

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di laurea in INGEGNERIA CIVILE – INDIRIZZO TRASPORTI

Tesi di laurea in TEORIA E TECNICA DELLA CIRCOLAZIONE

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio
DISTART

**STUDIO DI ELEMENTI NODALI
DELLA VIABILITÀ DI
MAROTTA – MONDOLFO**

Candidato:

CRISTIAN CAMILLONI

Relatore:

Chiar.mo Prof. Ing. **GIANNINO PRAITONI**

Anno Accademico 2009/10 - Sessione I

Parole chiave

Flusso interrotto

Ritardo

Livello di Servizio

Highway Capacity Software

Sidra

Indice

SommarioIV

1. La circolazione in condizioni di flusso interrotto 1

1.1. Premessa	1
1.2. Caratteristiche della circolazione su strade a flusso interrotto.....	2
1.2.1. <i>Il concetto di ritardo</i>	3
1.2.2. <i>Le variabili di nodo e l'equazione di stato</i>	4
1.2.3. <i>La capacità ed il livello di servizio</i>	5
1.3. Le intersezioni semaforizzate	6
1.3.1. <i>Il ciclo semaforico</i>	6
1.3.2. <i>Livello di servizio</i>	9
1.3.3. <i>Procedura Highway Capacity Manual</i>	13
1.4. Le intersezioni non semaforizzate a precedenza.....	15
1.4.1. <i>Geometria e condizioni di traffico</i>	15
1.4.2. <i>Intervallo critico t_c e tempo di scalamento in coda t_f</i>	17
1.4.3. <i>La capacità delle manovre</i>	20
1.4.4. <i>La stima del ritardo, del LOS e della coda</i>	22
1.5. Le intersezioni a rotatoria	25
1.5.1. <i>Considerazioni generali</i>	25
1.5.2. <i>Configurazione geometrica delle rotatorie</i>	28
1.5.3. <i>Metodi di studio e livello di servizio</i>	36

2. Scenario attuale dell'intersezione semaforizzata..... 40

2.1. Premessa	40
2.2. Dati di ingresso	42
2.2.1. <i>Le condizioni geometriche</i>	42
2.2.2. <i>Le condizioni di traffico</i>	45
2.2.3. <i>Le condizioni di regolazione</i>	52
2.3. Analisi operativa	57

3. Proposta di intervento a breve termine: miglioramento della regolazione semaforica.....	60
3.1. Premessa	60
3.2. Ottimizzazione della fasatura attuale e relativa valutazione	61
3.2.1. <i>Attribuzione del verde alle fasi esistenti</i>	61
3.2.2. <i>Valutazione dei piani semaforici</i>	63
3.3. Progettazione nuovo ciclo semaforico	65
3.3.1. <i>Il nuovo piano di fasatura</i>	65
3.3.2. <i>Attribuzione del verde</i>	67
3.3.3. <i>Valutazione del LOS</i>	69
3.4. Risultati conseguiti	70
4. Proposta di intervento a medio termine: nuova configurazione della rete stradale	72
4.1. Premessa	72
4.2. Nuova configurazione di rete: utilizzo del sottovia	73
4.3. Scenario attuale all'incrocio del sottovia.....	76
4.3.1. <i>Condizioni di traffico</i>	76
4.3.2. <i>Valutazione del Livello di Servizio</i>	77
4.4. Condizioni previste all'incrocio del sottovia	80
4.4.1. <i>Definizione dei nuovi flussi</i>	80
4.4.2. <i>Valutazione del Livello di Servizio</i>	81
4.5. Studio di fattibilità dell'intersezione semaforizzata nella nuova configurazione	83
4.5.1. <i>Definizione dei flussi</i>	83
4.5.2. <i>Piano di fasatura</i>	84
4.5.3. <i>Attribuzione del verde alle fasi</i>	86
4.5.4. <i>Valutazione del Livello di Servizio</i>	87
Conclusioni	89

Bibliografia	92
Appendice A: report HCS	93
A.1 Stato attuale dell'intersezione semaforizzata	93
A.2 Ottimizzazione della fasatura attuale	99
A.3 Nuova fasatura	105
A.4 Regolazione semaforizzata nella nuova configurazione di rete	111
Appendice B.....	114
B.1 Analisi intersezione a T nella configurazione attuale	114
I. Report HCS	114
II. Report SIDRA	115
B.2 Analisi intersezione a T nella nuova configurazione	117
I. Report HCS	117
II. Report SIDRA	118

Sommario

Nell'ambito della mobilità e del traffico urbano gli impianti semaforici giocano un ruolo fondamentale nella regolazione delle intersezioni a raso, presentandosi come il modo più semplice di risolvere la problematica della regolazione delle precedenza, con la separazione temporale delle correnti in conflitto, per garantire la sicurezza degli utenti della strada.

Tuttavia esse trovano larga applicazione anche sulla viabilità di lunga percorrenza, quando sono localizzate in ambito peri-urbano, dove flussi notevoli convivono con condizioni ambientali che non permettono la realizzazione di intersezioni a livelli sfalsati.

Ovviamente esistono situazioni di traffico e di circolazione veicolare che rendono questo sistema di regolazione non sempre adatto a garantire buoni livelli di funzionamento.

Per superare il problema dello smaltimento dei flussi ci si affida allora ad altre soluzioni, a più larga scala, che mediante modifica-riduzione delle correnti in gioco agiscono sulla configurazione della rete o parte di essa.

La prima parte di questo elaborato sarà orientata a comprendere aspetti ed elementi caratteristici delle strade a flusso interrotto.

Verranno indicate le problematiche connesse alla circolazione in corrispondenza delle suddette intersezioni, ma anche i criteri generali di analisi e progettazione, aventi finalità di ottimizzazione dello stato circolatorio, mediante riduzione e/o eliminazione dei punti di conflitto.

A seguito di queste premesse di carattere teorico si affronterà l'analisi di un'intersezione semaforizzata presente in località Marotta, comune di Mondolfo, in provincia di Pesaro e Urbino.

Il nodo in esame è caratterizzato da traffico elevato essendo posto fra gli assi principali della zona, ossia la statale “Adriatica” (SS16) e la strada provinciale “Cesanense” (SP424), e presenta per gran parte della giornata condizioni di saturazione.

Esso inoltre è caratterizzato dalla presenza, sul ramo SB, del passaggio a livello della ferrovia Bologna - Ancona, che comporta una forte variabilità nei tempi di verde relativi a tale ramo.

Si tenga poi presente che verso sud, a poca distanza da tale incrocio, è presente un sottovia, agibile solo da autovetture e attualmente poco utilizzato, che collega sempre la SS16 con la zona oltre la ferrovia, potendo quindi costituire una alternativa al collegamento attuale.

Per migliorare le condizioni di circolazione in corrispondenza dell’incrocio suddetto, è stata considerata una certa sequenza di interventi e precisamente:

- Una ottimizzazione della fasatura attuale;
- La progettazione di un nuovo ciclo semaforico;
- La chiusura del passaggio a livello e l’utilizzo del sottovia come nuovo collegamento;
- Analisi delle condizioni di flusso all’incrocio del sottovia: stato attuale e di previsione;
- Analisi delle condizioni di funzionamento all’intersezione semaforizzata, nella nuova configurazione.

1. La circolazione in condizioni di flusso interrotto

1.1. Premessa

Il fenomeno circolatorio veicolare si analizza, in genere, per due diverse e separate situazioni, denominate *flusso interrotto* e *flusso ininterrotto*.

Il primo si instaura quando i veicoli che percorrono un certo tratto di una corsia o di una strada subiscono un disturbo – in particolare devono arrestarsi – per motivi esterni alla corrente di traffico, quali la presenza di un semaforo o di un segnale o, in generale, per le interferenze con altri flussi. Le perturbazioni per motivi interni alla stessa corrente non rientrano così nello specifico del flusso interrotto.

Si ha quindi *flusso ininterrotto* quando i veicoli che percorrono un certo tratto di una corsia o di una strada non subiscono disturbo – in particolare, non sono costretti ad arresti – per cause estranee alla corrente di traffico. In questo caso il deflusso può però perturbarsi per cause al suo interno: ad es. per un incidente, per il rientro di un autoveicolo dalla corsia di emergenza, ecc.

È da precisare a questo punto che le locuzioni *flusso interrotto* e *ininterrotto* attengono al tipo di infrastruttura e non alla qualità della circolazione, che si connota infatti con altri termini.

1.2. Caratteristiche della circolazione su strade a flusso interrotto

Nel caso del flusso interrotto, il fenomeno fisico è rappresentato da insiemi di veicoli in approccio al nodo sui vari rami, che giunti in prossimità della *linea d'arresto*, delimitante l'*area di manovra*, si separano per effettuare la *manovra* necessaria per scegliere la direzione voluta, rispettivamente l'attraversamento, la svolta a destra o la svolta a sinistra, dando luogo a delle corrispondenti correnti di attraversamento (*Through* secondo la terminologia adottata dall'HCM¹), correnti di svolta a destra (*Right*), correnti di svolta a sinistra (*Left*).

In questi punti il comportamento degli utenti è limitato e prescritto da semafori, segnali di “stop”, da regole di precedenza o di effettuazione di manovre. Queste modalità di controllo operano in modo diverso e diversi sono i loro effetti sulla circolazione ai nodi e sui tratti infrastrutturali adiacenti.

Elemento comune è, però, rappresentato dall'instaurarsi di fenomeni di attesa. Il che comporta, tra l'altro: ritardi nei tempi di viaggio; limitazioni della capacità dei rami e delle intersezioni; modalità diverse di risposta del sistema alle punte di traffico rispetto a quelle tipiche delle infrastrutture a flusso ininterrotto.

Inoltre i rapporti tra domanda di traffico e capacità degli accessi determinano le lunghezze delle code, i tempi di attesa, le durate degli effetti dei periodi di punta dopo che questi ultimi si sono esauriti e, in generale, le caratteristiche e la evoluzione dei periodi di congestione.

¹ HCM: *Highway Capacity Manual*: redatto e pubblicato dal *Transportation Research Board* del *National Research Council*, che è l'Ente federale USA paragonabile al nostro Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR). Rimandando ai capitoli dedicati si ricorda che l'HCM ha introdotto il concetto di Livello di servizio (Level of service: LOS) per descrivere le varie condizioni di circolazione su infrastrutture stradali di date caratteristiche fisiche, al variare del carico veicolare, mediante una serie di condizioni operative, esprimibili da opportune variabili, sia nel caso di rami (*flusso ininterrotto*), sia nel caso di intersezioni (*flusso interrotto*).

1.2.1. Il concetto di ritardo

Risulta molto complessa la definizione delle variabili significative e la formalizzazione analitica delle condizioni di circolazione in un nodo, in quanto nella separazione per direzione delle correnti su un ramo in accesso al nodo, si creano conflitti con quelle afferenti gli altri rami, in dipendenza di fattori geometrici, quali il *numero* e la *larghezza* delle corsie disponibili, e delle regole di *controllo*: in altri termini si potranno definire delle variabili riferibili ai singoli rami o corsie, ma correlate alle corrispondenti degli altri rami, e delle *variabili medie* riferibili all'intero nodo.

Si osserva comunque che in ogni caso si verifica una situazione di arresto od attesa dei veicoli di una corrente generica per consentire i movimenti di quelle antagoniste, sicché si può assumere come variabile significativa delle condizioni di flusso interrotto, il ritardo che subiscono i veicoli di tale corrente generica nell'approccio e nel superamento del nodo.

Il significato fisico di ritardo è illustrato nello schema di fig. 1-1, dove si è assunto, senza pregiudizio di generalità, un flusso uniforme di veicoli in approccio alla linea di arresto di un ramo, ugualmente distanziati, procedenti alla stessa velocità, sia prima che dopo il loro arresto (imposto ad esempio dal rosso semaforico), necessario per consentire i movimenti delle altre correnti:

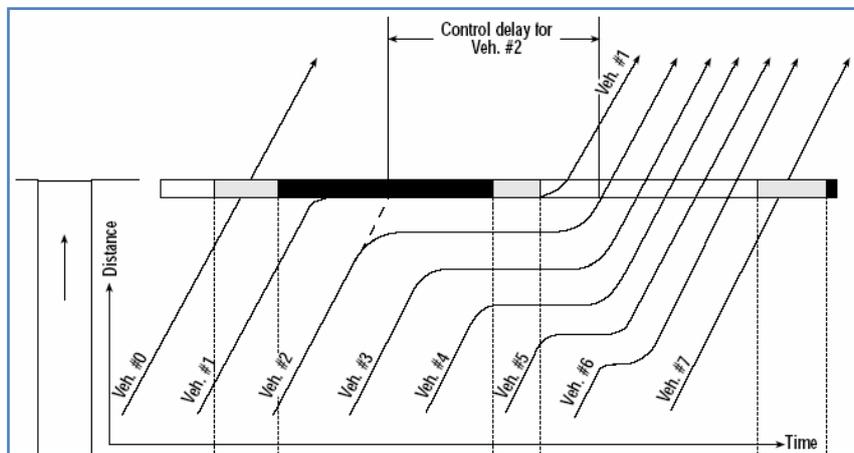


Fig. 1-1 Diagramma spazio-tempo

possiamo pertanto definire come *ritardo del generico veicolo*, la differenza fra il tempo di superamento dell'intersezione ed il tempo che avrebbe impiegato il veicolo a percorrere lo stesso spazio, in assenza dell'interruzione.

Fin da ora possiamo rilevare che sulle corsie di un ramo generico e così per tutti i rami si verifica in generale una successione di arrivi di tipo aleatorio, per cui si dovrà considerare un *ritardo medio* (secondi/veicolo) per corsia, per ramo ed infine un ritardo medio per il nodo, come vedremo *media pesata* rispetto ai flussi.

Il *ritardo medio* costituisce quindi una variabile fondamentale di tipo qualitativo e come tale dipendente da altre specifiche del fenomeno della circolazione in un nodo.

1.2.2. Le variabili di nodo e l'equazione di stato

Come prima variabile di carattere quantitativo può essere assunta la portata q riferita alla generica *sezione di ingresso del nodo*, più precisamente, tenuta presente la suddivisione delle correnti per corsie, la *portata per corsia*²: la misura della portata dovrà essere effettuata in termini di *tasso di flusso*.

In generale per ciascun ramo esiste una *corsia critica*, che condiziona il funzionamento (LOS) del ramo stesso e del nodo nel suo complesso.

Ma la portata, se nei riguardi di d può essere considerata indipendente, a sua volta dipende dal regime di controllo esistente, per cui una corsia generica potrà risultare:

sottosatura q inferiore all'offerta ovvero al suo valore limite, la *capacità*;

satura q pari alla *capacità*;

sovrasatura q ancora pari ma inferiore alla domanda, generandosi in tal modo la *coda*.

² Le valutazioni analitiche vengono riferite ad un *gruppo di corsie*, una o più corsie le cui correnti godono della contemporaneità dei movimenti.

In definitiva per poter scrivere, in forma implicita, l'equazione di stato, si devono prendere in considerazione, oltre quelle già individuate (ritardo e portata), delle grandezze tipiche del nodo, rappresentate dal *grado di saturazione* x , il cui significato appare chiaro dalle precedenti considerazioni relative alla portata, e da altre due variabili λ e t_c che sintetizzano il regime di controllo³.

In tale ottica si può proporre la seguente formulazione dell'equazione di stato per il flusso interrotto

$$d = \Phi(q, x, \lambda, t_c)$$

1.2.3. La capacità ed il livello di servizio

Considerando la varietà della composizione veicolare, la disomogeneità infrastrutturale, il regime di controllo, la tipologia e le relative scelte comportamentali dell'utenza, da cui deriva sostanzialmente l'aleatorietà del flusso stesso, occorrono delle necessarie precisazioni sugli aspetti fin qui esaminati.

In tal senso ha operato l'HCM che ha fissato delle *condizioni ideali* di strada, di traffico, di segnalamento e di utenza sicché la capacità può essere definita nel modo seguente:

capacità del ramo in accesso *massimo numero di veicoli che può transitare nella sezione di ingresso del nodo⁴, in un prefissato intervallo di tempo, in date condizioni di strada, traffico e segnalamento;*

capacità del nodo *massimo numero di veicoli in approccio al nodo che in un prefissato intervallo di tempo possono compiere tutte le manovre necessarie per superare il nodo stesso, ancora in date condizioni di strada, traffico e segnalamento.*

³ Sono rispettivamente il *rapporto di verde efficace* di una intersezione semaforizzata e l'*intervallo critico* di una intersezione non semaforizzata.

⁴ Deve essere interpretato come sezione nel suo complesso o come *corsia* o *gruppo di corsie*.

Al di sotto di tale limite l’HCM ha definito una serie di condizioni di funzionamento, introducendo il concetto di livello di servizio (LOS) scansionato in sei classi A, B, C, D, E, F, cui fare riferimento sia in fase di verifica delle condizioni di circolazione, sia in fase progettuale della infrastruttura

1.3. Le intersezioni semaforizzate

Le intersezioni semaforizzate, realizzando la separazione temporale delle correnti veicolari in conflitto all’intersezione, consentono di ottenere vantaggi quali il miglioramento della sicurezza e la riduzione delle code e dei tempi di attesa, in quanto l’impianto semaforico:

- favorisce un ordinato movimento delle correnti veicolari;
- riduce la frequenza degli incidenti più lesivi (collisioni ortogonali);
- fornisce un’indicazione chiara e sicura ai guidatori e ai pedoni, evitando comportamenti scorretti;
- permette un trattamento prioritario ad alcuni movimenti o veicoli, ad esempio ai veicoli di emergenza, di rappresentanza, di pubblica sicurezza;
- consente a un flusso continuo di plotoni veicolari di muoversi a una data velocità, lungo una certa direttrice di scorrimento;
- interrompe un traffico intenso a intervalli determinati consentendo ad altre correnti pedonali o veicolari di attraversare.

1.3.1. Il ciclo semaforico

Il ciclo semaforico (C) è la successione ordinata dei segnali verde (V), giallo (G), rosso (R), durante il quale tutte le correnti completano le manovre all’intersezione; è composto da due o più fasi, ossia frazioni del ciclo durante le quali i segnali per ogni gruppo di corsie restano fissi.

La durata del ciclo semaforico è data dalla somma

$$C=V+I+R [sec]$$

dove:

- V è il *tempo di verde* (periodo di tempo in cui il semaforo, per una certa corrente o gruppo di corsie, è posto al verde);
- I è l'*intervallo di cambio*, cioè l'intervallo di tempo utile ai veicoli per sgomberare l'area di incrocio e completare le manovre prima del cambio di fase. È a sua volta costituito dalla somma tra il *tempo di giallo* G e il *tempo di tutto rosso* ($AR - All Red$) durante il quale tutte le lanterne sono disposte al rosso;
- R è il *tempo di rosso* (periodo di tempo in cui il semaforo, per una certa corrente o gruppo di corsie, è posto al rosso).

Nel periodo di verde e di giallo ed in presenza di coda continua si osserva che il distanziamento temporale tra veicoli successivi non è costante: in particolare, gli intervalli maggiori si hanno per i primi veicoli mentre per i successivi gli intervalli tendono a raggiungere un valore minimo (di solito dell'ordine di 2 secondi per corsia). Il flusso in uscita tende quindi a zero durante il periodo di giallo (vedi fig. 1-2).

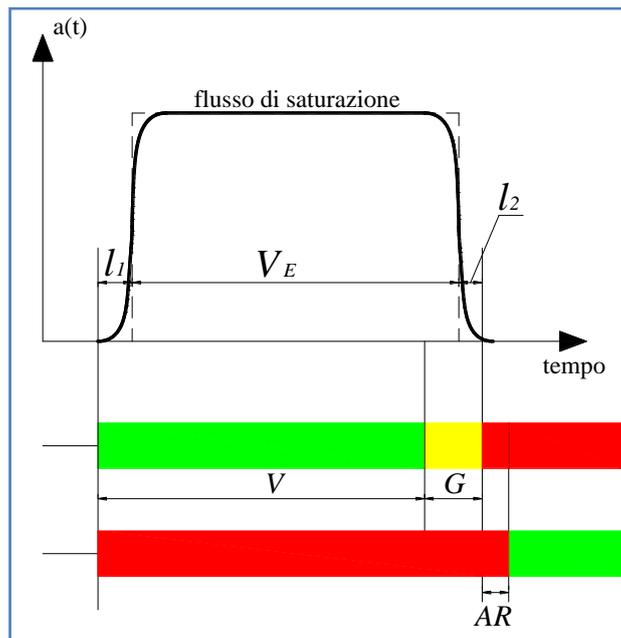


Fig. 1-2 Andamento dei flussi

Ai fini della progettazione è conveniente considerare, al posto della durata reale del verde (V), la durata del verde efficace (V_E) per la quale si assume che i veicoli possano defluire ai valori del flusso di saturazione (S) e quindi con un intervallo costante e pari a $1/S$.

E' quindi necessario individuare il valore dei tempi persi, che giocano un ruolo determinante nella progettazione del ciclo semaforico.

I tempi persi sono dovuti sostanzialmente a tre contributi:

- il transitorio di avviamento della coda all'inizio del verde (l_1);
- il transitorio di uscita alla fine del verde e durante il giallo (l_2);
- il tempo di tutto rosso fra la fine del giallo e l'inizio del verde della fase successiva (AR).

Il tempo perso (l_1) è dovuto all'inerzia di avviamento dei veicoli all'inizio del verde, mentre quello di uscita (l_2) è dovuto all'arresto graduale che avviene sfruttando anche la durata del giallo. Il tempo di tutto rosso (AR) si ricava semplicemente sulla base della durata dell'*intervallo di cambio* (I), che deve essere non inferiore al tempo di sicurezza, e della durata del tempo di giallo (G).

I tempi persi all'inizio ed alla fine di ogni fase consentono di determinare la durata del verde efficace

$$V_E = V + G - (l_1 + l_2) = V + G - L$$

Il valore di L è legato principalmente alle caratteristiche dei veicoli e degli utenti ed è solitamente compreso tra 2 e 3 secondi.

Il tempo perso a causa del periodo di tutto rosso si può esprimere nella forma:

$$AR = I - G$$

dove con I , come si è già detto, si indica l'*intervallo di cambio*, cioè il periodo che intercorre fra le fasi per la completa liberazione dell'area di manovra dell'intersezione.

1.3.2. Livello di servizio

Il Livello di Servizio (**LOS**, Level Of Service) di un generico tratto di strada è una misura delle condizioni operative della strada stessa e del funzionamento dell'insieme strada-veicolo, così come viene percepito dall'utente. Rappresenta pertanto un indice che misura le condizioni di deflusso; per una intersezione viene calcolato in termini di ritardo medio per veicolo.

Il ritardo dipende da:

- progressione dei veicoli;
- durata del ciclo (C) [sec];
- rapporto di verde (λ) $\lambda = \frac{V_E}{C}$;
- fasatura;
- grado di saturazione (x);

Il grado di saturazione x_i di un accesso i è dato dal rapporto tra flusso e capacità

$$x_i = \frac{v_p}{c}$$

Il flusso di picco che si utilizza per l'analisi dell'intersezione e lo studio della fasatura è normalmente riferito al quarto d'ora più carico nell'ora di riferimento, ragguagliato ad ora; prende il nome di tasso di flusso (v_p) e si calcola come rapporto tra il flusso orario q e il fattore dell'ora di punta PHF (*peak hour factor*), coefficiente di ragguaglio

$$v_p = \frac{q}{PHF}$$

La capacità c_i di un accesso è il prodotto tra S_i , flusso di saturazione, e il rapporto di verde effettivo (λ_i)

$$c_i = S_i \left(\frac{V_E}{C} \right) = S_i \lambda_i [veic/h]$$

Dalle precedenti relazioni si ottiene

$$x_i = \left(\frac{v_p}{c}\right)_i = \frac{v_{pi}}{S_i \frac{V_{Ei}}{C}} = \frac{v_{pi} \cdot C}{S_i \cdot V_{Ei}} = \frac{y_i}{\lambda_i}$$

in cui y_i rappresenta il rapporto di flusso, ossia il rapporto tra flusso e flusso di saturazione.

Per quanto riguarda il calcolo del flusso di saturazione si riporta la formulazione fornita dal manuale HCM (*Highway Capacity Manual*), che calcola S come prodotto di un valore ideale S_0 per una serie di coefficienti correttivi

$$S = S_0 \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_w \cdot f_g \cdot f_p \cdot f_{bb} \cdot f_a \cdot f_{LT} \cdot f_{RT} \text{ [veic/h]}$$

dove gli f_i sono coefficienti correttivi:

- f_{HV} per la presenza di veicoli pesanti;
- f_w per la larghezza delle corsie;
- f_g per la pendenza dell'accesso;
- f_p per presenza di sosta a lato strada;
- f_{bb} per presenza di fermate d'autobus;
- f_a per tipo di area;
- f_{LT} per svolta a sinistra;
- f_{RT} per svolta a destra;
- N è il numero di corsie del gruppo; nello studio di intersezioni semaforizzate infatti si fa generalmente riferimento non alla singola corsia bensì al gruppo di corsie, definito come l'insieme delle correnti di un accesso che compiono almeno una manovra in comune e che hanno lo stesso tempo di attesa.

Generalmente si assume per ogni corsia un valore di S_0 pari a 1900 veic/h, che si ottiene ipotizzando che il distanziamento temporale tra due veicoli successivi, che si ha allo scattare del verde, si stabilizzi su un valore costante d_t pari a 1,8 secondi.

Il manuale HCM individua sei differenti livelli di servizio in funzione del valore del ritardo medio d (*delay*) a veicolo, secondo la tabella sottostante:

Tabella 1-A Valori limite del LOS secondo il manuale HCM

Livello di servizio	Ritardo medio [sec/veic]
A	$d \leq 10$
B	$10 < d \leq 20$
C	$20 < d \leq 35$
D	$35 < d \leq 55$
E	$55 < d \leq 80$
F	$d > 80$

Le caratteristiche dei diversi livelli di servizio sono le seguenti:

LOS A:

- progressione estremamente favorevole;
- la maggior parte dei veicoli arriva durante il verde;
- la maggior parte dei veicoli non subisce arresto;
- i conducenti sono poco influenzati dalla presenza del semaforo.

