intersezioni stradali non semaforizzate, si è ampiamente parlato nei precedenti capitoli della tesi. Nell'ambito dell'implementazione sui software di micro simulazione tale teoria, con i dovuti adattamenti, viene adoperata essenzialmente in due situazioni distinte. La prima si è visto che è rappresentata dalle manovre di cambio corsia, poiché i modelli di lane changing di fatto possono essere visti come un caso particolare di gap acceptance. L'altra è rappresentata dai conflitti tra correnti veicolari a priorità differente che si hanno ai nodi della rete.

In questo caso infatti il software di micro simulazione ha bisogno di regole comportamentali da applicare per stabilire quali veicoli possono attraversare il nodo senza subire nessuna interferenza e quali invece devono cedere il passo. A dire il vero la potenza di calcolo dei computer permette di considerare in queste situazioni una serie di regole da applicare, che rendono l'interpretazione del conflitto tra le correnti

leggermente più complessa, ma allo stesso tempo certamente più realistica. Nel primo capitolo della tesi si è accennato, ad esempio, che in alcune situazioni gli utenti di una corrente secondaria dopo attese giudicate eccessive possono non rispettare l'obbligo di dare la precedenza e forzare l'ingresso. Situazioni di questo tipo, sebbene siano certamente supportate dall'esperienza di qualunque utente della strada, sono trascurate nell'applicazione dei modelli teorici di analisi funzionale delle intersezioni, perché non possono essere descritte da una semplice equazione matematica. I software di micro simulazione, invece, adoperando algoritmi iterativi e sfruttando potenze di calcolo che l'uomo non possiede, ben si prestano a rappresentare tali situazioni. Va sottolineato che ciò non vuol dire che i modelli teorici diano risultati falsati, perché, se calibrati a partire da dati sperimentali, situazioni come queste dovrebbero essere contenute nella descrizione che i dati empirici danno della realtà. Tuttavia di certo non si può negare che i software di micro simulazione permettano una rappresentazione più realistica dei fenomeni che riguardano il traffico veicolare.

Per quanto riguarda il modello di gap acceptance adottato dal software AIMSUN per regolare i conflitti alle intersezioni a raso non semaforizzate, va detto che il software stabilisce se un veicolo di una corrente secondaria può effettuare la manovra, considerando le sue proprietà cinematiche, confrontandole con quelle dei veicoli delle correnti principali e calcolando le relative distanze dall'ipotetico punto di collisione. Questa impostazione costituisce la principale differenza con quanto è stato esposto nei precedenti capitoli riguardo ai modelli teorici di capacità. Infatti mentre il software considera posizioni, velocità e accelerazioni dei veicoli coinvolti, i modelli teorici confrontano il tempo necessario per compiere la manovra con quello a disposizione.

Evidentemente i due metodi sono equivalenti, poiché attraverso le leggi del moto è sempre possibile passare dalle quantità cinematiche ai tempi. Questa infatti è proprio l'operazione successiva che il software deve compiere. Tuttavia quello che si vuole sottolineare è il diverso approccio adottato, che nel campo della micro simulazione è di tipo cinematico. Nell'applicazione dei modelli teorici invece l'intervallo critico e il tempo di sequenza non vengono messi in relazione alle prestazioni cinematiche dei veicoli (velocità e accelerazioni massime raggiungibili), ma vengono direttamente ricavati da osservazioni di campo e confrontati con la distribuzione ipotizzata dei distanziamenti temporali tra i veicoli delle correnti principali.

Oltre alle quantità e alle prestazioni cinematiche dei veicoli, un altro parametro che influenza molto il modello di gap acceptance applicato dal software AIMSUN è rappresentato dal cosiddetto *Maximum Give Way Time*. Tale parametro rappresenta il tempo massimo che un veicolo di una corrente secondaria è disposto ad aspettare prima di diventare *impaziente*, per non essere riuscito a trovare un gap da accettare per compiere la propria manovra. Trascorso questo tempo, il margine di sicurezza (l'analogo dell'intervallo critico considerato dal software) si riduce linearmente fino ad annullarsi in un intervallo di tempo pari ancora una volta al *Maximum Give Way Time*. Trascorso un tempo di attesa pari a due volte il *Maximum Give Way Time*, il veicolo della corrente secondaria compie la manovra non rispettando l'obbligo di precedenza e forzando i flussi principali. Il software consente dunque di far dipendere la decisione in merito alla esecuzione della manovra da parte del veicolo della corrente secondaria anche dal suo livello di rischio. Tale livello di rischio viene calcolato in funzione di alcuni

parametri di preferenza, impostati dall'utente del software, come ad esempio il *Maximum Give Way Time*.

Altri parametri che vengono considerati dal software riguardano alcune proprietà dei tronchi stradali, o degli archi (*link* in inglese) come si dice nel campo delle reti di trasporto, che affluiscono all'area di intersezione. Tra queste quelle che influiscono nei modelli di gap acceptance sono la distanza di visibilità all'intersezione e la massima velocità ammessa nell'area di manovra.

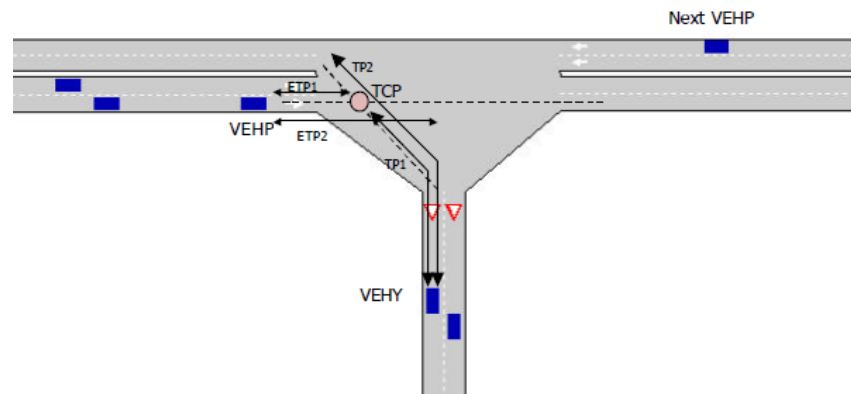
Di seguito si riporta l'algoritmo adottato dal software AIMSUN nell'applicazione del modello di gap acceptance per le intersezioni non semaforizzate, definito *Give Way Gap Acceptance Model*. In esso per i veicoli convolti e per le quantità cinematiche introdotte si adopererà la stessa nomenclatura adottata nel Manuale del software [9].

Se un veicolo VEHY raggiunge un incrocio in cui deve dare la precedenza:

1. si determina il veicolo a priorità maggiore più vicino VEHP;
2. si determina l'ipotetico punto di collisione TCP;
3. si calcola il tempo TP1 necessario al veicolo VEHY per raggiungere il punto TCP;
4. si calcola la stima ETP1 del tempo necessario al veicolo VEHP per raggiungere il punto TCP;
5. si calcola il tempo TP2 necessario al veicolo VEHY per attraversare il punto TCP;

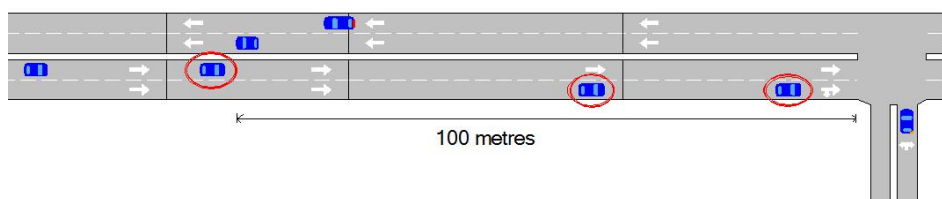
6. si calcola la stima ETP2 del tempo necessario al veicolo VEHP per liberare l'intersezione;
7. se il tempo TP2 più un certo margine di sicurezza è minore del tempo stimato ETP1, allora il veicolo VEHY ha abbastanza tempo per attraversare l'incrocio; quindi accelera e attraversa;
8. altrimenti, se il tempo stimato ETP2 più un certo margine di sicurezza è inferiore al tempo TP1, il veicolo VEHP avrà già attraversato il punto TCP il veicolo VEHY lo raggiunge; quindi si determina il nuovo veicolo più vicino con priorità più alta, questo diventa il veicolo VEHP e si ritorna al punto 2;
9. altrimenti, il veicolo VEHY deve dare la precedenza, decelerando e arrestandosi se necessario.

La seguente Figura IV.2 tratta dal Manuale del software [9] riproduce lo schema e le quantità introdotte nell'algoritmo.



**Figura IV.2** Descrizione dell'algoritmo adottato dal software AIMSUN per il *Give Way Gap Acceptance Model*

L'algoritmo considera solamente i veicoli a priorità maggiore compresi entro 100 m dall'intersezione, come mostrato dalla seguente Figura IV.3, in cui i veicoli considerati sono quelli cerchiati in rosso.



**Figura IV.3** Veicoli a priorità maggiore considerati dal software AIMSUN per il Give Way Gap Acceptance Model

## IV.2 LA MICRO SIMULAZIONE COME STRUMENTO DI ANALISI FUNZIONALE DI UNA TURBO ROTATORIA

I software di micro simulazione sono nati per analizzare reti stradali di dimensioni contenute, ma comunque composte da più intersezioni e più tronchi stradali interconnessi tra loro. Generalmente vengono adoperati per valutare gli effetti sul traffico veicolare di una qualunque variazione introdotta sulla rete di una determinata zona del territorio. Le variazioni introdotte possono riguardare ad esempio la realizzazione di nuove attività sul territorio che generano una maggiore attrattività della domanda di traffico, come una nuova scuola o un nuovo centro commerciale. Altre modifiche da valutare possono consistere in una nuova regolazione del traffico, per sapere se, a parità di domanda, è possibile ottenere un miglioramento sulla qualità della circolazione, ad



esempio adottando nuove regolazioni semaforiche o diversi sensi marcia sui rami della rete.

Di recente nel campo della ricerca i software di micro simulazione sono stati adottati anche per valutazioni su singoli schemi di intersezioni, viste le enormi potenzialità di tale tecnica di analisi. In particolare vengono sempre più adoperati al fine di determinare quali miglioramenti si possono ottenere sulla qualità della circolazione adottando lo specifico schema di intersezione in esame. Ad esempio sulle turbo rotatorie sono stati condotti diversi studi [10] [11] in micro simulazione, al fine di determinare se tali schemi di intersezione sono veramente caratterizzati da una maggiore efficienza rispetto alle rotatorie tradizionali. Bisogna sottolineare tuttavia che a fronte della moltitudine di parametri che vengono considerati dai software di micro simulazione, che ne determinano le potenzialità, per ottenere risultati attendibili è necessario conoscere il significato di ognuno di essi ed il modo in cui agisce. Solo così infatti l'utente del software può procedere alla corretta quantificazione di tali parametri. L'uso della micro simulazione soprattutto per valutazioni così puntuali sembra essere dunque relegato solo ad utenti di consolidata esperienza, a differenza dei modelli teorici di analisi funzionale, che se presi per il contesto su cui sono stati calibrati possono essere utilizzati più agevolmente. Ciò spiega il motivo per cui studi di questo genere vengono condotti principalmente nel campo della ricerca scientifica.

Avendo l'obiettivo di valutare la qualità della circolazione sulle turbo rotatorie al variare della percentuale di mezzi pesanti, che caratterizza la domanda di traffico, si è pensato di ripercorrere questo filone della ricerca adottando il software di micro simulazione AIMSUN.

La micro simulazione, infatti, consente di considerare diverse categorie veicolari e di caratterizzare ognuna di esse per dimensioni e prestazioni cinematiche differenti. Tale tecnica rappresenta un modello di analisi disaggregato in quanto riproduce il moto dei singoli veicoli, ma permette anche di ricavare dati aggregati (flussi veicolari, lunghezze delle code, tempi di percorrenza, ecc.) per singola categoria veicolare o per i veicoli nel complesso. Per tali ragioni nell'impossibilità di ottenere dati da osservazioni di campo, vista l'assenza di turbo rotatorie in esercizio in Italia, si è ritenuto che la micro simulazione potesse essere una tecnica particolarmente idonea ai fini della ricerca che si intendeva condurre. Le attività poste in essere hanno confermato tale convinzione iniziale, poiché hanno consentito l'acquisizione di dati empirici che rappresentano l'effetto di una determinata configurazione della rete sulla singola categoria veicolare dei mezzi pesanti e la replicazione degli esperimenti per un numero di volte necessario ad ottenere numerosità campionarie sufficientemente rappresentative.

Per utilizzare un software di micro simulazione su un determinato schema di rete è necessario pianificare in fasi successive le seguenti attività:

- *la costruzione di un modello di rete* altamente rappresentativo dello schema che si intende studiare;
- *la calibrazione e la validazione del software* sulla base di dati di confronto;
- *l'acquisizione dei dati* di interesse secondo un determinato piano sperimentale.

Nel seguito verranno trattati tutti gli aspetti considerati per ognuna di tali fasi di lavoro nell'ambito della loro implementazione sul software di micro simulazione AIMSUN 7.0 per lo studio dell'impatto dei mezzi pesanti sulla qualità della circolazione delle turbo rotatorie.

#### **IV.2.1 COSTRUZIONE DI UN MODELLO DI RETE PER UNA TURBO ROTATORIA**

La prima fase da attuare per adoperare un software di micro simulazione consiste nella costruzione di un modello di rete quanto più possibile fedele al caso reale che si vuole analizzare. Elementi della rete sono i *centroidi*, *gli archi* e i *nodi*. Il significato di tali elementi è noto a chiunque si occupi di reti di trasporto per cui non ci si soffermerà molto nella loro descrizione.

I centroidi rappresentano dei punti immaginari della rete che identificano le origini e le destinazioni di tutti i flussi di traffico. L'uso di tali elementi è necessario, come è noto, poiché ovviamente non è possibile rappresentare tutta la rete esistente ma soltanto una sua porzione.

Gli archi rappresentano i tronchi stradali della rete che si vuole considerare. Le caratteristiche principali degli archi sono la direzione, il numero e la larghezza delle corsie, la presenza e la larghezza delle banchine. Inoltre la maggior parte dei software di micro simulazione compreso l'AIMSUN consente all'utente di impostare per i singoli archi una serie di opzioni aggiuntive come il limite di velocità consentita o il valore di capacità massima ed altre ancora.

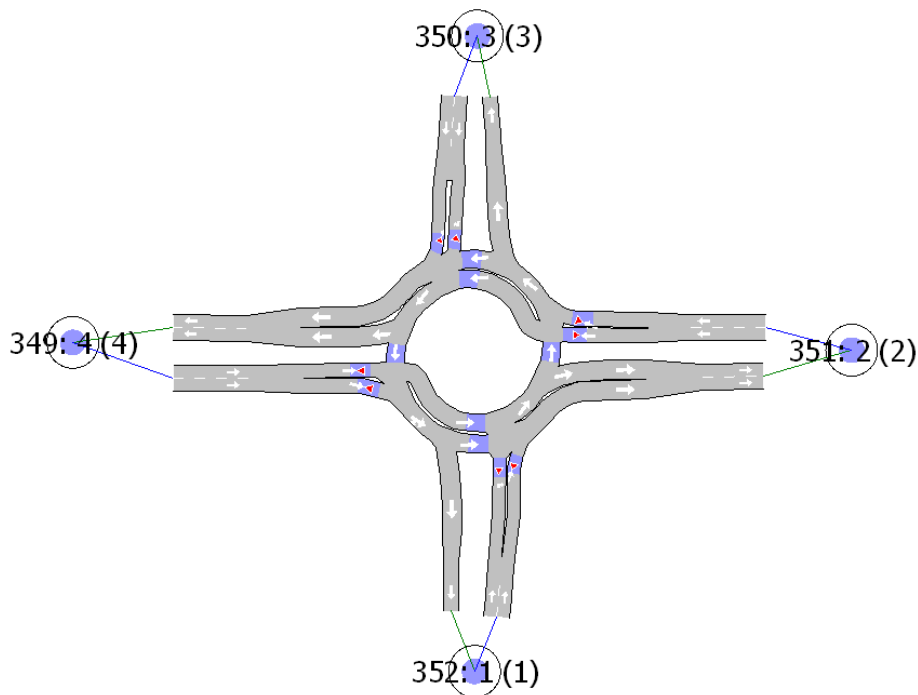
I nodi sono punti fisici della rete in cui si ha l'interconnessione tra i vari archi, per cui rappresentano in generale le intersezioni. Il software AIMSUN consente di distinguere i nodi in *join* e *junction*. I primi sono nodi in cui non c'è spazio tra gli archi interconnessi e in cui il numero di corsie in ingresso è pari a quello delle corsie in uscita dal nodo. I nodi *join* si prestano ad essere adoperati prevalentemente in campo extraurbano. I nodi *junction* invece sono caratterizzati da una loro dimensione e dunque gli archi afferenti non sono direttamente interconnessi fra loro. Tali elementi si prestano bene a rappresentare quelle situazioni in cui non tutte le manovre sono consentite all'interno dell'area di intersezione. Infatti attraverso degli strumenti che il software AIMSUN chiama *turning movements* l'utente può specificare quali manovre sono consentite, poiché essi non sono altro che degli ulteriori collegamenti tra le singole corsie degli archi afferenti al nodo *junction*.

Nell'applicazione sperimentale della ricerca che è stata condotta la rete è rappresentata da una sola intersezione con la configurazione di una turbo rotatoria base a quattro bracci. In generale le intersezioni sono rappresentate da singoli nodi *join* o nodi *junction* e non da un'intera rete. Tuttavia la specificità di alcune intersezioni di grandi dimensioni, riguardo alla possibilità di avere corsie dedicate, corsie condivise, manovre consentite ed altre inibite, non può essere rappresentata solamente attraverso gli elementi che il software AIMSUN chiama *turning movements*. Per ovviare a questo problema, ad esempio per le rotatorie tradizionali, l'AIMSUN ha nella sua libreria un comando che permette di creare automaticamente la carreggiata anulare con forma circolare, che l'utente deve connettere ai rami afferenti con singoli nodi *junction* permettendo le manovre di ingresso e di uscita con i *turning movements*. In questo caso quindi sebbene l'intersezione risulti

modellata con una vera e propria rete, fatta da più nodi e più archi, la rete assume una configurazione piuttosto semplice. Invece la specificità delle zone di manovra di una turbo rotatoria, che è caratterizzata dalla separazione fisica tra le corsie sia sui rami sia all'interno della carreggiata anulare, non ha consentito di adottare una tale semplificazione della rete. Per cui nei tratti caratterizzati dalla presenza dei cordoli è stato necessario adottare archi composti da singole corsie, che sono state sagomate cercando di rappresentare verosimilmente la curvatura reale dei vari elementi. A tal proposito bisogna sottolineare che sebbene il software tenga conto della geometria della rete nell'analisi dell'interazione con il traffico veicolare, all'utente non è consentito di imporre esattamente tutte le grandezze geometriche dei vari elementi, come ad esempio specifici valori dei raggi di curvatura. Tuttavia questa caratteristica, che peraltro è comune a tutti i software di simulazione, non rappresenta un difetto nella modellazione del fenomeno reale, perché la geometria della rete viene comunque considerata, ma un simile livello di dettaglio viene ritenuto ininfluenza e quindi non necessario.

Il modello di rete creato sul software AIMSUN fa riferimento ad una turbo rotatoria base a quattro bracci caratterizzata da un diametro esterno dell'anello di 40 m. Inoltre sono stati adottati i seguenti valori per le larghezze delle varie corsie: 3,50 m per le corsie in ingresso dai rami principali, 3 m per le corsie in ingresso dai rami secondari, 4,50 m per tutte le corsie in uscita dai rami e 4,20 m per tutte le corsie anulari. Su tutte le corsie si è imposto un limite massimo di velocità pari a 50 km/h, immaginando di operare in un contesto urbano. Le origini e le destinazioni di tutti gli spostamenti sulla rete sono state identificate attraverso quattro nodi centroidi posti alle estremità dei singoli rami. La seguente Figura IV.4 riproduce il modello di rete che è stato creato sul

software AIMSUN per rappresentare tutti gli elementi dello schema di turbo rotatoria analizzato.



**Figura IV.4** Modello di rete costruito sul software AIMSUN per rappresentare lo schema di turbo rotatoria analizzato

I rami connessi ai centroidi 2 e 4 rappresentano i rami principali mentre quelli connessi ai centroidi 1 e 3 rappresentano i rami secondari. In Figura IV.4 i numeri 349 350 351 e 352 rappresentano la numerazione che viene attribuita automaticamente dal software ai vari centroidi e che viene mantenuta negli algoritmi di calcolo nonostante le modifiche alla nomenclatura apportate dall'utente.

