



*Ministero dell'Istruzione  
dell'Università e Ricerca*



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PALERMO  
DIPARTIMENTO DELL'ENERGIA

Corso di Dottorato di Ricerca in  
Tecnica ed Economia dei trasporti  
XXIII Ciclo (A.A. 2008/2009)  
ICAR/05

**OTTIMIZZAZIONE DELLE PRESTAZIONE DEL SISTEMA DEI  
TRASPORTI TRAMITE L'ARMONIZZAZIONE  
INTERNAZIONALE DEGLI APPARATI DI SEGNALAZIONE**

**Tesi di Dottorato:**

Ing. Davide Fichera

**Tutor:**

Ch.mo Prof. Luigi La Franca

**Coordinatore del Corso:**

Ch.mo Prof. Luigi La Franca

A.A. 2008/2009 - XXIII Ciclo – Aprile 2012

## Indice

INTRODUZIONE .....	1
CAPITOLO 1.....	5
1.1    EPCA e “Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali” ..5	
1.2    Riferimenti normativi in Italia.....7	
1.2.1    Codice della strada.....8	
1.2.2    Decreto Ministeriale del 5/11/2001 .....8	
1.2.3    Decreto Ministeriale n. 236 del 14/06/89 .....9	
1.2.4    Decreto del Presidente della Repubblica n. 503 del 24/07/96 .....9	
1.3    Riferimenti normativi in Europa..... 11	
1.3.1    Svizzera ..... 12	
1.3.2    Francia ..... 15	
1.3.3    Regno Unito..... 17	
1.4    Riferimenti normativi nel resto del mondo..... 20	
1.4.1    Stati Uniti..... 21	
1.4.2    Australia ..... 23	
1.4.3    India ..... 24	
1.4.4    Nuova Zelanda..... 25	
CAPITOLO 2.....	28
2.1    Moderazione del traffico (Traffic Calming)..... 30	
2.1.1    Dossi artificiali ..... 30	
2.1.2    Piattaforme rialzate e pavimentazioni speciali ..... 33	
2.1.3    I cuscini berlinesi..... 39	
2.1.4    Restringimenti di sezione ed interventi sulla geometria del tracciato ..... 40	

2.1.5	I rallentatori ad effetto acustico e vibratorio.....	43
2.1.6	Pavimentazioni colorate .....	45
2.2	ITS (Intelligent Transportation System).....	46
2.2.1	Rilevatori di pedoni negli attraversamenti di tipo PUFFIN.....	46
2.2.2	Illuminazione a pavimento .....	49
2.2.3	Pulsante di chiamata con illuminazione .....	50
2.2.4	Display animati.....	50
2.2.5	Conto alla rovescia del tempo di verde.....	51
2.2.6	Segnali audio .....	51
2.3	Segnaletica degli attraversamenti pedonali .....	52
CAPITOLO 3.....		57
3.1	Gli indicatori di sostenibilità del traffico.....	58
3.1.1	Sostenibilità sociale .....	58
3.1.2	Sostenibilità ambientale.....	60
3.1.3	Sostenibilità economica.....	60
3.2	I Modelli di traffico .....	63
3.3	Modelli macroscopici .....	66
3.3.1	Modelli stazionari.....	66
3.3.2	Critiche ai modelli .....	77
3.3.3	Modelli non stazionari.....	79
3.4	Modelli microscopici.....	82
3.4.1	Modelli microscopici di deflusso.....	85
3.4.2	L'approccio ingegneristico .....	88
3.5	I modelli misti.....	102
3.5.1	Il modello di Leeds.....	103

CAPITOLO 4.....	104
4.1 Localizzazione e caratteristiche geometriche dei tratti stradali oggetto di studio .....	105
4.1.1 Via della Libertà (da via Notarbartolo a Piazza Croci) .....	106
4.1.2 Via Croce Rossa (da piazzale A. De Gasperi a piazza V. Veneto).....	109
4.1.3 Via Roccazzo (da via Ur. 3 a via Castellana) .....	113
4.1.4 Via Dell'Olimpo (da Piazza S. Bolivar a via Castelfonte) .....	113
4.1.5 Viale Del Fante (da Piazza Leoni a Case Rocca) .....	115
4.1.6 Via Oreto Nuova (da Viale Regione Siciliana a via della Concordia) ..	115
4.2 Rilievo flussi di traffico veicolare e pedonale .....	116
4.2.1 Rilievo traffico pedonale .....	116
4.2.2 Rilievo flusso veicolare .....	117
4.3 Rilievo del deflusso veicolare.....	117
4.3.1 Nuovi approcci dello studio del traffico .....	118
4.3.2 Metodologia proposta .....	119

## INTRODUZIONE

Nella mobilità urbana, l'eccessivo ricorso al mezzo privato, l'inefficienza del trasporto pubblico, la cattiva regolazione delle intersezioni stradali e degli attraversamenti pedonali rendono le strade delle nostre città sovraffollate ed estremamente pericolose, soprattutto per i pedoni.