LOS B:

- buona progressione e breve durata del ciclo;
- più veicoli subiscono interruzioni rispetto al livello di servizio A.

LOS C:

- progressione peggiore, ciclo più lungo;
- possono cominciare a comparire locali difetti di ciclo e/o fasatura in caso di variazioni del flusso;
- numero di veicoli arrestato più elevato (ancora molti comunque riescono ad attraversare l'intersezione senza arrestarsi).

LOS D:

- l'influenza della congestione comincia a diventare evidente;
- maggiore ritardo (progressione sfavorevole, ciclo più lungo, alti valori del rapporto q/c);
- molti veicoli arrestati (la quota di veicoli che riescono ad attraversare senza essere arrestati decresce fortemente).

LOS E:

- limite di accettabilità del ritardo;
- pessima progressione, durata del ciclo al limite, elevati valori q/c prossimi a 1;
- frequenti sovrasaturazioni.

LOS F:

- situazione inaccettabile;
- ci si trova in condizioni di sovrasaturazione e il ritardo tende ad aumentare indefinitamente: si verifica quando il flusso in arrivo eccede, per brevi periodi o stabilmente, la capacità;
- rapporto $q/c > 1$.

1.3.3. Procedura Highway Capacity Manual

La procedura riportata dal manuale HCM per il calcolo del livello di servizio è sintetizzata dallo schema a blocchi in fig. 1-3.

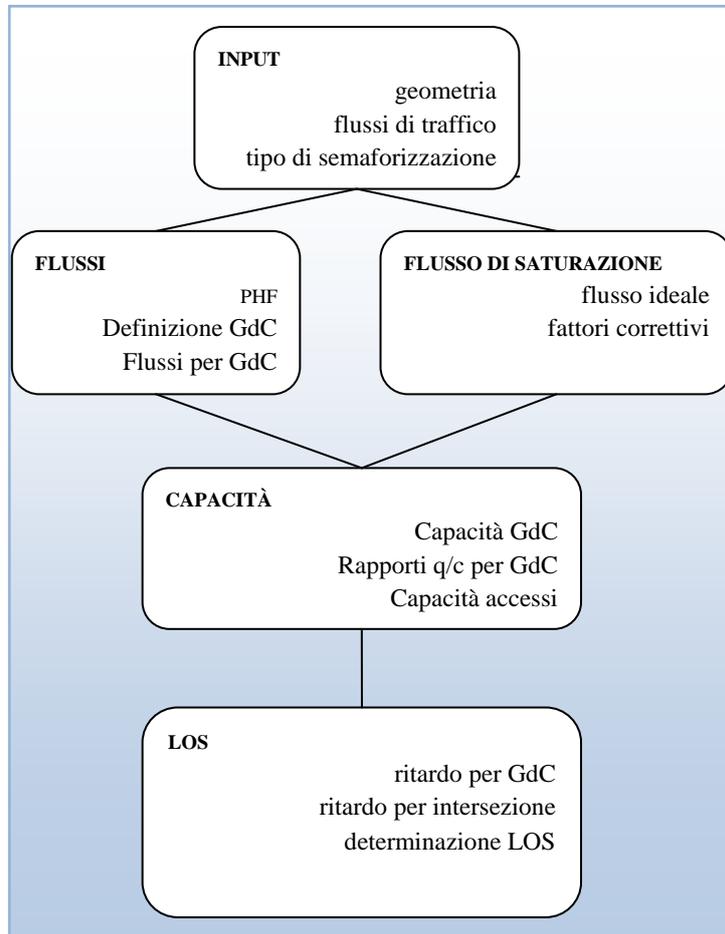


Fig. 1-3 Procedura per la determinazione del LOS secondo il manuale HCM

La formula empirica fornita dal manuale HCM viene utilizzata in caso di accesso sovrasaturo, quando cioè $x \geq 1$; finché permane questa condizione (generalmente per periodi di tempo limitati e inferiori ai 30 minuti) si ha accumulo continuo di veicoli in coda, che vengono poi smaltiti nei periodi successivi in cui si torna ad avere $x < 1$.

Il manuale HCM individua tre componenti del ritardo:

$$d = PF \cdot d_1 + d_2 + d_3 [sec]$$

Il primo termine è dato dal prodotto del ritardo uniforme d_1 per PF (*progression factor*), fattore che dipende dalla progressione dei veicoli, quindi dalla presenza o meno di coordinamento, e dal tipo di controllo. Ipotizzando flusso uniforme e stabile, senza coda iniziale, d_1 si calcola come:

$$d_1 = 0,5 \frac{C \cdot (1-\lambda)^2}{1 - [\min(1, x) \cdot \lambda]} [sec]$$

PF si ricava noti i valori di f_{PA} , fattore correttivo tabulato in funzione delle diverse tipologie di arrivo, e P , percentuale di veicoli che arrivano col verde, data dal prodotto del rapporto di plotone R_p (tabulato) per il rapporto di verde λ :

$$PF = \frac{(1-P) \cdot f_{PA}}{1-\lambda}$$

Il termine del ritardo incrementale d_2 si calcola

$$d_2 = 900 \cdot T \left[x - 1 + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{8kIx}{cT}} \right] [sec]$$

dove:

- T è la durata del periodo di analisi, in ore;
- k è un fattore che tiene conto del tipo di controllo;
- I è un fattore che tiene conto degli effetti del coordinamento.

Il termine d_3 , infine, rappresenta il ritardo dovuto alla presenza di una coda iniziale, o residua, cioè precedente all'inizio del periodo di analisi.

Questo è un contributo molto spesso non particolarmente incisivo e in mancanza di dati certi il Manuale suggerisce di azzerarlo.

1.4. Le intersezioni non semaforizzate a precedenza

1.4.1. Geometria e condizioni di traffico

Per intersezioni *a precedenza* si intendono gli incroci stradali a raso a tre o a quattro rami, in cui il flusso veicolare viene regolato da segnaletica di tipo convenzionale, ovvero *stop* o *precedenza*: esse rappresentano una configurazione infrastrutturale frequente sia nelle zone urbane, che in quelle extraurbane, specie in presenza di volumi di traffico sensibilmente diversi nelle direzioni che si intersecano, come normalmente accade nel caso di una *strada principale* e di una *secondaria* di categoria inferiore.

Considerata la realtà infrastrutturale italiana, faremo riferimento ad intersezioni a tre rami (note come intersezioni a T) con segnale di STOP sulla strada secondaria, e a quattro rami con segnali di STOP sui due rami opposti della strada di categoria inferiore, che l’HCM indica con la sigla TWSC⁵.

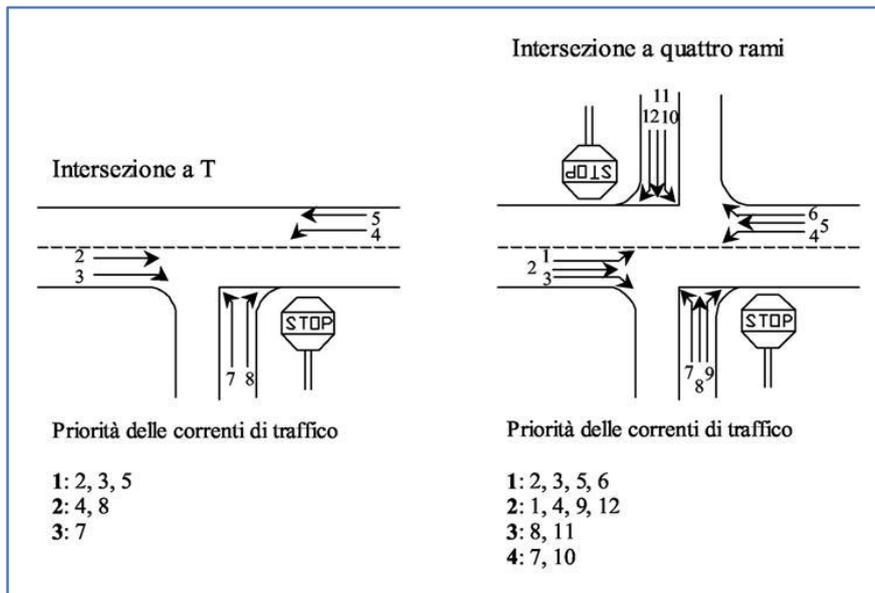


Fig. 1-4 Gerarchia delle correnti di traffico

⁵ Two Way Stop-Controlled intersection

Nella fig. 1-4 sono riportati gli schemi delle correnti che insistono sul nodo: si ponga la massima attenzione alla *gerarchia*, ovvero alla *priorità* delle correnti, perché è da ciò dipende la procedura di calcolo per la *capacità* ed il LOS: tale gerarchia dipende evidentemente dalla normativa⁶ e da scelte di configurazione della rete.

Le *condizioni ideali*, per questa infrastruttura, sono basate sull'ipotesi che il flusso maggiore, sulla strada principale, sia formato da *due correnti continue contrapposte indisturbate* a velocità circa costante. Si fa inoltre l'ipotesi che il flusso sulla strada principale non venga sostanzialmente perturbato dal traffico della strada secondaria: in particolare si considera che le *svolte a sinistra dalla strada principale* siano disturbate esclusivamente dal flusso nel verso opposto, mentre le manovre dei veicoli provenienti dalla strada secondaria risentano di tutti i flussi presenti nell'incrocio. Inoltre le correnti principali non risentono degli *upstream signals* o di effetti perturbatori per altre intersezioni a monte ed a valle.

Ovviamente a tali condizioni ideali occorrerà apportare delle correzioni, per calcolare le effettive condizioni di circolazione.

Ciò premesso, consideriamo le modalità di funzionamento dell'intersezione che è caratterizzato dal verificarsi di intervalli temporali liberi dalla presenza di veicoli nella corrente principale, tali da permettere ai veicoli della corrente secondaria di immettersi nel flusso veicolare maggiore o di attraversare l'incrocio, e ai veicoli dell'altra corrente principale di svoltare a sinistra.

Due sono pertanto i fattori, che a parità di altre condizioni, determinano le prestazioni di questa intersezione:

- ❖ *La distribuzione nel tempo degli intervalli in cui non si verifica flusso sulla strada principale;*
- ❖ *Il momento in cui l'utente che proviene dalla strada secondaria, o che svolta a sinistra dalla principale, ritiene di poter compiere la manovra desiderata, in relazione a tali intervalli.*

⁶ Il codice della strada

Da tali considerazioni l’HCM ha tratto la concezione del *Gap Acceptance Model*, di seguito illustrato, derivando il procedimento per la definizione delle variabili esprimenti le caratteristiche funzionali di queste infrastrutture, riconducibili sostanzialmente alle seguenti:

- La *capacità* del ramo o della corsia di accesso al nodo, dedicati ad una manovra (di attraversamento o di svolta), che l’HCM indica come *capacità potenziale della manovra nelle condizioni ideali*;
- Il rapporto v/c , dove v è il *tasso di flusso* relativo alla *manovra* e c è la *capacità*;
- Il *ritardo medio* d [sec/veic] che i veicoli subiscono per rallentamento, arresto, ecc. nel superamento dell’intersezione, che costituisce la misura del LOS.

1.4.2. Intervallo critico t_c e tempo di scalamento in coda t_f

Ai fini del calcolo della capacità potenziale occorre procedere alla determinazione di due grandezze fondamentali:

- l’**intervallo critico** (*critical gap*) t_c : distanziamento temporale minimo, tra due veicoli sulla strada principale, tale da consentire l’immissione ideale da parte di un veicolo che proviene dalla secondaria;
- Il **tempo di scalamento in coda** (*follow-up time*) t_f : distanziamento temporale medio che intercorre tra la partenza di un veicolo che proviene dalla strada secondaria ed il successivo veicolo accodato, nel caso in cui entrambi compiano la manovra di immissione usufruendo dello stesso varco spazio-temporale tra i veicoli della corrente principale.

Per la manovra generica x (vedi schemi di fig. 1-5) i valori sono forniti dalle relazioni:

$$t_{cx} = t_{c,base} + t_{c,HV} \cdot P_{HV} + t_{c,G} \cdot G - t_{c,T} - t_{3,LT}$$

$$t_{fx} = t_{f,base} + t_{f,HV} \cdot P_{HV}$$

- $t_{c,base}$ intervallo critico base della manovra secondaria x (tabella 1-B);
- $t_{c,HV}$ fattore correttivo per veicoli pesanti [sec];
- P_{HV} percentuale di veicoli pesanti della manovra secondaria;
- $t_{c,G}$ fattore correttivo per la pendenza [sec];
- G pendenza longitudinale;
- $t_{c,T}$ fattore correttivo per ciascuna parte della manovra a due fasi [sec];
- $t_{3,LT}$ fattore correttivo per la geometria dell'intersezione [sec];
- $t_{f,base}$ tempo base di scalamento in coda (tabella 1-B);
- $t_{f,HV}$ fattore correttivo per veicoli pesanti [sec].

Tabella 1-B Valori base di intervallo critico e tempo di scalamento in coda

Tipi di manovra	Intervallo critico di base [$t_{c,base}$]		Tempo di scalamento in coda base [$t_{f,base}$]
	Strada principale a 2 corsie	Strada principale a 4 corsie	
Svolta a sx dalla principale	4.1	4.1	2.2
Svolta a dx dalla principale	6.2	6.9	3.3
Attraversamento dalla secondaria	6.5	6.5	4.0
Svolta a sx dalla secondaria	7.1	7.5	3.5

Tipo di manovra	Flusso in conflitto ($V_{c,j}$)	Rappresentazione grafica
Svolta a destra (dalla secondaria) $V_{c,9}$	$\frac{1}{2} \cdot V_3 + V_2$ Nota: V_2 = volume solo nella corsia di destra	
Svolta a sinistra (dalla principale) $V_{c,4}$	$V_3 + V_2$	
Attraversamento (dalla secondaria) $V_{c,8}$	$\frac{1}{2} \cdot V_3 + V_2 + V_1 +$ $+ V_6 + V_5 + V_4$	
Svolta a sinistra (dalla secondaria) $V_{c,7}$	$\frac{1}{2} \cdot V_3 + V_2 + V_1 + \frac{1}{2} \cdot V_6 +$ $+ V_5 + V_4 + \frac{1}{2} \cdot (V_{11} + V_{12})$	
Svolta a destra (dalla secondaria) $V_{c,12}$	$\frac{1}{2} \cdot V_6 + V_5$	
Svolta a sinistra (dalla principale) $V_{c,1}$	$V_5 + V_6$ Nota: V_5 = volume solo nella corsia di destra	
Attraversamento (dalla secondaria) $V_{c,11}$	$\frac{1}{2} \cdot V_6 + V_5 + V_4 +$ $+ V_3 + V_2 + V_1$	
Svolta a sinistra (dalla secondaria) $V_{c,10}$	$\frac{1}{2} \cdot V_6 + V_5 + V_4 + \frac{1}{2} \cdot V_3 +$ $+ V_2 + V_1 + \frac{1}{2} \cdot (V_8 + V_9)$	

Fig. 1-5 Determinazione dei volumi critici per ogni tipo di manovra

1.4.3. La capacità delle manovre

Facendo riferimento agli schemi di fig. 1-5, per la *capacità potenziale* (valida in condizioni ideali) di una manovra generica x, l'HCM, in base alla teoria dell'intervallo critico (*Gap Acceptance Model*), propone la relazione:

$$c_{p,x} = V_{c,x} \frac{e^{-\frac{V_{c,x} \cdot t_{c,x}}{3600}}}{1 - e^{-\frac{V_{c,x} \cdot t_{f,x}}{3600}}}$$

dove:

- $c_{p,x}$ capacità potenziale della manovra secondaria x [veic/h];
- $V_{c,x}$ volume critico della manovra secondaria x [veic/h];
- $t_{c,x}$ intervallo critico della manovra secondaria x [sec];
- $t_{f,x}$ tempo di scalamento in coda della manovra secondaria x [sec].

Le condizioni ideali (già sommariamente elencate all'inizio) sono:

- il flusso veicolare che interessa intersezioni limitrofe non interferisce con l'intersezione considerata;
- la strada secondaria è provvista di corsie separate per ogni tipo di manovra;
- non devono esserci a monte dell'intersezione condizioni tali da modificare la distribuzione dei veicoli sulla strada principale (ad esempio rotatorie o intersezioni semaforizzate a meno di 400 metri);
- non vi sono ulteriori movimenti (appartenenti alle priorità 2, 3 o 4) che impediscano la manovra in oggetto.

I valori della *capacità potenziale* in funzione del volume di flusso in conflitto, per ogni tipologia di manovra, sono individuati nel diagramma di fig. 1-6. Evidentemente, a parità di volume di flusso in conflitto, le curve esprimono una capacità decrescente in funzione della posizione gerarchica della manovra (massima per la svolta a sinistra dalla principale e minima per la svolta a sinistra dalla secondaria).

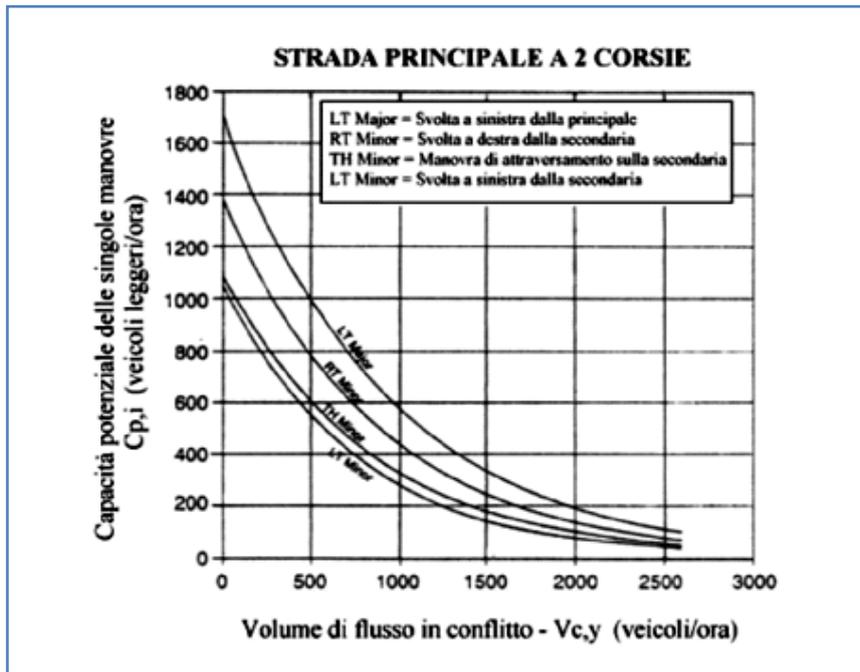


Fig. 1-6 Capacità potenziale

Quando non sussistono le condizioni ideali si deve fare riferimento alla capacità effettiva $c_{m,x}$, che deriva da quella precedente con fattori correttivi dovuti ai vari fattori di disturbo, tutti tabulati da HCM;

precisamente:

- impedimenti alla manovra dovuti ai veicoli;
- impedimenti alla manovra dovuti ai pedoni;
- corsie condivise;
- effetto delle intersezioni a monte, sulla strada principale;
- presenza di isole spartitraffico (*Two Stage Gap Acceptance*);
- ampliamento della corsia di accesso sulla strada secondaria (*Flared Approach*).

1.4.4. La stima del ritardo, del LOS e della coda

➤ Ritardo. Analogamente a quanto visto per le intersezioni semaforizzate, il ritardo d (*Control Delay*) è dato complessivamente dal ritardo di decelerazione, dal tempo di fermata, e di immissione nel flusso sull'altra strada. Il modello utilizzato per stimare d ipotizza che la domanda (cioè il flusso veicolare esistente) sia minore della capacità (altrimenti si verificherebbero fenomeni di congestione in seguito ai quali la stima del ritardo d risulterebbe poco attendibile).

Il tempo di ritardo per la manovra x è dato da

$$d = \frac{3600}{c_{m,x}} + 900T \left[\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_{m,x}}\right) \cdot \left(\frac{v_x}{c_{m,x}}\right)}{450T}} \right] + 5$$

dove:

- d tempo di ritardo [sec/veic];
- v_x volume della manovra secondaria x [veic/h];
- $c_{m,x}$ capacità effettiva della manovra secondaria x [veic/h];
- T periodo di rilevamento dei flussi [ora] ($T=0,25$ per un periodo di 15 minuti);
- 5 tiene in considerazione sia la decelerazione dalla velocità di arrivo a quella di posizionamento in coda, sia l'accelerazione per l'immissione dalla linea si stop [sec/veic].

Il ritardo per l'approccio è la media ponderata dei tempi di ritardo riferiti a ciascuna manovra

$$d_A = \frac{d_r v_r + d_l v_l + d_t v_t}{v_r + v_l + v_t}$$

dove:

- d, v indicano rispettivamente ritardi e volumi;
- r, l, t sono pedici che indicano rispettivamente le manovre di svolta a dx (*right*), svolta a sx (*left*) e attraversamento (*through*).

Analogamente il ritardo per l'intera intersezione è dato da

$$d_I = \frac{\sum_i d_{A,i} \cdot v_{A,i}}{\sum_i v_{A,i}}$$

con $i=1, 2, 3, 4$.

➤ Il livello di Servizio. Sulla base del ritardo prima calcolato e del rapporto v/c, l'HCM definisce le classi di LOS come da Tabella 1-

Tabella 1-C Valori limite del Livello di Servizio secondo L'HCM

Livello di servizio	Ritardo medio [sec/veic]	v/c
A	≤ 10	≤ 0.20
B	10 ÷ 15	0.20 ÷ 0.35
C	15 ÷ 25	0.35 ÷ 0.50
D	25 ÷ 35	0.50 ÷ 0.65
E	35 ÷ 50	0.65 ÷ 0.90
F	d > 50	d > 0.90

Per quanto riguarda le condizioni di flusso ai vari LOS, con riferimento ai valori del rapporto v/c e del ritardo d:

al crescere del flusso di manovra v (svolta o attraversamento), cresce il rapporto v/c ed il corrispondente ritardo, sicché a LOS C si ha ancora una buona fluidità delle manovre, a LOS D si hanno manovre condizionate e a LOS E manovre forzate, fino ad arrivare alla congestione.

➤ Lunghezza della coda. Dipende evidentemente dal flusso che arriva all'intersezione e dal ritardo che i veicoli subiscono per il superamento di essa, nel senso che la probabilità che la coda superi un certo limite dipende da entrambi i fattori. Essa dunque può essere stimata in termini probabilistici, e in tal senso l'HCM fornisce il 95° percentile del numero di veicoli in coda come prodotto fra ritardo medio e volume che compete alla manovra in oggetto.

Pertanto ricordando l'espressione del ritardo medio, avremo

$$Q_{95} = 900T \left[\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_{m,x}} \right) \cdot \left(\frac{v_x}{c_{m,x}} \right)}{450T}} \right] \cdot \left(\frac{3600}{c_{m,x}} \right)$$



In conclusione è importante rilevare che le intersezioni a precedenza caratterizzate da elevati tempi di ritardo (bassi LOS) non sempre garantiscono sufficienti condizioni di sicurezza, in quanto l'utente, in seguito al perdurare del tempo di attesa, può decidere di accettare intervalli critici al di sotto della soglia di sicurezza. In questo senso si vede come sia possibile dare un'interpretazione del tempo di ritardo e del LOS anche in chiave di sicurezza e non solo di funzionalità dell'infrastruttura.

Sotto questo punto di vista dunque si evidenzia un limite di utilizzazione di questa categoria di intersezioni, nel senso che le portate, sul ramo principale, non devono essere così elevate da generare elevati tempi di attesa: in caso contrario è opportuno ricorrere ad una "attesa programmata", come appunto si verifica nelle *intersezioni semaforizzate*. Se poi le portate sono elevate anche sulla secondaria, può essere conveniente adottare l'altra infrastruttura a precedenza, ossia la *rotatoria*, le cui caratteristiche fisiche e funzionali sono di seguito descritte.

1.5. Le intersezioni a rotatoria

1.5.1. Considerazioni generali

Fino agli Ottanta il funzionamento di una rotatoria è stato visto come successione di zone di scambio fra accessi adiacenti (fig. 1-7); la velocità lungo queste zone, ossia lungo l'anello, commisurata alla velocità delle strade confluenti, richiedeva lunghezze delle zone di scambio spesso elevate e, di conseguenza, raggi dell'isola centrale anche di 100 m. Ad esempio l'A.A.S.H.O. (*American Association of State Highways Official*) suggeriva, in funzione della maggiore tra le velocità sulle strade di accesso V_b , la corrispondente velocità lungo l'anello V_a e la distanza minima d tra due vie successive (Tabella 1-D).

Tabella 1-D Velocità di riferimento per le rotatorie in base alle indicazioni dell'A.A.S.H.O.

V_b [km/h]	50	65	80	95
V_a [km/h]	40	50	55	65
d [m]	46	57	65	75

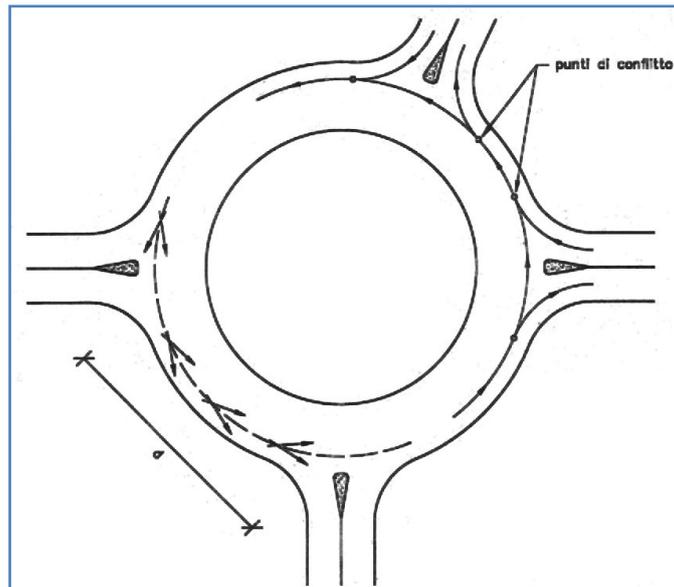


Fig. 1-7 Schema di funzionamento di una rotatoria come successione di zone di scambio (prima della regola della precedenza) e come successione di incroci a T.