#### **IV.2.2 CALIBRAZIONE E VALIDAZIONE DEL SOFTWARE**

La fase di calibrazione di un software di micro simulazione consiste nel far sì che il software restituisca dati empirici quanto più prossimi a quelli di riferimento. Nell'uso della micro simulazione è necessario infatti avere a disposizione dati sperimentali che riflettono correttamente il fenomeno del deflusso veicolare sullo schema di rete analizzato. Tali dati di confronto in generale vengono ricavati da osservazioni di campo sulla rete stradale che si intende modellare in micro simulazione e sono costituiti da conteggi di traffico ai quali vengono accoppiati i valori assunti da alcuni indici prestazionali come ad esempio flussi di saturazione (capacità), tempi di percorrenza, ritardi e lunghezza delle code. In questo modo si è certi che per una certa distribuzione della domanda di traffico sulla rete i livelli della qualità della circolazione siano noti.

La fase di calibrazione quindi consiste nel cercare quella condizione per cui il software sotto la stessa distribuzione della domanda di traffico dia gli stessi valori degli indici prestazionali osservati. La distribuzione della domanda di traffico osservata viene riprodotta dall'operatore sul software assegnando una matrice origine destinazione che riproduca gli stessi flussi veicolari sulla rete. Come è noto nel campo dei trasporti per matrice origine destinazione si intende una matrice i cui elementi rappresentano gli spostamenti che nel periodo di riferimento vanno dall'origine rappresentata in riga alla destinazione numerata in colonna. In generale per le reti di una certa estensione quando sono possibili più percorsi alternativi, riuscire ad assegnare una matrice origine destinazione che riproduca esattamente i flussi osservati rappresenta un ulteriore elemento di difficoltà della fase di calibrazione.

Dopo essere riusciti a riprodurre sul software i flussi veicolari assegnati, la ricerca della calibrazione avviene agendo su una serie di parametri del software che l'utente può personalizzare modificandoli rispetto ai valori di default. Fra questi il più significativo è senz'altro il valore del tempo di percezione e reazione, poiché come si è visto influisce molto sui modelli di car following e di lane changing e inoltre rappresenta un multiplo del tempo di campionamento adoperato dal software. Lo stesso Manuale dell'AIMSUN [9] chiarisce che il valore del tempo di campionamento non incide soltanto sull'accuratezza della rappresentazione del fenomeno reale, ma anche su alcuni output calcolati dal software, come ad esempio la capacità. Infatti a valori del tempo di campionamento minori corrispondono valori della capacità calcolata maggiori. Ciò è spiegato dal fatto che alle condizioni di calcolo del software gli utenti dei veicoli diventano più abili nella guida, poiché caratterizzati da un minor valore del tempo di percezione e reazione. Il comportamento degli utenti simulato dal software fa sì che questi possano guidare a distanza minore dai veicoli che li precedono, trovare gap utili più facilmente, accelerare prima e in generale avere maggiori opportunità nel compiere qualunque manovra sulla rete. Questa caratteristica è ovviamente comune a tutti i software di micro simulazione. A titolo di esempio in [12] si riporta una ricerca sulle rotatorie tradizionali in cui la calibrazione del software di micro simulazione viene ottenuta agendo solo sul tempo di percezione e reazione. Altri parametri su cui si agisce per ottenere la calibrazione possono essere il valore del minimum headway, i limiti di velocità imposti sui rami della rete e poi tutti i parametri che esprimono le prestazioni cinematiche delle classi veicolari considerate e che determinano le loro proprietà cinematiche durante i movimenti dei singoli veicoli sulla rete.



Evidentemente nella ricerca del set di parametri che permette di considerare il software calibrato non ci si accontenta di una sola distribuzione della domanda, ma si cerca di avere più dati a disposizione in modo da testarne il funzionamento in diverse condizioni di regime. Inoltre generalmente dai dati a disposizione se ne escludono alcuni nella fase di calibrazione in modo da poterli utilizzare successivamente per controllo, verificando il raggiungimento di una corretta calibrazione del software anche in condizioni di traffico diverse. Questa operazione rappresenta la fase di validazione del software.

Nell'ambito delle attività sperimentali sviluppate in micro simulazione la ricerca della calibrazione è stata condotta facendo sì che il software AIMSUN per le diverse corsie di ingresso della turbo rotatoria analizzata desse risultati prossimi a quelli ottenibili dal modello di capacità di Hagring [13] con i tempi ricavati da Fortuijn [10]. È opportuno sottolineare che tale scelta, seppure dettata da esigenze pratiche, quali l'assenza di turbo rotatorie in esercizio in Italia e la necessità di disporre di una quantità di dati sufficientemente numerosa, non compromette l'affidabilità del processo di calibrazione laddove si consideri che l'astrazione del modello teorico di riferimento è temperata dal realismo dei valori dei parametri comportamentali ricavati sperimentalmente da Fortuijn su turbo rotatorie in esercizio. Analogo approccio alla calibrazione è largamente adoperato in letteratura per condurre analisi su specifici schemi di intersezioni, come ad esempio nel caso del lavoro citato [12] relativo alle condizioni operative delle rotatorie tradizionali. Inoltre un simile approccio può essere considerato contemporaneamente una procedura di calibrazione e validazione del software, poiché il modello di riferimento, essendo continuo nel suo dominio di definizione, fornisce un numero illimitato di dati di confronto.

Secondo il criterio adottato quindi i dati di riferimento, con cui è stata ricavata la calibrazione, sono rappresentati dalle correnti anulari che entrano in conflitto con le correnti in ingresso dalle varie corsie sui rami e dai relativi valori di capacità ottenibili dall'applicazione del modello. Tali dati sono stati confrontati con i dati ottenuti dal software in cui sono state assegnate opportune matrici O/D tali da produrre i flussi anulari voluti e la saturazione sui rami di ingresso. L'imposizione delle condizioni di saturazione sulle corsie di ingresso dai rami è stata necessaria al fine di ottenere dal software il relativo valore di capacità. Ad ogni simulazione infatti il software non calcola i valori di capacità, ma gli si può richiedere il flusso veicolare in qualunque punto della rete. Il procedimento è stato iterato più e più volte in modo da ottenere le valutazioni necessarie riguardo alle condizioni di calibrazione per diversi valori del flusso antagonista e per le diverse corsie di ingresso dai rami. A tal proposito va detto che la fase di calibrazione è risultata tanto onerosa quanto quella successiva di acquisizione dei dati di interesse, avendo esplorato diverse combinazioni di alcuni parametri e verificato il loro effetto sulle capacità delle quattro tipologie di corsie in ingresso dai rami (due per il ramo principale e due per il ramo secondario). Alla fine la combinazione migliore si è ottenuta per i valori del tempo di percezione e reazione e del minimum headway riportati nella seguente Tabella IV.1. Inizialmente sono stati variati anche altri parametri che però si sono rivelati ininfluenti, per cui si è preferito mantenere i relativi valori di default.

	Default	Adottati
Minimum Headway [sec]	0	1,70
Reaction Time [sec]	1,35	1,00

**Tabella IV.1** Valori dei parametri che hanno consentito la calibrazione del software

Di seguito si riportano le due specializzazioni del modello di Hagrind adoperate nella fase di calibrazione del software AIMSUN per ricavare i dati di confronto delle diverse corsie di ingresso su una turbo rotatoria. La prima espressione è relativa alle corsie del ramo principale e alla corsia destra del ramo secondario, mentre la seconda è relativa alla corsia sinistra del ramo secondario.

$$C_e = Q_{ce} \cdot \left(1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ce}}{3600}\right) \cdot \frac{\exp\left(\frac{-Q_{ce} \cdot C_{ce} - \Delta}{3600}\right)}{1 - \exp\left(\frac{-Q_{ce} \cdot T_f}{3600}\right)}$$

$$C_e = (Q_{ci} + Q_{ce}) \cdot \left(1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ci}}{3600}\right) \cdot \left(1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ce}}{3600}\right) \cdot \frac{\exp\left(-\frac{Q_{ci} \cdot C_{ci} - \Delta}{3600} - \frac{Q_{ce} \cdot C_{ce} - \Delta}{3600}\right)}{1 - \exp\left(\frac{-(Q_{ci} + Q_{ce}) \cdot T_f}{3600}\right)}$$

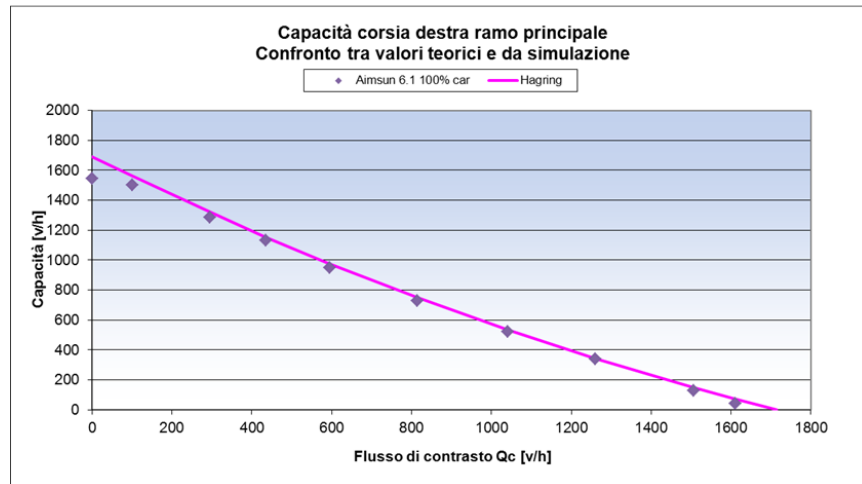
Nelle precedenti relazioni sono state adoperate le seguenti convenzioni:

- $C_e$  indica la capacità della singola corsia di entrata [veic/h];
- $Q_{ce}$  indica la corrente anulare esterna [veic/h];

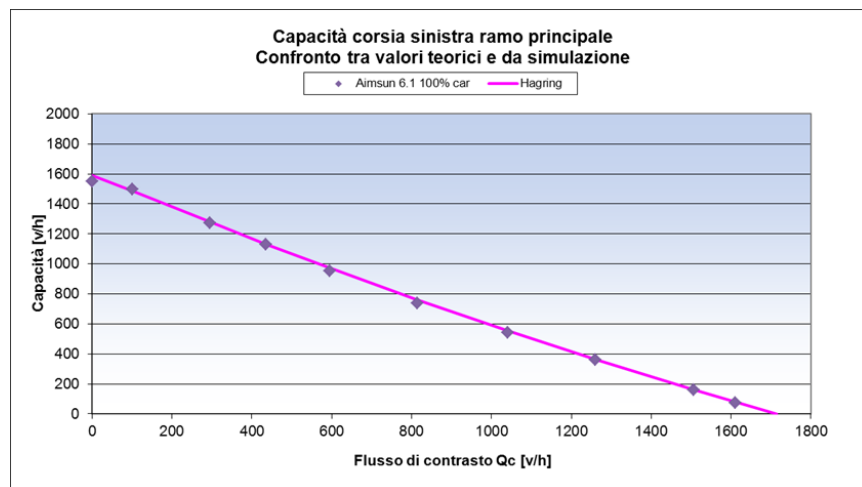
- $Q_{ci}$  indica la corrente anulare interna [veic/h];
- $T_{ce}$  indica l'intervallo critico sulla corrente anulare esterna [sec];
- $T_{ci}$  indica l'intervallo critico sulla corrente anulare interna [sec];
- $T_f$  indica il tempo di sequenza [sec];
- $\Delta$  indica il minimum headway [sec].

I valori dei parametri comportamentali introdotti nelle due espressioni del modello di Hagrind sono gli stessi che sono stati presentati al paragrafo III.4 della tesi (cfr. Tabella III.1), quando è stata esposta la procedura di confronto messa a punto tra turbo rotatoria e rotatoria tradizionale double lane.

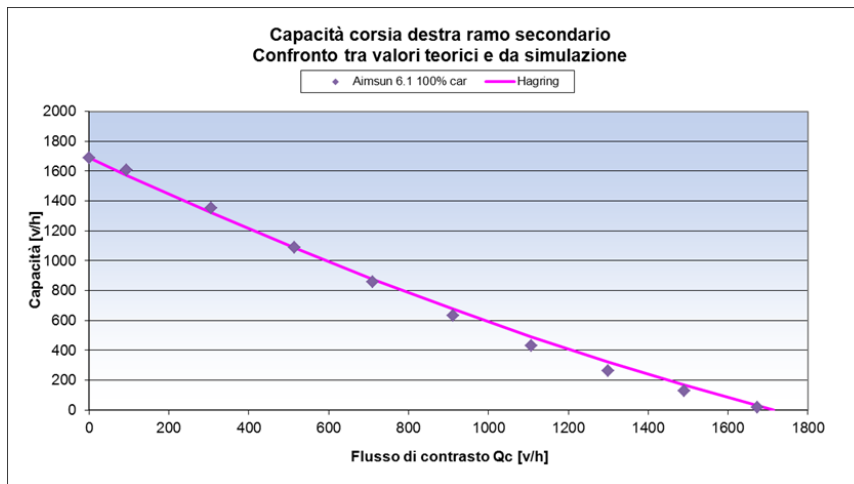
Nelle seguenti Figure IV.5 IV.6 IV.7 vengono riportati i grafici del modello teorico-sperimentale adottato per confronto e i relativi valori sperimentali di capacità ottenuti dal software AIMSUN per le tre corsie di ingresso caratterizzate da uno schema di conflitto con una sola corrente antagonista. Come si vede gli scarti tra i valori ottenuti dal modello di confronto e quelli ottenuto in micro simulazione sono molto piccoli. A tal proposito va detto che non esiste un metodo scientifico per stabilire quando si è raggiunto la condizione ottimale che consente di ritenere il software calibrato, ma evidentemente si deve ricercare di ridurre quanto più possibile gli scarti fra i valori ottenuti in micro simulazione e quelli assunti come riferimento.



**Figura IV.5** Confronto tra modello di riferimento e dati da simulazione per la corsia destra del ramo principale considerato durante la calibrazione del software

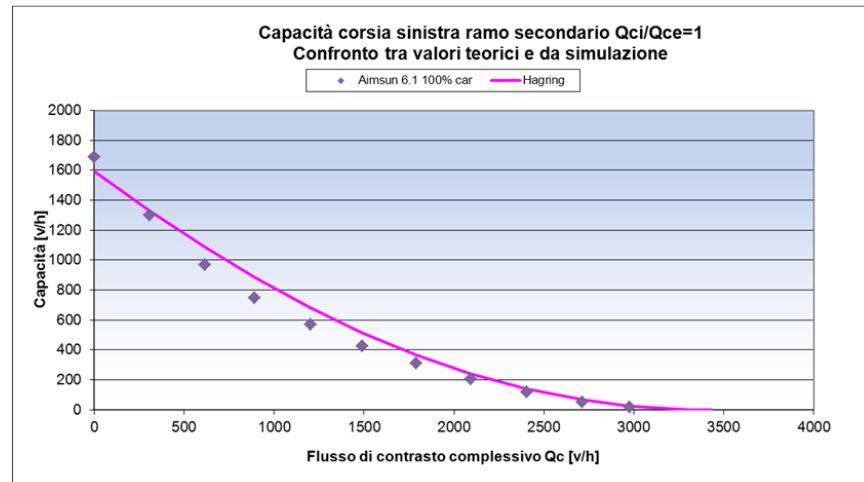


**Figura IV.6** Confronto tra modello di riferimento e dati da simulazione per la corsia sinistra del ramo principale considerato durante la calibrazione del software



**Figura IV.8** Confronto tra modello di riferimento e dati da simulazione per la corsia destra del ramo secondario considerato durante la calibrazione del software

Nel caso della corsia di sinistra del ramo secondario la capacità espressa con il modello di Hagring è funzione di due variabili che sono le due correnti anulari  $Q_{ce}$  e  $Q_{ci}$ , per cui il grafico della funzione è costituito da una superficie. Tuttavia per una migliore leggibilità del confronto tra valori ottenibili dal modello e valori ricavati per micro simulazione si riporta nella seguente Figura IV.9 un grafico relativo alla condizione di correnti anulari uguali fra loro ( $Q_{ci}/Q_{ce}=1$ ), in cui l'ascissa è rappresentata dal flusso anulare complessivo ( $Q_{ci} + Q_{ce}$ ).



**Figura IV.9** Confronto tra modello di riferimento e dati da simulazione per la corsia sinistra del ramo secondario considerato durante la calibrazione del software

Come si vede dalla Figura IV.9 in questo caso il software AIMSUN restituisce valori di capacità in generale minori di quelli che è possibile ricavare dal modello di confronto. Piuttosto che ad un difetto di calibrazione del software, ciò lascia pensare ad una sottostima dei parametri comportamentali ricavati da Fortuijn per la manovra in esame. Fortuijn infatti per la corsia sinistra del ramo secondario ricava valori degli intervalli critici sulle due correnti rispettivamente pari a  $T_{ce} = 3,03$  sec e  $T_{ci} = 3,19$  sec. Tali valori appaiono essere troppo bassi se paragonati con le stime fornite dallo stesso Fortuijn per le altre corsie di ingresso e con i dati in generale reperibili in letteratura per schemi di conflitto analoghi. Ulteriori motivi di perplessità derivano dal minor valore del  $T_{ce}$  rispetto al valore del  $T_{ci}$ . Come si detto al paragrafo II.5 McDowell [14] dimostra che l'intervallo critico è maggiore nel conflitto

con la corrente principale più vicina e diventa progressivamente minore nei conflitti con le correnti successive.

Infine un ultimo aspetto deve essere chiarito sulla fase di calibrazione di un software di micro simulazione. Ottenuta la calibrazione e la validazione del software su condizioni di traffico note, i software di micro simulazione vengono adottati per indagare su cosa ci si può aspettare nel caso di nuove condizioni di funzionamento. Infatti non sarebbe utile avere a disposizione uno strumento in grado di riprodurre solo l'esistente o ciò che è già noto. Nel fare questo si ammette però implicitamente che nelle nuove condizioni di funzionamento, per le quali non si hanno dati di riferimento, si otterrebbe la calibrazione del software con la stessa combinazione di parametri. Questa ipotesi rappresenta un aspetto cruciale di tutto il processo di analisi della rete che si intende perseguire, poiché a rigore l'uso della micro simulazione è consentito solo se si ritiene lecito ammettere tale ipotesi iniziale.

Nel rispetto di tale rigore metodologico, volendo valutare in micro simulazione l'impatto dei veicoli pesanti sulla qualità della circolazione nelle turbo rotatorie si è ricercata la calibrazione del software agendo solo su parametri che riguardano l'utenza in generale e non le singole categorie veicolari. Se infatti si fosse ricercata la calibrazione del software agendo sui parametri caratteristici della categoria veicolare autovetture, per la quale si ha a disposizione un modello sperimentale di riferimento, non si sarebbero avuti termini di confronto per determinare come variare i parametri di default del software per la categoria veicolare dei mezzi pesanti. Nel caso di studio infatti la condizione di traffico nota è rappresentata dalle condizioni operative della turbo rotatoria con flussi di sole autovetture, mentre la nuova condizione sulla quale si vuole



*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

---

indagare è rappresentata dai livelli prestazionali attesi per flussi veicolari composti da diverse percentuali di mezzi pesanti.

Nelle seguenti Tabelle IV.2 e IV.3 si riportano i parametri di default del software AIMSUN per le categorie veicolari *car* e *truck*, che esprimono le proprietà e le prestazioni cinematiche attribuite rispettivamente alla categoria veicolare *autovetture* e a quella dei *mezzi pesanti*. Come si vede ogni singola caratteristica è rappresentata da un valore medio, una deviazione standard, un valore minimo ed un valore massimo. Ciò vuol dire che il software in realtà considera ogni singola categoria veicolare come una popolazione di veicoli di caratteristiche simili, ma dotata una certa variabilità.