Nell'ottica di una città più vivibile andrebbero creati percorsi pedonali più efficienti, che rendano gli spostamenti a piedi, specialmente nei luoghi di maggior interesse, più rapidi, più semplici, più sicuri.

Più di un incidente su tre, di quelli che vedono coinvolti i pedoni in ambito urbano, avviene in corrispondenza delle intersezioni stradali. I non corretti comportamenti degli automobilisti e dei pedoni, le inadeguate caratteristiche geometriche degli attraversamenti, le velocità veicolari spesso elevate, sono le principali cause di insicurezza per i pedoni. Rendere un passaggio pedonale più sicuro significa innanzitutto regolarlo efficacemente con opportune infrastrutture, che portino a un corretto utilizzo dello stesso da parte sia dei pedoni sia dei conducenti.

Se da un lato quindi è necessario garantire la sicurezza per gli utenti deboli della strada, dall'altro non dobbiamo dimenticare le ripercussioni negative che un non corretto utilizzo degli attraversamenti da parte di questi può portare sul flusso veicolare.

Nonostante l'art. 190 del Codice della Strada stabilisca le regole di comportamento dei pedoni, non è raro imbattersi in un pedone, o in un gruppo di pedoni, che attraversa una strada in maniera irregolare. È facile, in questo modo, che tale azione possa confondere il conducente di un veicolo che sopraggiunge e possa portarlo a compiere una manovra pericolosa o una brusca frenata, mettendo a rischio la propria vita e quella degli altri.

Al fine di evitare comportamenti scorretti da parte di tutti gli utenti della strada è pertanto necessario adottare degli attraversamenti più sicuri, che impediscano o rendano sconveniente un uso improprio degli stessi. Importante è anche una loro opportuna distribuzione e localizzazione sulle vie urbane, soprattutto in quelle a traffico più intenso.

Da uno studio effettuato in Cina è emerso che alcuni pedoni, in corrispondenza di punti di particolare interesse dall'altra parte della strada, tendono a raggiungere il ciglio opposto, in zone prive di installazioni apposite, attraversando senza porre troppa attenzione al traffico che sopraggiunge, soprattutto nella zona del marciapiede dove inizia l'attraversamento. Nello stesso studio è infatti evidenziato che i pedoni, i più giovani principalmente, cominciano a controllare il traffico solo quando hanno già cominciato ad attraversare costituendo un forte pericolo.

Siffatti comportamenti spesso inducono il conducente dei veicoli, soprattutto i più accorti e prudenti, a tenere un'andatura più moderata a quella che terrebbero se non vi fossero pedoni nelle vicinanze, in quanto temono che uno di loro possa attraversare improvvisamente.

Queste incertezze si pagano a caro prezzo in termini di flusso veicolare, in quanto la velocità media del traffico può diminuire.

Questo succede principalmente nelle aree urbane dove differenti tipi di ostacolo visivo, diminuendo la visibilità reciproca pedone-conducente, portano a un'andatura di sicurezza, che allontana il traffico dalle condizioni di flusso libero, pur in assenza di pedoni nelle vicinanze.

In ambito europeo già molti Paesi si sono adoperati per venire incontro alle esigenze del cittadino e hanno proposto, in mancanza di normative specifiche in merito, differenti soluzioni a questi problemi.

Dal punto di vista della sicurezza la via più interessante sembra quella adottata dal Regno Unito con gli attraversamenti di tipo PUFFIN (Pedestrian User-Friendly Intelligent crossing), che permettono di evitare l'insorgenza di molti fattori di pericolo per la sicurezza del pedone.