La modifica della regola di circolazione ha consentito di interpretare il funzionamento, pur in presenza di manovre di scambio, come successione di particolari intersezioni a T con precedenza all'anello; risulta quindi, in corrispondenza di ogni braccio, un punto di conflitto di diversione ed un punto di conflitto di immissione; appare evidente la differenza in termini di numero e tipi di punti di conflitto con l'intersezione a quattro bracci di tipo lineare (fig. 1-8).

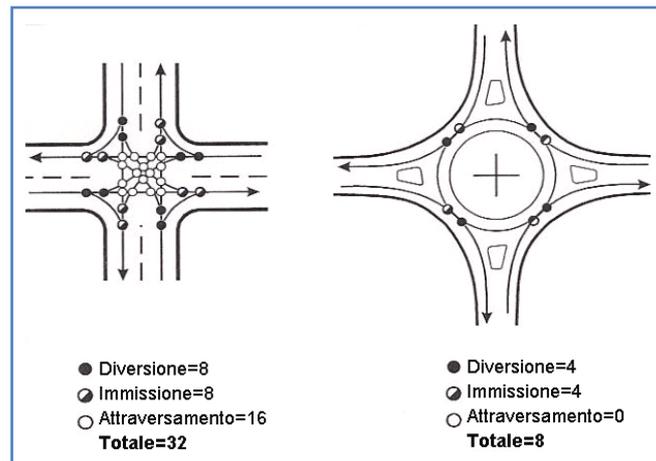


Fig. 1-8 Confronto tra i punti di conflitto di un'intersezione a quattro bracci e di una rotatoria.

Si è constatato peraltro che una riduzione delle dimensioni dell'isola centrale, quindi delle velocità, mentre comporta diminuzioni di costi ed aumento di sicurezza, lascia pressoché immutata la capacità, per cui l'orientamento attuale è quello di non superare valori di 40÷50 m per il raggio dell'isola.

I principali vantaggi che possono conseguirsi con la risoluzione a rotatoria di un incrocio sono:

- semplificazione delle svolte e riduzione globale dei tempi di attesa che sono equilibrati per le diverse correnti non esistendo gerarchia tra i flussi;
- migliore gestione delle fluttuazioni di traffico rispetto ad incroci semaforizzati a tempo fisso per i quali il ciclo è progettato per l'ora di punta;

- aumento, in generale, del livello di sicurezza;
- efficace connessione da itinerari extraurbani veloci a zone suburbane e poi urbane;
- possibilità di inversione di marcia senza manovre pericolose o illegali;
- riduzione di inquinamento atmosferico ed acustico;
- duttilità e facilità di inserimento urbano dove molte piazze già prefigurano lo schema a rotatoria.

Esistono tuttavia controindicazioni all'adozione della rotatoria:

- mancanza assoluta di spazio;
- flussi fortemente squilibrati (in questi casi la regolazione semaforica può risultare più funzionale);
- quando non si vuole penalizzare, con notevoli riduzioni di velocità, la corrente principale;
- in presenza di mezzi pubblici;
- con la contemporanea presenza di mezzi pesanti e di veicoli a due ruote lo schema a rotatoria si è rivelato notevolmente pericoloso;
- i flussi pedonali sono sfavoriti poiché risultano incrementati i loro percorsi.

Sulla base del DM 19.04.2006 “*Norme sulle caratteristiche funzionali e geometriche delle intersezioni stradali*”, le moderne rotatorie sono distinte in tre tipologie in virtù della dimensione del diametro del cerchio in cui si possono inscrivere:

- ❖ **Mini-rotatorie** con diametro inferiore ai 25 metri;
- ❖ **Rotatorie compatte** con diametro compreso tra i 25 e i 40 metri;
- ❖ **Rotatorie convenzionali** con diametro maggiore dei 40 metri.

Ciascuna delle tre categorie trova un ambito di applicazione preferenziale. Così le mini-rotatorie sono generalmente limitate ad intersezioni in zone residenziali, caratterizzate da bassi volumi di traffico. Le rotatorie compatte sono usate nelle zone peri-centrali o di prima periferia, mentre le rotatorie convenzionali sono particolarmente adatte in incroci di viabilità tangenziale o di circonvallazioni fino ad ambiti extraurbani.

1.5.2. Configurazione geometrica delle rotatorie

Nella fig. 1-9 sono indicati gli elementi che individuano la geometria della rotatoria.

In particolare si definiscono:

- *Braccio*

parte dell'asse centrale che converge verso l'anello; E' sempre preferibile una disposizione regolare dei bracci attorno alla corona giratoria, soprattutto al fine di migliorare la leggibilità complessiva dell'area di intersezione;

- *Corona giratoria*

carreggiata che circonda l'isola centrale, ad una o più corsie, percorsa dai veicoli. Il diametro della corona giratoria è il segmento che passa dal centro dell'isola centrale ed unisce due punti del bordo esterno dell'anello;

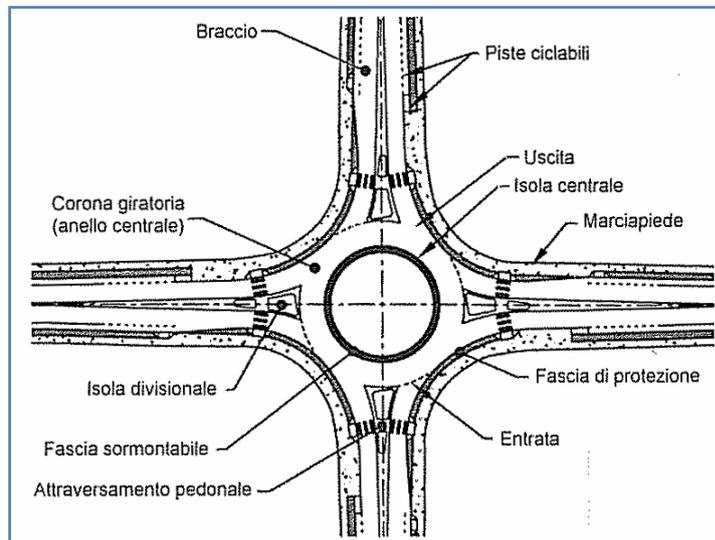


Fig. 1-9 Elementi geometrici che compongono la rotatoria.

- *Isola centrale*

area più interna della rotatoria, generalmente di tipo non valicabile che può anche includere, in corrispondenza del bordo, una fascia sormontabile. Di solito ha forma circolare e solo in casi particolari si possono utilizzare forme ovali o allungate;

- *Fascia sormontabile*

generalmente presente nelle rotatorie di piccolo raggio, è una corona circolare che circonda l'isola centrale. Tale fascia serve a facilitare le manovre dei mezzi pesanti lungo l'anello;

- *Entrata*

parte terminale della carreggiata di ogni singolo braccio che viene utilizzata per entrare nella rotatoria. L'entrata è separata dalla corona giratoria dalla segnaletica orizzontale di dare la precedenza;

- *Uscita*

parte di carreggiata di ogni braccio impiegata per uscire dalla rotatoria. Essa non deve mai essere separata dall'anello a mezzo di segnaletica orizzontale;

- *Isola divisionale*

piattaforma costruita su un ramo della rotatoria tra la corsia di entrata e quella di uscita (fig. 1-10). In alcuni casi può servire da rifugio ai pedoni e costringe i veicoli ad una deflessione dalla loro traiettoria. In ambito urbano, se manca lo spazio, oppure se si tratta di sbocchi di vie con poco traffico, le isole di separazione talvolta sono limitate ad una semplice segnaletica orizzontale;



Fig. 1-10 Esempio di isola divisionale e attraversamento pedonale.

- *Attraversamenti pedonali*

dovrebbero essere sempre presenti nei contesti urbani e in presenza di flussi pedonali significativi. Essi sono posti prima della linea d'ingresso e tagliano l'isola di separazione garantendo una zona di rifugio per i pedoni e/o ciclisti (fig. 1-10);

- *Piste ciclabili*

aree disposte lateralmente sui bracci d'entrata, opportunamente delimitate, riservate alla circolazione dei velocipedi (fig. 1-11);



Fig. 1-11 Esempio di pista ciclabile.

- *Fascia di protezione*

parte della strada, non carrabile, destinata alla separazione del traffico veicolare da quello pedonale. La presenza di questo elemento obbliga i pedoni ad attraversare la rotatoria in punti specifici;

- *Marcia piede*

parte della strada, esterna alla carreggiata, rialzata o altrimenti delimitata e protetta, destinata alla mobilità pedonale.

Ora, seguendo le disposizioni fornite dalla normativa in vigore [DM 19.04.06], vediamo come si dimensionano gli elementi planimetrici appena descritti.

Diametro della corona giratoria

La tabella 1-E fornisce, per ogni tipologia di rotatoria, gli intervalli di valori previsti per il diametro dell'anello esterno e la corrispondente larghezza della corsia nella corona giratoria.

Tra i principali vincoli imposti dalla nuova normativa, vi è l'obbligo di organizzare sempre la circolazione nella corona giratoria su una sola corsia impedendo, quindi, la configurazione su due o più corsie parallele nell'anello, ad esclusione delle intersezioni di tipo «con circolazione a rotatoria», caratterizzate da un diametro esterno superiore a 50 m e dalla presenza dei tronchi di scambio tra due bracci contigui.

Tabella 1-E Larghezza della corsia nella corona giratoria

ELEMENTI MODULARI	DIAMETRO ESTERNO DELLA ROTATORIA (M)	LARGHEZZA CORSIE
CORSIE NELLA CORONA ROTATORIA (*), PER INGRESSI AD UNA CORSIA	≥ 40	6,00
	Compreso tra 25 e 40	7,00
	Compreso tra 14 e 25	7,00-8,00
CORSIE NELLA CORONA ROTATORIA (*), PER INGRESSI A PIU' CORSIE	≥ 40	9,00
	< 40	8,50-9,00
BRACCI DI INGRESSO (**)		3,50 per una corsia
		6,00 per due corsie
BRACCI DI USCITA (*)	< 25	4,00
	≥ 25	4,50
(*) deve essere organizzata sempre su una sola corsia		
(**) organizzati al massimo con due corsie		

Larghezza degli ingressi

La larghezza di un ingresso (vedi fig. 1-12) viene individuata dal segmento che, partendo dal vertice destro dell'isola divisionale viene condotto ortogonalmente al bordo destro della corsia di entrata. Per la larghezza di un'entrata il DM 19.04.06 dispone che sia:

- 3,50 m per una corsia;
- 6,00 per due corsie.

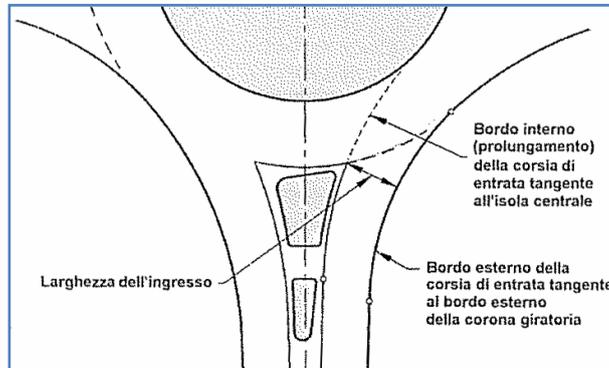


Fig. 1-12 Costruzione geometrica di un ingresso

Larghezza delle uscite

La larghezza dell'uscita (vedi fig. 1-13) deve essere computata a partire dal vertice sinistro dell'isola pseudo - triangolare, conducendo un segmento perpendicolare al bordo destro della corsia d'uscita. L'ampiezza delle uscite, per le rotatorie a singola corsia, si può porre pari a:

- 4 m per valori del raggio esterno inferiori a 25 m;
- 4,50 m per valori del raggio esterno maggiore o uguale a 25 m.

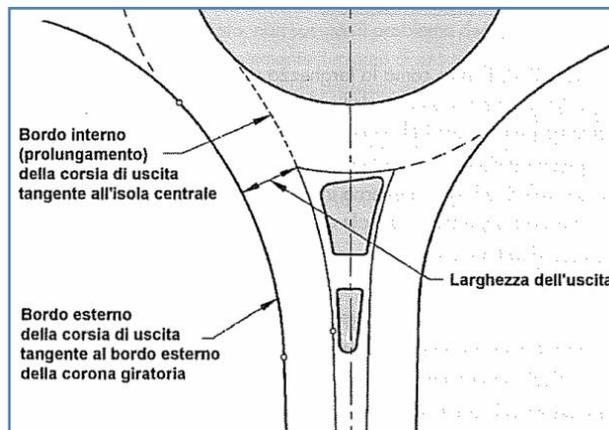


Fig. 1-13 Costruzione geometrica di una uscita

Deflessione

La regola principale per definire la geometria delle rotatorie riguarda il controllo della deflessione delle traiettorie in attraversamento del nodo e, in particolare, le traiettorie che interessano due rami opposti o adiacenti rispetto all'isola centrale. Essendo lo scopo primario delle rotatorie il controllo delle velocità all'interno dell'incrocio, risulta essenziale che la geometria complessiva sia compatibile con velocità non superiori ai 50 km/h.

La determinazione della velocità caratteristica all'interno della corona giratoria, avviene attraverso l'individuazione della cosiddetta "traiettoria percorribile più velocemente" consentita dagli elementi geometrici. Di solito, la traiettoria percorribile più velocemente è quella relativa alla manovra di attraversamento e, per il suo corretto tracciamento (fig. 1-14), occorre riferirsi alle seguenti distanze dagli elementi geometrici:

- 1,50 m dal bordo dell'isola centrale;
- 2,00 m dal ciglio delle corsie di entrata e uscita.

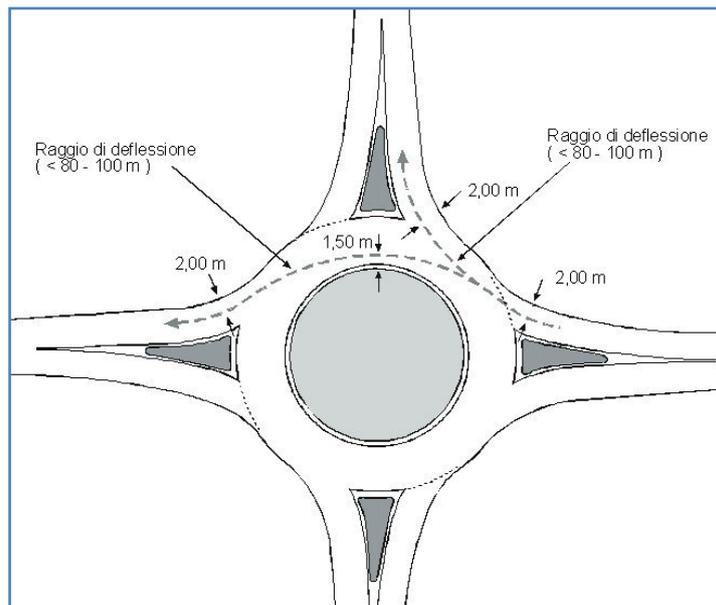


Fig. 1-14 Traiettoria di deflessione di una rotatoria.

Una volta individuata tale traiettoria, la velocità di progetto della rotatoria deve essere valutata con riferimento al raggio più piccolo presente lungo la medesima.

Per l'individuazione di tale raggio, è necessario determinare la tangente al ciglio dell'isola centrale corrispondente all'angolo di deviazione β (fig. 1-15). Secondo il DM 19.04.2006, per determinare β , bisogna aggiungere al raggio di entrata $R_{e,2}$ un incremento b pari a 3,50 m.

Per ciascun braccio di immissione si raccomanda un valore dell'angolo di deviazione β di almeno 45° .

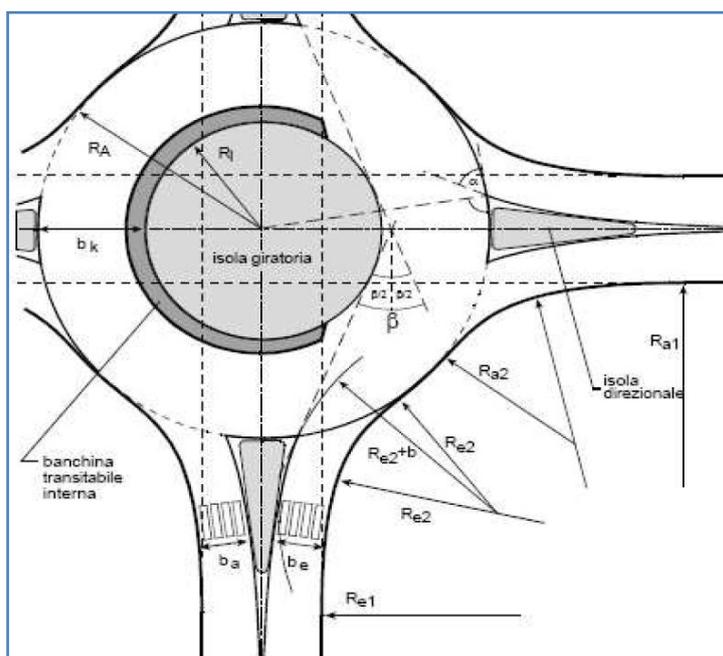


Fig. 1-15 Elementi progettuali di una rotatoria

Con:

b_e	Larghezza corsia d'entrata	R_A	Raggio esterno
b_a	Larghezza corsia d'uscita	R_I	Raggio interno
b_k	Larghezza anello giratorio	α	Angolo d'entrata
$R_{e,1} - R_{e,2}$	Raggi d'entrata	β	Angolo di deviazione
$R_{a,1} - R_{a,2}$	Raggi d'uscita	b	Arretramento di $R_{e,2}$

Raggi d'entrata

Il ciglio destro della carreggiata di ingresso è raccordato con il ciglio esterno dell'anello di circolazione centrale per mezzo di un raccordo costituito da due archi di cerchio. Per i raggi di entrata $R_{e,1}$ ed $R_{e,2}$ si adottano generalmente:

- In ambito urbano
 - $R_{e,2} = 10 \text{ m}$
 - $R_{e,1} = 5 R_{e,2}$
- In ambito extraurbano
 - $R_{e,2} = 12 \text{ m}$
 - $R_{e,1} = 5 R_{e,2}$

α

l'angolo di entrata α rappresenta l'angolo tra la direzione di ingresso (individuata dalla tangente al ciglio sinistro della carreggiata di ingresso) e la tangente all'anello di circolazione. Tale angolo deve assumere valori pari a $80^\circ \div 90^\circ$ per evitare velocità elevate e il mancato rispetto della precedenza; se non si possono evitare angoli di entrata minori di 70° è opportuno, per ragioni di sicurezza, realizzare una deviazione ben marcata per mezzo di un angolo $\beta > 45^\circ$.

Raggi d'uscita

Il ciglio destro dell'anello di circolazione è raccordato con il ciglio della carreggiata del braccio per mezzo di un raccordo di uscita.

In analogia con quanto detto per il raccordo di entrata, la geometria del bordo di connessione è costituita da due archi di cerchio. Per i raggi di uscita $R_{a,1}$ ed $R_{a,2}$ si adottano generalmente:

- In ambito urbano
 - $R_{a,2} = 12 \text{ m}$
 - $R_{a,1} = 4 R_{a,2}$
- In ambito extraurbano
 - $R_{a,2} = 14 \text{ m}$
 - $R_{a,1} = 4 R_{a,2}$

1.5.3. *Metodi di studio e livello di servizio*

Fondamentalmente possono essere usate due metodologie per definire le caratteristiche funzionali delle rotatorie.

- La prima è di tipo empirico-sperimentale e riguarda sostanzialmente la definizione della capacità dei rami di accesso in funzione delle caratteristiche geometriche, dei flussi entranti e del flusso circolante: è stato utilizzato da vari autori e scuole, ma faremo specifico riferimento allo studio di Kimber.

- La seconda è di tipo analitico, basata essenzialmente sulla la teoria del *Gap-Acceptance Model* e considera sia la capacità, sia il ritardo medio per i singoli accessi sia per l'intera intersezione. Sono tutte metodologie di derivazione HCM e fra queste citiamo quella proposta dall'*Australian Road Research Board* e implementata nel software SIDRA ⁷ da Rahmi Akcelik.

➤ Metodo sperimentale di Kimber

Kimber ricavò la relazione che lega la capacità di un braccio al flusso che percorre l'anello ed alle caratteristiche geometriche della rotatoria, attraverso l'analisi statistica (condotta con tecniche di regressione) di un gran numero di dati raccolti in Gran Bretagna, su rotatorie di tipo sia convenzionale sia compatto, tutte con priorità sull'anello. Dimostrò l'esistenza di una relazione lineare fra la capacità di un braccio e il flusso sull'anello, e mise in evidenza che, fra le caratteristiche geometriche della rotatoria, quelle che influiscono maggiormente sulla capacità di un braccio sono la larghezza della sua sezione trasversale corrente e quella della sua sezione allargata in corrispondenza dell'immissione.

⁷ SIDRA: Signalized/Unsignalized Intersection Design and Research Aid

La formulazione è rappresentata quindi da una relazione lineare tra capacità in ingresso e flusso circolante, ossia da una *retta di regressione*

$$C_e = k(F - f_c Q_c)$$

dove si è indicato con:

- ✓ C_e capacità in ingresso;
- ✓ Q_c flusso circolante;
- ✓ k parametro calcolato con

$$k = 1 - 0,00347(\Phi - 30^\circ) - 0,978\left(\frac{1}{r_e} - \frac{1}{20}\right)$$

dove

- Φ angolo d'entrata;
- r_e raggio di curvatura dell'ingresso.

- ✓ f_c coefficiente angolare della retta di regressione

$$f_c = 0,21tk^2(1 + 0,2e_x)$$

dove

$$\left[t = 1 + \frac{0,5}{1 + e^{-\frac{D_e - 60}{10}}} \right];$$

D_e diametro esterno dell'anello;

e_x larghezza effettiva della corsia entrante $\left[e_x = e_c + \frac{e_e - e_c}{1 + 2S} \right];$

e_c larghezza della corsia in approccio;

e_e larghezza dell'entrata;

S parametro di svasatura $\left[S = \frac{1,6 \cdot (e_e - e_c)}{l} \right];$

l lunghezza svasatura;

- ✓ F capacità a flusso circolante nullo

$$F = k \cdot 303e_x$$

➤ Metodo analitico dell'HCM

Come si è detto utilizza il *Gap Acceptance Model*, e le varie formulazioni analitiche si ritrovano implementate nel software SIDRA per cui non si entra nel merito di tale formulazione, ma si richiamano i principali elementi geometrici e funzionali che entrano in gioco nelle valutazioni, con specifico riferimento ad una rotatoria con due corsie di accesso e due sull'anello:

- *Corsia dominante* corsia di un ramo di approccio con maggior flusso;
- *Corsia sub-dominante* quella con minor flusso;

(Si ipotizza che gli utenti usino prevalentemente la corsia di destra o di sinistra del ramo di accesso a seconda dell'intenzione di uscire dal primo o dai rami successivi)

- *Critical gap* [t_c] definisce il tempo minimo fra due veicoli in transito nell'anello, tale da consentire l'immissione ideale da parte di un veicolo in attesa sulla sezione d'entrata;
- *Follow up time* [t_f] definisce il tempo che intercorre tra l'entrata di due veicoli successivi, nel caso in cui entrambi usufruiscano dello stesso varco spazio temporale fra i veicoli percorrenti l'anello;
- *Min headway* [t_m] distanziamento temporale minimo fra veicoli della corrente circolare (da non confondere con il *critical gap*), è infatti lo spazio minimo fisicamente occupato dai veicoli rapportato alla velocità media del flusso.

I parametri t_c , t_f , t_m , differiscono fra corsia dominante e sub-dominante; dipendono dal flusso circolante e dalle caratteristiche geometriche della rotatoria.

Altri parametri significativi calcolati dal SIDRA (peraltro in parte presenti anche negli altri tipi di intersezione) sono:

Average Control Delay o semplicemente *Delay* [d] ovvero il ritardo medio che comprende due termini:

- *Stop line delay*, ovvero il tempo che un utente spende prima in coda, poi sulla linea di arresto in attesa di un *gap* accettabile nel flusso circolatorio;
- *Geometric delay*, esclusivo delle rotatorie, dipendente dal raggio di deflessione, ossia il tempo che un veicolo, in assenza di conflitti, impiega per decelerare fino alla velocità di negoziazione e poi accelerare in corrispondenza dell'anello centrale.

Grado di saturazione v/c dove v è il tasso di flusso relativo ad una certa manovra (di attestamento o di svolta) e c è la capacità del ramo o della corsia dedicata a tale manovra; il SIDRA giudica ancora accettabile un valore 0,85; si noti che quando tale parametro si avvicina ad 1, la procedura SIDRA fornisce valori del ritardo sensibilmente superiori a quelli che fornirebbe la normale procedura HCM per una rotatoria considerata come successione di intersezioni a T, perché quest'ultima non tiene sufficientemente conto del fatto che il flusso circolante, rispetto ad un ramo generico, è fortemente condizionato dai flussi sugli altri rami.

Lunghezza della coda che rappresenta la massima lunghezza di coda con una probabilità del 5% di essere superata;

Livello di Servizio che viene misurato dal ritardo medio [d] secondo quanto riportato dalla tabella 1-F.