	Mean	Deviation	Min	Max
Length	4 m	0,50 m	3,40 m	4,60 m
Width	2 m	0 m	2 m	2 m
Max Desired Speed	110 km/h	10 km/h	80 km/h	150 km/h
Max Acceleration	3 m/s <sup>2</sup>	3 m/s <sup>2</sup>	3 m/s <sup>2</sup>	3 m/s <sup>2</sup>
Normal Deceleration	4 m/s <sup>2</sup>	0,25 m/s <sup>2</sup>	3,50 m/s <sup>2</sup>	4,50 m/s <sup>2</sup>
Max Deceleration	6 m/s <sup>2</sup>	0,50 m/s <sup>2</sup>	5 m/s <sup>2</sup>	7 m/s <sup>2</sup>
Speed Acceptance	1,10	0,10	0,90	1,30
Min Distance Veh	1 m	0,30 m	0,50 m	1,10 m
Maximum Give Way Time	11 Secs	2,50 Secs	5 Secs	15 Secs
Guidance Acceptance	75 %	10 %	65 %	90 %
Sensitivity Factor	1	0	1	1

**Tabella IV.2** Parametri di default del software AIMSUN per la categoria veicolare *car*

**Capitolo IV**      *La micro simulazione per la stima dell'impatto dei veicoli pesanti sulla qualità della circolazione*

	Mean	Deviation	Min	Max
Length	7,50 m	2 m	6 m	10 m
Width	2,30 m	0,50 m	1,90 m	3 m
Max Desired Speed	85 km/h	10 km/h	70 km/h	100 km/h
Max Acceleration	1 m/s <sup>2</sup>	1 m/s <sup>2</sup>	1 m/s <sup>2</sup>	1 m/s <sup>2</sup>
Normal Deceleration	3,50 m/s <sup>2</sup>	1 m/s <sup>2</sup>	2,50 m/s <sup>2</sup>	4,80 m/s <sup>2</sup>
Max Deceleration	5 m/s <sup>2</sup>	0,50 m/s <sup>2</sup>	4 m/s <sup>2</sup>	6 m/s <sup>2</sup>
Speed Acceptance	1	0	1	1
Min Distance Veh	1,50 m	0,50 m	1 m	2,50 m
Maximum Give Way Time	50 Secs	20 Secs	30 Secs	80 Secs
Guidance Acceptance	80 %	10 %	70 %	90 %
Sensitivity Factor	1	0	1	1

**Tabella IV.3** Parametri di default del software AIMSUN per la categoria veicolare *truck*

### IV.2.3 PIANO SPERIMENTALE E ACQUISIZIONE DEI DATI

L'aver calibrato e validato il software di micro simulazione AIMSUN ha consentito di analizzare l'impatto sul modello di rete creato di una domanda di traffico eterogenea. Ciò è stato possibile assegnando ad ogni simulazione due matrici O/D sovrapposte, una relativa a flussi di sole autovetture e l'altra relativa ai flussi di mezzi pesanti. Gli elementi delle due matrici sono stati scelti volta per volta facendo in modo che venisse rispettata la percentuale voluta di mezzi pesanti sul singolo flusso veicolare. Le attività di acquisizione dei dati sono state programmate secondo un preciso piano sperimentale, con il quale si è previsto di considerare, per i flussi sulle corsie in ingresso dai rami percentuali di mezzi pesanti pari al 10%, al 20% e al 100%. Le prime due percentuali sono state scelte per considerare le condizioni operative più usuali. La percentuale del 100% è stata considerata invece per valutare la risposta

della turbo rotatoria in condizioni estreme che, per quanto del tutto irrealistiche, hanno consentito di stimare i parametri comportamentali operati dai mezzi pesanti. Per quanto riguarda invece i flussi anulari si è fatto in modo di assegnare matrici O/D che riproducessero sempre flussi di sole autovetture. Tale scelta è dettata da una ragione di opportunità al fine di rendere confrontabili fra loro i risultati ottenuti per flussi di domanda sui rami caratterizzati da percentuali differenti di mezzi pesanti.

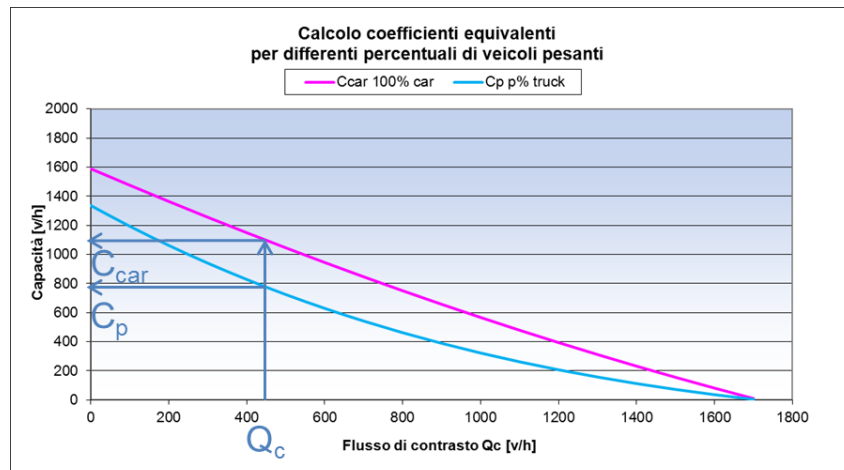
Come sarà più chiaro nel seguito, l'obiettivo dello studio ha comportato la ricostruzione delle curve di capacità per le diverse corsie di ingresso sulla turbo rotatoria, in presenza di differenti percentuali di mezzi pesanti. A tal fine si sono assegnate sempre matrici O/D tali da riprodurre condizioni di saturazione degli ingressi; in queste condizioni il numero di veicoli che riesce a compiere la manovra all'intersezione va considerato come valore della capacità della specifica corsia di ingresso, relativo alla percentuale di mezzi pesanti per la quale essa è stata ottenuta. Evidentemente la capacità in questo caso non è più espressa in veicoli equivalenti nell'unità di tempo ma semplicemente in veicoli nell'unità di tempo. Tale approccio è evidentemente differente da quello relativo ai modelli generalmente reperibili in letteratura, in cui sia il flusso di contrasto sia il corrispondente valore di capacità sono espressi in veicoli equivalenti. Tuttavia è giustificato dall'obiettivo ultimo di stimare proprio i coefficienti di equivalenza dei mezzi pesanti per ottenere la corretta conversione dei flussi veicolari sulla turbo rotatoria considerata. Il coefficiente di equivalenza relativo ad una data percentuale di mezzi pesanti può essere ottenuto infatti da un confronto, a parità di flusso di contrasto costituito da sole autovetture, fra il valore di capacità che si avrebbe in presenza di flussi in ingresso di sole autovetture e il valore di capacità relativo ad una data composizione

veicolare del flusso. In termini matematici se si indica con  $C_{car}$  la capacità relativa ad una domanda in ingresso di sole autovetture, con  $C_p$  la capacità relativa ad una domanda in ingresso caratterizzata da una certa percentuale  $p$  di mezzi pesanti e con  $E_t$  il coefficiente di equivalenza, si può ammettere la seguente uguaglianza.

$$C_{car} = (1-p) \cdot C_p + p \cdot C_p \cdot E_t$$

La relazione proposta tiene conto del fatto che la capacità  $C_p$  è un flusso eterogeneo, che può pensarsi costituito da due aliquote: quella riferibile alle sole autovetture, corrispondente alla quantità  $(1-p) \cdot C_p$  e quella di soli mezzi pesanti, pari a  $p \cdot C_p$ . Perché le due aliquote risultino espresse in termini omogenei, la quantità  $p \cdot C_p$ , rappresentativa di un flusso di mezzi pesanti, deve essere incrementata attraverso un coefficiente di equivalenza  $E_t$ .

La Figura IV. 10 fornisce una rappresentazione delle funzioni di capacità in presenza di domanda in ingresso di sole autovetture e di domanda caratterizzata da una percentuale  $p$  di mezzi pesanti; come è evidente quest'ultima risulta sempre minore della prima.



**Figura IV.10** Criterio di calcolo del coefficiente equivalente per una data percentuale di mezzi pesanti

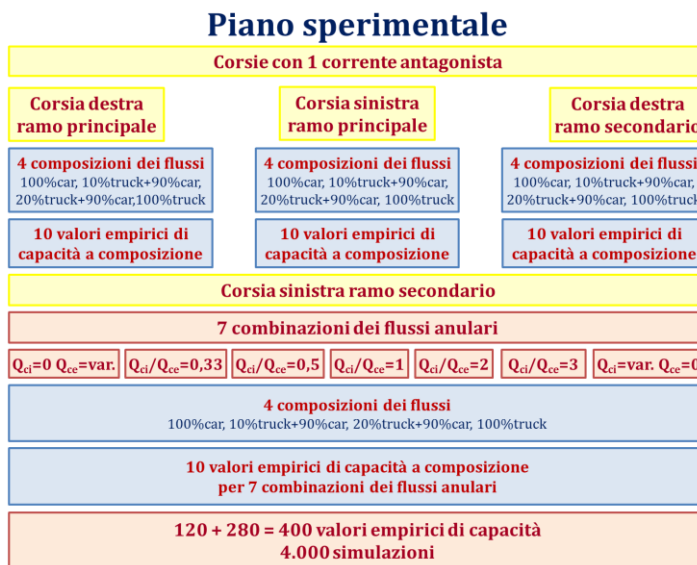
In definitiva il coefficiente di equivalenza per una data corsia di ingresso in una turbo rotatoria e per le diverse percentuali di mezzi pesanti considerate nelle simulazioni possono essere calcolati secondo la seguente formula inversa se sono note le funzioni  $C_{car}$  e  $C_p$ .

$$E_t = \frac{C_{car} - (1-p) \cdot C_p}{p \cdot C_p}$$

Espressioni del coefficiente di equivalenza analoghe a quella proposta sono state introdotte per la prima volta da John e Glauz [15] nel 1976 e successivamente riprese da Huber [16] nel 1982.

L'obiettivo della fase di acquisizione dei dati è consistito dunque nell'ottenimento di numerosità campionarie significative, in modo da poter ricostruire per le singole corsie di ingresso della turbo rotatoria le curve di capacità  $C_{car}$  e  $C_p$  relative alle quattro composizioni dei flussi

considerate. Per ottenere questo risultato sulle corsie caratterizzate da una sola corrente di contrasto è stato sufficiente ricavare 10 valori empirici di capacità, mentre per la corsia sinistra del ramo secondario è stato necessario considerare pure 7 diverse combinazioni dei flussi nelle corsie anulari. In definitiva è stato necessario ottenere con il software di micro simulazione AIMSUN 400 valori di capacità sperimentale. Inoltre ognuno dei valori empirici di capacità ricavati rappresenta la media dei valori ottenuti su 10 simulazioni differenti che viene calcolata automaticamente dal software, per cui il numero di simulazioni condotte nella fase di acquisizione dei dati è pari in totale a 4.000. In Figura IV.11 si riporta un quadro sinottico che riproduce schematicamente il piano sperimentale seguito.



**Figura IV.11** Piano sperimentale seguito durante la fase di acquisizione dei dati

Va sottolineato che, in tutti i casi esaminati, per la corsia sinistra del ramo secondario si è ottenuto un valore di capacità sperimentale maggiore per combinazioni delle correnti anulari caratterizzate da maggior flusso sulla corsia interna e minore su quella esterna. In termini matematici, indicando i valori di capacità sperimentale con  $C^*$  e con  $Q_{ci} / Q_{ce}$  i rapporti imposti fra la corrente anulare interna e quella esterna, si è sempre verificata la seguente condizione.

$$C^* \left( \frac{Q_{ci}}{Q_{ce}} = x \right) > C^* \left( \frac{Q_{ci}}{Q_{ce}} = \frac{1}{x} \right) \quad \text{per } x > 1$$

Ciò vuol dire che, nonostante il software AIMSUN adoperi un approccio di tipo cinematico, le condizioni di calcolo del software possono essere interpretate con valori degli intervalli critici  $T_{ce} > T_{ci}$ . Questo risultato conferma quanto è stato ricavato da McDowell [14] e l'anomalia dei dati empirici ricavati da Fortuijn [10] per gli intervalli critici della manovra di immissione dalla corsia sinistra del ramo secondario.

Infine va detto che la fase di acquisizione dei dati non è stata sufficiente a ricostruire le curve di capacità volute, poiché con la micro simulazione, così come nella maggior parte delle attività sperimentali, è possibile ricavare esclusivamente valori puntuali, cioè coppie di valori flusso di contrasto capacità. È stato necessario quindi eseguire sui dati ottenuti dal software di micro simulazione un accurato trattamento statistico per ottenere il risultato voluto.

### **IV.3      REGRESSIONE STATISTICA DEI DATI OTTENUTI PER MICRO SIMULAZIONE**

Ai fini della ricostruzione delle funzioni di capacità per le diverse corsie di ingresso sulla turbo rotatoria e per le composizioni veicolari dei flussi considerate, è stato necessario procedere ad una regressione statistica dei risultati ottenuti attraverso il software di micro simulazione. Il primo problema che ci si è dovuti porre ha riguardato la forma funzionale più appropriata da adottare per eseguire le regressioni. Il criterio guida che è stato seguito nella scelta è stata la considerazione che i valori di capacità sperimentale, sia che siano ricavati in micro simulazione sia che vengano direttamente osservati su strada, non rappresentano altro che una manifestazione empirica di una variabile aleatoria. Un qualunque modello di capacità infatti al variare del flusso antagonista fornisce il numero *massimo* di veicoli che *in media* nell'unità di tempo riesce a compiere la manovra. Sul significato di tale affermazione si è già detto al paragrafo II.3 della tesi, tuttavia vale la pena di sottolineare due aspetti importanti. Il termine *massimo* si riferisce alle condizioni di saturazione, tipiche del raggiungimento dei valori di capacità che non possono essere superati al crescere della domanda. L'espressione *in media* invece sta ad indicare che il modello di capacità fornisce il valore medio (o *valore atteso*) per la variabile aleatoria capacità.

Per la scelta del modello funzionale con cui eseguire le regressioni statistiche sono stati considerati due aspetti. Il primo è che nella generazione degli headway fra i veicoli il software AIMSUN, come viene riportato nel Manuale [7], adoperava una f.d.p. M3 di Cowan. Inoltre si è sottolineato più volte che anche alle condizioni di calcolo adoperate dal



software l'entità dei distanziamenti fra i veicoli assume particolare importanza nel determinare le opportunità di eseguire le manovre da parte dei veicoli sulla rete. Il secondo aspetto che si è considerato consiste nel fatto che la condizione di calibrazione del software è stata ottenuta assumendo come modello di confronto il modello di Haging e ottenendo dal software per flussi di sole autovetture valori praticamente coincidenti con quelli forniti dal modello. Inoltre lo stesso modello di Haging considera una distribuzione M3 di Cowan fra i veicoli dei flussi principali. Tali considerazioni hanno portato alla conclusione di poter considerare lo stesso modello di Haging la forma funzionale più adatta per eseguire le regressioni statistiche dei dati empirici ottenuti dal software di micro simulazione.

Scelto il modello da adottare l'operazione di regressione statistica consiste come è noto nella stima dei valori dei parametri introdotti nel modello, a partire dai dati empirici osservati. In generale in statistica i parametri di regressione di un modello sono rappresentati da quelle quantità che si ritiene non abbiano un legame diretto con la variabile dipendente, ma che determinano il modo in cui le variabili indipendenti *spiegano* quelle dipendenti. Nel caso dei modelli di capacità le variabili indipendenti sono rappresentate dalle correnti antagoniste mentre la variabile dipendente è la capacità. Le altre quantità presenti nel modello, che determinano l'effettivo legame funzionale tra capacità e flusso di contrasto, sono i parametri comportamentali che quindi possono essere considerati i parametri da stimare per regressione. In realtà dai parametri comportamentali da stimare è stato escluso il valore del minimum headway, che invece si è supposto noto e pari a 2,10 secondi. Tale scelta è giustificata da ampia letteratura che per il minimum headway suggerisce sempre valori di 2 o 2,10 sec.

Si è considerato dunque di dover stimare per regressione statistica i valori degli intervalli critici e dei tempi di sequenza operati dalle popolazioni di utenti eterogenee relative alle composizioni veicolari adottate e sulle diverse corsie di ingresso della turbo rotatoria. L'operazione di regressione in senso stretto consiste nella soluzione di un problema di ottimizzazione, ovvero di minimizzazione residui tra il modello adottato e i dati osservati al variare dei parametri. Per risolvere tale problema generalmente si adotta il *metodo dei minimi quadrati* (*Ordinary Least Squares* in inglese) che si deve a Gauss. La tecnica da adottare per la soluzione di tale problema di minimo dipende dalla forma funzionale adottata, dovendo distinguere il caso della *regressione lineare* da quello della *regressione non lineare*. A tal proposito va subito chiarito che quando si parla di regressione lineare o non lineare non ci si riferisce al rapporto di dipendenza tra le variabili del modello, ma piuttosto al rapporto di dipendenza tra i parametri da stimare e la variabile indipendente. Nel processo di stima infatti i valori delle variabili si considerano noti e pari ai valori osservati, mentre i valori dei parametri da stimare devono essere considerati incogniti. Nel caso della regressione lineare è possibile dimostrare che la soluzione del problema di ottimizzazione ai minimi quadrati esiste ed è unica. Per la regressione non lineare invece la soluzione del problema di ottimizzazione ai minimi quadrati può essere ricercata solo per via numerica attraverso tecniche iterative. La potenza di calcolo degli odierni computer tuttavia consente attraverso opportuni software di determinare le stime con estrema facilità anche nel caso di forme funzionali particolarmente complesse. Il problema principale della regressione non lineare consiste nella non unicità della soluzione, per cui nella maggior parte dei casi le tecniche iterative adottate trovano soluzioni di minimo locale. In alcuni casi però, quando ne esiste una giustificazione, per i parametri da stimare è

possibile considerare degli opportuni *valori iniziali* o imporre dei *vincoli* (*constraint* in inglese) per la ricerca della soluzione. L'imposizione dei valori iniziali o dei vincoli fa sì che la soluzione venga cercata in un intorno che si ritiene significativo. Un valido riferimento per il tema delle regressioni statistiche non lineari, dove vengono trattati tutti gli aspetti del problema, è rappresentato da [17].

La regressione statistica dei valori empirici di capacità con il modello di Haging rappresenta evidentemente un classico problema di regressione non lineare. Si è pensato quindi di trattare i dati empirici ottenuti in micro simulazione con il software Mathematica 9.0, che rappresenta un potentissimo strumento di calcolo numerico. Tale software ha consentito di ottenere le stime degli intervalli critici e dei tempi di sequenza per le varie corsie di ingresso sulla turbo rotatoria. Inoltre attraverso il software Mathematica 9.0 è stato possibile anche valutare la bontà di adattamento ai dati della regressione e caratterizzare le stime effettuate dal punto di vista della significatività statistica. Evidentemente nell'eseguire le regressioni statistiche il modello di Haging è stato ancora una volta specializzato per le diverse corsie di ingresso dai rami. Le forme funzionali adottate sono quindi quelle già introdotte al paragrafo IV.2.2 che di seguito si riportano per completezza.

$$C_e = Q_{ce} \cdot \left( 1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ce}}{3600} \right) \cdot \frac{\exp\left(-\frac{Q_{ce}}{3600} \cdot (C_{ce} - \Delta)\right)}{1 - \exp\left(-\frac{Q_{ce}}{3600} \cdot T_f\right)}$$

$$C_e = (Q_{ci} + Q_{ce}) \cdot \left(1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ci}}{3600}\right) \cdot \left(1 - \frac{\Delta \cdot Q_{ce}}{3600}\right) \cdot \frac{\exp\left(-\frac{Q_{ci}}{3600} \cdot (T_{ci} - \Delta) - \frac{Q_{ce}}{3600} \cdot (T_{ce} - \Delta)\right)}{1 - \exp\left(-\frac{Q_{ci} + Q_{ce}}{3600} \cdot T_f\right)}$$

La prima è stata adoperata per gli schemi di conflitto con una sola corsia di contrasto mentre la seconda per la corsia sinistra del ramo secondario. In quest'ultimo caso per ricavare soluzioni che avessero un anche un significato fisico, oltre che matematico, è stato necessario imporre al software Mathematica i seguenti vincoli.

$$T_{ce} > T_{ci} > 0$$

$$T_{ce} > T_f > 0$$

$$100 > T_{ce} > 0$$

Sul significato del primo vincolo va considerato quanto è stato osservato sui valori di capacità sperimentale ricavati in micro simulazione per combinazioni delle correnti anulari tali per cui  $Q_{ci} > Q_{ce}$ . Inoltre sono stati già più volte menzionati nella tesi i risultati a cui è pervenuto McDowell [14]. Il secondo vincolo è in linea con la letteratura, che fornisce valori del tempo di sequenza sempre minori di quelli dell'intervallo critico. Inoltre esso riflette il significato fisico del tempo di sequenza, laddove l'utente che compie la manovra adoperando lo stesso gap del veicolo che lo precede inizia a compiere le sue valutazioni già mentre avviene la manovra di chi gli sta davanti. Quindi in generale non avrebbe senso ammettere una soluzione in cui il tempo di sequenza assume valori maggiori dell'intervallo critico. Il terzo vincolo serve a limitare superiormente l'entità dei parametri stimati.