Tabella 1-F Valori limite del livello di servizio

Livello di servizio	Ritardo medio
A	$d \leq 10$
B	$10 < d \leq 20$
C	$20 < d \leq 35$
D	$35 < d \leq 55$
E	$55 < d \leq 80$
F	$d > 80$

2. Scenario attuale dell'intersezione semaforizzata.

2.1. Premessa

L'intersezione semaforica scelta come oggetto di studio rappresenta un punto di collegamento fra due assi che rivestono una notevole importanza nell'ambito della rete viaria della provincia di Pesaro e Urbino. Nel nodo in esame si ha infatti l'innesto della strada provinciale "Cesanense" (SP424) con la strada statale "Adriatica" (SS16).



Fig. 2-1 Vista aerea del territorio di Marotta

Le due vie di comunicazione sono tra le più trafficate della provincia in quanto rappresentano i principali collegamenti tra i centri sulla costa⁸ e fra questi e le città interne al bacino (Fig. 2-1).

⁸ La statale "Adriatica" SS16 è parte del cosiddetto "Corridoio Adriatico" che si sviluppa geograficamente lungo il versante orientale della penisola e rappresenta un fondamentale asse di riferimento, con i relativi nodi di interconnessione e di interscambio, per la domanda di trasporto merci e/o passeggeri di livello nazionale ed internazionale.

La presenza di un elevato traffico rende spesso critiche le condizioni di deflusso dell'intersezione, per cui lo scopo dell'analisi è quello di ricercare una nuova fasatura che consenta di migliorare la situazione attuale.

Tale operazione di ottimizzazione dell'impianto richiede però una profonda conoscenza dello stato attuale dell'intersezione secondo diversi aspetti, quali la geometria, i dati di traffico, la fasatura attuale. Solo dopo aver raccolto questi dati sarà possibile procedere alla definizione delle condizioni esistenti e alla ideazione di un'ipotesi progettuale migliorativa.

Questo capitolo racchiude tutta l'analisi operativa dell'impianto semaforico in esame, che va dai rilievi iniziali alla determinazione del livello di servizio, come sintetizzato dallo schema seguente (Fig. 2-2).



Fig. 2-2 Processo di valutazione del Livello di Servizio

2.2. Dati di ingresso

Come già accennato brevemente in precedenza rientrano in questa categoria tutte quelle informazioni che riguardano *le condizioni geometriche* del nodo, ci si riferisce ad esempio al numero di corsie, alla larghezza media di queste, alla loro pendenza, ma anche alla presenza o meno di parcheggi o fermate bus in prossimità dell'area di manovra ecc.

Ovviamente anche le *condizioni di traffico* rientrano in questo insieme di dati ed allora si parlerà di volume dei flussi veicolari, pedoni in approccio al nodo, percentuale di veicoli pesanti ecc.

Sono infine da considerare le *condizioni di regolazione* cioè il tipo di segnalamento e la sua organizzazione, quindi i dati da desumere saranno riferiti ai tempi che compongono il ciclo, alla fasatura di questo, ecc.

2.2.1. Le condizioni geometriche

La geometria dell'intersezione è stata ricavata da rilievi aerofotogrammetrici (Fig. 2-3).



Fig. 2-3 Aerofotogrammetria dell'incrocio in esame.

Si sono rivelate utili però anche indagini in situ.

Queste infatti ci hanno permesso di ricreare precisamente la configurazione geometrica del nodo e di individuare tutte le particolarità presenti nei dintorni dell'area di manovra, come richiesto dalla procedura d'analisi.

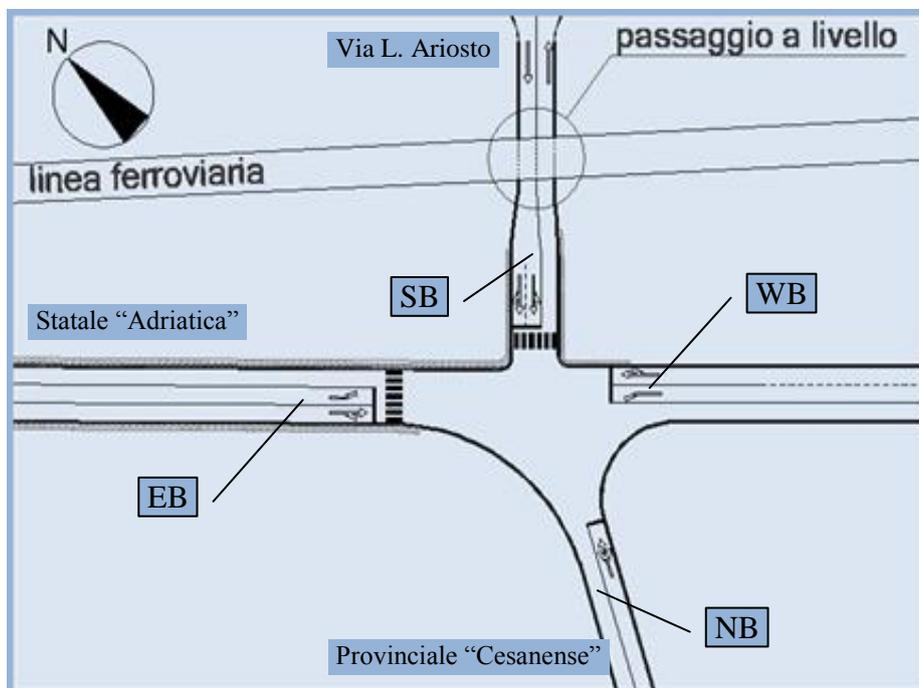


Fig. 2-4 Schema dell'intersezione: scenario attuale

Come si può notare dallo schema (Fig. 2-4) i rami in accesso sono stati denominati secondo la prassi seguita dal manuale HCM e cioè collegando ogni ramo in approccio alla propria direzione⁹, considerando un orientamento standard che vuole il nord nella parte alta del foglio.

⁹ Le sigle utilizzate si riferiscono ai termini inglesi Northbound, Southbound, Eastbound, Westbound; esse indicano la direzione di marcia dei veicoli provenienti da ognuno dei rami in approccio, e cioè rispettivamente “verso nord”, “verso sud”, “verso est”, “verso ovest”.

Nello schema è stata evidenziata la presenza di una linea ferroviaria e relativo passaggio a livello, che corre parallelamente alla Statale “Adriatica”. Tale particolarità può condizionare la regolazione dell'intersezione perché influente oltre che dal punto di vista della sicurezza anche da quello della efficienza.

Il passaggio a livello si trova sul ramo EB a 30 m dall'area di manovra. La distanza così ridotta rende impossibile trascurare questo dettaglio visto che, come è facile prevedere, lo smaltimento dei flussi veicolari sarà notevolmente legato a questo aspetto.

Quindi è importante tenerne conto nell'analisi che ci apprestiamo a sviluppare.

Tutti i parametri essenziali allo sviluppo dell'analisi operativa sono riportati di seguito (Tabella 2-A) e vengono raggruppati per ramo d'accesso:

Tabella 2-A Parametri di definizione delle condizioni geometriche.

	EB	WB	NB	SB
numero corsie in approccio	N = 2	N = 2	N = 1	N = 2
larghezza media corsie (m)	W = 3,60	W = 3,60	W = 3,60	W = 3,00
pendenza (%)	G = 0	G = 0	G = 0	G = 0
presenza di corsie esclusive di svolta a sinistra o destra	1 (sx)	1 (sx)	-	-
presenza di parcheggi	-	-	-	-
presenza di fermate bus	-	-	-	-
particolarità presenti	-	-	-	passaggio a livello a 30 m

2.2.2. Le condizioni di traffico

Per la determinazione delle condizioni di traffico, il manuale HCM specifica che nel caso delle intersezioni i volumi vengano definiti su ogni ramo e per ogni manovra possibile. Tali valori devono essere espressi in *tasso di flusso*, ossia *portata oraria equivalente*, cioè le quantità da indicare sono pari a 4 volte il numero di veicoli che compiono la generica manovra in un intervallo temporale di 15'.

Dopo un attenta ricerca nelle sedi opportune, si è constatata la mancanza di dati recenti riguardanti flussi veicolari nella zona in esame. Questa indisponibilità ha reso necessaria la realizzazione di rilevamenti di traffico che ci permettano di ottenere tutti i parametri essenziali allo sviluppo della nostra analisi.

Gli scarsi mezzi a disposizione ci hanno spinto a realizzare un tipo di rilevamento detto *manuale*, che in pratica si è limitato alla ripresa video dei flussi di traffico.



Fig. 2-5 Alcune immagini catturate dal monitoraggio fatto con riprese video.

Per analisi finalizzate alla individuazione delle problematiche legate alla congestione del traffico, come è nel nostro caso, sono usualmente considerati i *periodi di punta* della giornata. Inoltre, il fatto che per l'intersezione in esame i problemi di elevati flussi sorgono per spostamenti sistematici, dovuti a cause come movimenti casa-lavoro o casa-scuola, la scelta del giorno in cui effettuare il monitoraggio del traffico dovrà ricadere in uno fra quelli intermedi della settimana, maggiormente rappresentativo della situazione reale.

Tenendo conto di queste precisazioni, si è scelto di effettuare le nostre riprese nel giorno di **giovedì 16 aprile**, per un intervallo temporale che si è protratto dalle **17.00** alle **19.30**.

Dalla visualizzazione delle immagini si sono estratti i parametri relativi ai flussi veicolari in questione; i valori sono stati poi raggruppati in base ai rami d'approccio e alla manovra svolta.

Le tabelle che seguono riportano tutti i dati ricavati da questo monitoraggio, ognuna delle quali rappresenta una matrice che sulle righe ha valori riferiti ad un ramo d'approccio, mentre sulle colonne indica i tassi di flusso di una determinata manovra, suddivisa per veicoli totali e soli veicoli pesanti (HV). È bene notare che ogni tabella si riferisce ad un determinato quarto d'ora di rilevazione e che i valori indicati rappresentano tassi di flusso.

Tabella 2-B Matrice del flusso: 1° quarto d'ora [17:00÷17:15]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	24	0	624	4	124	4	772
WB	236	12	480	8	24	0	740
NB	108	4	56	0	248	4	412
SB	16	0	64	0	20	0	100
							2024

Tabella 2-C Matrice del flusso: 2° quarto d'ora [17:15÷17:30]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	28	0	608	24	104	12	740
WB	284	16	568	8	24	0	876
NB	128	0	60	0	312	8	500
SB	20	0	80	0	44	0	144
							2260

Tabella 2-D Matrice del flusso: 3° quarto d'ora [17:30÷17:45]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	44	0	636	4	132	12	812
WB	236	0	428	8	12	0	676
NB	72	12	92	0	332	4	496
SB	24	0	56	0	56	0	136
							2120

Tabella 2-E Matrice del flusso: 4° quarto d'ora [17:45÷18:00]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	32	0	600	8	120	16	752
WB	256	4	572	0	12	0	840
NB	100	4	72	0	316	4	488
SB	16	0	124	0	40	0	180
							2260

Tabella 2-F Matrice del flusso: 5° quarto d'ora [18:00÷18:15]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	44	0	620	8	104	12	768
WB	292	8	576	8	24	0	892
NB	92	8	64	0	276	4	432
SB	20	0	104	0	36	0	160
							2252

Tabella 2-G Matrice del flusso: 6° quarto d'ora [18:15÷18:30]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	44	0	652	16	116	16	812
WB	264	12	480	0	24	0	768
NB	88	8	64	0	312	8	464
SB	24	0	68	0	36	0	128
							2172

Tabella 2-H Matrice del flusso: 7° quarto d'ora [18:30÷18:45]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	28	0	668	0	136	4	832
WB	240	8	580	4	24	0	844
NB	76	4	84	0	316	4	476
SB	4	0	64	0	32	0	100
							2252

Tabella 2-I Matrice del flusso: 8° quarto d'ora [18:45÷19:00]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	44	0	620	4	148	0	812
WB	252	0	572	4	24	0	848
NB	124	0	120	0	280	4	524
SB	4	0	116	0	52	0	172
							2356

Tabella 2-L Matrice del flusso: 9° quarto d'ora [19:00÷19:15]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	52	0	544	8	184	0	780
WB	284	0	608	4	28	0	920
NB	120	0	92	0	268	0	480
SB	28	0	92	0	44	0	164
							2344

Tabella 2-M Matrice del flusso: 10° quarto d'ora [19:15-19:30]

	L		TH		R		
	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	V _p	V _{HV}	
EB	40	0	620	0	124	4	784
WB	284	8	484	0	16	0	784
NB	112	4	92	0	308	4	512
SB	12	0	36	0	28	0	76
							2156

Le matrici O/D elencate rappresentano l'intero rilevamento effettuato. Per le analisi che si svolgeranno in seguito, ne è stata scelta solo una, cioè quella che rappresenta il periodo di punta. La scelta è ricaduta sull'ottavo quarto d'ora rilevato, visto che è quello in cui si ha il maggior flusso totale. Nello schema seguente si riporta la configurazione attuale dell'intersezione, abbinata ai tassi di flusso scelti.

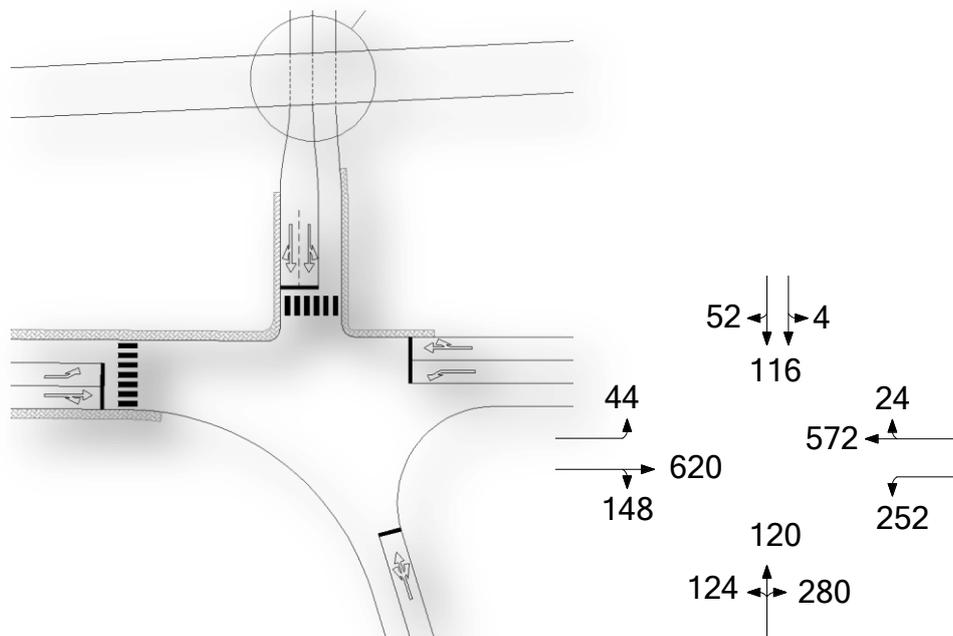


Fig. 2-6 Schema della configurazione attuale e tassi di flusso relativi ad ogni manovra.

Ora, dopo aver elencato i risultati ottenuti dal monitoraggio del traffico, passiamo a definire gli altri parametri che rientrano nell'insieme delle *condizioni di traffico*.

Per una più immediata comprensione, riportiamo tali valori in una tabella, operando come già fatto nel caso delle condizioni geometriche (Tab. 2-N).

Tabella 2-N Parametri di definizione delle condizioni di traffico.

	EB	WB	NB	SB
S₀ - flusso di saturazione base [veic/h/corsia]	1900	1900	1900	1900
PHF¹⁰ – fattore dell'ora di punta	1	1	1	1
V_{ped}¹¹ – volume di pedoni in approccio [p/h]	-	38	-	36
AT - tipo di arrivi	3	3	3	3
N_B – fermate bus	-	-	-	-

¹⁰ I valori sono tutti impostati sull'unità perché l'analisi del monitoraggio ha condotto a valori che indicano già tassi di flusso.

¹¹ I valori indicano i flussi pedonali che interferiscono con le manovre di svolta a dx fatte dal ramo considerato.

2.2.3. *Le condizioni di regolazione*

In questa categoria rientrano tutti i parametri che servono a descrivere il tipo di segnalamento presente all'incrocio.

La presenza della linea ferroviaria prospiciente l'area di manovra rende la regolazione dell'intersezione semaforizzata fortemente legata alla chiusura o meno del passaggio a livello. Il controllo si definisce *a selezione di piano*: è un controllo a tempi fissi che prevede l'utilizzo di più piani semaforici aventi parametri diversi (durata del ciclo e tempi di verde); la selezione dei piani viene effettuata mediante un segnale prodotto da un contatto ferroviario.

Vediamo di descrivere più precisamente la condizione in esame: la regolazione analizzata è costituita da un **piano semaforico principale** con fasi e tempi prefissati. La variazione ad un diverso piano avviene per effetto del segnale prodotto da un dispositivo (*contatto ferroviario*) attivato dai treni che si apprestano a superare la zona del passaggio a livello; ossia all'avvicinarsi di un convoglio, il contatto che induce la chiusura delle sbarre del passaggio a livello essendo collegato anche all'impianto di regolazione semaforica fa scattare quest'ultimo al piano semaforico alternativo.

Così si passa ad una regolazione secondo un **piano semaforico alternativo**, che rimarrà in funzione per l'intero periodo in cui le sbarre del passaggio a livello restano abbassate. Durante questo piano semaforico, che nasce dall'esigenza di bloccare le correnti veicolari in conflitto con il passaggio a livello, la regolazione provvede ad escludere tutte le manovre coinvolte; è ovvio che questo si rende necessario, altrimenti ci sarebbe il rischio di code veicolari, in attesa dell'apertura delle sbarre, che potrebbero raggiungere l'area di manovra del nodo, con tutti i rischi connessi che ne nascerebbero.

Facendo riferimento allo schema di figura 2-4 (pag. 43), per il tempo in cui è in atto questo piano semaforico, le correnti che da EB svoltano a sinistra riceveranno sempre segnale di rosso e quindi si accumuleranno nella corsia a loro riservata. Per le altre due correnti interessate, cioè quella che da WB svolta a destra e quella che da NB prosegue diritto, un segnale di giallo lampeggiante indicherà che tali manovre sono temporaneamente impedite; è chiaro che queste correnti non avendo la possibilità di attendere in una corsia di accumulo, sono costrette a variare i loro percorsi.

Per tener conto di questa particolarità nell'analisi operativa eseguita, abbiamo ipotizzato che il volume di veicoli interessati da tale impedimento si aggiungano ai percorsi alternativi possibili, dividendoli in parti uguali: i flussi provenienti da WB che compiono manovra di svolta a destra, si aggiungono a quelli di attraversamento; quelli che da NB vorrebbero attraversare l'incrocio si suddividono in parti uguali fra svolte a destra e sinistra.

Dopo avere descritto il tipo di controllo attualmente in uso, passiamo alla definizione della fasatura e dei relativi tempi. È previsto, in entrambi i piani esistenti, l'alternarsi di tre fasi descritte dagli schemi seguenti, dove con le frecce si sono indicate le correnti veicolari, mentre con i tratti si rappresentano i flussi di attraversamento pedonale (fig. 2-7).

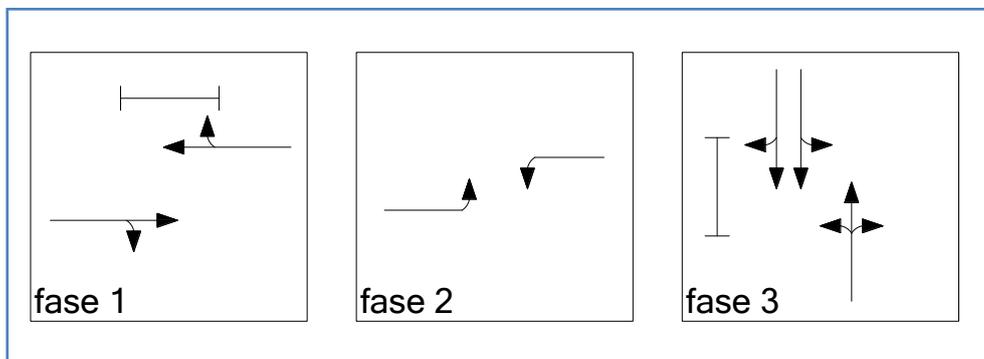


Fig. 2-7 Schema delle fasi.

In particolare:

- **FASE 1** i flussi veicolari in movimento sono quelli sulla statale “Adriatica” che compiono manovra di attraversamento e di svolta a destra; i flussi pedonali sono quelli che attraversano via L. Ariosto;

- **FASE 2** è la fase di svolta a sinistra protetta dei flussi veicolari che percorrono la SS16 e che proseguono una su via L. Ariosto e l'altra verso la SP424;

- **FASE 3** Si ha il via libera per tutte le correnti rimanenti, ossia quella dalla provinciale “Cesanense” e quella da via L. Ariosto e che compiono tutte le manovre possibili; i flussi pedonali che si muovono sono quelli che attraversano la statale “Adriatica”.

L'organizzazione più dettagliata della fasatura si ricava dagli schemi delle figure 2-9 *a, b* che riportano i tempi di tutte le fasi che compongono il ciclo, riferiti alle diverse manovre. In esso si farà riferimento alle lanterne dell'impianto denominate secondo le sigle riportate nello schema seguente.

Come si può notare dalla figura 2-8 le lanterne sono state denominate con numeri progressivi; quelle che si riferiscono agli attraversamenti pedonali riportano lo stesso numero di quelle veicolari installate sul medesimo palo a cui si aggiunge la lettera “p”.

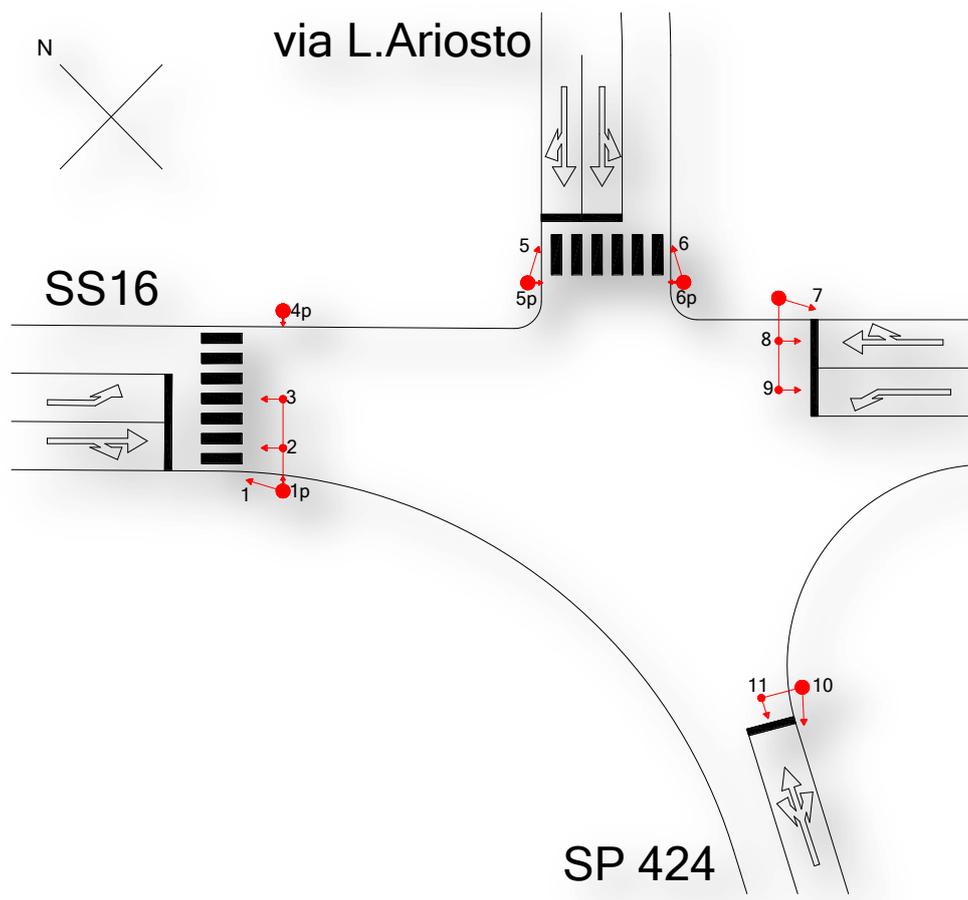


Fig. 2-8 Schema delle paline semaforiche.

O/D	Paline	Fase1		Fase 2		Fase 3	
EB/T,R	1-2	■		■		■	
EB/L	3	■		■		■	
SB/L,T,R	5-6	■		■		■	
WB/T,R	7-8	■		■		■	
WB/L	9	■		■		■	
NB/L,T,R	10-11	■		■		■	
NB-SB(p)	1p-4p	■		■		■	
EB-WB(p)	5p-6p	■		■		■	
		56	4	4	22	4	4

Fig. 2-9 (a) Durata delle fasi: piano principale

O/D	Paline	Fase1		Fase 2		Fase 3	
EB/T,R	1-2	■		■		■	
EB/L	3	■		■		■	
SB/L,T,R	5-6	■		■		■	
WB/T,R	7-8	solo per manovra di attraversamento		■		■	
WB/L	9	■		■		■	
NB/L,T,R	10-11	■		■		solo per man. di svolta	
NB-SB(p)	1p-4p	■		■		■	
EB-WB(p)	5p-6p	■		■		■	
		56	4	4	10	4	4

Fig. 2-9 (b) Durata delle fasi: piano alternativo

I due piani di fasatura descritti presentano ovviamente tempi di ciclo differenti che assumono valori pari a:

- PIANO PRINCIPALE C = 145 sec
- PIANO ALTERNATIVO C = 110 sec

2.3. Analisi operativa

In questa fase del lavoro si concentrano tutte le restanti che completano il processo di determinazione del LOS, come è già stato schematicamente mostrato in figura 2-2 (pag. 41).

I dati fin qui esposti saranno elaborati tramite il software HCS¹². Questo è un programma dedicato alla verifica di intersezioni, o di particolari tratti di strada, mediante il calcolo dei principali indicatori di performance per l'elemento in analisi; per fare questo il software implementa le procedure definite dal manuale HCM. La parte del software dedicata alle intersezioni semaforizzate (*signals*) consente, dopo avere inserito una serie di dati relativi all'intersezione, di calcolare il livello di servizio, sia quello relativo ad ogni accesso che quello complessivo dell'intersezione.

I primi dati da inserire sono quelli relativi alla geometria dell'intersezione e ai volumi di traffico presenti; si procede poi inserendo gli altri dati richiesti, tra i quali c'è anche la fasatura dell'impianto. Una volta inseriti tutti i parametri, il programma fornisce come output una serie di tabelle (*report*) contenenti tutti i dati dell'indagine, sia quelli inseriti che quelli calcolati dal software stesso, i quali definiscono completamente l'intersezione in esame. In particolare vengono forniti il ritardo medio del nodo e il relativo livello di servizio.

Prima di elencare i risultati ottenuti dal software HCS, precisiamo che il valore dei tassi di flusso considerati sono quelli relativi all'8° quarto d'ora monitorato (Tab. 2-I pag.49). La scelta è ricaduta su questo periodo perché quello che presenta un flusso totale più elevato, pari a 2356 veic/h.

Rimandando all'appendice A per il *report* completo ottenuto dal programma, si espongono di seguito i principali valori calcolati, che descrivono sinteticamente il procedimento di valutazione del LOS, rispetto ai piani semaforici descritti in precedenza.

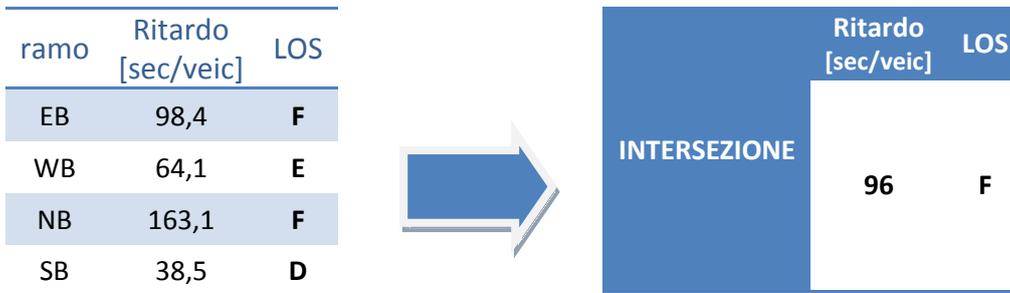
¹² HCS - Highway Capacity Software

➤ Analisi del piano semaforico principale

Una volta definiti i Gruppi di Corsie (GdC¹³) si passa alla determinazione dei flussi di saturazione [S], grazie ai quali è possibile determinare il valore della capacità [c] di ogni GdC; ora il rapporto v/c permette di trovare il grado di saturazione [x] da utilizzare nelle formule per il ritardo [d]. Dal valore del ritardo medio si valuta il livello di servizio di ogni GdC.

origine	manovra	GdC	tassi di flusso [veic/h]	flussi di saturazione [veic/h]	capacità [veic/h]	Grado di saturazione	ritardo [sec/veic]	LOS
EB	L	1	44	1805	274	0,16	54,7	D
EB	TR	2	768	1845	713	1,08	100,9	F
WB	L	3	252	1805	274	0,92	97,7	F
WB	TR	4	596	1885	728	0,82	49,9	D
NB	LTR	5	524	1468	435	1,20	163,1	F
SB	LTR	6	172	3003	891	0,19	38,5	D

La determinazione dei ritardi per ogni accesso si realizza calcolando la media pesata, rispetto ai volumi, dei ritardi dei corrispondenti GdC; allo stesso modo si determina il ritardo dell'intersezione.



¹³ GdC – Gruppo di Corsie: insieme delle corsie di accesso al nodo, a servizio di una o più correnti che si muovono contemporaneamente

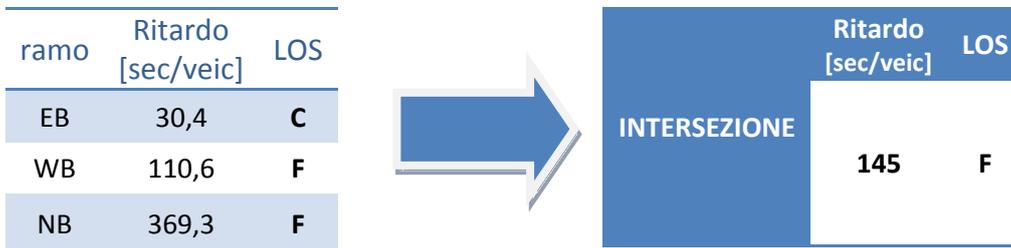
➤ Analisi del piano semaforico alternativo

Eseguiamo la stessa procedura, considerando i tempi che compongono il ciclo ridotto.

Inoltre, come spiegato in precedenza, distribuiamo i volumi di traffico delle correnti interessate dalle manovre bloccate, sulle manovre alternative possibili:

- Sul ramo WB i veicoli che vorrebbero svoltare a destra si aggiungono a quelli che compiono manovra di attraversamento;
- Sul ramo NB i veicoli che vorrebbero attraversare l'incrocio si suddividono fra le manovre di svolta a destra e svolta a sinistra.

origine	manovra	GdC	tassi di flusso [veic/h]	flussi di saturazione [veic/h]	capacità [veic/h]	Grado di saturazione	ritardo [sec/veic]	LOS
EB	TR	2	768	1851	942	0,82	30,4	C
WB	L	3	252	1805	164	1,54	319,6	F
WB	T	4	596	1900	967	0,62	22,3	C
NB	LR	5	524	1704	310	1,69	369,3	F



Come è facile intuire dai risultati ottenuti, le prestazioni attuali dell'intersezione si presentano con un livello di servizio inaccettabile.

Questo dato conferma quello che in realtà era facile prevedere e cioè che l'intersezione subisce frequenti momenti di congestione che producono elevati ritardi, soprattutto per le correnti veicolari con maggior flusso.

3. Proposta di intervento a breve termine: miglioramento della regolazione semaforica

3.1. Premessa

Dall'analisi operativa dello scenario attuale deriva la necessità di un miglioramento delle condizioni di smaltimento dei flussi. Infatti i livelli di servizio ottenuti descrivono una condizione critica delle correnti veicolari coinvolte che subiscono frequenti momenti di congestione, con i relativi disagi connessi per gli utenti.

L'obiettivo di miglioramento della funzionalità dell'intersezione, si ricerca mediante una ottimizzazione del ciclo semaforico. Questo è stato scelto come intervento primario, per il suo minor impatto dal punto di vista economico, dato che non richiede alcun cambiamento infrastrutturale.

Il processo di ottimizzazione è stato svolto seguendo la procedura dettata dal manuale HCM.

Per primo si è cercato di perfezionare la fasatura esistente, modificando solo i tempi che compongono il ciclo. In un secondo momento si è proposto un nuovo piano di fasatura, cioè si è svolta una progettazione vera e propria della regolazione semaforica.

3.2. Ottimizzazione della fasatura attuale e relativa valutazione

Seguendo la procedura proposta dall’HCM per l’ottimizzazione del ciclo, si sono ricavati i nuovi tempi di verde da attribuire alle correnti che giungono al nodo in esame dai vari rami.

Il tipo di regolazione resta lo stesso descritto in precedenza, quindi si considerano sempre due piani semaforici, agenti a passaggio a livello aperto e chiuso.

3.2.1. Attribuzione del verde alle fasi esistenti

La nuova proposta di suddivisione del ciclo è schematizzata nelle figure seguenti (fig. 3-1 *a, b*), dove si fa riferimento allo schema delle paline semaforiche già mostrato a pagina 55 (fig. 2-8).

Per quanto riguarda il **nuovo ciclo semaforico principale**, le differenze da quello esistente sono minime:

- ✓ si sono diminuiti i *tempi persi*, dovuti agli intervalli di cambio [*T*] che caratterizzano il passaggio da una fase all’altra, riducendoli da 8 a 6 secondi;
- ✓ si sono attuate piccole modifiche ai tempi di verde;
- ✓ si è ridotta la durata del ciclo che da 145 a 130 secondi.

O/D	Paline	Fase1		Fase 2		Fase 3	
EB/T,R	1-2	■		■		■	
EB/L	3	■		■		■	
SB/L,T,R	5-6	■		■		■	
WB/T,R	7-8	■		■		■	
WB/L	9	■		■		■	
NB/L,T,R	10-11	■		■		■	
NB-SB(p)	1p-4p	■		■		■	
EB-WB(p)	5p-6p	■		■		■	
		54	5	19	5	39	5
			1		1		1

Fig. 3-1 (a) Durata delle fasi: nuovo piano semaforico principale

Il piano semaforico **alternativo**, che si attiva alla chiusura del passaggio a livello, è organizzato secondo lo schema seguente.

O/D	Paline	Fase1		Fase 2		Fase 3	
EB/T,R	1-2	■		■		■	
EB/L	3	■		■		■	
SB/L,T,R	5-6	■		■		■	
WB/T,R	7-8	solo man. di attraversamento		■		■	
WB/L	9	■		■		■	
NB/L,T,R	10-11	■		■		solo man. di svolta	
NB-SB(p)	1p-4p	■		■		■	
EB-WB(p)	5p-6p	■		■		■	
		54	5	19	5	39	5
			1		1		1

Fig. 3-1 (b) Durata delle fasi: piano semaforico alternativo

In definitiva non si ha alcuna differenza relativamente ai tempi del piano semaforico base, l'unica differenza è rappresentata dal bloccaggio delle correnti in conflitto con la linea ferroviaria, per gli stessi motivi descritti al capitolo 2.

3.2.2. Valutazione dei piani semaforici

➤ Analisi del piano semaforico principale

origine	manovra	GdC	tassi di flusso [veic/h]	flussi di saturazione [veic/h]	capacità [veic/h]	Grado di saturazione	ritardo [sec/veic]	LOS
EB	L	1	44	1805	264	0,17	49,9	D
EB	TR	2	768	1845	766	1,00	71,2	E
WB	L	3	252	1805	264	0,95	99,9	F
WB	TR	4	596	1885	783	0,76	39,4	D
NB	LTR	5	524	1417	425	1,23	169,3	F
SB	LTR	6	172	3006	902	0,19	34,3	C

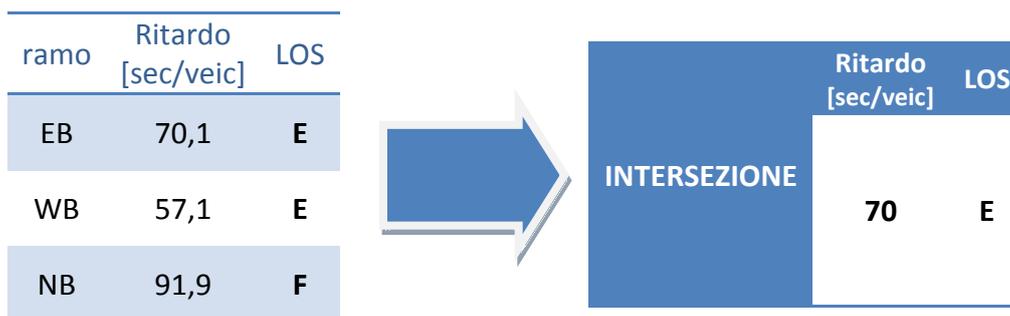
ramo	Ritardo [sec/veic]	LOS
EB	70,0	E
WB	57,4	E
NB	169,3	F
SB	34,3	C



INTERSEZIONE		Ritardo [sec/veic]	LOS
		85	F

➤ Analisi del piano semaforico alternativo

origine	manovra	GdC	tassi di flusso [veic/h]	flussi di saturazione [veic/h]	capacità [veic/h]	Grado di saturazione	ritardo [sec/veic]	LOS
EB	TR	2	768	1851	769	1,00	70,1	E
WB	L	3	252	1805	264	0,95	99,9	F
WB	T	4	596	1900	789	0,76	39,0	D
NB	LR	5	524	1704	511	1,03	91,9	F



Dai risultati ottenuti si evince che le modifiche apportate al ciclo semaforico hanno contribuito ad un modesto miglioramento delle condizioni di deflusso. Il livello di servizio raggiunto resta insufficiente, per cui si prosegue il lavoro cercando ulteriori ipotesi di miglioramento.

3.3. Progettazione nuovo ciclo semaforico

Il progetto di un nuovo ciclo semaforico consiste in una sua ripartizione per fasi, da definirsi in base al valore dei flussi in approccio e alle caratteristiche geometriche e dimensionali del nodo, al fine di ottenere un dato livello di servizio.

Le caratteristiche del nodo in esame non lasciano molta libertà alla progettazione di una fasatura ideale che potrebbe ridurre i ritardi ai vari rami:

- ✓ la presenza del passaggio a livello a poca distanza dall'incrocio, rende necessaria la costituzione di due piani semaforici da attuarsi alternativamente, come avviene già allo stato attuale;
- ✓ gli elevati flussi provenienti dal ramo WB che svoltano a sinistra obbligano, per motivi di sicurezza, a mantenere una fase protetta per tale manovra;
- ✓ l'unica corsia presente sul ramo NB non permette di suddividere le manovre di questa corrente, come richiederebbe l'elevato flusso presente.

3.3.1. Il nuovo piano di fasatura

Con l'obiettivo di migliorare le performance dell'intersezione, e tenendo presenti le limitazioni sopra espone, si è cercato di realizzare un piano di fasatura ideale che sia in grado di minimizzare il ritardo medio a veicolo. Lo schema delle fasi (Fig. 3-2) mostra le scelte effettuate.

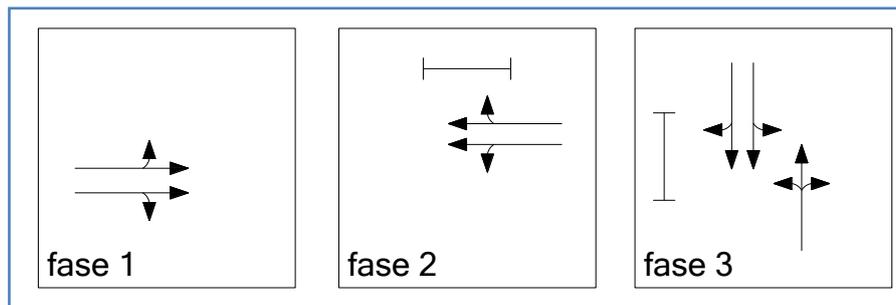
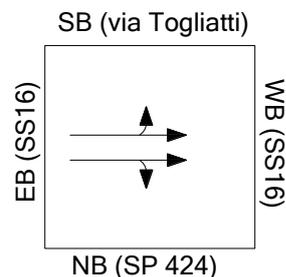


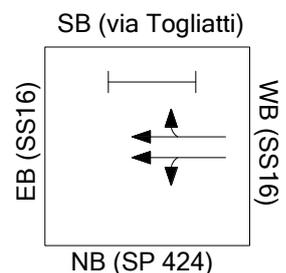
Fig. 3-2 Schema delle fasi.

In particolare:

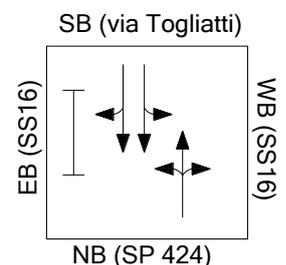
- **FASE 1** i flussi veicolari in movimento sono quelli provenienti dalla statale “Adriatica” (ramo EB) che compiono tutte le manovre possibili; le due corsie presenti vengono utilizzate in modo condiviso dalle correnti che attraversano e che svoltano rispettivamente a sinistra e destra; i pedoni restano tutti fermi;



- **FASE 2** in questa fase si ha il via libera per le correnti che percorrono la statale “Adriatica”, provenienti dal ramo WB; queste hanno la facoltà di compiere tutte le manovre possibili contemporaneamente; le due corsie presenti verranno condivise fra le correnti che attraversano e quelle che svoltano rispettivamente a sinistra e destra; i flussi pedonali in movimento sono quelli che attraversano il ramo SB;



- **FASE 3** durante questa fase il segnale di verde è per tutte le correnti che restano, cioè quelle provenienti dalla provinciale “Cesanense” (NB) e quelle dal ramo opposto (SB); i flussi pedonali con via libera sono quelli che attraversano il ramo EB.



3.3.2. Attribuzione del verde

Si considerano sempre due piani semaforici che vengono gestiti in funzione della chiusura del passaggio a livello. Ossia come nelle condizioni attuali un **piano semaforico principale** da rendere operativo quando le sbarre rimangono alzate (fig. 3-3), ed un **piano semaforico alternativo** che si instaura al momento della chiusura del passaggio a livello e rimane attivo fino alla riapertura delle sbarre (fig. 3-4).

I dispositivi che gestiscono tale funzionamento sono uguali a quelli attualmente in uso: un *contatto ferroviario* che, all'approssimarsi dei convogli alla zona del passaggio a livello, comanda la chiusura delle sbarre e il contemporaneo passaggio al piano semaforico alternativo.

- **Piano semaforico principale**

La suddivisione del ciclo è rappresentata dallo schema seguente; si fa sempre riferimento alla denominazione delle paline semaforiche viste a pagina 55 (fig. 2-8):

O/D	Paline	Fase 1			Fase 2			Fase 3		
EB/L,T,R	1-2-3									
SB/L,T,R	5-6									
WB/L,T,R	7-8-9									
NB/L,T,R	10-11									
NB-SB(p)	1p-4p									
EB-WB(p)	5p-6p									
		25	5	1	25	5	1	35	5	1

Fig. 3-3 Durata delle fasi: piano semaforico principale della nuova fasatura.

Il ciclo [C], dato dalla somma dei tempi di fase, ha una durata di **103 sec.**

Se confrontato con quello esistente sono chiare le modifiche apportate alla sua struttura:

- ✓ nel complesso è stata ridotta la sua durata di ben 42 sec;
- ✓ si è attribuito un tempo di verde più ampio alla terza fase, in quanto è quella che presenta maggior grado di saturazione, visti i suoi flussi elevati e l'unica corsia di approccio di cui è caratterizzata;
- ✓ si son ridotti i tempi persi fra le fasi stabilendo intervalli di cambio [I] più brevi.

▪ **Piano semaforico alternativo**

O/D	Paline	Fase1			Fase 2			Fase 3		
EB/L,TR	1-2-3	solo per attraversamenti								
SB/L,TR	5-6									
WBL,TR	7-8-9				solo per attraversamenti					
NBL,TR	10-11							solo per svolte a dx e sx		
NB-SB(p)	1p-4p									
EB-WB(p)	5p-6p									
		22	5	1	23	5	1	30	5	1

Fig. 3-4 Durata delle fasi: piano semaforico alternativo della nuova fasatura.

Confrontato con il piano principale, presenta delle piccole differenze nei tempi di verde, ma soprattutto impedisce le manovre in conflitto con il passaggio a livello, come per il ciclo esistente.

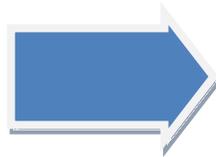
3.3.3. Valutazione del LOS

Rimandando all'appendice A per la completa descrizione dei valori ottenuti mediante il software HCS, si riportano di seguito le tabelle che riassumono i risultati raggiunti.

➤ Analisi del piano semaforico principale

origine	manovra	GdC	tassi di flusso [veic/h]	flussi di saturazione [veic/h]	capacità [veic/h]	Grado di saturazione	ritardo [sec/veic]	LOS
EB	LTR	1	812	3509	852	0,95	59,8	E
WB	LTR	2	848	3542	860	0,99	66,3	E
NB	LTR	3	524	1490	506	1,04	83,5	F
SB	LTR	4	172	3031	1030	0,17	24,1	C

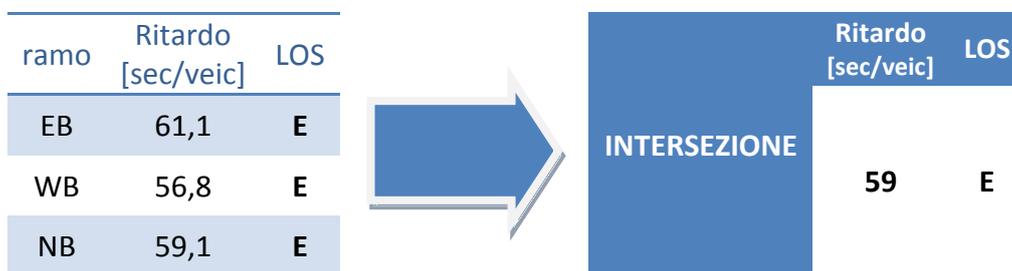
ramo	Ritardo [sec/veic]	LOS
EB	59,8	E
WB	66,3	E
NB	83,5	F
SB	24,1	C



INTERSEZIONE		Ritardo [sec/veic]	LOS
		65	E

➤ *Analisi del piano semaforico alternativo*

origine	manovra	GdC	tassi di flusso [veic/h]	flussi di saturazione [veic/h]	capacità [veic/h]	Grado di saturazione	ritardo [sec/veic]	LOS
EB	TR	1	812	3519	832	0,98	61,1	E
WB	LT	2	848	3565	882	0,96	56,8	E
NB	LR	3	524	1704	550	0,95	59,1	E



3.4. Risultati conseguiti

Se confrontiamo i risultati ottenuti finora si può constatare un buon miglioramento del servizio, infatti rispetto alle condizioni di funzionamento attuali le attese in coda degli utenti sono diminuite in entrambe le soluzioni proposte.

Ma se con la soluzione che prevede la sola ottimizzazione della fasatura attualmente in uso si ha la riduzione dei ritardi su quasi tutti i rami, con la seconda proposta, che realizza la progettazione completa della regolazione semaforica definendo anche nuove fasi, oltre a ridurre ulteriormente i tempi di attesa per veicolo, si realizza anche un equilibrio fra i ritardi relativi ad ogni ramo.

Per avere una indicazione di massima che possa rappresentare questi risultati, calcoliamo per ogni braccio la media fra i ritardi ottenuti nei due piani semaforici considerati.

I valori che si ottengono sono rappresentati nel grafico di figura 3-5.

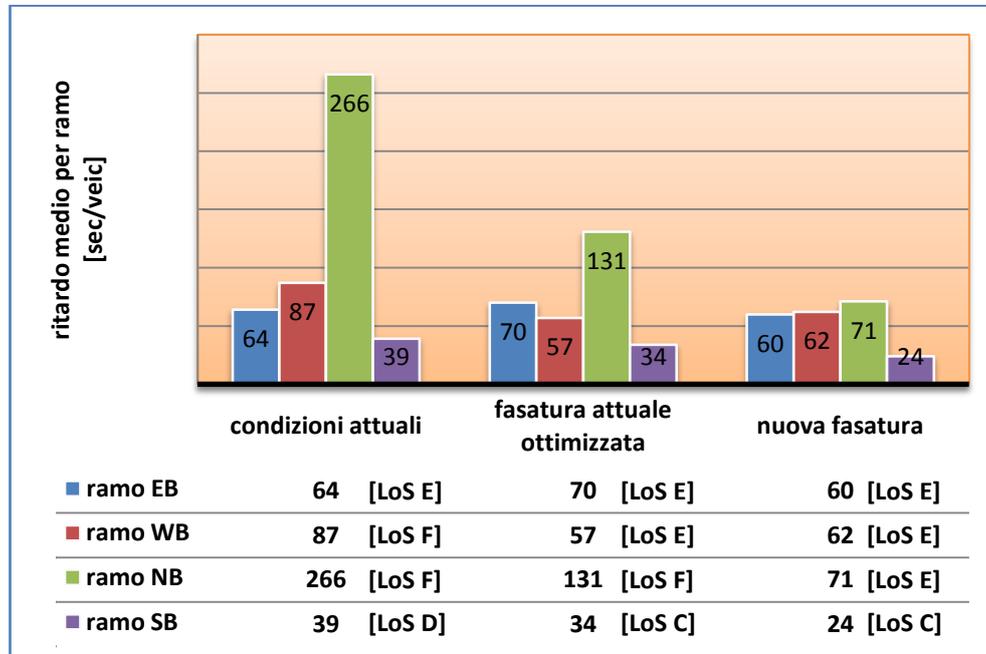


Fig. 3-5 Grafico che rappresenta i ritardi medi su ogni approccio, nelle tre condizioni viste finora.

Come è facile intuire, oltre ad avere raggiunto un netto miglioramento dal punto di vista del ritardo, la seconda proposta realizza anche un certo equilibrio fra i ritardi relativi ai rami con maggior volume veicolare. Questa situazione risulta più soddisfacente di quella conseguita con la sola ottimizzazione della fasatura attuale.

Inoltre si tenga presente che entrambe le soluzioni possono definirsi a “breve termine” visto che richiedono solo un lavoro sulla gestione della regolazione, senza intervenire sulle infrastrutture esistenti e sulla rete stradale.

Vediamo ora le proposte a “medio termine” realizzate.

4. Proposta di intervento a medio termine: nuova configurazione della rete stradale

4.1. Premessa

I risultati ottenuti attraverso gli interventi sulla regolazione semaforica, descritti nel capitolo precedente, possono definirsi soddisfacenti se si considera che non richiedono grossi sacrifici economici.

È chiaro però che un **livello di servizio E**, come quello ottenuto, non può essere considerato sufficiente a garantire buone condizioni di deflusso. Ricordando la definizione delle categorie di LOS dettate dal manuale HCM, quella raggiunta viene descritta come al limite di accettabilità del ritardo, con una pessima progressione, una durata del ciclo al limite, ed elevati valori del grado di saturazione prossimi a 1; tutto ciò porta a verificarsi frequenti sovrasaturazioni.

Queste considerazioni ci hanno spinto verso la messa a punto di una nuova proposta di intervento che, a differenza delle precedenti, risulta di impatto maggiore. Ciò che viene sviluppato in questo capitolo è infatti la realizzazione di una nuova configurazione di rete, che ci permetta di sopprimere il ramo in conflitto con la linea ferroviaria e quindi progettare una regolazione semaforica più adeguata ai flussi esistenti.