In Appendice alla tesi si riporta il codice di calcolo adoperato in ambiente Mathematica per il conseguimento delle stime e gli output restituiti dal software.

#### **IV.3.1 ANALISI DEI RISULTATI OTTENUTI PER REGRESSIONE STATISTICA**

In generale per regressione statistica di dati empirici è possibile calcolare le stime dei parametri introdotti nel modello. Tuttavia non ci si può accontentare di conoscere i valori stimati dei parametri ma è necessario emettere dei giudizi di qualità sulla regressione nel suo complesso e sulle singole stime effettuate. Tali giudizi riguardano la *bontà di adattamento del modello di regressione* (*goodness of fit* in inglese) e la *significatività statistica* delle stime dei parametri effettuate. In generale per bontà di adattamento di un modello di regressione si intende una valutazione sulla capacità del modello di riprodurre o, come si dice in statistica inferenziale, di *spiegare* i dati sui quali è stato stimato. L'indice più comunemente adoperato per valutare la bontà di adattamento di un modello di regressione è costituito dal *coefficiente di determinazione*  $R^2$  che assume valori tra 0 e 1. Se è pari a 0 vuol dire che il modello non spiega per nulla i dati, se è pari a 1 vuol dire che il modello spiega perfettamente i dati. In sostanza rappresenta una misura dei residui tra il modello di regressione ottenuto e i dati osservati. Valori elevati del *coefficiente di determinazione* anche prossimi ad 1 non forniscono tuttavia alcuna informazione in merito alla possibilità che il buon adattamento del modello ai dati sia un mero frutto del caso e non di un effettivo rapporto di causalità tra le variabili indipendenti e la variabile dipendente. Inoltre dalla semplice analisi sulla bontà di

adattamento della regressione non è possibile neanche emettere giudizi sui valori stimati dei singoli parametri del modello. Quest'ulteriore obiettivo viene raggiunto con i giudizi sulla significatività statistica delle stime. Tali giudizi si basano sui risultati dei *test per la verifica di ipotesi*, che consistono nel verificare qual è la probabilità associata alla eventualità che il valore stimato del singolo parametro attraverso i dati empirici osservati sia il mero frutto del caso e non una proprietà del campione. Questi test si basano dunque sul calcolo della probabilità da associare a due ipotesi alternative: quella che il valore stimato sia frutto del caso, detta *ipotesi nulla*  $H_0$ , e quella che il valore stimato sia il frutto della capacità del campione di rappresentare correttamente la popolazione da cui è stato estratto, detta *ipotesi alternativa*  $H_1$ . I test per la verifica di ipotesi sono generalmente condotti sull'ipotesi nulla  $H_0$  e poiché relativi alla stima su un singolo parametro vengono detti anche *test parametrici*.

Nel prendere decisioni sull'ipotesi nulla  $H_0$  si può incorrere in due tipi di errore:

- *errore di I tipo*, se l'ipotesi nulla è vera ma viene rifiutata;
- *errore di II tipo*, se l'ipotesi nulla è falsa ma viene accettata.

La probabilità di commettere un errore di I tipo si può esprimere come  $\alpha = \text{Prob}(\text{rifiuto } H_0 \mid H_0 \text{ vera})$ . La probabilità di commettere l'errore di II tipo invece è data da  $\beta = \text{Prob}(\text{non rifiuto } H_0 \mid H_1 \text{ vera})$ . La seguente Tabella IV.4 riporta le probabilità associate ai risultati del test parametrico.

DECISIONE STATISTICA DOPO IL TEST	IPOTESI VERA	
	H <sub>0</sub>	H <sub>1</sub>
Accettazione (non rifiuto) di H <sub>0</sub>	Conclusione esatta	Errore di II tipo
	Probabilità = 1 - $\alpha$	Probabilità = $\beta$
Rifiuto di H <sub>0</sub>	Errore di I tipo	Conclusione esatta
	Probabilità = $\alpha$	Probabilità = 1 - $\beta$

**Tabella IV. 4** Probabilità associate ai risultati del test parametrico

La probabilità  $\alpha$  viene detta *livello di significatività* e deve essere un valore fissato a priori per non essere tentati di accettare ipotesi più convenienti ma meno significative a seguito del risultato ottenuto dal test. In genere per ricavare stime statisticamente significative si fa riferimento a valori molto piccoli di  $\alpha$ , pari al 5%, all'1% o all'1‰.

La decisione sul risultato del test può essere presa confrontando il livello di significatività  $\alpha$  fissato con un altro valore di probabilità, detto p-value, associato alla stima del singolo parametro. Il p-value rappresenta la probabilità che i dati osservati si ottengano essendo vera l'ipotesi nulla, cioè che il valore stimato del parametro sia frutto di fluttuazioni casuali del campionamento e non dovuto ad una effettiva rappresentatività statistica del campione osservato. Valori del p-value compresi tra il 10% e il 5% indicano una debole evidenza sperimentale sulla stima del parametro; valori compresi tra il 5% e il 1% suggeriscono che la stima è statisticamente significativa; si parla di stima abbastanza significativa per valori del p-value compresi tra l'1% e l'1‰; per valori del p-value sotto la soglia dell'1‰ la stima del parametro viene considerata molto significativa.

Nelle seguenti Tabelle IV.5, IV.6, IV.7 e IV.8 per ognuna delle regressioni effettuate si riportano il valore dell' $R^2$ , le stime dei parametri, i valori dei p-value associati, gli intervalli di confidenza delle singole stime calcolate ad un livello di significatività del 5% e altre statistiche, il cui significato è ben noto nel campo della statistica inferenziale e delle scienze applicate in generale. A conferma della portata dei risultati ottenuti si sottolinea come per le stime di tutti i parametri considerati nelle regressioni si ottengano valori del p-value ben al di sotto della soglia dell'1‰, per cui tutte le stime vanno considerate statisticamente altamente significative.

composizione veicolare	$R^2$	parametro	stima del parametro	standard error	t-statistic	p-value	intervallo di confidenza
100% truck	0,999523	$T_c$	5,32656	0,0964877	55,2045	$1,28624 \times 10^{-11}$	5,10406 5,54906
		$T_f$	2,69525	0,0270715	99,5604	$1,15681 \times 10^{-13}$	2,63282 2,75768
20% truck 80% car	0,999755	$T_c$	4,08475	0,0630056	64,8316	$3,56411 \times 10^{-12}$	3,93946 4,23004
		$T_f$	2,35396	0,017734	132,738	$1,16025 \times 10^{-14}$	2,31307 2,39486
10% truck 90% car	0,999706	$T_c$	3,90996	0,0674909	57,9332	$8,75134 \times 10^{-12}$	3,75433 4,0656
		$T_f$	2,30904	0,0191305	120,7	$2,48147 \times 10^{-14}$	2,26493 2,35316
100% car	0,999428	$T_c$	3,73143	0,092694	40,2553	$1,59563 \times 10^{-10}$	3,51767 3,94518
		$T_f$	2,26604	0,0264516	85,6673	$3,84587 \times 10^{-13}$	2,20504 2,32704

**Tabella IV.5** Risultati delle regressioni per la corsia destra del ramo principale



*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

composizione veicolare	R <sup>2</sup>	parametro	stima del parametro	standard error	t-statistic	p-value	intervallo di confidenza
100% truck	0,999633	T <sub>c</sub>	5,21216	0,0831251	62,7026	4,65326×10 <sup>-12</sup>	5,02047 5,40385
		T <sub>f</sub>	2,74204	0,024255	113,051	4,18844×10 <sup>-14</sup>	2,68611 2,79797
20% truck 80% car	0,999962	T <sub>c</sub>	3,99916	0,0245052	163,197	2,22362×10 <sup>-15</sup>	3,94265 4,05567
		T <sub>f</sub>	2,36964	0,00704609	336,306	6,8427×10 <sup>-18</sup>	2,3534 2,38589
10% truck 90% car	0,999822	T <sub>c</sub>	3,77777	0,0516165	73,1892	1,35303×10 <sup>-12</sup>	3,65874 3,89679
		T <sub>f</sub>	2,33173	0,0151171	154,244	3,49154×10 <sup>-15</sup>	2,29687 2,36659
100% car	0,999787	T <sub>c</sub>	3,62675	0,0558058	64,9888	3,49585×10 <sup>-12</sup>	3,49806 3,75544
		T <sub>f</sub>	2,28131	0,0163185	139,799	7,66559×10 <sup>-15</sup>	2,24368 2,31894

**Tabella IV.6** Risultati delle regressioni per la corsia sinistra del ramo principale

composizione veicolare	R <sup>2</sup>	parametro	stima del parametro	standard error	t-statistic	p-value	intervallo di confidenza
100% truck	0,996428	T <sub>c</sub>	6,83515	0,313297	21,8168	2,05503×10 <sup>-8</sup>	6,11269 7,55761
		T <sub>f</sub>	2,7624	0,0720031	38,365	2,34022×10 <sup>-10</sup>	2,59636 2,92844
20% truck 80% car	0,999934	T <sub>c</sub>	4,91513	0,0344126	142,829	6,45751×10 <sup>-15</sup>	4,83578 4,99449
		T <sub>f</sub>	2,20238	0,00808662	272,349	3,69864×10 <sup>-17</sup>	2,18374 2,22103
10% truck 90% car	0,999743	T <sub>c</sub>	4,54072	0,0651728	69,6721	2,00528×10 <sup>-12</sup>	4,39044 4,69101
		T <sub>f</sub>	2,14082	0,01572	136,185	9,45183×10 <sup>-15</sup>	2,10457 2,17707
100% car	0,999305	T <sub>c</sub>	4,02581	0,100879	39,9072	1,7099×10 <sup>-10</sup>	3,79318 4,25844
		T <sub>f</sub>	2,08169	0,0255953	81,3312	5,82469×10 <sup>-13</sup>	2,02267 2,14071

**Tabella IV.7** Risultati delle regressioni per la corsia destra del ramo secondario

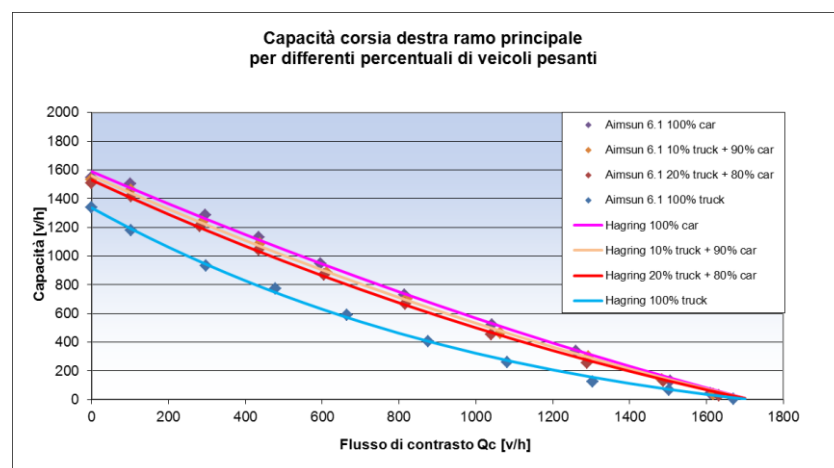
composizione veicolare	R <sup>2</sup>	parametro	stima del parametro	standard error	t-statistic	p-value	intervallo di confidenza
100% truck	0,98733	T <sub>ci</sub>	5,26815	0,195772	26,9096	1,32323×10 <sup>-36</sup>	4,87705 5,65925
		T <sub>ce</sub>	5,63962	0,204802	27,537	3,3981×10 <sup>-37</sup>	5,23048 6,04876
		T <sub>f</sub>	3,22537	0,0777851	41,4652	5,7937×10 <sup>-48</sup>	3,06998 3,38076
20% truck 80% car	0,996322	T <sub>ci</sub>	4,19798	0,0978292	42,9113	2,06056×10 <sup>-49</sup>	4,0026 4,39336
		T <sub>ce</sub>	4,49392	0,101208	44,4029	2,40324×10 <sup>-50</sup>	4,2918 4,69605
		T <sub>f</sub>	2,39767	0,0310105	77,3181	1,05895×10 <sup>-65</sup>	2,33574 2,4596
10% truck 90% car	0,998326	T <sub>ci</sub>	3,97144	0,0647749	61,3115	3,05426×10 <sup>-59</sup>	3,84208 4,10081
		T <sub>ce</sub>	4,23483	0,0666998	63,4908	3,27244×10 <sup>-60</sup>	4,10162 4,36803
		T <sub>f</sub>	2,30234	0,0201487	114,268	1,20079×10 <sup>-76</sup>	2,2621 2,34258
100% car	0,999064	T <sub>ci</sub>	3,6684	0,0465887	78,7402	5,45744×10 <sup>-67</sup>	3,57538 3,76142
		T <sub>ce</sub>	3,94255	0,0481695	81,8474	4,35206×10 <sup>-68</sup>	3,84637 4,03872
		T <sub>f</sub>	2,19418	0,0143212	153,212	5,84016×10 <sup>-86</sup>	2,16559 2,22278

**Tabella IV.8** Risultati delle regressioni per la corsia sinistra del ramo secondario

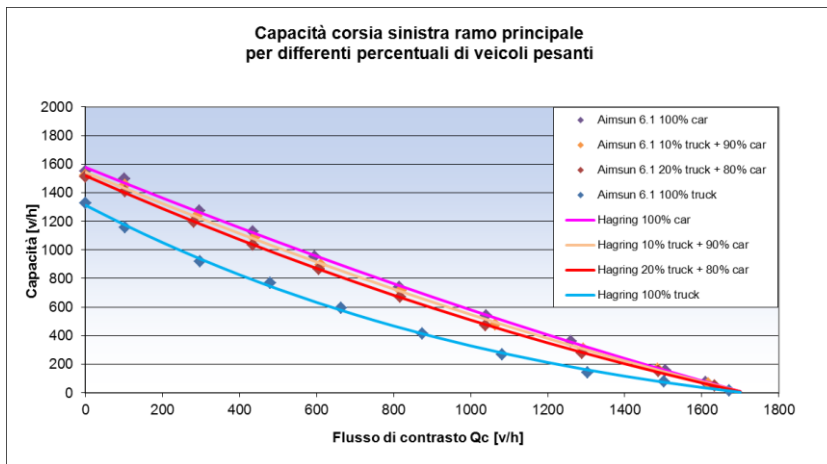
Le regressioni statistiche dei dati ricavati in micro simulazione hanno fornito valori stimati dei parametri comportamentali sempre maggiori all'aumentare della percentuale di mezzi pesanti considerata. Questo risultato, che si verifica per tutte le corsie di ingresso sulla turbo rotatoria, è in accordo con i valori empirici di capacità forniti dal software AIMSUN, i quali, a parità di flusso di contrasto (composto sempre da sole autovetture), sono sempre minori all'aumentare della percentuale dei mezzi pesanti. Ciò deriva dalle più scadenti prestazioni cinematiche della categoria veicolare dei mezzi pesanti, che ne riducono le possibilità di inserimento tra i gap delle correnti anulari. I valori

stimati per regressione statistica vanno considerati come valori dei parametri comportamentali relativi a popolazioni di utenti eterogenee, caratterizzate da specifiche percentuali di mezzi pesanti. Inoltre l'aver considerato popolazioni composte da soli mezzi pesanti ha consentito, come era stato premesso al paragrafo IV.2.3, di poter determinare i valori dei parametri esplicativi del comportamento attuato da questa singola categoria veicolare per ognuna delle manovre di ingresso sulla turbo rotatoria.

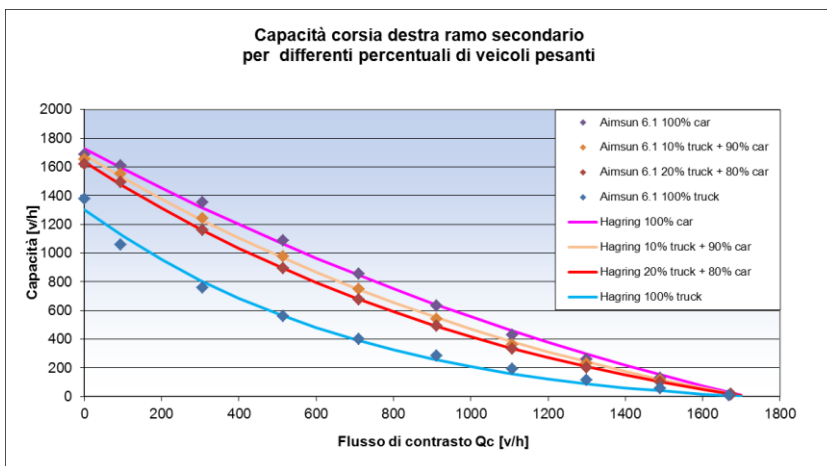
Le regressioni ottenute sui valori empirici di capacità rappresentano le funzioni di capacità dei diversi ingressi alla turbo rotatoria, in accordo al modello di Haging, per ciascuna delle percentuali di mezzi pesanti considerata. Nelle seguenti Figure IV.12, IV.13 e IV.14 si riportano i diagrammi relativi alle curve di capacità delle due corsie del ramo principale e della corsia destra del ramo secondario per le diverse percentuali di mezzi pesanti considerate.



**Figura IV.12** Valori empirici e curve di capacità per la corsia destra del ramo principale



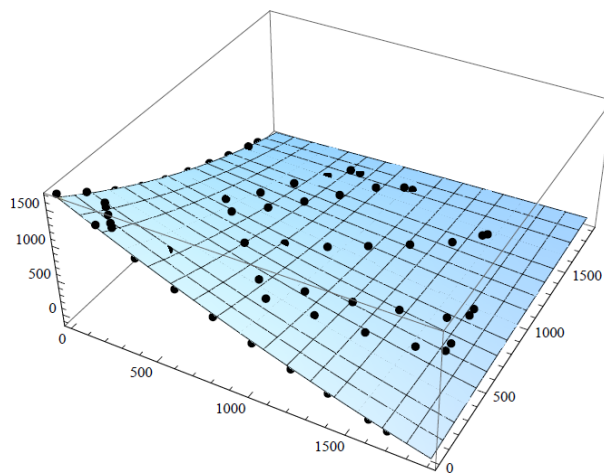
**Figura IV.13** Valori empirici e curve di capacità per la corsia sinistra del ramo principale



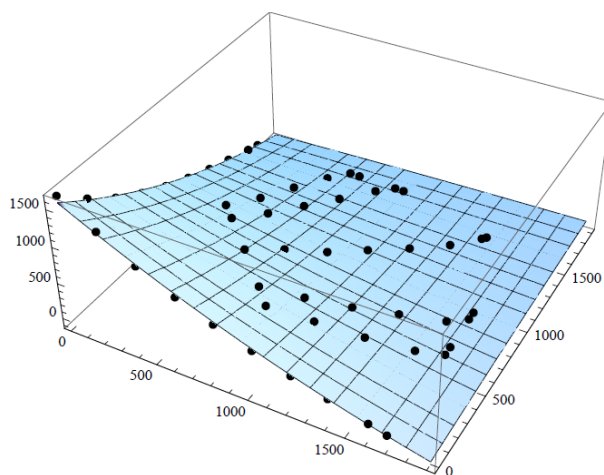
**Figura IV.14** Valori empirici e curve di capacità per la corsia destra del ramo secondario

Negli stessi diagrammi sono stati riportati anche i punti sperimentali relativi ai dati empirici ricavati per micro simulazione. Le singole curve di capacità evidentemente confermano la tendenza che si può osservare sui valori empirici, particolarmente per quanto riguarda la riduzione della capacità all'aumentare della presenza di mezzi pesanti nella domanda in ingresso. I diagrammi relativi alle due corsie del ramo principale, riportati nelle Figure IV.13 e IV.14, mostrano andamenti della capacità, al variare del flusso di contrasto e a parità di percentuale dei mezzi pesanti, pressoché coincidenti. Ciò dipende dall'aver ottenuto per queste due corsie di ingresso stime dei valori dei parametri comportamentali praticamente eguali per ognuna delle percentuali di mezzi pesanti considerate (cfr. Tabelle IV.5 e IV.6). I valori di Tabella IV.7 mostrano, invece, che per la corsia destra del ramo secondario nel caso di flussi in ingresso eterogenei si ottengono stime dei parametri comportamentali sensibilmente maggiori rispetto a quelle ottenute per le due corsie del ramo principale. Questo risultato è dovuto ai dati ricavati dal software AIMSUN che, per questa corsia, fornisce valori empirici di capacità minori di quelli relativi alle due corsie del ramo principale, nonostante lo schema di conflitto all'ingresso sia del tutto analogo (una sola corrente antagonista). Tale circostanza può essere attribuita ai condizionamenti che derivano dalle manovre di immissione dei veicoli presenti sulla corsia adiacente (corsia sinistra), ostacolate da due correnti antagoniste. Inoltre tali condizionamenti risultano maggiori all'aumentare della percentuale di mezzi pesanti: sono poco rilevanti nel caso di domanda di sole autovetture (per la corsia destra del ramo secondario si ottengono stime dei parametri comportamentali leggermente maggiori ma comunque molto vicine a quelle ottenute per le corsie del ramo principale), mentre diventano via via più marcati all'aumentare della percentuale di mezzi pesanti.