Tale soluzione, oltre a permettere un miglioramento dal punto di vista funzionale, garantisce una maggiore sicurezza per gli utenti della strada, dettata dal fatto che viene eliminato il passaggio a livello, che porta con se una serie di pericoli che in questo modo vengono evitati.

4.2. Nuova configurazione di rete: utilizzo del sottovia

La scelta di eliminare il ramo interessato dal passaggio a livello, rende necessaria la costituzione di un percorso alternativo per quelle correnti veicolari che percorrevano nei due sensi il ramo ora escluso dall'intersezione.

Il ramo SB (via L. Ariosto) ora soppresso, collega la statale Adriatica alla zona marittima, quindi per tutti quei veicoli diretti o provenienti dalla zona mare deve essere ricercata una via di comunicazione diversa.

Come mostrato dalla figura 4-1, è presente nelle vicinanze dell'incrocio semaforico un sottovia che potrebbe soddisfare le nostre esigenze.



Fig. 4-1 Vista aerea dei due incroci interessati.

Il sottopassaggio si trova ad una distanza di circa 700 metri rispetto al nodo in esame, ed è lungo un breve tratto stradale (via Togliatti) che permette la connessione fra la statale Adriatica e la zona marittima. L'utilizzo di questo collegamento porta chiaramente ad un aumento dei flussi nell'intersezione a T presente fra la statale e via Togliatti.

Ipotizzeremo infatti che i flussi veicolari che utilizzavano il ramo SB dell'intersezione semaforica, vengano deviati verso questo nodo. Le due immagini di figura 4-2 mostrano la configurazione delle correnti, dopo la soppressione del ramo, nei due nodi esaminati.



Fig. 4-2 Configurazione delle correnti nei due nodi..

Nelle figure 4-3 e 4-4 mostriamo invece le modifiche apportate alla rete, rappresentando lo schema dei flussi nelle due situazioni, attuale e di nuova configurazione.

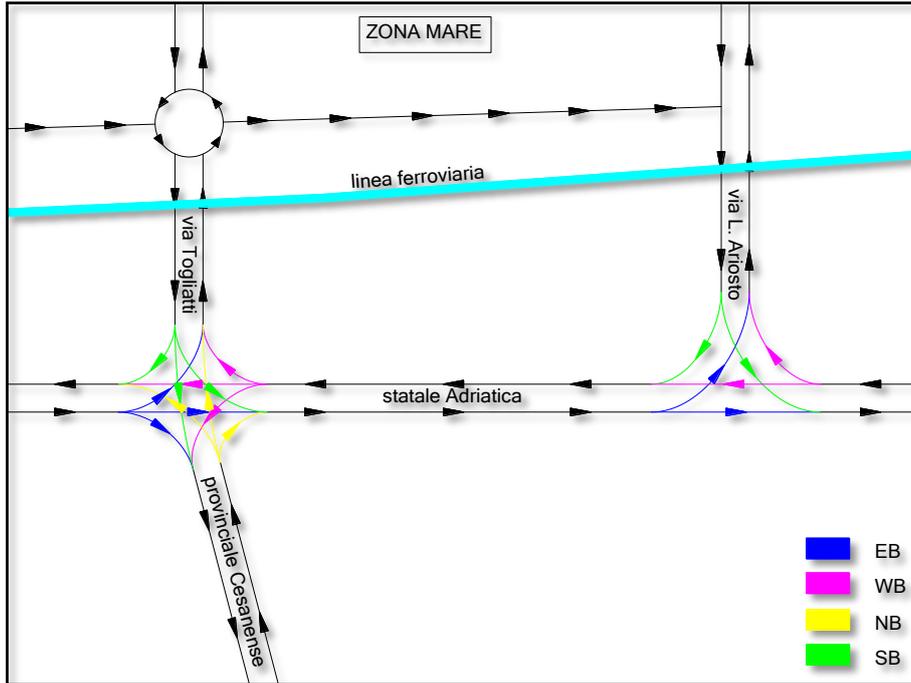


Fig. 4-3 Schema dei flussi attuale

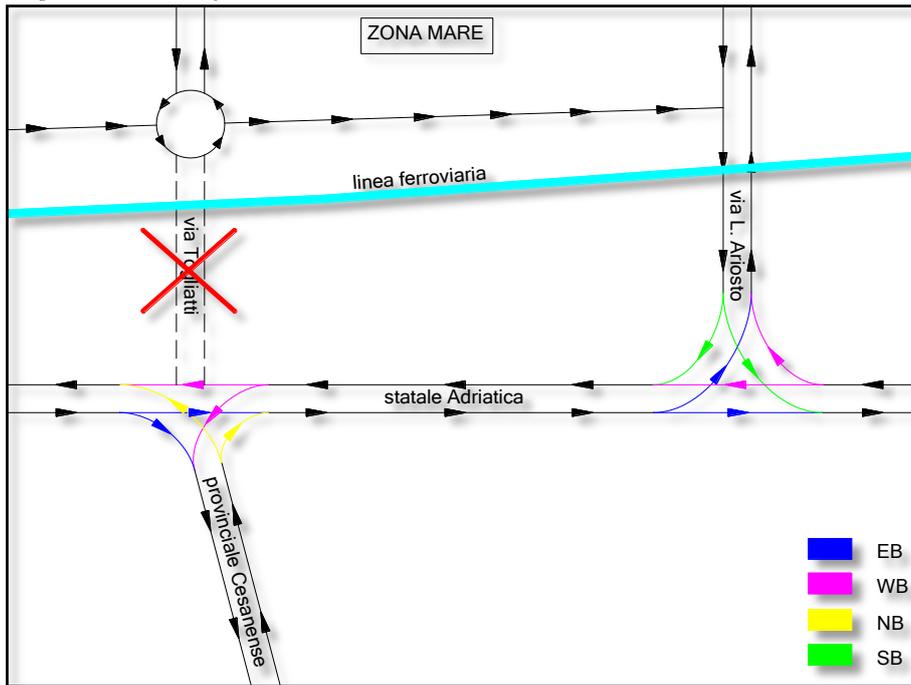


Fig. 4-4 Schema dei flussi nella nuova configurazione.

4.3.Scenario attuale all'incrocio del sottovia

Prima di procedere ad un'opportuna verifica dell'incrocio a T sotto volumi di traffico aumentati per la nuova configurazione di rete, concentriamo l'attenzione sulle condizioni attuali del suddetto nodo.

4.3.1. Condizioni di traffico

La conoscenza delle condizioni attuali di traffico rende necessario un monitoraggio dei flussi veicolari presenti in tale intersezione. Questi si sono sviluppati con lo stesso metodo utilizzato per l'incrocio semaforico visto nei capitoli precedenti: la tecnica si è basata su riprese video e successivo conteggio manuale dei flussi. Tenendo presente le considerazioni, già fatte al paragrafo 2.2.2 (pag. 46), sulle indicazioni a cui attenersi per realizzare un monitoraggio rappresentativo delle reali condizioni di traffico, le riprese si sono concentrate durante l'ora di punta del pomeriggio [18:30-19:30] di un giorno infrasettimanale [**giovedì 23 aprile**].

I risultati ottenuti dai rilevamenti sono stati aggregati nella tabella riportata di seguito (Tabella 4-A), dove i valori rappresentano tassi di flusso relativi al ramo ed alla manovra corrispondente.

Tabella 4-A Tassi di flusso attuali all'incrocio del sottovia.

		manovra effettuata		
		L	T	R
ramo d'origine	EB	97	807	-
	WB	-	767	89
	SB	90	-	81

La denominazione dei rami e delle svolte fa riferimento a quelle usate dall’HCM; per maggior chiarezza si riporta di seguito la rappresentazione dell’incrocio (Fig. 4-5), con i relativi flussi.

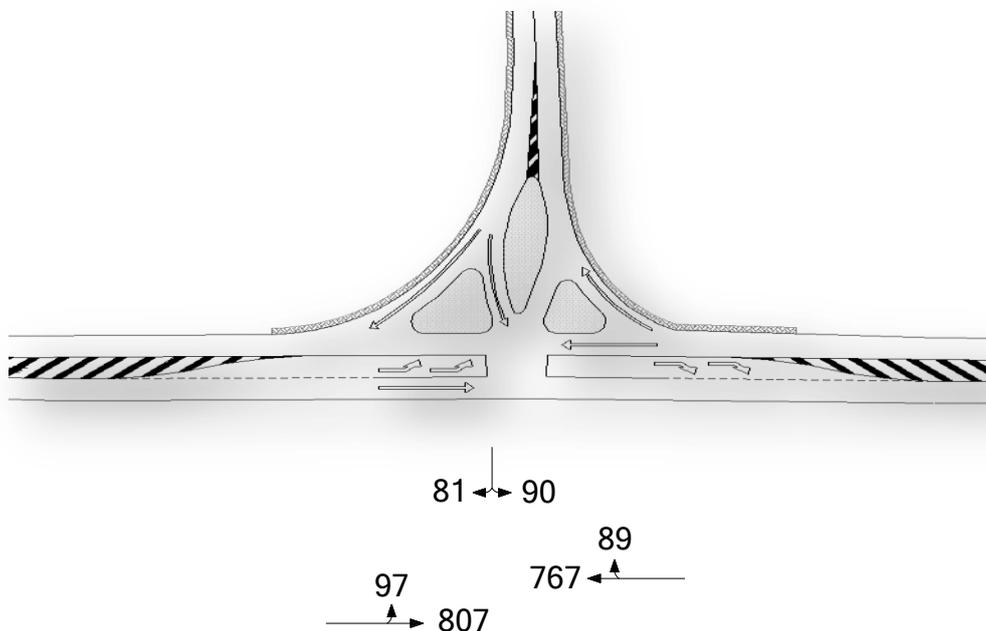


Fig. 4-5 Schema dei flussi attuali

4.3.2. Valutazione del Livello di Servizio

Le condizioni di deflusso dell’incrocio a T in esame sono state definite tramite l’elaborazione dei dati sviluppata con due software differenti, l’HCS già utilizzato in precedenza per l’intersezione semaforizzata e il SIDRA, di cui al paragrafo 1.5.3. sono state accennate alcune caratteristiche in riferimento al *Gap Acceptance Model* valido per le rotatorie, ma che in realtà nasce dallo studio delle intersezioni a precedenza come quella in esame.

➤ HCS

L'analisi fatta mediante questo programma viene riassunta dalla tabella seguente, dove si riportano i principali valori calcolati tramite l'elaborazione dei dati immessi.

origine	manovra	tassi di flusso [veic/h]	Capacità [veic/h]	grado di saturazione	Coda [veic]	Ritardo [sec/veic]	LOS
EB	L	97	793	0,12	0,42	10,2	B
EB	T	807	-	-	-	-	-
WB	T	767	-	-	-	-	-
WB	R	89	-	-	-	-	-
SB	L	90	252	0,36	1,55	27,0	D
SB	R	81	382	0,21	0,79	16,9	C

	ritardo [sec/veic]	LOS
INTERSEZIONE¹⁴	22,2	C

Come si può notare, per l'HCS, le condizioni attuali presentano un buon funzionamento, sia a livello di intersezione, sia considerando i ritardi corrispondenti alle manovre. Da questo punto di vista il programma non fornisce alcun valore relativo alle manovre con priorità maggiore, visto che queste, non avendo l'obbligo di dare precedenza, non presentano alcun ritardo: restano comunque determinanti per la valutazione del ritardo nelle correnti con minor priorità, essendo in conflitto con queste.

¹⁴ È da precisare che il ritardo che l'HCS attribuisce all'intersezione, in realtà, rappresenta il ritardo corrispondente all'approccio più sfavorevole, che ovviamente nel caso in esame è il ramo SB. Il valore è determinato come media pesata rispetto ai volumi del flusso.

➤ SIDRA

Sviluppiamo la stessa analisi tramite questo software e vediamo come variano i valori dei parametri descrittivi lo stato dell'intersezione.

origine	manovra	tassi di flusso [veic/h]	Capacità [veic/h]	grado di saturazione	Coda [veic]	Ritardo [sec/veic]	LOS
EB	L	97	644	0,15	0,7	6,6	B
EB	T	807	1950	0,41	0	0	A
WB	T	767	1738	0,44	0	0	A
WB	R	89	202	0,44	0	0	A
SB	L	90	90	1,00	11,1	174,2	F
SB	R	81	314	0,26	1,3	15,4	C

INTERSEZIONE	ritardo [sec/veic]	LOS
	9,1	B

I risultati differiscono non poco se confrontati con quelli ottenuti in precedenza. In particolare il valore che risalta maggiormente è il ritardo riferito alla manovra di svolta a sinistra dalla strada secondaria (SB [L]).

L'eccessiva sovrastima di tale ritardo probabilmente dipende dal fatto che il SIDRA non considera la presenza della corsia di attesa centrale. In questo modo i veicoli che dalla strada secondaria svoltano a sinistra, per poter eseguire la loro manovra, debbono attendere che si presenti un varco sufficiente tra i veicoli di entrambe le correnti della strada principale e contemporaneamente che non vi siano veicoli in sosta nella zona di accumulo. Ecco spiegato il perché di tale difformità fra i risultati ottenuti dai due software.

Per il *report* completo restituito dai programmi, si rimanda in appendice B.

4.4. Condizioni previste all'incrocio del sottovia

4.4.1. Definizione dei nuovi flussi

La rete stradale ipotizzata permette la soppressione del ramo in conflitto con la linea ferroviaria, presente nell'intersezione semaforica, quindi l'eliminazione del passaggio a livello. Questo, come è già stato anticipato, porta ad avere volumi di traffico differenti, rispetto alle condizioni attuali, sia per l'intersezione semaforizzata, sia per quella in corrispondenza del sottopassaggio regolata da precedenza, verso la quale si pensa di indirizzare i volumi che percorrevano il ramo soppresso.

I nuovi percorsi previsti (Fig. 4-4 pag. 75) rendono differente la distribuzione dei flussi veicolari, che quindi dovranno essere ridefiniti.

Nello schema seguente (Fig. 4-6) rappresentiamo lo schema dei flussi previsti, e relativi valori, dopo la soppressione del ramo SB dell'intersezione semaforizzata e l'attuazione della nuova configurazione di rete stradale.

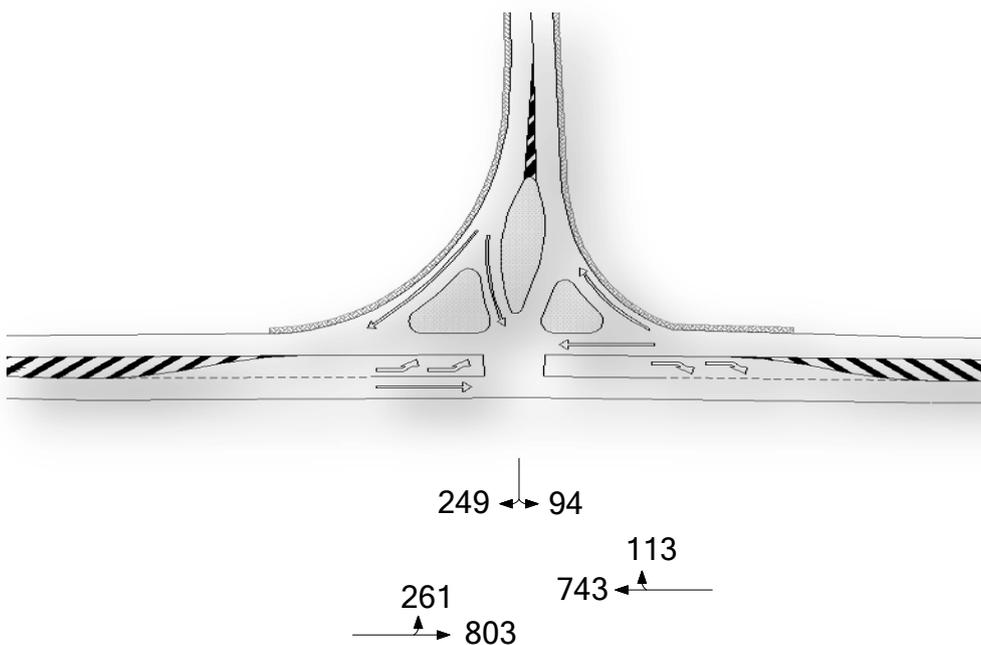


Fig. 4-6 Schema dei flussi previsti.

4.4.2. Valutazione del Livello di Servizio

Al paragrafo 4.3 abbiamo determinato le condizioni attuali dell'intersezione a T fra via Togliatti (sottopasso) e statale "Adriatica", constatando che questo possono ritenersi sufficientemente accettabili.

Nella nuova configurazione di rete però, tale incrocio, fungendo da collegamento alternativo fra zona mare e statale, subisce un notevole aumento dei flussi che lo rende suscettibile a peggioramenti dal punto di vista delle condizioni di deflusso.

Facendo riferimento alla definizione dei nuovi volumi veicolari, vista al paragrafo precedente (Fig. 4-6), forniremo una stima del livello di servizio che l'intersezione, nella geometria attuale, può garantire.

La procedura segue quella già svolta per definire le condizioni attuali e cioè tenendo in considerazione entrambi i software a nostra disposizione, HCS e SIDRA.

➤ HCS

origine	manovra	tassi di flusso [veic/h]	Capacità [veic/h]	grado di saturazione	Coda [veic]	Ritardo [sec/veic]	LOS
EB	L	261	793	0,33	1,44	11,8	B
EB	T	803	-	-	-	-	-
WB	T	743	-	-	-	-	-
WB	R	113	-	-	-	-	-
SB	L	94	151	0,62	3,36	61,8	F
SB	R	249	388	0,64	4,31	29,5	D

	ritardo [sec/veic]	LOS
INTERSEZIONE	38,3	E

➤ SIDRA

origine	manovra	tassi di flusso [veic/h]	Capacità [veic/h]	grado di saturazione	Coda [veic]	Ritardo [sec/veic]	LOS
EB	L	261	644	0,41	2,6	9,4	B
EB	T	803	1950	0,41	0	0	A
WB	T	743	1681	0,44	0	0	A
WB	R	113	256	0,44	0	0	A
SB	L	94	94	1,00	13,7	169,6	F
SB	R	249	300	0,83	5,3	23,2	D

	ritardo [sec/veic]	LOS
INTERSEZIONE	10,7	B

Esaminando i risultati ottenuti è evidente che ci siano delle differenze nelle procedure svolte dai due programmi.

Come abbiamo già accennato in precedenza, infatti, la peculiarità principale che distingue le due elaborazioni è il modo di considerare la svolta a sinistra dalla strada secondaria: mentre l'HCS considera tale manovra come se avvenisse in due stadi, partenza – svolta – arresto – ripartenza, il SIDRA non tenendo conto della fermata intermedia nella corsia di attesa centrale stima dei ritardi molto più considerevoli.

Un'altra particolarità è quella che riguarda i ritardi attribuiti all'intera intersezione: il primo considera l'approccio più sfavorevole come rappresentativo del nodo, mentre il secondo fa una media fra i ritardi di tutte le manovre; questo porta l'HCS, per assurdo, a fornire un ritardo di intersezione maggiore di quello calcolato dal SIDRA.

4.5. Studio di fattibilità dell'intersezione semaforizzata nella nuova configurazione

La predetta soppressione di un ramo confluyente nel nodo regolato da impianto semaforico, ci permette di pianificare una fasatura più adeguata alla geometria ed ai volumi di traffico che caricano questa intersezione.

Il fatto di eliminare alcune correnti che allo stato attuale defluiscono attraverso tale incrocio, dovrebbe portare ad una diminuzione del volume veicolare da gestire, in realtà il volume totale resta pressoché lo stesso passando dai 2356 [veic/h] a 2328 [veic/h]: ciò si spiega col fatto che gli unici veicoli che non attraversano più l'incrocio nella nuova configurazione, sono quelli che si spostavano dai rami SB verso WB e viceversa. Infatti per tutte le altre correnti si prevede comunque il passaggio attraverso il nodo: per esempio quei veicoli che da SB attraversavano l'incrocio ora saranno costretti a raggiungere il sottopassaggio di via Togliatti, svoltare a destra nell'intersezione a T, raggiungere l'incrocio semaforizzato dal ramo WB e qui compiere manovra di svolta a sinistra.

Questa riflessione serve a far capire che la scelta di escludere un ramo non è stata fatta con lo scopo di diminuire i flussi sull'intersezione, ma è indirizzata a migliorare il tipo di regolazione, che è ovviamente semplificata dalla presenza di un minor numero di correnti in gioco.

4.5.1. Definizione dei flussi

Avendo operato delle modifiche alla configurazione di rete stradale, come già ampiamente descritto a livello qualitativo, vediamo come variano i flussi quantitativamente, in modo da conoscere tutti i dati necessari alla messa a punto di una regolazione semaforica adeguata.

Lo schema dell'intersezione e i relativi flussi sono stati rappresentati nella figura seguente (Fig. 4-7).

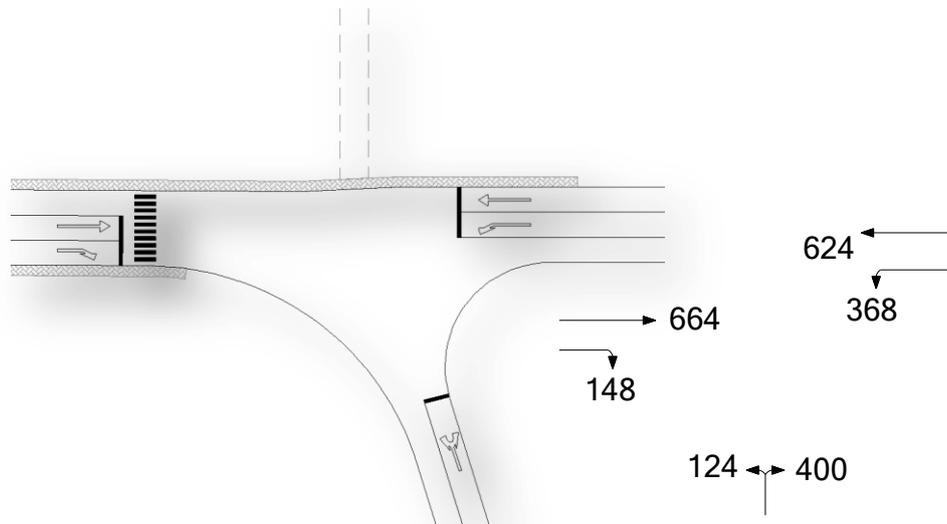


Fig. 4-7 Schema dell'intersezione e flussi relativi alle manovre

Vediamo ora come si sono operate le scelte riguardanti il piano di fasatura, l'attribuzione dei tempi di verde e la relativa analisi operativa.

4.5.2. Piano di fasatura

La suddivisione del ciclo, nelle fasi che lo compongono, è stata effettuata seguendo le prescrizioni dettate dal manuale HCM, secondo gli schemi riportati di seguito (Fig. 4-8).

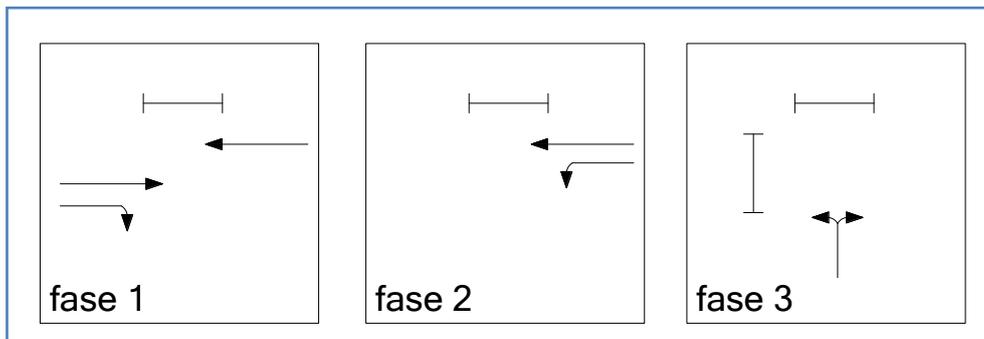
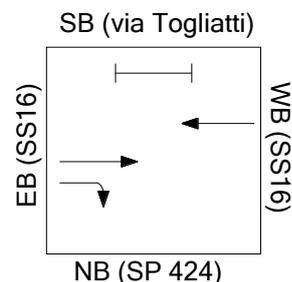


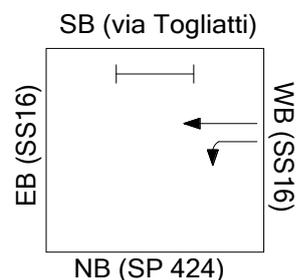
Fig. 4-8 Schema delle fasi.

In particolare¹⁵:

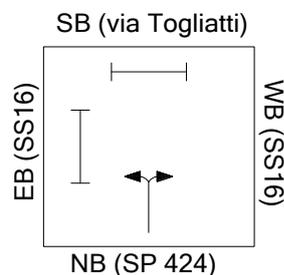
- **FASE 1** i flussi veicolari in movimento sono quelli sulla statale “Adriatica” che compiono manovra di attraversamento in entrambe le direzioni e quelli che da EB svoltano a destra;



- **FASE 2** in questa fase il segnale è disposto a verde per tutte le manovre riferite al ramo WB, quindi sia attraversamento che svolta a sinistra;



- **FASE 3** la terza ed ultima fase sarà favorevole alle correnti provenienti dalla provinciale “Cesanense” che compiono tutte le manovra possibili; si muovono anche i flussi pedonali che attraversano la statale “Adriatica” che hanno precedenza sulle svolte a sinistra dei veicoli.



¹⁵ Nello schema delle fasi sono stati indicati anche i flussi pedonali che attraversano il ramo ora soppresso, è chiaro che questi non essendo in conflitto con alcuna corrente, non influiscono sulla determinazione del LOS.