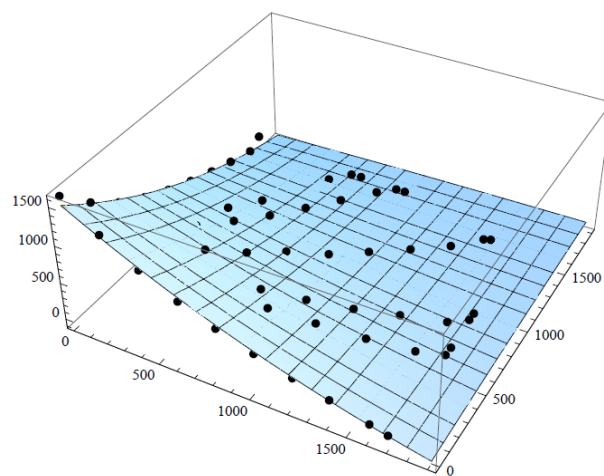
Anche nel caso della corsia sinistra del ramo secondario le funzioni di capacità ottenute per regressione confermano la tendenza osservata sui dati empirici di capacità al variare della percentuale di mezzi pesanti nella domanda. Tuttavia, in questo caso, la capacità dipende dai flussi delle due correnti antagoniste  $Q_{ci}$  e  $Q_{ce}$ , per cui la relativa funzione è graficamente rappresentata da una superficie. Per evidenti motivi di leggibilità dei grafici nelle seguenti Figure IV.15, IV.16, IV.17 e IV.18 sono stati rappresentati, per ciascuna percentuale di mezzi pesanti presa in considerazione, singoli confronti tra le funzioni di capacità ottenute per regressione e i corrispondenti dati empirici ricavati per micro simulazione. In tutte le rappresentazioni risultano visibili solo i punti sperimentali caratterizzati da valori di capacità maggiori di quelli forniti dal modello di regressione, mentre gli altri punti sperimentali vengono coperti dalla superficie.



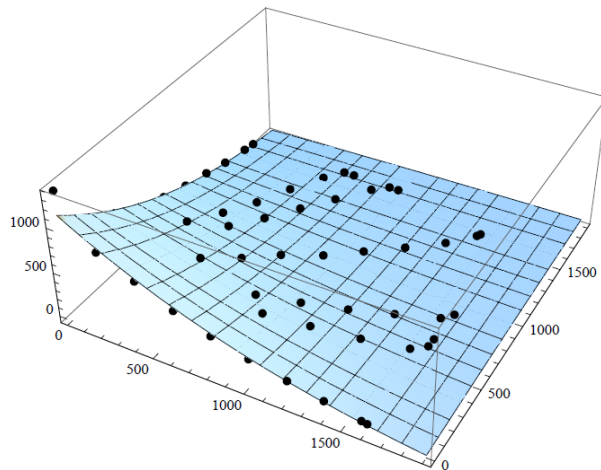
**Figura IV.15** Grafico del modello di Hagrind e dei valori empirici per la corsia sinistra del ramo secondario e domanda in ingresso composta al 100% da autovetture



**Figura IV.16** Grafico del modello di Hagrind e dei valori empirici per la corsia sinistra del ramo secondario e domanda in ingresso composta al 90% da autovetture e al 10% da mezzi pesanti



**Figura IV.17** Grafico del modello di Hagrind e dei valori empirici per la corsia sinistra del ramo secondario e domanda in ingresso composta al 80% da autovetture e al 20% da mezzi pesanti



**Figura IV.18** Grafico del modello di Hagrind e dei valori empirici per la corsia sinistra del ramo secondario e domanda in ingresso composta al 100% da autovetture

Infine bisogna evidenziare che le stime dei parametri comportamentali ottenute per flussi in ingresso di sole autovetture consentono di valutare i risultati conseguiti nella fase di calibrazione. Dai valori contenuti nelle Tabelle IV.5, IV.6 e IV.7 è possibile notare che le stime dei parametri ottenute per le due corsie del ramo principale e sulla corsia destra del ramo secondario, nel caso di flussi in ingresso composti al 100% da autovetture, sono molto prossime ai dati sperimentali di Fortuijn (cfr. Tabella III.1). Per la corsia sinistra del ramo secondario si ottengono invece maggiori scostamenti, a conferma di quanto esposto al paragrafo IV.2.2 sui dati ricavati sperimentalmente da Fortuijn per tale tipo di manovra.



#### **IV.4 DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI EQUIVALENTI PER MEZZI PESANTI SU UNA TURBO ROTATORIA**

Note le funzioni di capacità per tutte le corsie di ingresso sulla turbo rotatoria, è possibile determinare le corrispondenti funzioni del coefficiente equivalente  $E_t$  per una determinata percentuale di mezzi pesanti. Infatti, secondo il ragionamento esposto al paragrafo IV.2.3, il coefficiente equivalente  $E_t$  assume la seguente espressione

$$E_t = \frac{C_{car} - (1-p) \cdot C_p}{p \cdot C_p}$$

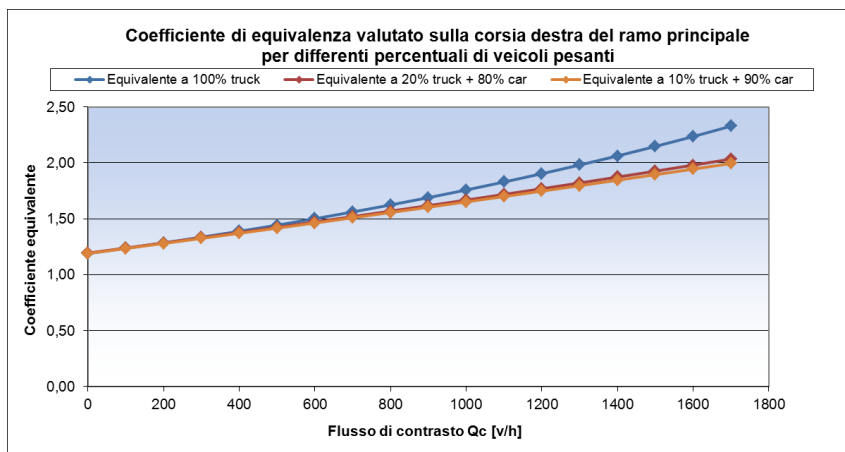
in cui:

- $C_{car}$  indica la capacità determinata considerando la domanda in ingresso costituita da sole autovetture;
- $p$  indica l'aliquota di mezzi pesanti considerata;
- $C_p$  indica la capacità determinata considerando la domanda in ingresso eterogenea, caratterizzata da un'aliquota di mezzi pesanti pari a  $p$ .

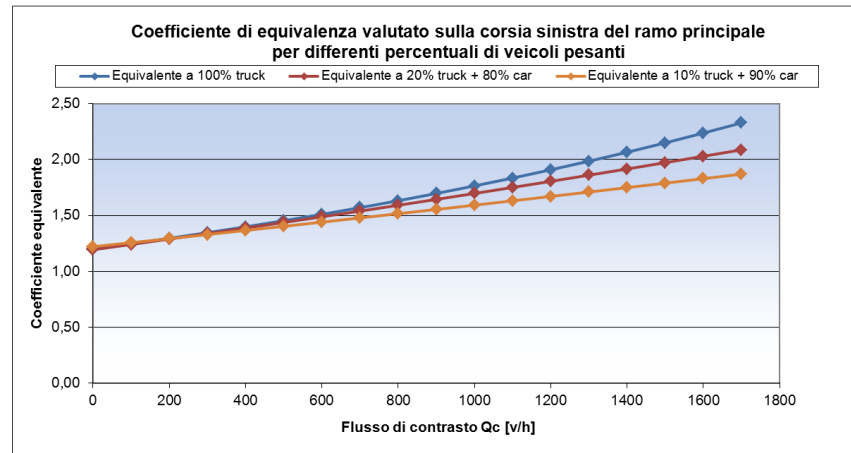
Le due capacità  $C_{car}$  e  $C_p$  sono funzioni del flusso di contrasto, per cui lo è anche il coefficiente  $E_t$ . Inoltre, così come accade per le capacità  $C_{car}$  e  $C_p$ , il coefficiente  $E_t$  è funzione di una o due variabili a seconda del numero di correnti su cui è disposto il flusso principale. Quindi per entrambe le corsie di ingresso sul ramo principale e per la corsia destra del ramo secondario  $E_t$  è funzione della sola corrente anulare  $Q_{ce}$ , mentre per la corsia sinistra del ramo secondario risulta funzione delle due

correnti anulari  $Q_{ci}$  e  $Q_{ce}$ . In quest'ultimo caso il grafico della funzione è ancora una volta rappresentato da una superficie.

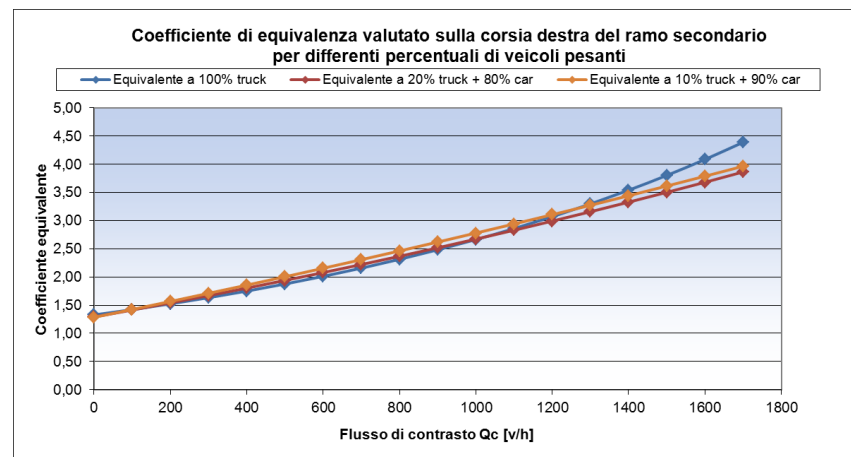
Di seguito si riportano i grafici delle funzioni  $E_t$  ottenute introducendo le funzioni di capacità stimate per regressione statistica in Mathematica, a partire dai dati empirici ricavati in micro simulazione. I diagrammi riportati nelle seguenti Figure IV.19, IV.20 e IV.21 sono relativi alle due corsie di ingresso sul ramo principale e alla corsia destra del ramo secondario. In ognuno di questi diagrammi vengono riportati gli andamenti del coefficiente di equivalenza  $E_t$ , ottenuti al variare del flusso di contrasto per le tre percentuali di mezzi pesanti considerate (10%, 20% e 100%).



**Figura IV.19** Andamenti del coefficiente equivalente per la corsia destra del ramo principale



**Figura IV.20** Andamenti del coefficiente equivalente per la corsia sinistra del ramo principale

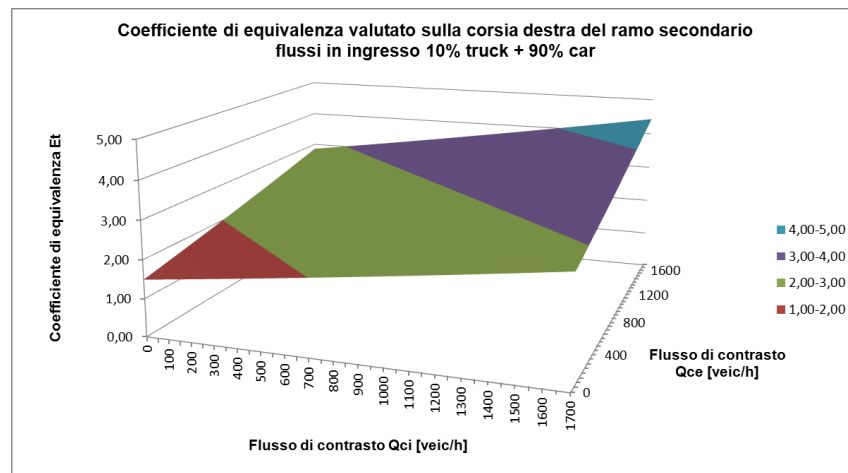


**Figura IV.21** Andamenti del coefficiente equivalente per la corsia destra del ramo secondario

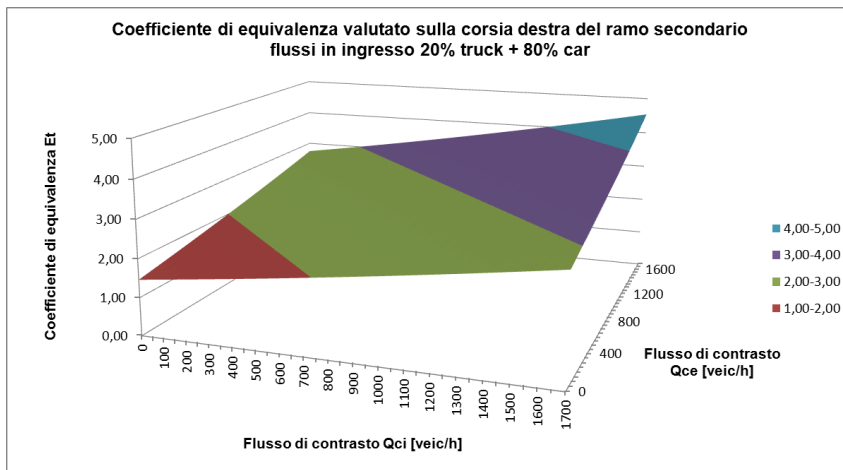
Per le due corsie del ramo principale si ottengono andamenti del coefficiente equivalente diversi ma molto simili fra loro. L'unica differenza macroscopica consiste nel fatto che per la corsia sinistra gli andamenti del coefficiente equivalente per le due percentuali di mezzi pesanti pari al 10% e al 20% differiscono leggermente fra di loro, mentre per la corsia destra questi andamenti sono praticamente coincidenti. Inoltre dalle Figure IV.19 e IV.20 si ricava che, nelle più usuali condizioni operative, per le due corsie del ramo principale il coefficiente di equivalenza si mantiene sempre al di sotto del valore  $E_t = 2$ . Infatti si raggiungono valori superiori solo nella condizione irrealistica di flussi in ingresso costituiti al 100% da mezzi pesanti o in condizioni di saturazione della corrente anulare ( $Q_{ce} = 1700$  veic/h). Per queste due corsie di ingresso quindi adottando il valore del coefficiente equivalente  $E_t = 2$ , suggerito dall'HCM 2010 per le diverse configurazioni di rotoarie tradizionali, si otterrebbe una sistematica sovrastima dell'impatto dei mezzi pesanti sulla qualità della circolazione.

Per la corsia destra del ramo secondario si ottengono andamenti del coefficiente equivalente al variare della percentuale di mezzi pesanti considerata molto simili fra loro. Inoltre il valore di  $E_t = 2$  viene rapidamente raggiunto e superato all'aumentare del flusso di contrasto, raggiungendo valori di  $E_t = 4$ , anche nelle più usuali condizioni di traffico (mezzi pesanti al 10% o al 20%). Ciò comporta che per questa corsia di ingresso adottando il valore  $E_t = 2$ , suggerito dall'HCM 2010 per le rotoarie tradizionali, si otterrebbe una sistematica sottostima dell'impatto dei mezzi pesanti sulla qualità della circolazione. Questo risultato era comunque facilmente prevedibile sulla base delle considerazioni espresse relativamente alla capacità della corsia destra del ramo secondario al variare della percentuale di mezzi pesanti.

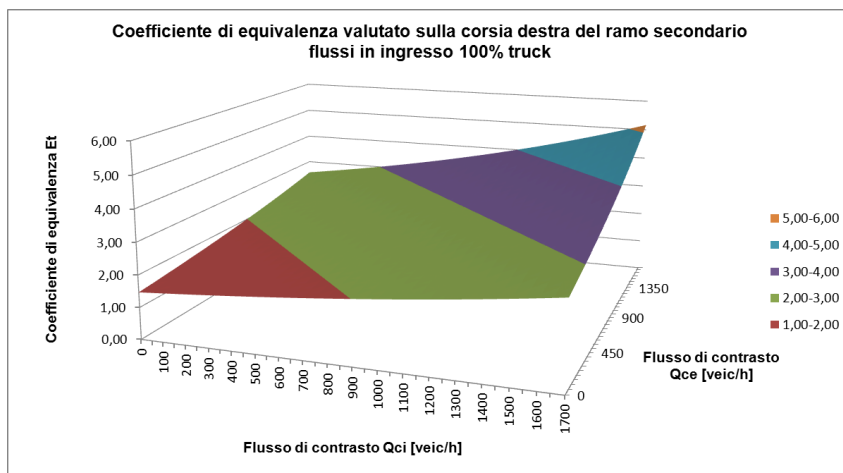
Per la corsia sinistra del ramo secondario i grafici del coefficiente equivalente  $E_t$  ottenuti al variare delle due correnti anulari  $Q_{ci}$  e  $Q_{ce}$  vengono riportati, separatamente per ciascuna percentuale di mezzi pesanti, nelle seguenti Figure IV.22, IV.23 e IV.24. Per questa corsia di ingresso infatti i grafici della funzione  $E_t$  sono rappresentati da superfici, per cui la loro sovrapposizione in un unico diagramma risulterebbe illeggibile.



**Figura IV.22** Andamento del coefficiente equivalente per la corsia sinistra del ramo secondario per una domanda in ingresso composta al 10% da mezzi pesanti



**Figura IV.23** Andamento del coefficiente equivalente per la corsia sinistra del ramo secondario per una domanda in ingresso composta al 20% da mezzi pesanti



**Figura IV.24** Andamento del coefficiente equivalente per la corsia sinistra del ramo secondario per una domanda in ingresso composta al 100% da mezzi pesanti

Dalle Figure IV.22, IV.23 e IV.24 si evince che nelle più usuali condizioni (mezzi pesanti al 10% o al 20%) si raggiungono valori del coefficiente equivalente pari a  $E_t = 4,5$ , cioè leggermente superiori al valore più critico ( $E_t = 4$ ) che si ottiene per la corsia destra. Inoltre anche per questa corsia di ingresso alla turbo rotatoria adottando il valore  $E_t = 2$  suggerito dall'HCM 2010 [1] per le diverse configurazioni delle rotatorie tradizionali si avrebbe una sistematica sottostima dell'impatto dei mezzi pesanti sulla qualità della circolazione.

## **BIBLIOGRAFIA**

- 1 TRB, (2010) Highway Capacity Manual 2010. Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- 2 Pipes, L.A. (1953) An operational analysis of traffic dynamics, *Journal of Applied Physics*, vol. 24, no. 3, pp. 274–281, <http://link.aip.org/link/?JAP/24/274/1>.
- 3 Reuschel, A. (1950) “Vehicle movements in a platoon,” *Oesterreichisches Ingenieur-Archiv*, vol. 4, pp. 193–215
- 4 Chandler, R., Herman, R., Montroll, E. (1958) Traffic dynamics: Studies in car following, *Opns. Res.*, vol. 6, pp. 317–45
- 5 Gipps, P. (1981) “A behavioural car following for computer simulation,” *Transportation Research*, vol. B15, pp. 105–111
- 6 Gipps, P. (1986) A model for the structure of lane-changing decisions, *Transportation Research Part B*, vol. 5, pp. 403–414, 1986.
- 7 Yang Q. Koutsopoulos, H. (1996), “A microscopic traffic simulator forevaluation of dynamic traffic management systems,” *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, vol. 4, no. 3, pp. 113–129
- 8 Esposito, T., Mauro, R. (2003). *La progettazione funzionale delle strade vol. 2.. Hevelius Edizioni*



- 9    Aimsun 7 (2012) Dynamic Simulators User's Manual TSS-Transport Simulation Systems
- 10   Fortuijn, L.G.H. (2009) Turbo Roundabouts: Estimation of Capacity. Paper submitted to Transportation Research Record (United States).
- 11   Bulla L. A., Castro, W. (2011) Analysis and comparison between two-lane roundabouts and turbo roundabouts based on a road safety audit methodology and microsimulation: a case study in urban area, Submitted to the 3rd International Conference on Road Safety and Simulation, Indianapolis, USA
- 12   Bastos Silva, A., Vasconcelos L., (2009) Microsimulation applied to performance analysis of roundabouts: the effect of the pedestrian crossings, Association for European Transport and contributors.
- 13   Haging, O., (1998). A further generalization of Tanner's formula. Transportation Research Part B: Methodological 32(6), pp. 423-429.
- 14   McDowell, M., Wennell, J., Storr, P. A. and Darzentas, J. (1983) Gap acceptance and traffic conflict simulation as a measure of risk. TRRL SR 776.
- 15   John, A., Glauz, W. (1976). Speed and Service on Multilane Upgrades. Transportation Research Record No. 615. Transportation Research Board. Washington, DC.

- 16 Huber, M. (1982). Estimation of Passenger Car Equivalents of Trucks in Traffic Stream. Transportation Research Record No. 869. Transportation Research Board. Washington, DC.
- 17 Bates, D. M., Watts, D. G. (1988). Nonlinear Regression and Its Application. Wiley. New York.



## **V. CONCLUSIONI**

Le attività di ricerca presentate in questa tesi sono state finalizzate al raggiungimento di un duplice obiettivo. In primo luogo è stato proposto un criterio di scelta tra schemi innovativi di intersezione a rotatoria (turbo e flower) e rotatorie tradizionali double lane, fondato su valutazioni di natura funzionale. In secondo luogo è stato valutato l'impatto dei mezzi pesanti sulla qualità della circolazione alle turbo rotatorie.

Per quanto riguarda il primo obiettivo, per valutare gli indici prestazionali necessari è stata applicata la teoria del gap acceptance. Nella modellazione degli headway tra i veicoli delle correnti principali si è tenuto conto del fenomeno del plotonamento, adottando la distribuzione M3 di Cowan. La capacità è stata, quindi, valutata con il modello di Hagring, che è stato specializzato ai casi di una o due correnti antagoniste per le singole corsie di ingresso alle rotatorie. A partire da queste assunzioni, in entrambi i confronti presentati, sono stati costruiti *domini di convenienza* e *aree di indifferenza* sotto specifiche ipotesi sulla

ripartizione della domanda di traffico e in condizioni di sottosaturazione degli ingressi. In particolare ogni singolo punto del dominio è stato determinato confrontando il ritardo medio all'intersezione, ottenuto a parità di domanda di traffico sugli schemi in esame. La scelta del ritardo come parametro di confronto è dipesa dal fatto che tale indicatore viene ritenuto rappresentativo della qualità della circolazione per le intersezioni. I risultati ottenuti hanno fornito indicazioni utili sulla scelta più conveniente da un punto di vista funzionale fra una turbo rotatoria, o una rotatoria flower, e una rotatoria tradizionale double lane, sia nel caso di nuove realizzazioni, sia nel caso di conversione di rotatorie già in esercizio.

Il secondo obiettivo della tesi muove dal convincimento iniziale che la presenza sulle turbo rotatorie di un maggior vincolo alle traiettorie e di schemi di conflitto con due correnti antagoniste debba necessariamente comportare un impatto dei veicoli pesanti sulla qualità della circolazione più sfavorevole che sulle altre rotatorie. Ricorrendo alla tecnica della micro simulazione sono stati ottenuti valori empirici di capacità per le diverse corsie sui rami della turbo rotatoria e al variare della percentuale di mezzi pesanti presenti nei flussi in ingresso. Attraverso analisi di regressione non lineare dei dati ottenuti in micro simulazione, utilizzando il modello di Hagring, è stato possibile ricavare i parametri comportamentali relativi a popolazioni di utenti eterogenee e, al limite, costituite esclusivamente da mezzi pesanti. Le funzioni di capacità così ottenute hanno consentito di determinare l'andamento del coefficiente di equivalenza al variare della percentuale dei mezzi pesanti e dei flussi antagonisti per tutte le corsie di ingresso alla turbo rotatoria. La tecnica della micro simulazione del traffico si è rivelata particolarmente idonea per gli scopi della ricerca, poiché ha consentito di

isolare condizioni di traffico che difficilmente possono essere osservate direttamente su strada e di replicarle le volte necessarie per ottenere numerosità campionarie sufficientemente rappresentative.

Infine occorre sottolineare che un aspetto non secondario della ricerca consiste nell'aver individuato una metodologia per la valutazione dell'impatto dei mezzi pesanti sulla qualità della circolazione che può essere applicata anche a schemi di intersezione diversi.



## **APPENDICE**



---

**Minor Legs Data DX**

```

In[1]:= minorlegDX100truck =
  {{0.1, 1376}, {94., 1060.}, {306., 757}, {515., 558.}, {711., 400.},
   {911., 283.}, {1107., 194.}, {1299., 115.}, {1491, 55.}, {1668., 8.}}
minorlegDX20truck = {{0.1, 1621}, {94., 1493.}, {306., 1158},
  {515., 894.}, {711., 675.}, {911., 492.}, {1107., 333.},
  {1299., 201.}, {1490, 99.}, {1673., 14.}}
minorlegDX10truck = {{0.1, 1654}, {94., 1550.}, {306., 1244},
  {515., 978}, {711., 749}, {911., 543.}, {1107., 363.},
  {1300., 230.}, {1490, 113.}, {1673., 16.}}
minorlegDX100car = {{0.1, 1687}, {94., 1609.}, {306., 1353},
  {515., 1089}, {711., 856}, {911., 631.}, {1107., 431.},
  {1299., 262.}, {1490, 129.}, {1674., 20.}}

(*minorlegSX100truck=
  {{0.1,1377},{306.,762},{306.,757},{515.,558.},{711.,400.},
   {911.,283.},{1107.,194.},{1299.,115.},{1491,55.},{1668.,8.}}
  minorlegSX20truck={{0.1,1621},{94.,1493.},{306.,1158},{515.,894.},{711.,
   675.},{911.,492.},{1107.,333.},{1299.,201.},{1490,99.},{1673.,14.}}
  minorlegSX10truck={{0.1,1654},{94.,1550.},{306.,1244},{515.,978},{711.,
   749},{911.,543.},{1107.,363.},{1300.,230.},{1490,113.},{1673.,16.}}
  minorlegSX100car={{0.1,1687},{94.,1609.},{306.,1353},{515.,1089},{711.,
   856},{911.,631.},{1107.,431.},{1299.,262.},{1490,129.},{1674.,20.}*}

Out[1]= {{0.1, 1376}, {94., 1060.}, {306., 757}, {515., 558.}, {711., 400.},
  {911., 283.}, {1107., 194.}, {1299., 115.}, {1491, 55.}, {1668., 8.}}
Out[2]= {{0.1, 1621}, {94., 1493.}, {306., 1158}, {515., 894.}, {711., 675.},
  {911., 492.}, {1107., 333.}, {1299., 201.}, {1490, 99.}, {1673., 14.}}
Out[3]= {{0.1, 1654}, {94., 1550.}, {306., 1244}, {515., 978}, {711., 749},
  {911., 543.}, {1107., 363.}, {1300., 230.}, {1490, 113.}, {1673., 16.}}
Out[4]= {{0.1, 1687}, {94., 1609.}, {306., 1353}, {515., 1089}, {711., 856},
  {911., 631.}, {1107., 431.}, {1299., 262.}, {1490, 129.}, {1674., 20.}}

```

**Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti**

---

```

In[41]:= min1DX = NonlinearModelFit[minorlegDX100truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} * tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m1 = min1DX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]
min2DX = NonlinearModelFit[minorlegDX20truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} * tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m2 = min2DX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]
min3DX = NonlinearModelFit[minorlegDX10truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} * tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m3 = min3DX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]
min4DX = NonlinearModelFit[minorlegDX100car,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} * tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m4 = min4DX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

```

Out[41]= FittedModel  $\left[ \frac{e^{-0.00131532 Qc} (1 - 2.1 Qc)}{1 - e^{-2.1 Qc}} \right]$

Out[42]= { {tc → 6.83515, tf → 2.7624}, 0.996428,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value		Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	6.83515	0.313297	21.8168	2.05503×10 <sup>-8</sup>	,	6.83515	0.313297	{6.11269, 7.55761}
tf	2.7624	0.0720031	38.365	2.34022×10 <sup>-10</sup>		2.7624	0.0720031	{2.59636, 2.92844}

Out[43]= FittedModel  $\left[ \frac{e^{-2.1 Qc} (1 - 0.000583333 Qc)}{1 - e^{-2.1 Qc}} \right]$

Out[44]= { {tc → 4.91513, tf → 2.20238}, 0.999934,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value		Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	4.91513	0.0344126	142.829	6.45751×10 <sup>-15</sup>	,	4.91513	0.0344126	{4.83578, 4.99449}
tf	2.20238	0.00808662	272.349	3.69864×10 <sup>-17</sup>		2.20238	0.00808662	{2.18374, 2.22103}

Out[45]= FittedModel  $\left[ \frac{e^{-2.1 Qc} (1 - 0.000583333 Qc)}{1 - e^{-2.1 Qc}} \right]$

Out[46]= { {tc → 4.54072, tf → 2.14082}, 0.999743,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value		Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	4.54072	0.0651728	69.6721	$2.00528 \times 10^{-12}$	,	tc	4.54072	0.0651728 [4.39044, 4.69101]
tf	2.14082	0.01572	136.185	$9.45183 \times 10^{-15}$		tf	2.14082	0.01572 [2.10457, 2.17707]

NonlinearModelFit::sszero :

The step size in the search has become less than the tolerance prescribed by the PrecisionGoal option, but the gradient is larger than the tolerance specified by the AccuracyGoal option. There is a possibility that the method has stalled at a point that is not a local minimum. >>

Out[47]= FittedModel[ 
$$\frac{e^{-\llcorner 21 \gg Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-\llcorner 22 \gg Qc}}$$
 ]

Out[48]= { {tc → 4.02581, tf → 2.08169}, 0.999305,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value		Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	4.02581	0.100879	39.9072	$1.7099 \times 10^{-10}$	,	tc	4.02581	0.100879 [3.79318, 4.25844]
tf	2.08169	0.0255953	81.3312	$5.82469 \times 10^{-13}$		tf	2.08169	0.0255953 [2.02267, 2.14071]

```

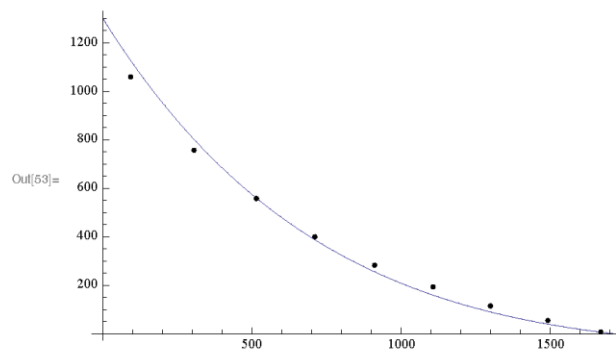
In[53]= p11 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m1[[1]],
                {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[minorlegDX100truck]]]

p12 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m2[[1]],
                {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[minorlegDX20truck]]]

p13 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m3[[1]],
                {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[minorlegDX10truck]]]

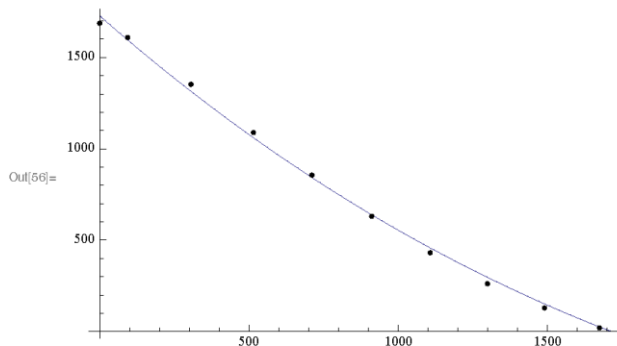
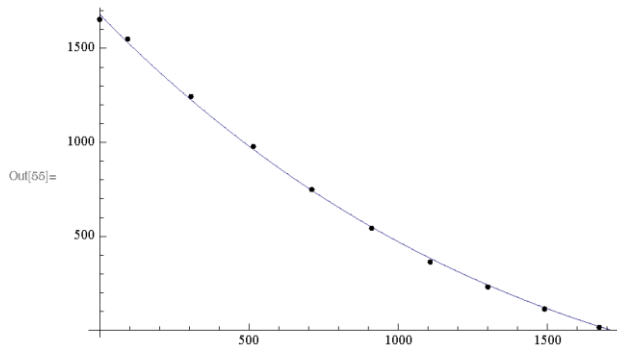
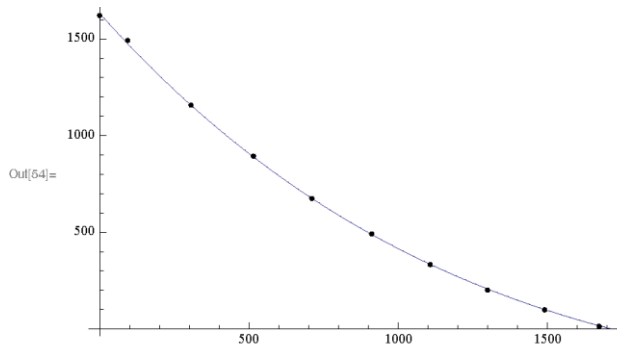
p14 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m4[[1]],
                {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[minorlegDX100car]]]

```



*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

---



---

**Minor Leg data SX**

```
In[55]:= minorlegSX100truck = {{0.5, 0.5, 1377.}, {154, 152, 762.}, {307., 311, 533},  
{460., 454, 382.}, {601., 602, 290.}, {733., 757., 218}, {901., 889., 159},  
{1050., 1041., 114}, {1209, 1195., 73}, {1366., 1348, 43.}, {1479., 1491, 26.},  
{1490., 1513, 25.}, {0.01, 203, 814.}, {0.01, 407, 644}, {0.5, 612, 471.},  
{0.5, 810, 350.}, {0.5, 1009, 255.}, {0.5, 1207., 179}, {0.5, 1394, 99},  
{0.5, 1597, 36}, {0.5, 1688, 9}, {78, 229, 751.}, {152, 466, 510},  
{228, 685, 360.}, {303, 900, 252.}, {376, 1114, 167.}, {442, 1349, 93},
```

```

{527, 1566, 37}, {593, 1686, 8}, {654, 1685, 9}, {104, 202, 758.},
{210, 408, 521}, {305, 608, 366.}, {398, 805, 271.}, {493, 998, 191.},
{590, 1200, 127}, {693, 1398, 71}, {807, 1597, 27}, {879, 1675, 11},
{932, 1675, 10}, {204, 102, 764.}, {411, 207, 528}, {607, 306, 377.},
{804, 400, 279.}, {999, 491, 206.}, {1202, 589, 142}, {1398, 695, 89},
{1594, 798, 45}, {1635, 869, 16}, {230, 77, 759}, {467, 151, 529},
{687, 226, 368}, {899, 304, 268}, {1115, 376, 184}, {1344, 447, 114},
{1563, 526, 56}, {1627, 591, 40}, {1629, 648, 40}, {203, 0.5, 853},
{407, 0.5, 680}, {612, 0.5, 505}, {810, 0.5, 373}, {1008, 0.5, 273},
{1207, 0.5, 188}, {1394, 0.5, 119}, {1582, 0.5, 56}, {1611, 0.5, 46}

minorlegSX20truck =
{{0.1, 0.1, 1620}, {154, 152, 1135}, {307., 311, 816}, {460., 453, 616.},
{601., 601, 466.}, {733., 757., 350}, {901., 889., 248}, {1049., 1041., 171},
{1209, 1195., 104}, {1366., 1348, 48.}, {1485., 1498, 16.}, {1519., 1514, 13.},
{0.1, 203, 1250.}, {0.1, 407, 960}, {0.1, 612, 740.}, {0.1, 810, 563.},
{0.1, 1009, 413.}, {0.1, 1207., 282}, {0.1, 1394, 173}, {0.1, 1596, 63},
{0.1, 1696, 157}, {78, 229, 1119.}, {152, 466, 785}, {228, 685, 564.},
{303, 900, 414.}, {376, 1114, 269.}, {442, 1349, 93}, {527, 1566, 62},
{598, 1697, 7}, {656, 1701, 8}, {104, 202, 1122.}, {210, 408, 798},
{305, 608, 591.}, {398, 805, 438.}, {493, 998, 309.}, {590, 1200, 201},
{693, 1398, 113}, {807, 1597, 38}, {881, 1689, 7}, {932, 1690, 7},
{204, 102, 1138.}, {411, 207, 813}, {607, 306, 601.}, {804, 400, 451.},
{999, 491, 327}, {1202, 589, 220}, {1398, 695, 132}, {1601, 798, 47},
{1682, 878, 16}, {1682, 932, 15}, {230, 77, 1136}, {467, 151, 804},
{687, 226, 592}, {899, 304, 433}, {1115, 376, 299}, {1344, 447, 179},
{1563, 526, 72}, {1687, 595, 17}, {1688, 654, 16}, {203, 0.1, 1286},
{407, 0.1, 1001}, {612, 0.1, 770}, {810, 0.1, 590}, {1008, 0.1, 440},
{1207, 0.1, 307}, {1394, 0.1, 197}, {1595, 0.1, 77}, {1687, 0.1, 21}

minorlegSX10truck =
{{0.1, 0.1, 1653}, {154, 152, 1202}, {306., 311, 887}, {460., 453, 670.},
{601., 601, 511.}, {733., 757., 379}, {901., 889., 275}, {1049., 1042., 188},
{1209, 1196., 107}, {1366., 1348, 52.}, {1480., 1493, 17.}, {1497., 1516, 14.},
{0.1, 203, 1322.}, {0.1, 407, 1035}, {0.1, 612, 804.}, {0.1, 810, 617.},
{0.1, 1009, 456.}, {0.1, 1207., 311}, {0.1, 1394, 192}, {0.1, 1596, 70},
{0.1, 1696, 10}, {78, 229, 1193.}, {152, 466, 855}, {228, 685, 625.},
{303, 900, 450.}, {376, 1115, 298.}, {442, 1349, 168}, {527, 1566, 66},
{598, 1700, 7}, {656, 1698, 8}, {104, 202, 1198.}, {210, 408, 869},
{305, 608, 647.}, {398, 805, 479.}, {493, 998, 336.}, {590, 1200, 222},
{693, 1398, 122}, {807, 1597, 41}, {881, 1689, 8}, {932, 1688, 7},
{204, 102, 1211.}, {411, 207, 881}, {607, 306, 655.}, {804, 400, 490.},
{999, 491, 358}, {1202, 589, 239}, {1398, 695, 139}, {1601, 798, 49},
{1683, 879, 16}, {1682, 934, 15}, {230, 77, 1209}, {457, 151, 878},
{687, 226, 646}, {899, 304, 468}, {1115, 376, 325}, {1344, 447, 192},
{1566, 526, 77}, {1689, 595, 16}, {1688, 654, 17}, {203, 0.1, 1350},
{407, 0.1, 1071}, {612, 0.1, 840}, {810, 0.1, 654}, {1009, 0.1, 487},
{1207, 0.1, 339}, {1394, 0.1, 214}, {1595, 0.1, 82}, {1687, 0.1, 20}

minorlegSX100car =
{{0.1, 0.1, 1687}, {154, 152, 1298}, {306., 311, 969}, {443., 444, 747.},
{600., 602, 572.}, {733., 757., 428}, {901., 889., 309}, {1050., 1042., 203},
{1209, 1195., 118}, {1376., 1348, 54.}, {1481., 1494, 16.}, {1500., 1516, 14.},