4.5.3. Attribuzione del verde alle fasi

Una organizzazione dettagliata della fasatura si ricava anche dagli schemi che seguono (Fig. 4-10) dove si indicano i tempi di tutte le fasi che compongono il ciclo. In esso si farà riferimento alle lanterne dell’impianto denominate secondo le sigle riportate in figura 4-9.

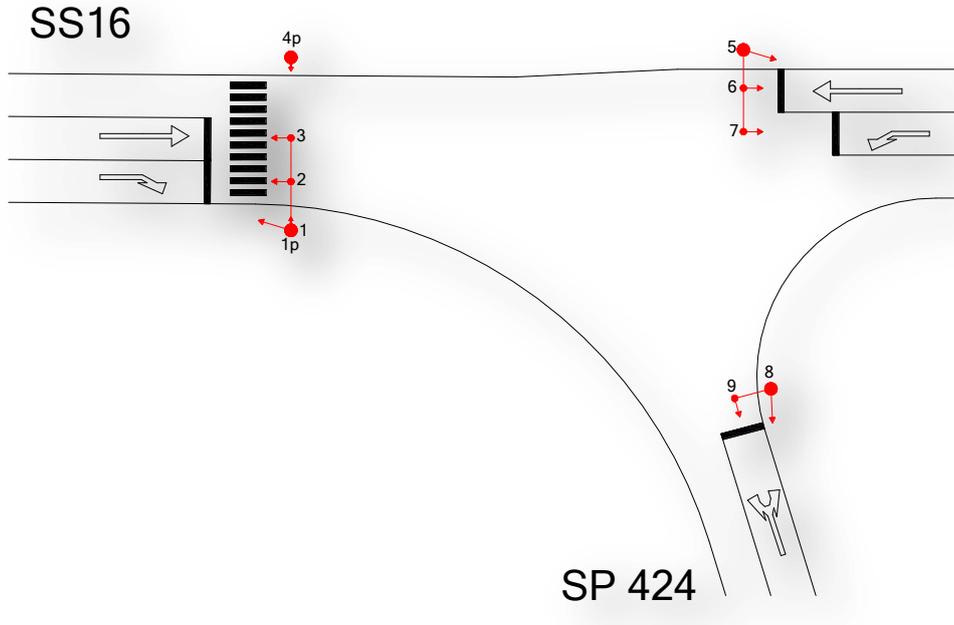


Fig. 4-9 Schema delle paline semaforiche

O/D	Paline	Fase 1			Fase 2			Fase 3		
EB/T,R	1-2-3	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red
WB/T	5-6	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red
WB/L	7	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red
NB/L,R	8-9	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red
NB-SB (p)	1p-4p	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red	Green	Yellow	Red
		26	5	1	23	5	1	33	5	1

Fig. 4-10 Durata delle fasi

Le corrente di attraversamento proveniente dal ramo WB ha via libera per due fasi consecutive, è quindi chiaro per essa il segnale di giallo non interviene alla fine della prima fase, ma solo al termine della seconda. Questa prerogativa permette di avere, per questa manovra, un tempo di verde che comprende anche i 6 secondi di intervallo di cambio previsti fra le fasi 1 e 2.

4.5.4. Valutazione del Livello di Servizio

Come già visto nei capitoli precedenti, anche in questo caso l'analisi dell'intersezione semaforica viene eseguita tramite il software HCS che permette una rapida valutazione delle condizioni di circolazione.

origine	manovra	GdC	tassi di flusso [veic/h]	flussi di saturazione [veic/h]	capacità [veic/h]	Grado di saturazione	ritardo [sec/veic]	LOS
EB	TR	1	812	3519	915	0,89	48,0	D
WB	L	2	368	1805	415	0,89	60,5	E
WB	T	3	624	1900	1045	0,60	17,6	B
NB	LR	4	524	1684	556	0,94	58,9	E

ramo	Ritardo [sec/veic]	LOS
EB	48,0	D
WB	33,5	C
NB	58,9	E



INTERSEZIONE		Ritardo [sec/veic]	LOS
		44	D

I valori riportati riassumono la procedura svolta dal programma e permettono di valutare le condizioni di circolazione raggiunte tramite la regolazione semaforica progettata.

Il *report* completo si trova in appendice A.

Le condizioni concretizzate tramite questa regolazione possono considerarsi accettabili, soprattutto se comparate a quelle attuali. Il miglioramento rispetto alla situazione odierna è evidente, basti pensare che il valore del ritardo medio per veicolo riferito all'intera intersezione passa da 96 a 44 secondi, con una riduzione percentuale del 54%. In questo raffronto poi non si è tenuto conto dei risultati ottenuti per il piano alternativo, che presenta ritardi ancora maggiori.

Per comprendere al meglio i progressi raggiunti, nello schema seguente mettiamo a confronto i ritardi relativi ai rami¹⁶, nelle due situazioni attuali e di nuova configurazione.

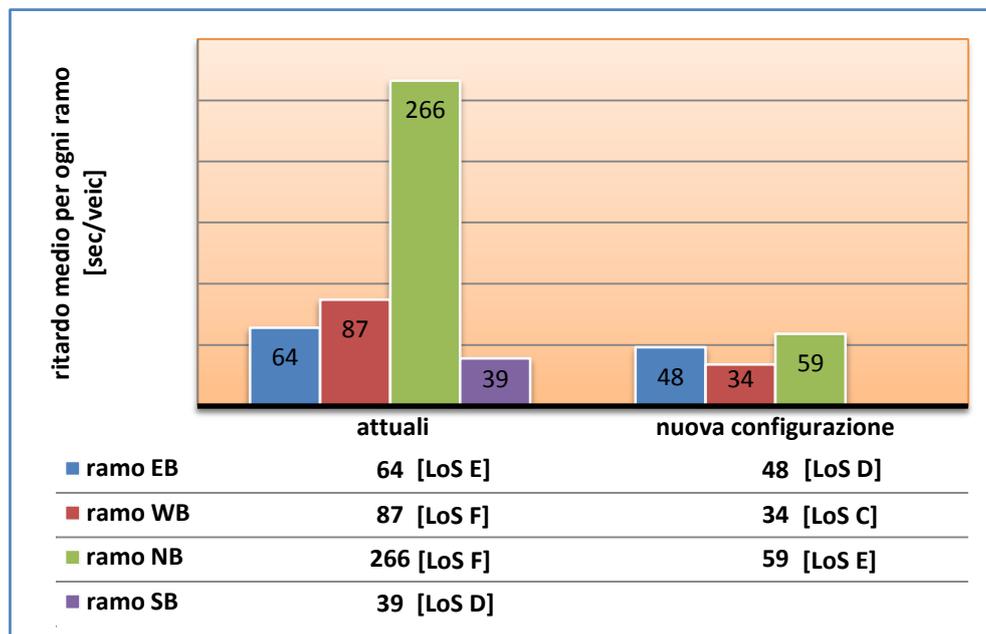


Fig. 4-11 Confronto fra i ritardi riferiti alle manovre, nelle situazioni attuale e di nuova configurazione

¹⁶ Per la situazione attuale il ritardo rappresentato è la media dei valori ottenuti per i due piani semaforici esistenti.

Conclusioni

L'obiettivo della ricerca è stato quello di valutare, in un primo momento, il livello di servizio di un'intersezione semaforizzata situata fra due importanti vie di comunicazione e, in un secondo momento, di studiare delle alternative progettuali che potessero migliorarne la viabilità.

La valutazione dello scenario attuale è stata preceduta da una serie di rilevamenti che hanno permesso di conoscere le condizioni geometriche, di traffico e di regolazione del nodo oggetto di studio. Dopo aver constatato che la situazione presenta delle condizioni inaccettabili, evidenziate dai risultati ottenuti tramite l'analisi operativa, si è cercato di ridurre i tempi di attesa delle correnti in gioco ipotizzando varie soluzioni.

Inizialmente ci si è limitati ad un miglioramento del ciclo semaforico, ma l'esistenza di una linea ferroviaria, che interseca in prossimità del nodo uno dei rami confluenti nell'incrocio, ha reso difficoltosa la realizzazione di una fasatura adeguata alle condizioni di traffico. In più il passaggio a livello, oltre ad essere vincolante dal punto di vista funzionale, rende l'intersezione piuttosto pericolosa: la ridotta distanza fra le sbarre del passaggio a livello e l'area di manovra dell'incrocio non permette ad un numero abbastanza elevato di veicoli di accodarsi senza arrecare disturbo a quelli che transitano verso altre direzioni, questo a discapito della sicurezza.

Proprio la presenza di questa peculiarità ci ha spinto a prospettare una sorta di riqualificazione dell'intersezione, proponendo la soppressione del ramo interessato dal passaggio a livello: la nuova geometria dell'intersezione permette di mantenere lo stesso tipo di regolazione del nodo, garantendo un livello di servizio migliore. Infatti, grazie alla riduzione dei bracci

confluenti, è stato possibile realizzare una regolazione semaforica che, a dispetto degli elevati flussi circolanti attraverso l'intersezione (2328 veic/h), mantiene un livello di servizio accettabile, comunque con tempi di attesa molto ridotti rispetto alla situazione attuale.

A questo punto si è reso necessario concepire un tragitto alternativo per quei veicoli che percorrevano il ramo ora escluso dall'intersezione: l'esistenza di un sottovia situato nelle vicinanze ha reso semplice la scelta del nuovo percorso. Si è così definita una configurazione di rete alternativa che ha reso indispensabile esplicitare i nuovi flussi esistenti e la successiva disamina dell'intersezione coinvolta dal suddetto percorso.

Con l'ausilio dei due software di maggior impiego nel campo della circolazione stradale, denominati HCS – *Highway Capacity Software* – e SIDRA – *Signalized/unsignalized Intersection Design and Research Aid* –, si sono valutate le condizioni operative dell'incrocio sia per volumi di traffico attuali, sia considerando l'aumento conseguente alla nuova configurazione ipotizzata. I risultati ottenuti hanno mostrato un peggioramento dal punto di vista dei ritardi, soprattutto per la corrente proveniente dal ramo secondario che si appresta a compiere manovra di svolta a sinistra: entrambe le procedure la classificano con un livello di servizio F.

In realtà le analisi operative eseguite tramite i due programmi suddetti presentano differenze notevoli, che lasciano non pochi dubbi sulla veridicità dei valori ottenuti. Una particolare difformità di giudizio riguarda proprio la manovra di svolta a sinistra dalla strada secondaria, cosiddetta *critica*, che il SIDRA valuta in maniera errata. Esso infatti non tiene conto della reale geometria dell'incrocio, caratterizzata dalla presenza di una corsia di attesa centrale che permette di realizzare tale manovra in due stadi.

Questo fa presumere che dovrebbe essere l'HCS a fornire i valori più attendibili.

In conclusione possiamo affermare che per l'intersezione semaforizzata, mediante le ipotesi proposte, si sono raggiunti buoni livelli di servizio. Già

con piccole modifiche del ciclo semaforico, mantenendo la configurazione attuale dell'incrocio, quindi con interventi ridotti anche dal punto di vista economico, si migliorano le caratteristiche di deflusso. Caratteristiche che vengono ottimizzate con le proposte di intervento *a medio termine* che prevedono una nuova configurazione della rete stradale.

Le scelte effettuate con quest'ultimo intervento però, incrementando i flussi su di una infrastruttura presente nelle vicinanze, ha portato questa ad un peggioramento del proprio servizio, che passa da un livello C ad un livello E.

Data quest'ultima constatazione si propone l'inserimento di una rotatoria, che per le sue caratteristiche fisiche e funzionali permetterebbe di migliorare le condizioni di deflusso.

Bibliografia

- ❖ PROF. ING. GIANNINO PRAITONI, *Dispense del corso di Teoria e Tecnica della Circolazione*, DISTART, Bologna;
- ❖ ESPOSITO T. – MAURO R., *Fondamenti di infrastrutture viarie - VOL.2 La progettazione funzionale delle strade*, Ed. HEVELIUS, Benevento;
- ❖ D. M. 19 APRILE 2006, *Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali*, GU n°170 24/07/2006;
- ❖ MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, *Sistemi di monitoraggio del traffico – Linee guida per la progettazione*;
- ❖ PROVINCIA DI PESARO E URBINO, *Analisi del Sistema dei trasporti*, 1997;
- ❖ AA. VV., *Highway Capacity Manual*, Ed. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 2000;
- ❖ SITI INTERNET:
 - www.trasporti.provincia.pu.it
 - www.stradelandia.it
 - www.comune.mondolfo.pu.it

Appendice A: report HCS

A.1 Stato attuale dell'intersezione semaforizzata

FULL REPORT												
General Information						Site Information						
Analyst	Cristian Camilloni					Intersection						
Agency or Co.						Area Type	All other areas					
Date Performed	12/05					Jurisdiction	Marotta-Mondolfo					
Time Period	0.25					Analysis Year	2009					
Intersection Geometry												
<p>Grade = 0 0 2 0</p> <p>Grade = 0</p> <p>Grade = 0</p> <p>Grade = 0</p> <p>Grade = 0</p>												
Volume and Timing Input												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume (vph)	44	620	148	252	572	24	124	120	280	4	116	52
% Heavy veh	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Actuated (P/A)	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
Startup lost time	2.0	2.0		2.0	2.0			2.0			2.0	
Ext. eff. green	2.0	2.0		2.0	2.0			2.0			2.0	
Arrival type	3	3		3	3			3			3	
Unit Extension	3.0	3.0		3.0	3.0			3.0			3.0	
Ped/Bike/RTOR Volume	0		0	38	0	0	0	0	0	36	0	0
Lane Width	3.6	3.6		3.6	3.6			3.6			3.0	
Parking (Y or N)	N		N	N		N	N		N	N		N
Parking/hr												
Bus stops/hr	0	0		0	0			0			0	
Ped timing	3.2			3.6			3.2			3.6		
	Thru & RT	Excl. Left	03	04	NS Perm	06	07	08				
Timing	G = 56.0	G = 22.0	G =	G =	G = 43.0	G =	G =	G =				
	Y = 80	Y = 80	Y =	Y =	Y = 80	Y =	Y =	Y =				
Duration of Analysis (hrs) = 0.25						Cycle Length C = 145.0						

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET												
General Information												
Project Description <i>Analisi piano semaforico principale</i>												
Volume Adjustment												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT									
Volume	44	620	148	252	572	24	124	120	280	4	116	52
PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Adj. Flow Rate	44	620	148	252	572	24	124	120	280	4	116	52
Lane Group	L	TR		L	TR			LTR			LTR	
Adj. flow rate	44	768		252	596			524			172	
Prop. LT or RT	0.000	--	0.193	0.000	--	0.040	0.237	--	0.534	0.023	--	0.302
Saturation Flow Rate												
Base satflow	1900	1900		1900	1900			1900			1900	
Num. of lanes	1	1	0	1	1	0	0	1	0	0	2	0
fW	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			0.933	
fHV	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fg	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fp	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fbb	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fa	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fLU	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			0.952	
fLT	0.950	1.000	--	0.950	1.000	--		0.842	--		0.949	--
Secondary fLT			--			--			--			--
fRT	--	0.971		--	0.994		--	0.928		--	0.955	
fLpb	1.000	1.000	--	1.000	1.000	--		0.989	--		1.000	--
fRpb	--	1.000		--	0.998		--	1.000		--	0.982	
Adj. satflow	1805	1845		1805	1885			1468			3003	
Sec. adj. satflow			--			--			--			--

CAPACITY AND LOS WORKSHEET											
General Information											
Project Description <i>Analisi piano semaforico principale</i>											
Capacity Analysis											
	EB		WB		NB		SB				
Lane group	L	TR	L	TR	LTR		LTR				
Adj. flow rate	44	768	252	596	524		172				
Satflow rate	1805	1845	1805	1885	1468		3003				
Lost time	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0		2.0				
Green ratio	0.15	0.39	0.15	0.39	0.30		0.30				
Lane group cap.	274	713	274	728	435		891				
w/c ratio	0.16	1.08	0.92	0.82	1.20		0.19				
Flow ratio	0.02	0.42	0.14	0.32	0.36		0.06				
Crit. lane group	N	Y	Y	N	Y		N				
Sum flow ratios	0.91										
Lost time/cycle	24.00										
Critical w/c ratio	1.09										
Lane Group Capacity, Control Delay, and LOS Determination											
	EB		WB		NB		SB				
Lane group	L	TR	L	TR	LTR		LTR				
Adj. flow rate	44	768	252	596	524		172				
Lane group cap.	274	713	274	728	435		891				
w/c ratio	0.16	1.08	0.92	0.82	1.20		0.19				
Green ratio	0.15	0.39	0.15	0.39	0.30		0.30				
Unif. delay d1	53.5	44.5	60.6	39.9	51.0		38.1				
Delay factor k	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50		0.50				
Increm. delay d2	1.3	56.4	37.1	10.0	112.1		0.5				
PF factor	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000				
Control delay	54.7	100.9	97.7	49.9	163.1		38.5				
Lane group LOS	D	F	F	D	F		D				
Apprch. delay	98.4		64.1		163.1		38.5				
Approach LOS	F		E		F		D				
Intersec. delay	96.1		Intersection LOS					F			
<small>HCS2000™ Copyright © 2000 University of Florida, All Rights Reserved Version 4.1f</small>											

FULL REPORT													
General Information						Site Information							
Analyst <i>Cristian Camilloni</i>						Intersection							
Agency or Co.						Area Type <i>All other areas</i>							
Date Performed <i>12/05</i>						Jurisdiction <i>Marotta-Mondolfo</i>							
Time Period						Analysis Year <i>2009</i>							
Intersection Geometry													
<p>Grade - 0 0 0</p> <p style="text-align: center;">Grade - 0</p> <p>0 0</p> <p>1 ← 1</p> <p>0 ↘ 1</p> <p>Grade - 0</p> <p style="text-align: center;">Grade - 0</p> <p>0 0 0</p>													
Volume and Timing Input													
	EB			WB			NB			SB			
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	
Volume (vph)		620	148	252	596		184		340				
% Heavy veh		0	0	0	0		0		0				
PHF		1.00	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00				
Actuated (P/A)		P	P	P	P		P		P				
Startup lost time		2.0		2.0	2.0		2.0						
Ext. eff. green		2.0		2.0	2.0		2.0						
Arrival type		3		3	3		3						
Unit Extension		3.0		3.0	3.0		3.0						
Ped/Bike/RTOR Volume	0		0				0		0	36			
Lane Width		3.6		3.6	3.6		3.6						
Parking (Y or N)	N		N	N		N	N		N	N		N	
Parking/hr													
Bus stops/hr		0		0	0		0						
Ped timing		3.2						3.2			3.5		
	Thru & RT	WB Only	03	04	NB Only	06	07	08					
Timing	G = 56.0	G = 10.0	G =	G =	G = 20.0	G =	G =	G =					
	Y = 80	Y = 80	Y =	Y =	Y = 80	Y =	Y =	Y =					
Duration of Analysis (hrs) = 0.25						Cycle Length C = 110.0							

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET												
General Information												
Project Description <i>Analisi piano semaforico alternativo</i>												
Volume Adjustment												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume		620	148	252	596		184		340			
PHF		1.00	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00			
Adj. Flow Rate		620	148	252	596		184		340			
Lane Group		TR		L	T				LR			
Adj. flow rate		768		252	596				524			
Prop. LT or RT	0.000	--	0.193	0.000	--	0.000	0.351	--	0.649		--	
Saturation Flow Rate												
Base satflow		1900		1900	1900				1900			
Num. of lanes	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
f _W		1.000		1.000	1.000				1.000			
f _{HV}		1.000		1.000	1.000				1.000			
f _g		1.000		1.000	1.000				1.000			
f _p		1.000		1.000	1.000				1.000			
f _{bb}		1.000		1.000	1.000				1.000			
f _a		1.000		1.000	1.000				1.000			
f _{LU}		1.000		1.000	1.000				1.000			
f _{LT}		1.000	--	0.950	1.000	--		0.983	--			--
Secondary f _{LT}			--			--			--			--
f _{RT}	--	0.974		--	1.000		--	0.912		--		
f _{Lpb}		1.000	--	1.000	1.000	--		1.000	--			--
f _{Rpb}	--	1.000		--	1.000		--	1.000		--		
Adj. satflow		1851		1805	1900			1704				
Sec. adj. satflow			--			--			--			--

CAPACITY AND LOS WORKSHEET										
General Information										
Project Description <i>Analisi piano semaforico alternativo</i>										
Capacity Analysis										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	TR		L	T		LR				
Adj. flow rate	768		252	596		524				
Satflow rate	1851		1805	1900		1704				
Lost time	2.0		2.0	2.0		2.0				
Green ratio	0.51		0.09	0.51		0.18				
Lane group cap.	942		164	967		310				
v/c ratio	0.82		1.54	0.62		1.69				
Flow ratio	0.41		0.14	0.31		0.31				
Crit. lane group	Y		Y	N		Y			N	
Sum flow ratios	0.86									
Lost time/cycle	24.00									
Critical v/c ratio	1.10									
Lane Group Capacity, Control Delay, and LOS Determination										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	TR		L	T		LR				
Adj. flow rate	768		252	596		524				
Lane group cap.	942		164	967		310				
v/c ratio	0.82		1.54	0.62		1.69				
Green ratio	0.51		0.09	0.51		0.18				
Unif. delay d1	22.7		50.0	19.3		45.0				
Delay factor k	0.50		0.50	0.50		0.50				
Increm. delay d2	7.7		269.6	2.9		324.3				
PF factor	1.000		1.000	1.000		1.000				
Control delay	30.4		319.6	22.3		369.3				
Lane group LOS	C		F	C		F				
Apprch. delay	30.4		110.6		369.3					
Approach LOS	C		F		F					
Intersec. delay	145.2		Intersection LOS				F			
<small>HCS2000™ Copyright © 2000 University of Florida, All Rights Reserved Version 4.1f</small>										

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET												
General Information												
Project Description <i>analisi piano semaforico principale</i>												
Volume Adjustment												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT									
Volume	44	620	148	252	572	24	124	120	280	4	116	52
PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Adj. Flow Rate	44	620	148	252	572	24	124	120	280	4	116	52
Lane Group	L	TR		L	TR			LTR			LTR	
Adj. flow rate	44	768		252	596			524			172	
Prop. LT or RT	0.000	--	0.193	0.000	--	0.040	0.237	--	0.534	0.023	--	0.302
Saturation Flow Rate												
Base satflow	1900	1900		1900	1900			1900			1900	
Num. of lanes	1	1	0	1	1	0	0	1	0	0	2	0
fW	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			0.933	
fHV	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fg	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fp	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fbb	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fa	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			1.000	
fLU	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			0.952	
fLT	0.950	1.000	--	0.950	1.000	--		0.812	--		0.950	--
Secondary fLT			--			--			--			--
fRT	--	0.971		--	0.994		--	0.928		--	0.955	
fLpb	1.000	1.000	--	1.000	1.000	--		0.989	--		1.000	--
fRpb	--	1.000		--	0.998		--	1.000		--	0.982	
Adj. satflow	1805	1845		1805	1885			1417			3006	
Sec. adj. satflow			--			--			--			--

CAPACITY AND LOS WORKSHEET										
General Information										
Project Description <i>analisi piano semaforico principale</i>										
Capacity Analysis										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	L	TR	L	TR	L	TR	L	TR	L	TR
Adj. flow rate	44	768	252	596			524		172	
Satflow rate	1805	1845	1805	1885			1417		3006	
Lost time	2.0	2.0	2.0	2.0			2.0		2.0	
Green ratio	0.15	0.42	0.15	0.42			0.30		0.30	
Lane group cap.	264	766	264	783			425		902	
v/c ratio	0.17	1.00	0.95	0.76			1.23		0.19	
Flow ratio	0.02	0.42	0.14	0.32			0.37		0.06	
Crit. lane group	N	Y	Y	N			Y		N	
Sum flow ratios	0.93									
Lost time/cycle	18.00									
Critical v/c ratio	1.07									
Lane Group Capacity, Control Delay, and LOS Determination										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	L	TR	L	TR	L	TR	L	TR	L	TR
Adj. flow rate	44	768	252	596			524		172	
Lane group cap.	264	766	264	783			425		902	
v/c ratio	0.17	1.00	0.95	0.76			1.23		0.19	
Green ratio	0.15	0.42	0.15	0.42			0.30		0.30	
Unif. delay d1	48.6	38.0	55.1	32.5			45.5		33.8	
Delay factor k	0.50	0.50	0.50	0.50			0.50		0.50	
Increm. delay d2	1.4	33.2	44.8	6.9			123.8		0.5	
PF factor	1.000	1.000	1.000	1.000			1.000		1.000	
Control delay	49.9	71.2	99.9	39.4			169.3		34.3	
Lane group LOS	D	E	F	D			F		C	
Apprch. delay	70.0		57.4				169.3		34.3	
Approach LOS	E		E				F		C	
Intersec. delay	84.9		Intersection LOS						F	

HCS2000™

Copyright © 2000 University of Florida, All Rights Reserved

Version 4.1f

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET												
General Information												
Project Description <i>analisi piano semaforico alternativo</i>												
Volume Adjustment												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume		620	148	252	596		184		340			
PHF		1.00	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00			
Adj. Flow Rate		620	148	252	596		184		340			
Lane Group		TR		L	T				LR			
Adj. flow rate		768		252	596				524			
Prop. LT or RT	0.000	--	0.193	0.000	--	0.000	0.351	--	0.649		--	
Saturation Flow Rate												
Base satflow		1900		1900	1900				1900			
Num. of lanes	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
fW		1.000		1.000	1.000				1.000			
fHV		1.000		1.000	1.000				1.000			
fg		1.000		1.000	1.000				1.000			
fp		1.000		1.000	1.000				1.000			
fbb		1.000		1.000	1.000				1.000			
fa		1.000		1.000	1.000				1.000			
fLU		1.000		1.000	1.000				1.000			
fLT		1.000	--	0.950	1.000	--			0.983	--		--
Secondary fLT			--			--				--		--
fRT	--	0.974		--	1.000		--		0.912		--	
fLpb		1.000	--	1.000	1.000	--			1.000	--		--
fRpb	--	1.000		--	1.000		--		1.000		--	
Adj. satflow		1851		1805	1900				1704			
Sec. adj. satflow			--			--				--		--