```

***Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti***

---

```
{0.1, 203, 1408}, {0.1, 407, 1125}, {0.1, 612, 884.}, {0.1, 810, 690.},
{0.1, 1009, 520.}, {0.1, 1207., 362}, {0.1, 1394, 221}, {0.1, 1596, 79},
{0.1, 1696, 10}, {78, 229, 1285.}, {152, 466, 941}, {229, 685, 700.},
{303, 900, 508.}, {376, 1115, 340.}, {442, 1349, 191}, {527, 1564, 64},
{598, 1700, 8}, {656, 1701, 6}, {104, 202, 1291.}, {210, 408, 953},
{305, 608, 718.}, {398, 805, 542.}, {493, 998, 385.}, {590, 1200, 249},
{693, 1398, 135}, {807, 1599, 45}, {881, 1692, 7}, {932, 1692, 8}, {981, 1693, 7},
{204, 102, 1305.}, {441, 206, 967}, {607, 306, 732.}, {804, 400, 555.},
{999, 491, 405}, {1202, 589, 270}, {1398, 695, 152}, {1601, 798, 49},
{1683, 879, 16}, {1682, 934, 14}, {230, 77, 1302}, {476, 152, 963},
{687, 226, 721}, {899, 304, 533}, {1115, 376, 370}, {1344, 447, 216},
{1566, 526, 84}, {1689, 595, 16}, {1690, 654, 16}, {203, 0.1, 1439},
{407, 0.1, 1165}, {612, 0.1, 926}, {810, 0.1, 728}, {1009, 0.1, 555},
{1207, 0.1, 389}, {1394, 0.1, 241}, {1595, 0.1, 88}, {1687, 0.1, 20}

Out[65]= {{0.5, 0.5, 1377.}, {154, 152, 762.}, {307., 311, 533}, {460., 454, 382.},
{601., 602, 290.}, {733., 757., 218}, {901., 889., 159}, {1050., 1041., 114},
{1209, 1195., 73}, {1366., 1348, 43.}, {1479., 1491, 26.},
{1490., 1513, 25.}, {0.01, 203, 814.}, {0.01, 407, 644}, {0.5, 612, 471.},
{0.5, 810, 350.}, {0.5, 1009, 255.}, {0.5, 1207., 179}, {0.5, 1394, 99},
{0.5, 1597, 36}, {0.5, 1688, 9}, {78, 229, 751.}, {152, 466, 510},
{228, 685, 360.}, {303, 900, 252.}, {376, 1114, 167.}, {442, 1349, 93},
{527, 1566, 37}, {593, 1686, 8}, {654, 1685, 9}, {104, 202, 758.},
{210, 408, 521}, {305, 608, 366.}, {398, 805, 271.}, {493, 998, 191.},
{590, 1200, 127}, {693, 1398, 71}, {807, 1597, 27}, {879, 1675, 11},
{932, 1675, 10}, {204, 102, 764.}, {411, 207, 528}, {607, 306, 377.},
{804, 400, 279.}, {999, 491, 206.}, {1202, 589, 142}, {1398, 695, 89},
{1594, 798, 45}, {1635, 869, 16}, {230, 77, 759}, {467, 151, 529},
{687, 226, 368}, {899, 304, 268}, {1115, 376, 184}, {1344, 447, 114},
{1563, 526, 56}, {1627, 591, 40}, {1629, 648, 40}, {203, 0.5, 853},
{407, 0.5, 680}, {612, 0.5, 505}, {810, 0.5, 373}, {1008, 0.5, 273},
{1207, 0.5, 188}, {1394, 0.5, 119}, {1582, 0.5, 56}, {1611, 0.5, 46}

Out[66]= {{0.1, 0.1, 1620}, {154, 152, 1135}, {307., 311, 816}, {460., 453, 616.},
{601., 601, 466.}, {733., 757., 350}, {901., 889., 248}, {1049., 1041., 171},
{1209, 1195., 104}, {1366., 1348, 48.}, {1485., 1498, 16.}, {1519., 1514, 13.},
{0.1, 203, 1250.}, {0.1, 407, 960}, {0.1, 612, 740.}, {0.1, 810, 563.},
{0.1, 1009, 413.}, {0.1, 1207., 282}, {0.1, 1394, 173}, {0.1, 1596, 63},
{0.1, 1696, 157}, {78, 229, 1119.}, {152, 466, 785}, {228, 685, 564.},
{303, 900, 414.}, {376, 1114, 269.}, {442, 1349, 93}, {527, 1566, 62},
{598, 1697, 7}, {656, 1701, 8}, {104, 202, 1122.}, {210, 408, 798},
{305, 608, 591.}, {398, 805, 438.}, {493, 998, 309.}, {590, 1200, 201},
{693, 1398, 113}, {807, 1597, 38}, {881, 1689, 7}, {932, 1690, 7},
{204, 102, 1138.}, {411, 207, 813}, {607, 306, 601.}, {804, 400, 451.},
{999, 491, 327}, {1202, 589, 220}, {1398, 695, 132}, {1601, 798, 47},
{1682, 878, 16}, {1682, 932, 15}, {230, 77, 1136}, {467, 151, 804},
{687, 226, 592}, {899, 304, 433}, {1115, 376, 299}, {1344, 447, 179},
{1563, 526, 72}, {1687, 595, 17}, {1688, 654, 16}, {203, 0.1, 1286},
{407, 0.1, 1001}, {612, 0.1, 770}, {810, 0.1, 590}, {1008, 0.1, 440},
{1207, 0.1, 307}, {1394, 0.1, 197}, {1595, 0.1, 77}, {1687, 0.1, 21}}
```

```
Out[67]= {{0.1, 0.1, 1653}, {154, 152, 1202}, {306., 311, 887}, {460., 453, 670.},
{601., 601, 511.}, {733., 757., 379}, {901., 889., 275}, {1049., 1042., 188},
{1209, 1196., 107}, {1366., 1348, 52.}, {1480., 1493, 17.}, {1497., 1516, 14.},
{0.1, 203, 1322.}, {0.1, 407, 1035}, {0.1, 612, 804.}, {0.1, 810, 617.},
{0.1, 1009, 456.}, {0.1, 1207., 311}, {0.1, 1394, 192}, {0.1, 1596, 70},
{0.1, 1696, 10}, {78, 229, 1193.}, {152, 466, 855}, {228, 685, 625.},
{303, 900, 450.}, {376, 1115, 298.}, {442, 1349, 168}, {527, 1566, 66},
{598, 1700, 7}, {656, 1698, 8}, {104, 202, 1198.}, {210, 408, 869},
{305, 608, 647.}, {398, 805, 479.}, {493, 998, 336.}, {590, 1200, 222},
{693, 1398, 122}, {807, 1597, 41}, {881, 1689, 8}, {932, 1688, 7},
{204, 102, 1211.}, {411, 207, 881}, {607, 306, 655.}, {804, 400, 490.},
{999, 491, 358}, {1202, 589, 239}, {1398, 695, 139}, {1601, 798, 49},
{1683, 879, 16}, {1682, 934, 15}, {230, 77, 1209}, {457, 151, 878},
{687, 226, 646}, {899, 304, 468}, {1115, 376, 325}, {1344, 447, 192},
{1566, 526, 77}, {1689, 595, 16}, {1688, 654, 17}, {203, 0.1, 1350},
{407, 0.1, 1071}, {612, 0.1, 840}, {810, 0.1, 654}, {1009, 0.1, 487},
{1207, 0.1, 339}, {1394, 0.1, 214}, {1595, 0.1, 82}, {1687, 0.1, 20}}
```

```
Out[68]= {{0.1, 0.1, 1687}, {154, 152, 1298}, {306., 311, 969}, {443., 444, 747.},
{600., 602, 572.}, {733., 757., 428}, {901., 889., 309}, {1050., 1042., 203},
{1209, 1195., 118}, {1376., 1348, 54.}, {1481., 1494, 16.}, {1500., 1516, 14.},
{0.1, 203, 1408}, {0.1, 407, 1125}, {0.1, 612, 884.}, {0.1, 810, 690.},
{0.1, 1009, 520.}, {0.1, 1207., 362}, {0.1, 1394, 221}, {0.1, 1596, 79},
{0.1, 1696, 10}, {78, 229, 1285.}, {152, 466, 941}, {229, 685, 700.},
{303, 900, 508.}, {376, 1115, 340.}, {442, 1349, 191}, {527, 1564, 64},
{598, 1700, 8}, {656, 1701, 6}, {104, 202, 1291.}, {210, 408, 953},
{305, 608, 718.}, {398, 805, 542.}, {493, 998, 385.}, {590, 1200, 249},
{693, 1398, 135}, {807, 1599, 45}, {881, 1692, 7}, {932, 1692, 8}, {981, 1693, 7},
{204, 102, 1305.}, {441, 206, 967}, {607, 306, 732.}, {804, 400, 555.},
{999, 491, 405}, {1202, 589, 270}, {1398, 695, 152}, {1601, 798, 49},
{1683, 879, 16}, {1682, 934, 14}, {230, 77, 1302}, {476, 152, 963},
{687, 226, 721}, {899, 304, 533}, {1115, 376, 370}, {1344, 447, 216},
{1566, 526, 84}, {1689, 595, 16}, {1690, 654, 16}, {203, 0.1, 1439},
{407, 0.1, 1165}, {612, 0.1, 926}, {810, 0.1, 728}, {1009, 0.1, 555},
{1207, 0.1, 389}, {1394, 0.1, 241}, {1595, 0.1, 88}, {1687, 0.1, 20}}
```

```
In[117]:= min1SX = NonlinearModelFit[minorlegSX100truck,
{
(Qci + Qce) * (1 - 2.1 * Qci / 3600) (1 - 2.1 * Qce / 3600) *
Exp[-(Qci / 3600. (tci - 2.1) + Qce / 3600. (tce - 2.1))], tce > tci > 0,
1 - Exp[-(Qci+Qce) / 3600.0 * tf]
100 > tce > 0, tce > tf > 0}, {tci, tce, tf}, {Qci, Qce}]
```

```
m1 = min1SX[{"BestFitParameters", "RSquared",
"ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]
```

```
min2SX = NonlinearModelFit[minorlegSX20truck,
{
(Qci + Qce) * (1 - 2.1 * Qci / 3600) (1 - 2.1 * Qce / 3600) *
Exp[-(Qci / 3600. (tci - 2.1) - Qce / 3600. (tce - 2.1))], tce > tci > 0,
1 - Exp[-(Qci+Qce) / 3600.0 * tf]
```

*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

---

```

100 > tce > 0, tce > tf > 0}, {tci, tce, tf}, {Qci, Qce}]

m2 = min2SX[{"BestFitParameters", "RSquared",
"ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

min3SX = NonlinearModelFit[minorlegSX10truck,
{
(Qci + Qce) * (1 - 2.1 * Qci / 3600) (1 - 2.1 * Qce / 3600) *
Exp[-(Qci/3600. (tci - 2.1) - Qce/3600. (tce - 2.1))], tce > tci > 2,
1 - Exp[-(Qci+Qce)/3600.0 * tf]
}, {tci, tce, tf}, {Qci, Qce}]

m3 = min3SX[{"BestFitParameters", "RSquared",
"ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

min4SX = NonlinearModelFit[minorlegSX100car,
{
(Qci + Qce) * (1 - 2.1 * Qci / 3600) (1 - 2.1 * Qce / 3600) *
Exp[-(Qci/3600. (tci - 2.1) - Qce/3600. (tce - 2.1))], tce > tci > 2,
1 - Exp[-(Qci+Qce)/3600.0 * tf]
}, {tci, tce, tf}, {Qci, Qce}]

m4 = min4SX[{"BestFitParameters", "RSquared",
"ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

(*min3SX=
FindFit[minorlegSX10truck, Qc*(1-2.1*Qc/3600)*
Exp[-(Qc/3600. (tc-2.1))], {tc, tf}, Qc]
min4SX=FindFit[minorlegSX100car,
Qc*(1-2.1*Qc/3600)*
Exp[-(Qc/3600. (tc-2.1))], {tc, tf}, Qc] *)

Out[117]= FittedModel[

$$\frac{e^{-\frac{Qc}{3600}(tc-2.1)}(1 - \frac{Qc}{3600}(tc-2.1))(Qce + Qci)}{1 - e^{-\frac{Qc}{3600}(Qce+Qci)}}$$

]

```

FittedModel::constr :

The property values (ParameterConfidenceIntervalTable, ParameterTable) assume an unconstrained model. The results for these properties may not be valid, particularly if the fitted parameters are near a constraint boundary. >>



Out[118]= { {tci → 5.26815, tce → 5.63962, tf → 3.22537},

		Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
0.98733,	tci	5.26815	0.195772	26.9096	$1.32323 \times 10^{-36}$
	tce	5.63962	0.204802	27.537	$3.3981 \times 10^{-37}$
	tf	3.22537	0.0777851	41.4652	$5.7937 \times 10^{-48}$

	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tci	5.26815	0.195772	{4.87705, 5.65925}
tce	5.63962	0.204802	{5.23048, 6.04876}
tf	3.22537	0.0777851	{3.06998, 3.38076}

Out[119]= FittedModel 
$$\left[ \frac{e^{-\langle 21 \rangle Qce - \langle 22 \rangle Qci} (1 - \langle 22 \rangle Qce) (1 - \langle 1 \rangle) (Qce + Qci)}{1 - e^{-\langle 22 \rangle (Qce + Qci)}} \right]$$

FittedModel::constr :

The property values {ParameterConfidenceIntervalTable, ParameterTable} assume an unconstrained model. The results for these properties may not be valid, particularly if the fitted parameters are near a constraint boundary. >>

Out[120]= { {tci → 4.19798, tce → 4.49392, tf → 2.39767},

		Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
0.996322,	tci	4.19798	0.0978292	42.9113	$2.06056 \times 10^{-49}$
	tce	4.49392	0.101208	44.4029	$2.40324 \times 10^{-50}$
	tf	2.39767	0.0310105	77.3181	$1.05895 \times 10^{-65}$

	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tci	4.19798	0.0978292	{4.0026, 4.39336}
tce	4.49392	0.101208	{4.2918, 4.69605}
tf	2.39767	0.0310105	{2.33574, 2.4596}

Out[121]= FittedModel 
$$\left[ \frac{e^{-\langle 22 \rangle Qce - \langle 22 \rangle Qci} (1 - \langle 22 \rangle Qce) (1 - \langle 1 \rangle) (Qce + Qci)}{1 - e^{-\langle 22 \rangle (Qce + Qci)}} \right]$$

FittedModel::constr :

The property values {ParameterConfidenceIntervalTable, ParameterTable} assume an unconstrained model. The results for these properties may not be valid, particularly if the fitted parameters are near a constraint boundary. >>

Out[122]= { {tci → 3.97144, tce → 4.23483, tf → 2.30234},

		Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
0.998326,	tci	3.97144	0.0647749	61.3115	$3.05426 \times 10^{-59}$
	tce	4.23483	0.0666998	63.4908	$3.27244 \times 10^{-60}$
	tf	2.30234	0.0201487	114.268	$1.20079 \times 10^{-76}$

	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tci	3.97144	0.0647749	{3.84208, 4.10081}
tce	4.23483	0.0666998	{4.10162, 4.36803}
tf	2.30234	0.0201487	{2.2621, 2.34258}

Out[123]= FittedModel 
$$\left[ \frac{e^{-\langle 22 \rangle Qce - \langle 23 \rangle Qci} (1 - \langle 22 \rangle Qce) (1 - \langle 1 \rangle) (Qce + Qci)}{1 - e^{-\langle 22 \rangle (Qce + Qci)}} \right]$$

***Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti***

---

FittedModel::constr :

The property values (ParameterConfidenceIntervalTable, ParameterTable) assume an unconstrained model. The results for these properties may not be valid, particularly if the fitted parameters are near a constraint boundary. >>

Out[124]= { {tci → 3.6684, tce → 3.94255, tf → 2.19418},

		Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
0.999064,	tci	3.6684	0.0465887	78.7402	$5.45744 \times 10^{-67}$
	tce	3.94255	0.0481695	81.8474	$4.35206 \times 10^{-68}$
	tf	2.19418	0.0143212	153.212	$5.84016 \times 10^{-86}$

	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tci	3.6684	0.0465887	{3.57538, 3.76142}
tce	3.94255	0.0481695	{3.84637, 4.03872}
tf	2.19418	0.0143212	{2.16559, 2.22278}

---

## Major Leg Data Dx+SX

```
In[129]:= mainlegDX100truck =
  {{0.1, 1337}, {102, 1180.}, {298., 933}, {479., 775.}, {664., 588.},
  {875., 404.}, {1081., 258.}, {1303., 127.}, {1502, 65.}, {1671., 5.}}

mainlegDX20truck =
  {{0.1, 1507}, {102., 1416.}, {282., 1206}, {435., 1044.}, {605., 868.},
  {816., 664.}, {1039., 454.}, {1289., 257.}, {1488, 129.}, {1633., 27.}}
mainlegDX10truck = {{0.1, 1532}, {102., 1458.}, {289., 1236},
  {438., 1085}, {612., 886}, {819., 698.}, {1063., 461.},
  {1292., 298.}, {1485, 141.}, {1617., 38.}}
mainlegDX100car = {{0.1, 1544}, {101., 1501.}, {295., 1287},
  {435., 1130}, {595., 947}, {815., 728.}, {1041., 523.},
  {1261., 338.}, {1506, 129.}, {1610., 42.}}
```

Out[129]= {{0.1, 1337}, {102, 1180.}, {298., 933}, {479., 775.}, {664., 588.},  
 {875., 404.}, {1081., 258.}, {1303., 127.}, {1502, 65.}, {1671., 5.}}

Out[130]= {{0.1, 1507}, {102., 1416.}, {282., 1206}, {435., 1044.}, {605., 868.},  
 {816., 664.}, {1039., 454.}, {1289., 257.}, {1488, 129.}, {1633., 27.}}

Out[131]= {{0.1, 1532}, {102., 1458.}, {289., 1236}, {438., 1085}, {612., 886},  
 {819., 698.}, {1063., 461.}, {1292., 298.}, {1485, 141.}, {1617., 38.}}

Out[132]= {{0.1, 1544}, {101., 1501.}, {295., 1287}, {435., 1130}, {595., 947},  
 {815., 728.}, {1041., 523.}, {1261., 338.}, {1506, 129.}, {1610., 42.}}

```

In[145]:= main1DX = NonlinearModelFit[mainlegDX100truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} * tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m1 = main1DX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

main2DX = NonlinearModelFit[mainlegDX20truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} * tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m2 = main2DX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

main3DX = NonlinearModelFit[mainlegDX10truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} * tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m3 = main3DX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

main4DX = NonlinearModelFit[mainlegDX100car,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} * tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m4 = main4DX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

```

Out[145]= FittedModel  $\left[ \frac{e^{-0.00228 Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-0.00228 Qc}} \right]$

Out[146]= { {tc → 5.32656, tf → 2.69525}, 0.999523,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
tc	5.32656	0.0964877	55.2045	$1.28624 \times 10^{-11}$
tf	2.69525	0.0270715	99.5604	$1.15681 \times 10^{-13}$
	Estimate	Standard Error	Confidence Interval	
tc	5.32656	0.0964877	{5.10406, 5.54906}	
tf	2.69525	0.0270715	{2.63282, 2.75768}	

Out[147]= FittedModel  $\left[ \frac{e^{-0.00228 Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-0.00228 Qc}} \right]$

***Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti***

---

Out[148]= { {tc → 4.08475, tf → 2.35396}, 0.999755,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
tc	4.08475	0.0630056	64.8316	$3.56411 \times 10^{-12}$
tf	2.35396	0.017734	132.738	$1.16025 \times 10^{-14}$

	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	4.08475	0.0630056	{3.93946, 4.23004}
tf	2.35396	0.017734	{2.31307, 2.39486}

Out[149]= FittedModel [ 
$$\frac{e^{-\ll 22 \gg Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-\ll 22 \gg Qc}}$$
 ]

Out[150]= { {tc → 3.90996, tf → 2.30904}, 0.999706,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
tc	3.90996	0.0674909	57.9332	$8.75134 \times 10^{-12}$
tf	2.30904	0.0191305	120.7	$2.48147 \times 10^{-14}$

	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	3.90996	0.0674909	{3.75433, 4.0656}
tf	2.30904	0.0191305	{2.26493, 2.35316}

Out[151]= FittedModel [ 
$$\frac{e^{-\ll 23 \gg Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-\ll 22 \gg Qc}}$$
 ]