CAPACITY AND LOS WORKSHEET											
General Information											
Project Description <i>analisi piano semaforico alternativo</i>											
Capacity Analysis											
	EB		WB		NB		SB				
Lane group	TR		L	T		LR					
Adj. flow rate	768		252	596		524					
Satflow rate	1851		1805	1900		1704					
Lost time	2.0		2.0	2.0		2.0					
Green ratio	0.42		0.15	0.42		0.30					
Lane group cap.	769		264	789		511					
v/c ratio	1.00		0.95	0.76		1.03					
Flow ratio	0.41		0.14	0.31		0.31					
Crit. lane group	Y		Y	N		Y			N		
Sum flow ratios	0.86										
Lost time/cycle	18.00										
Critical v/c ratio	1.00										
Lane Group Capacity, Control Delay, and LOS Determination											
	EB		WB		NB		SB				
Lane group	TR		L	T		LR					
Adj. flow rate	768		252	596		524					
Lane group cap.	769		264	789		511					
v/c ratio	1.00		0.95	0.76		1.03					
Green ratio	0.42		0.15	0.42		0.30					
Unif. delay d1	38.0		55.1	32.4		45.5					
Delay factor k	0.50		0.50	0.50		0.50					
Increm. delay d2	32.1		44.8	6.6		46.4					
PF factor	1.000		1.000	1.000		1.000					
Control delay	70.1		99.9	39.0		91.9					
Lane group LOS	E		F	D		F					
Approch. delay	70.1		57.1			91.9					
Approach LOS	E		E			F					
Intersec. delay	70.3		Intersection LOS							E	

HCS2000™

Copyright © 2000 University of Florida, All Rights Reserved

Version 4.1f

A.3 Nuova fasatura

FULL REPORT												
General Information						Site Information						
Analyst	Camilloni Cristian					Intersection						
Agency or Co.						Area Type	All other areas					
Date Performed	14/05					Jurisdiction	Marotta-Mondolfo					
Time Period						Analysis Year	2009					
Intersection Geometry												
<p>Grade - 0 0 2 0</p> <p>Grade - 0</p> <p>0 0</p> <p>2 2</p> <p>0 0</p> <p>Grade - 0</p> <p>0 1 0</p> <p>Grade - 0</p>												
Volume and Timing Input												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume (vph)	44	620	148	252	572	24	124	120	280	4	116	52
% Heavy veh	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Actuated (P/A)	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P	P
Startup lost time		2.0			2.0			2.0			2.0	
Ext. eff. green		2.0			2.0			2.0			2.0	
Arrival type		3			3			3			3	
Unit Extension		3.0			3.0			3.0			3.0	
Ped/Bike/RTOR Volume	0		0	38	0	0	0		0	36	0	0
Lane Width		3.6			3.6			3.6			3.0	
Parking (Y or N)	N		N	N		N	N		N	N		N
Parking/hr												
Bus stops/hr		0			0			0			0	
Ped timing		3.2			3.5			3.2			3.5	
	EB Only	WB Only	03	04	NS Perm	06	07	08				
Timing	G = 25.0	G = 25.0	G =	G =	G = 35.0	G =	G =	G =				
	Y = 60	Y = 60	Y =	Y =	Y = 60	Y =	Y =	Y =				
Duration of Analysis (hrs) = 0.25						Cycle Length C = 103.0						

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET												
General Information												
Project Description <i>analisi piano principale</i>												
Volume Adjustment												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT									
Volume	44	620	148	252	572	24	124	120	280	4	116	52
PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Adj. Flow Rate	44	620	148	252	572	24	124	120	280	4	116	52
Lane Group		LTR			LTR			LTR			LTR	
Adj. flow rate		812			848			524			172	
Prop. LT or RT	0.054	--	0.182	0.297	--	0.028	0.237	--	0.534	0.023	--	0.302
Saturation Flow Rate												
Base satflow		1900			1900			1900			1900	
Num. of lanes	0	2	0	0	2	0	0	1	0	0	2	0
f _W		1.000			1.000			1.000			0.933	
f _{HV}		1.000			1.000			1.000			1.000	
f _g		1.000			1.000			1.000			1.000	
f _p		1.000			1.000			1.000			1.000	
f _{bb}		1.000			1.000			1.000			1.000	
f _a		1.000			1.000			1.000			1.000	
f _{LU}		0.952			0.952			1.000			0.952	
f _{LT}		0.997	--		0.985	--		0.850	--		0.949	--
Secondary f _{LT}			--			--			--			--
f _{RT}	--	0.973		--	0.996		--	0.928		--	0.955	
f _{Lpb}		1.000	--		1.000	--		0.994	--		1.000	--
f _{Rpb}	--	1.000		--	0.998		--	1.000		--	0.990	
Adj. satflow		3509			3542			1490			3031	
Sec. adj. satflow			--			--			--			--

CAPACITY AND LOS WORKSHEET										
General Information										
Project Description <i>analisi piano principale</i>										
Capacity Analysis										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	LTR		LTR		LTR		LTR			
Adj. flow rate	812		848		524		172			
Satflow rate	3509		3542		1490		3031			
Lost time	2.0		2.0		2.0		2.0			
Green ratio	0.24		0.24		0.34		0.34			
Lane group cap.	852		860		506		1030			
v/c ratio	0.95		0.99		1.04		0.17			
Flow ratio	0.23		0.24		0.35		0.06			
Crit. lane group	Y		Y		Y		N			
Sum flow ratios	0.82									
Lost time/cycle	18.00									
Critical v/c ratio	1.00									
Lane Group Capacity, Control Delay, and LOS Determination										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	LTR		LTR		LTR		LTR			
Adj. flow rate	812		848		524		172			
Lane group cap.	852		860		506		1030			
v/c ratio	0.95		0.99		1.04		0.17			
Green ratio	0.24		0.24		0.34		0.34			
Unif. delay d1	38.4		38.8		34.0		23.8			
Delay factor k	0.50		0.50		0.50		0.50			
Increm. delay d2	21.3		27.5		49.5		0.4			
PF factor	1.000		1.000		1.000		1.000			
Control delay	59.8		66.3		83.5		24.1			
Lane group LOS	E		E		F		C			
Apprch. delay	59.8		66.3		83.5		24.1			
Approach LOS	E		E		F		C			
Intersec. delay	64.8		Intersection LOS					E		

HCS2000™

Copyright © 2000 University of Florida. All Rights Reserved

Version 4.1f

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET												
General Information												
Project Description <i>analisi piano alternativo</i>												
Volume Adjustment												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume		664	148	252	596		184		340			
PHF		1.00	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00			
Adj. Flow Rate		664	148	252	596		184		340			
Lane Group		TR			LT				LR			
Adj. flow rate		812			848				524			
Prop. LT or RT	0.000	--	0.182	0.297	--	0.000	0.351	--	0.649		--	
Saturation Flow Rate												
Base satflow		1900			1900				1900			
Num. of lanes	0	2	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
f _W		1.000			1.000				1.000			
f _{HV}		1.000			1.000				1.000			
f _g		1.000			1.000				1.000			
f _p		1.000			1.000				1.000			
f _{bb}		1.000			1.000				1.000			
f _a		1.000			1.000				1.000			
f _{LU}		0.952			0.952				1.000			
f _{LT}		1.000	--		0.985	--			0.983	--		--
Secondary f _{LT}			--			--				--		--
f _{RT}	--	0.973		--	1.000		--		0.912		--	
f _{Lpb}		1.000	--		1.000	--			1.000	--		--
f _{Rpb}	--	1.000		--	1.000		--		1.000		--	
Adj. satflow		3519			3565				1704			
Sec. adj. satflow			--			--				--		--

CAPACITY AND LOS WORKSHEET										
General Information										
Project Description <i>analisi piano alternativo</i>										
Capacity Analysis										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	<i>TR</i>		<i>LT</i>		<i>LR</i>					
Adj. flow rate	812		848		524					
Satflow rate	3519		3565		1704					
Lost time	2.0		2.0		2.0					
Green ratio	0.24		0.25		0.32					
Lane group cap.	832		882		550					
v/c ratio	0.98		0.96		0.95					
Flow ratio	0.23		0.24		0.31					
Crit. lane group	Y		Y		Y			N		
Sum flow ratios	0.78									
Lost time/cycle	18.00									
Critical v/c ratio	0.96									
Lane Group Capacity, Control Delay, and LOS Determination										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	<i>TR</i>		<i>LT</i>		<i>LR</i>					
Adj. flow rate	812		848		524					
Lane group cap.	832		882		550					
v/c ratio	0.98		0.96		0.95					
Green ratio	0.24		0.25		0.32					
Unif. delay d1	35.2		34.6		30.8					
Delay factor k	0.50		0.50		0.50					
Increm. delay d2	25.9		22.3		28.3					
PF factor	1.000		1.000		1.000					
Control delay	61.1		56.8		59.1					
Lane group LOS	E		E		E					
Apprch. delay	61.1		56.8		59.1					
Approach LOS	E		E		E					
Intersec. delay	59.0		Intersection LOS						E	
<small>HCS2000™ Copyright © 2000 University of Florida, All Rights Reserved Version 4.1f</small>										

VOLUME ADJUSTMENT AND SATURATION FLOW RATE WORKSHEET												
General Information												
Project Description <i>analisi della soluzione con passaggio a livello soppresso</i>												
Volume Adjustment												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT	LT	TH	RT
Volume		664	148	368	624		124		400			
PHF		1.00	1.00	1.00	1.00		1.00		1.00			
Adj. Flow Rate		664	148	368	624		124		400			
Lane Group		TR		L	T				LR			
Adj. flow rate		812		368	624				524			
Prop. LT or RT	0.000	--	0.182	0.000	--	0.000	0.237	--	0.763		--	
Saturation Flow Rate												
Base satflow		1900		1900	1900				1900			
Num. of lanes	0	2	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
fW		1.000		1.000	1.000				1.000			
fHV		1.000		1.000	1.000				1.000			
fg		1.000		1.000	1.000				1.000			
fp		1.000		1.000	1.000				1.000			
fbb		1.000		1.000	1.000				1.000			
fa		1.000		1.000	1.000				1.000			
fLU		0.952		1.000	1.000				1.000			
fLT		1.000	--	0.950	1.000	--			0.988	--		--
Secondary fLT			--			--				--		--
fRT	--	0.973		--	1.000		--		0.897		--	
fLpb		1.000	--	1.000	1.000	--			1.000	--		--
fRpb	--	1.000		--	1.000		--		1.000		--	
Adj. satflow		3519		1805	1900				1684			
Sec. adj. satflow			--			--				--		--

CAPACITY AND LOS WORKSHEET										
General Information										
Project Description <i>analisi della soluzione con passaggio a livello soppresso</i>										
Capacity Analysis										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	TR		L	T		LR				
Adj. flow rate	812		368	624		524				
Satflow rate	3519		1805	1900		1684				
Lost time	2.0		2.0	2.0		2.0				
Green ratio	0.26		0.23	0.55		0.33				
Lane group cap.	915		415	1045		556				
v/c ratio	0.89		0.89	0.60		0.94				
Flow ratio	0.23		0.20	0.33		0.31				
Crit. lane group	Y		Y	N		Y			N	
Sum flow ratios	0.75									
Lost time/cycle	18.00									
Critical v/c ratio	0.91									
Lane Group Capacity, Control Delay, and LOS Determination										
	EB		WB		NB		SB			
Lane group	TR		L	T		LR				
Adj. flow rate	812		368	624		524				
Lane group cap.	915		415	1045		556				
v/c ratio	0.89		0.89	0.60		0.94				
Green ratio	0.26		0.23	0.55		0.33				
Unif. delay d1	35.6		37.2	15.1		32.6				
Delay factor k	0.50		0.50	0.50		0.50				
Increm. delay d2	12.4		23.3	2.5		26.3				
PF factor	1.000		1.000	1.000		1.000				
Control delay	48.0		60.5	17.6		58.9				
Lane group LOS	D		E	B		E				
Apprch. delay	48.0		33.5		58.9					
Approach LOS	D		C		E					
Intersec. delay	44.3		Intersection LOS				D			
<small>HCS2000™ Copyright © 2000 University of Florida, All Rights Reserved Version 4.1f</small>										

Appendice B

B.1 Analisi intersezione a T nella configurazione attuale

I. Report HCS

TWO-WAY STOP CONTROL SUMMARY								
General Information				Site Information				
Analyst	Cristian Camilloni			Intersection				
Agency/Co.				Jurisdiction		Marotta-Mondolfo		
Date Performed	20/05			Analysis Year		2009		
Analysis Time Period								
Project Description <i>analisi dell'intersezione a T - flussi attuali</i>								
East/West Street: <i>SS16</i>				North/South Street: <i>via Togliatti</i>				
Intersection Orientation: <i>East-West</i>				Study Period (hrs): <i>0.25</i>				
Vehicle Volumes and Adjustments								
Major Street	Eastbound			Westbound				
Movement	1	2	3	4	5	6		
	L	T	R	L	T	R		
Volume (veh/h)	97	807	0	0	767	89		
Peak-hour factor, PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Hourly Flow Rate (veh/h)	97	807	0	0	767	89		
Proportion of heavy vehicles, P _{HV}	0	--	--	0	--	--		
Median type	Two Way Left Turn Lane							
RT Channelized?			0				0	
Lanes	1	1	0	0	1	0		
Configuration	L	T					TR	
Upstream Signal		0			0			
Minor Street	Northbound			Southbound				
Movement	7	8	9	10	11	12		
	L	T	R	L	T	R		
Volume (veh/h)	0	0	0	90	0	81		
Peak-hour factor, PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Hourly Flow Rate (veh/h)	0	0	0	90	0	81		
Proportion of heavy vehicles, P _{HV}	0	0	0	0	0	0		
Percent grade (%)	0			0				
Flared approach		N			Y			
Storage		0			3			
RT Channelized?			0				0	
Lanes	0	0	0	1	0	1		
Configuration				L		R		
Control Delay, Queue Length, Level of Service								
Approach	EB	WB	Northbound			Southbound		
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
Lane Configuration	L					L		R
Volume, v (vph)	97					90		81
Capacity, c _m (vph)	793					252		382
v/c ratio	0.12					0.36		0.21
Queue length (95%)	0.42					1.55		0.79
Control Delay (s/veh)	10.2					27.0		16.9
LOS	B					D		C
Approach delay (s/veh)	--	--				22.2		
Approach LOS	--	--				C		

II. Report SIDRA

Movement Summary

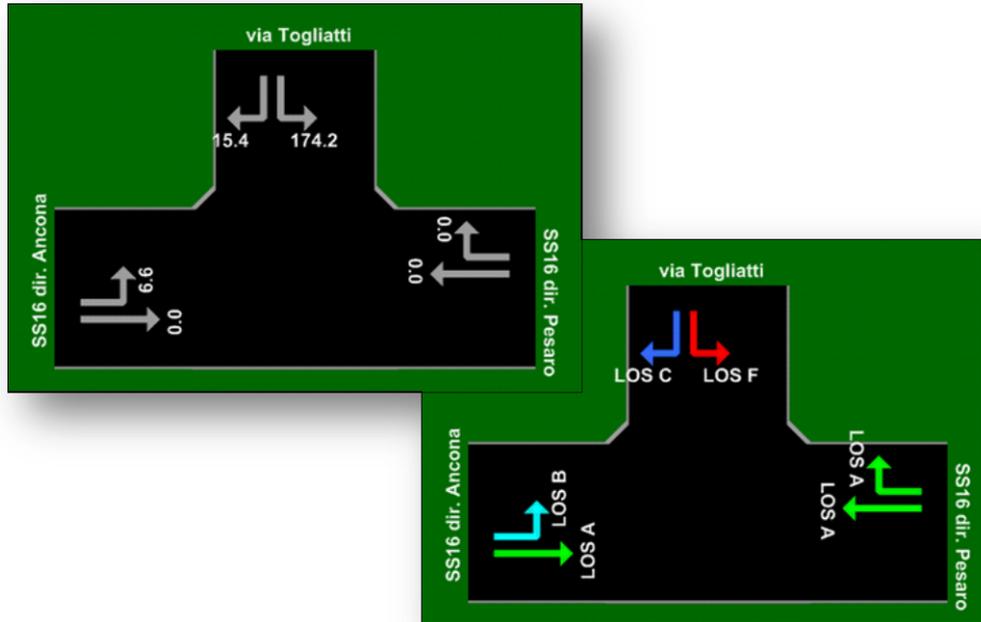
analisi operativa incrocio a T

Two-way stop

Vehicle Movements



Mov No	Turn	Dem Flow (veh/h)	Cap (veh/h)	Deg of Satn (v/c)	Aver Delay (sec)	Level of Service	95% Back of Queue (m)	Eff. Stop Rate	Aver Speed (km/h)	Oper Cost (\$/h)
SS16 dir. Pesaro										
1	T	767	1738	0.441	0.0	LOS A	0	0.00	50.0	1191
2	R	89	202	0.441	0.0	LOS A	0	0.61	48.5	144
Approach		856	1940	0.441	0.0	LOS A		0.06	49.8	1334
via Togliatti										
3	L	90	90	1.000	174.2	LOS F	77	1.34	3.2	112
4	R	81	314	0.258	15.4	LOS C	9	0.93	19.0	20
Approach		171	404	1.000	99.0	LOS F	77	1.15	5.4	132
SS16 dir. Ancona										
5	L	97	644	0.151	6.6	LOS B	5	0.88	39.9	48
6	T	807	1950	0.414	0.0	LOS A	0	0.13	56.9	209
Approach		904	2594	0.414	0.7	LOS A	5	0.21	53.7	257
All Vehicles		1931	4938	1.000		LOS B	77	0.23	46.7	1724



Intersection Summary



analisi operativa incrocio a T

Performance Measure	Vehicles	Persons
Demand Flow	1931 veh/h	2897 pers/h
Degree of Saturation	1.000	
Capacity (Total)	4938 veh/h	
95% Back of Queue (m)	77 m	
95% Back of Queue (veh)	11.1 veh	
Stop-line Delay (Total)	4.88 veh-h/h	7.32 pers-h/h
Stop-line Delay (Average)	9.1 s/veh	9.1 s/pers
Level of Service	LOS B	
Level of Service (Worst Movement)	LOS F	
Total Effective Stops	443 veh/h	665 pers/h
Effective Stop Rate	0.23 per veh	0.23 per pers
Travel Distance (Total)	3199.2 veh-km/h	4798.8 pers-km/h
Travel Distance (Average)	1657 m	1657 m
Travel Time (Total)	68.5 veh-h/h	102.7 pers-h/h
Travel Time (Average)	127.6 secs	127.6 secs
Travel Speed	46.7 km/h	46.7 km/h
Operating Cost (Total)	1724 \$/h	1724 \$/h
Fuel Consumption (Total)	240.3 L/h	
Carbon Dioxide (Total)	600.8 kg/h	
Hydrocarbons (Total)	0.902 kg/h	
Carbon Monoxide (Total)	22.11 kg/h	
NOX (Total)	0.972 kg/h	

B.2 Analisi intersezione a T nella nuova configurazione

I. Report HCS

TWO-WAY STOP CONTROL SUMMARY								
General Information				Site Information				
Analyst	Cristian Camilloni			Intersection				
Agency/Co.				Jurisdiction	Marotta-Mondolfo			
Date Performed	20/05			Analysis Year	2009			
Analysis Time Period								
Project Description <i>analisi dell'intersezione a T - nuovi flussi</i>								
East/West Street: SS16				North/South Street: via Togliatti				
Intersection Orientation: East-West				Study Period (hrs): 0.25				
Vehicle Volumes and Adjustments								
Major Street	Eastbound			Westbound				
Movement	1	2	3	4	5	6		
	L	T	R	L	T	R		
Volume (veh/h)	261	803	0	0	743	113		
Peak-hour factor, PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Hourly Flow Rate (veh/h)	261	803	0	0	743	113		
Proportion of heavy vehicles, P _{HV}	0	--	--	0	--	--		
Median type	Two Way Left Turn Lane							
RT Channelized?			0			0		
Lanes	1	1	0	0	1	0		
Configuration	L	T				TR		
Upstream Signal		0			0			
Minor Street	Northbound			Southbound				
Movement	7	8	9	10	11	12		
	L	T	R	L	T	R		
Volume (veh/h)	0	0	0	94	0	249		
Peak-hour factor, PHF	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Hourly Flow Rate (veh/h)	0	0	0	94	0	249		
Proportion of heavy vehicles, P _{HV}	0	0	0	0	0	0		
Percent grade (%)	0			0				
Flared approach	N			Y				
Storage	0			3				
RT Channelized?				0			0	
Lanes	0	0	0	1	0	1		
Configuration				L			R	
Control Delay, Queue Length, Level of Service								
Approach	EB	WB	Northbound			Southbound		
Movement	1	4	7	8	9	10	11	12
Lane Configuration	L					L		R
Volume, v (vph)	261					94		249
Capacity, c _m (vph)	793					151		388
v/c ratio	0.33					0.62		0.64
Queue length (95%)	1.44					3.36		4.31
Control Delay (s/veh)	11.8					61.8		29.5
LOS	B					F		D
Approach delay (s/veh)	--	--				38.3		
Approach LOS	--	--				E		

II. Report SIDRA

Movement Summary

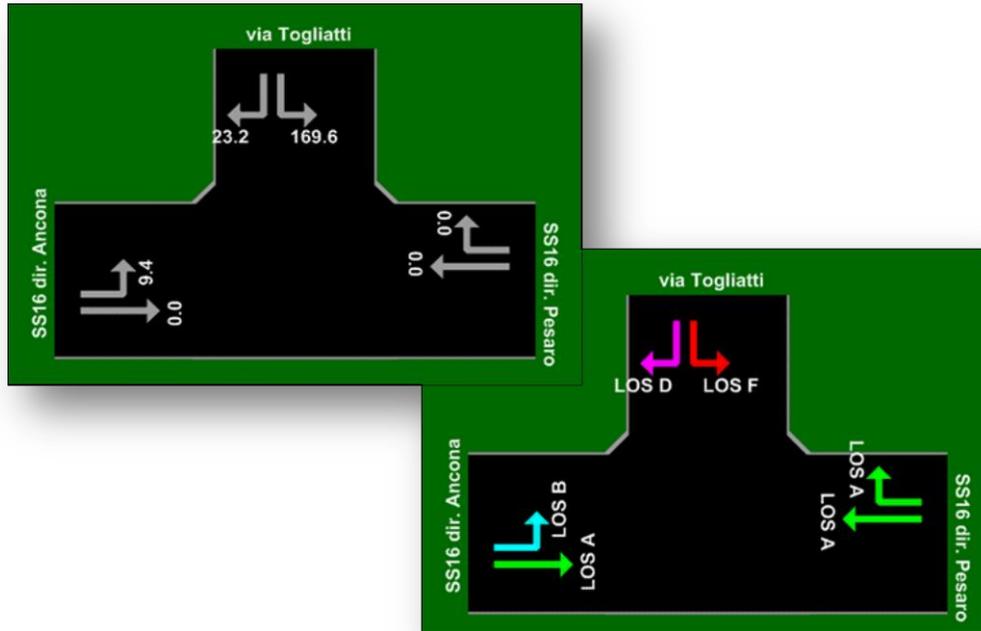
analisi operativa incrocio a T

Two-way stop

Vehicle Movements



Mov No	Turn	Dem Flow (veh/h)	Cap (veh/h)	Deg of Satn (v/c)	Aver Delay (sec)	Level of Service	95% Back of Queue (m)	Eff. Stop Rate	Aver Speed (km/h)	Oper Cost (\$/h)
SS16 dir. Pesaro										
1	T	743	1681	0.442	0.0	LOS A	0	0.00	50.0	1154
2	R	113	256	0.441	0.0	LOS A	0	0.61	48.5	182
Approach		856	1937	0.442	0.0	LOS A		0.08	49.8	1336
via Togliatti										
3	L	94	94	1.000	169.6	LOS F	96	1.30	3.3	114
4	R	249	300	0.830	23.2	LOS D	37	1.09	15.5	74
Approach		343	394	1.000	63.3	LOS F	96	1.15	7.8	188
SS16 dir. Ancona										
5	L	261	644	0.405	9.4	LOS B	18	1.00	38.3	135
6	T	803	1950	0.412	0.0	LOS A	0	0.00	50.0	233
Approach		1064	2594	0.412	2.3	LOS A	18	0.25	45.8	368
All Vehicles		2263	4925	1.000		LOS B	96	0.32	44.6	1892



Intersection Summary

analisi operativa incrocio a T



Performance Measure	Vehicles	Persons
Demand Flow	2263 veh/h	3395 pers/h
Degree of Saturation	1.000	
Capacity (Total)	4925 veh/h	
95% Back of Queue (m)	96 m	
95% Back of Queue (veh)	13.7 veh	
Stop-line Delay (Total)	6.71 veh-h/h	10.07 pers-h/h
Stop-line Delay (Average)	10.7 s/veh	10.7 s/pers
Level of Service	LOS B	
Level of Service (Worst Movement)	LOS F	
Total Effective Stops	724 veh/h	1086 pers/h
Effective Stop Rate	0.32 per veh	0.32 per pers
Travel Distance (Total)	3355.0 veh-km/h	5032.6 pers-km/h
Travel Distance (Average)	1483 m	1483 m
Travel Time (Total)	75.2 veh-h/h	112.8 pers-h/h
Travel Time (Average)	119.6 secs	119.6 secs
Travel Speed	44.6 km/h	44.6 km/h
Operating Cost (Total)	1892 \$/h	1892 \$/h
Fuel Consumption (Total)	262.2 L/h	
Carbon Dioxide (Total)	655.4 kg/h	
Hydrocarbons (Total)	1.003 kg/h	
Carbon Monoxide (Total)	26.52 kg/h	
NOX (Total)	1.073 kg/h	