Out[152]= { {tc → 3.73143, tf → 2.26604}, 0.999428,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
tc	3.73143	0.092694	40.2553	$1.59563 \times 10^{-10}$
tf	2.26604	0.0264516	85.6673	$3.84587 \times 10^{-13}$

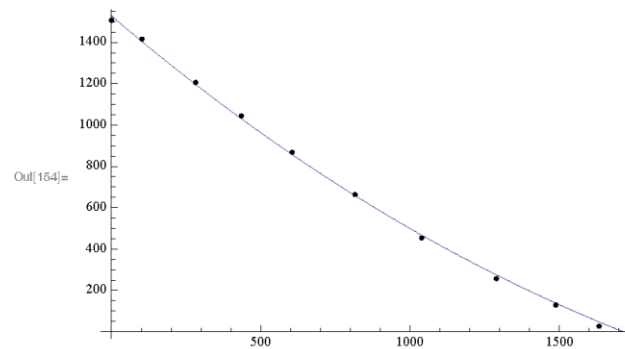
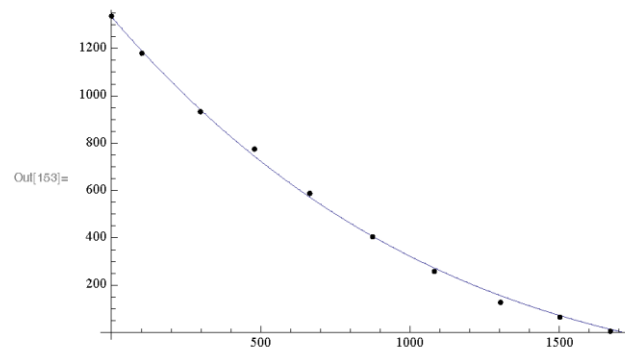
  

	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	3.73143	0.092694	{3.51767, 3.94518}
tf	2.26604	0.0264516	{2.20504, 2.32704}

```

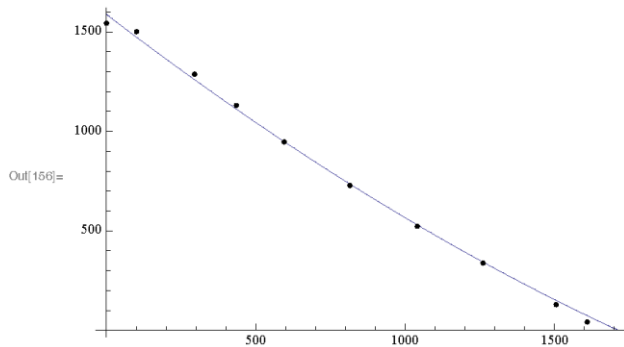
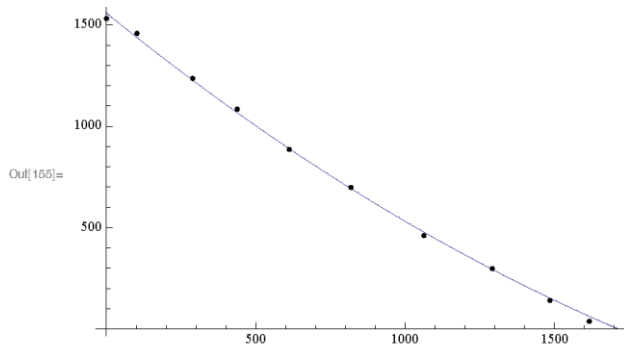
In[163]:= p15 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m1[[1]],
    {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[mainlegDX100truck]]]
p16 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m2[[1]],
    {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[mainlegDX20truck]]]
p17 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m3[[1]],
    {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[mainlegDX10truck]]]
p18 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m4[[1]],
    {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[mainlegDX100car]]]

```



*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

---



```

In[157]:= mainlegSX100truck =
  {{0.1, 1326}, {102, 1157.}, {298., 921}, {479., 768.}, {664., 592.},
   {875., 413.}, {1081., 269.}, {1303., 143.}, {1502, 77.}, {1671., 15.}}

mainlegSX20truck =
  {{0.1, 1511}, {102., 1411.}, {282., 1196}, {435., 1036.}, {605., 867.},
   {816., 673.}, {1039., 472}, {1289., 278.}, {1488, 150.}, {1633., 51.}}

mainlegSX10truck =
  {{0.1, 1521}, {102., 1453.}, {289., 1235}, {438., 1085}, {612., 895},
   {819., 715.}, {1063., 477.}, {1292., 309.}, {1485, 167.}, {1617., 65.}}
mainlegSX100car = {{0.1, 1549}, {101., 1497.}, {295., 1273},
  {435., 1128}, {595., 955}, {815., 738.}, {1041., 540.},
  {1261., 360.}, {1506, 158.}, {1610., 74.}}

Out[157]= {{0.1, 1326}, {102, 1157.}, {298., 921}, {479., 768.}, {664., 592.},
  {875., 413.}, {1081., 269.}, {1303., 143.}, {1502, 77.}, {1671., 15.}}

Out[158]= {{0.1, 1511}, {102., 1411.}, {282., 1196}, {435., 1036.}, {605., 867.},
  {816., 673.}, {1039., 472}, {1289., 278.}, {1488, 150.}, {1633., 51.}}

Out[159]= {{0.1, 1521}, {102., 1453.}, {289., 1235}, {438., 1085}, {612., 895},
  {819., 715.}, {1063., 477.}, {1292., 309.}, {1485, 167.}, {1617., 65.}}

Out[160]= {{0.1, 1549}, {101., 1497.}, {295., 1273}, {435., 1128}, {595., 955},
  {815., 738.}, {1041., 540.}, {1261., 360.}, {1506, 158.}, {1610., 74.}}
  
```

```

In[161]:= main1SX = NonlinearModelFit[mainlegSX100truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} \cdot (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} \cdot tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m1 = main1SX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]
main2SX = NonlinearModelFit[mainlegSX20truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} \cdot (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} \cdot tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m2 = main2SX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]
main3SX = NonlinearModelFit[mainlegSX10truck,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} \cdot (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} \cdot tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m3 = main3SX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]
main4SX = NonlinearModelFit[mainlegSX100car,
      Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600} \cdot (tc - 2.1)\right]}{1 - \text{Exp}\left[-\frac{Qc}{3600.0} \cdot tf\right]}$ , {tc, tf}, Qc]
m4 = main4SX[{"BestFitParameters", "RSquared",
      "ParameterTable", "ParameterConfidenceIntervalTable"}]

```

Out[161]= FittedModel  $\left[ \frac{e^{-\ll 22 \gg Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-\ll 22 \gg Qc}} \right]$

Out[162]= { {tc → 5.21216, tf → 2.74204}, 0.999633,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
tc	5.21216	0.0831251	62.7026	4.65326 × 10 <sup>-12</sup>
tf	2.74204	0.024255	113.051	4.18844 × 10 <sup>-14</sup>
	Estimate	Standard Error	Confidence Interval	
tc	5.21216	0.0831251	{5.02047, 5.40385}	
tf	2.74204	0.024255	{2.68611, 2.79797}	

Out[163]= FittedModel  $\left[ \frac{e^{-\ll 22 \gg Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-\ll 21 \gg Qc}} \right]$

Out[164]= { {tc → 3.99916, tf → 2.36964}, 0.999962,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
tc	3.99916	0.0245052	163.197	2.22362 × 10 <sup>-15</sup>
tf	2.36964	0.00704609	336.306	6.8427 × 10 <sup>-18</sup>
	Estimate	Standard Error	Confidence Interval	
tc	3.99916	0.0245052	{3.94265, 4.05567}	
tf	2.36964	0.00704609	{2.3534, 2.38589}	

**Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti**

---

Out[166]= FittedModel[
$$\frac{e^{-\llcorner 22 \gg Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-\llcorner 22 \gg Qc}}$$
]

Out[166]= { {tc → 3.77777, tf → 2.33173}, 0.999822,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
tc	3.77777	0.0516165	73.1892	$1.35303 \times 10^{-12}$
tf	2.33173	0.0151171	154.244	$3.49154 \times 10^{-15}$

	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	3.77777	0.0516165	{3.65874, 3.89679}
tf	2.33173	0.0151171	{2.29687, 2.36659}

Out[167]= FittedModel[
$$\frac{e^{-\llcorner 22 \gg Qc} (1 - 0.000583333 Qc) Qc}{1 - e^{-\llcorner 22 \gg Qc}}$$
]

Out[167]= { {tc → 3.62675, tf → 2.28131}, 0.999787,

	Estimate	Standard Error	t-Statistic	P-Value
tc	3.62675	0.0558058	64.9888	$3.49585 \times 10^{-12}$
tf	2.28131	0.0163185	139.799	$7.66559 \times 10^{-15}$

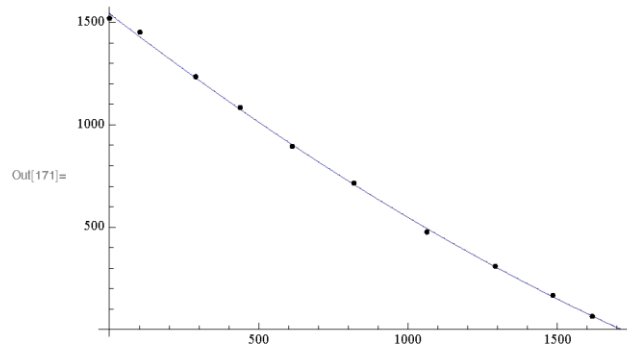
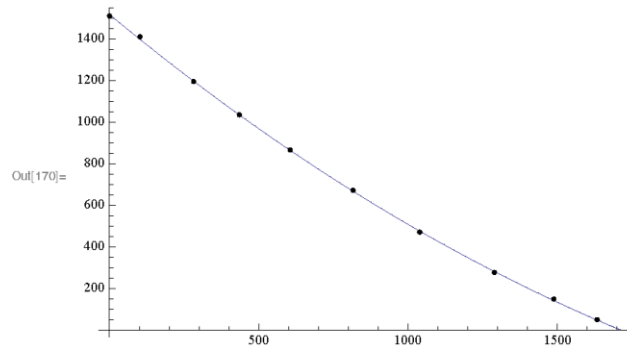
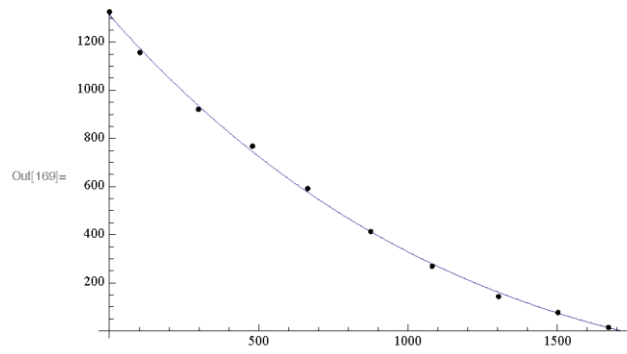
	Estimate	Standard Error	Confidence Interval
tc	3.62675	0.0558058	{3.49806, 3.75544}
tf	2.28131	0.0163185	{2.24368, 2.31894}

```

In[169]:= p19 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m1[[1]],
    {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[mainlegSX100truck]]]
p110 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m2[[1]],
    {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[mainlegSX20truck]]]
p111 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m3[[1]],
    {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[mainlegSX10truck]]]
p112 = Show[Plot[Qc * (1 - 2.1 * Qc / 3600) *  $\frac{\text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.} (tc - 2.1)]}{1 - \text{Exp}[-\frac{Qc}{3600.0} * tf]}$  // . m4[[1]],
    {Qc, 0.0001, 1714}], Graphics[Point[mainlegSX100car]]]

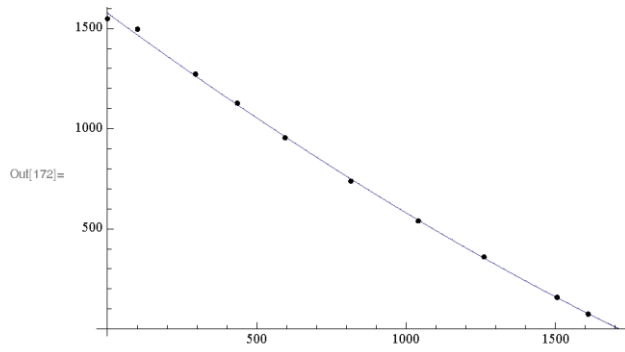
```





*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

---

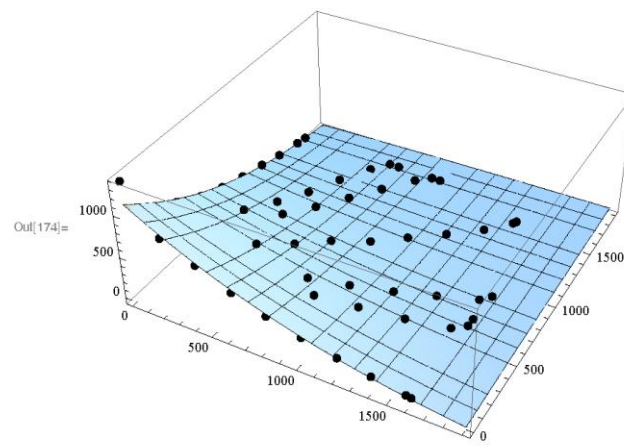
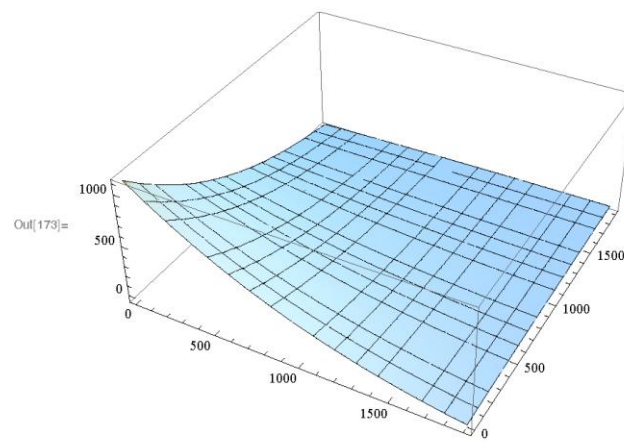


```

In[173]:= gr1 = Plot3D[(Qci + Qce) * (1 - 2.1 * Qci / 3600) (1 - 2.1 * Qce / 3600) *
      Exp[-(Qci / 3600. (tci - 2.1) - Qce / 3600. (tce - 2.1))]
      / (1 - Exp[-(Qci + Qce) / 3600.0 * tf]) //.{tci -> 5.2681534806688575`,
      tce -> 5.639622894682904`, tf -> 3.225370376948548`},
      {Qci, 0, 1900}, {Qce, 0, 1900}, PlotRange -> All]

Show[gr1, Graphics3D[{PointSize[0.015], Point[minorlegSX100truck]}]]

```



*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

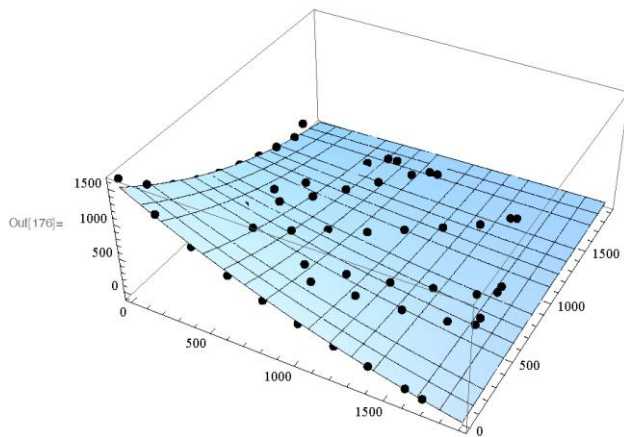
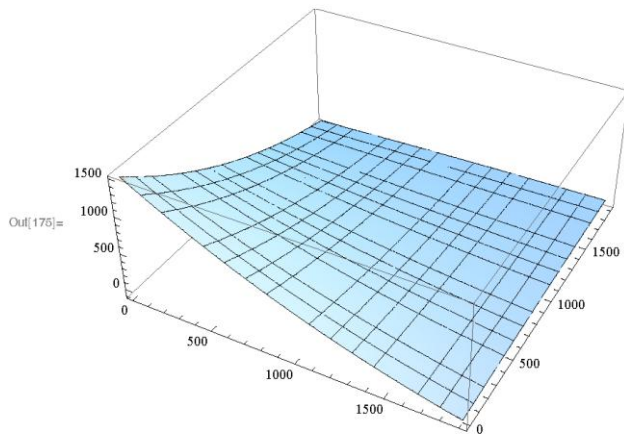
---

```

In[175]:= gr2 = Plot3D[(Qci + Qce) * (1 - 2.1 * Qci / 3600) (1 - 2.1 * Qce / 3600) *
  Exp[-(Qci / 3600. (tci - 2.1) - Qce / 3600. (tce - 2.1))] /. {tci -> 4.197978788469637`,
  1 - Exp[-(Qci + Qce) / 3600.0 * tf]
  tce -> 4.493923145404017`, tf -> 2.3976678156225413`},
  {Qci, 0, 1900}, {Qce, 0, 1900}, PlotRange -> All]

Show[gr2, Graphics3D[{PointSize[0.015], Point[minorlegSX20truck]}]]

```

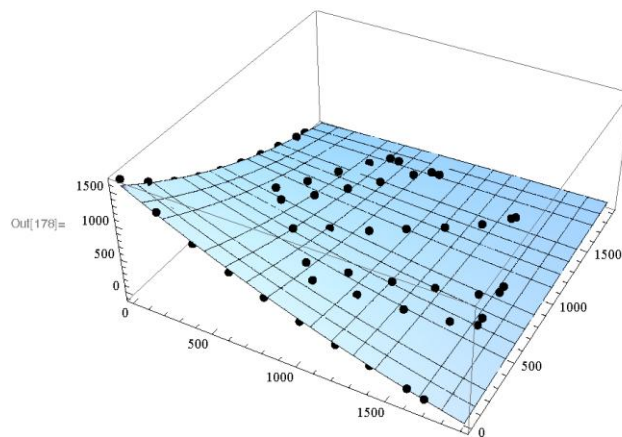
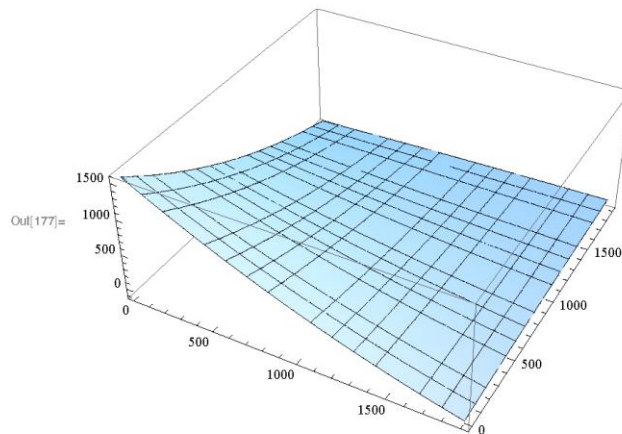


```

In[177]:= gr3 = Plot3D[(Qci + Qce) * (1 - 2.1 * Qci / 3600) (1 - 2.1 * Qce / 3600) *
  Exp[-(Qci / 3600. (tci - 2.1) - Qce / 3600. (tce - 2.1))]
  / (1 - Exp[-(Qci + Qce) / 3600.0 * tf]) /. {tci -> 3.971443501698071`,
  tce -> 4.2348256273516505`, tf -> 2.302338769173359`},
  {Qci, 0, 1900}, {Qce, 0, 1900}, PlotRange -> All]

Show[gr3, Graphics3D[{PointSize[0.015], Point[minorlegSX10truck]}]]

```



*Livelli prestazionali di rotatorie tradizionali ed innovative a confronto. L'impatto dei veicoli pesanti*

---

```

In[179]:= gr4 = Plot3D[(Qci + Qce) * (1 - 2.1 * Qci / 3600) (1 - 2.1 * Qce / 3600) *
  Exp[-(Qci / 3600. (tci - 2.1) - Qce / 3600. (tce - 2.1))] /. {tci -> 3.668398392065115`,
  1 - Exp[-(Qci + Qce) / 3600.0 * tf]
  tce -> 3.9425464463596716`, tf -> 2.194182518849846`},
  {Qci, 0, 1900}, {Qce, 0, 1900}, PlotRange -> All]

Show[gr4, Graphics3D[{PointSize[0.015], Point[minorlegSX100car]}]]

```