I PUFFIN hanno introdotto alcune importanti novità:

- Il semaforo pedonale è stato ubicato sullo stesso lato sul quale il pedone sosta in attesa di attraversare, mentre sulle precedenti tipologie di attraversamento era collocato dal lato opposto del marciapiede. La sua nuova posizione consente ai pedoni di controllare più agevolmente (a vantaggio di sicurezza) i veicoli che sopraggiungono;
- È stata eliminata del tutto la fase di verde lampeggiante o quella di giallo (in base al tipo di semaforo), che è stata sostituita da una fase di tutto rosso, in modo tale da

non favorire comportamenti aggressivi da parte dei conducenti e dei pedoni in caso di limitato tempo per l'attraversamento;

- È stata inserita la possibilità di annullare una richiesta di attraversamento quando il pedone che ha effettuato la chiamata è riuscito ad attraversare la strada nella fase rossa sfruttando i "buchi" di traffico (traffic gaps), prima che il semaforo diventi verde;
- È stato inserito un tempo di verde pedonale che soddisfa tutta l'utenza e che, per mezzo di un rilevatore di pedoni, è in grado di ottimizzare la fase di attraversamento, minimizzando i periodi di non utilizzo;
- Nelle ore notturne si sono migliorate le condizioni di illuminazione dell'attraversamento in modo tale da renderlo più visibile e per facilitare il riconoscimento dei pedoni sia da parte dei conducenti sia da parte del rilevatore automatico, presente nell'impianto semaforico, che utilizza un sistema di riconoscimento delle sagome dei pedoni.

Un siffatto impianto semaforico permette di eliminare parecchie inefficienze rispetto ai modelli tradizionali. Altri problemi, tuttavia, minano la sicurezza dell'attraversamento e rendono necessari adeguati interventi: la lunghezza eccessiva dell'attraversamento, senza zone di sosta intermedie, la possibilità di attraversare in qualsivoglia punto l'area di intersezione, la ridotta visibilità reciproca fra automobilista e pedone, a causa di una non idonea conformazione geometrica dell'intersezione o per l'effetto della presenza di ostacoli, l'elevata velocità di approccio all'intersezione da parte dei veicoli, gli attraversamenti non adeguatamente presegnalati, l'assenza di marciapiedi o una loro presenza, ma di larghezza inadeguata.

Scopo di questa tesi è l'analisi delle differenti soluzioni dedicate agli attraversamenti pedonali, in un'ottica di efficace gestione dei flussi, con particolare attenzione al tema sicurezza e al ruolo che si vuole oggi assegnare alla componente pedonale, come protagonista della fruizione dello spazio pubblico urbano. Si vuole evidenziare la necessità di inserire le problematiche connesse con la mobilità dei pedoni in un'ottica coerente di insieme nella complessa attività di pianificazione del traffico cittadino. I criteri da utilizzare per decidere la localizzazione degli attraversamenti pedonali (anche al di fuori

del contesto semaforico) devono essere legati alla classificazione funzionale delle strade urbane. A questo aspetto principale se ne associano altri:

- il rapporto fisico con le fermate degli autobus e con aree di sosta su strada destinate alle automobili,
- le caratteristiche della pavimentazione dell'attraversamento (aderenza, visibilità diurna e notturna, durata dell'intervento, ecc.)
- l'eventuale inserimento di un'isola salvagente e/o la riduzione della distanza da percorrere, specialmente nel caso di pedoni anziani.

L'indagine svolta in diverse città europee può fornire utili indicazioni per la scelta tra le diverse soluzioni individuate e mettere in rilievo le best practices adottate con soddisfacenti risultati per migliorare la sicurezza nel campo della mobilità pedonale.

La tesi toccherà i seguenti argomenti:

- nel primo capitolo verranno esaminati i riferimenti normativi in Italia e in altri Paesi europei in materia di attraversamenti pedonali;
- nel secondo verrà analizzato l'attuale stato dell'arte degli attraversamenti pedonali su tutto il territorio europeo (attraversamenti rialzati, sistemi ITS, isole pedonali, barriere, dissuasori di sosta, ecc.);
- nel terzo capitolo saranno illustrati alcuni modelli di deflusso veicolare con particolare attenzione a quelli che analizzano il traffico in regime di flusso interrotto;
- nel quarto verrà introdotto un caso studio che riguarda i comportamenti scorretti dei pedoni sulle principali vie di comunicazione di Palermo, evidenziando come il loro comportamento influisca sul deflusso veicolare.



## **CAPITOLO 1**

### **Riferimenti normativi sugli attraversamenti pedonali**

#### **1.1 EPCA e “Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali”**

L'ACI dal 2007 fino al 2010 si è fatta promotrice dello studio EPCA (European Pedestrian Crossings Assessment) sulla sicurezza degli attraversamenti pedonali. L'ambito è quello degli EuroTEST, programma europeo di tutela dei consumatori/utenti della strada che vede coinvolti 18 Automobile Club di 17 paesi europei, membri della Federazione Internazionale dell'Automobile (FIA).

L'EuroTEST ha il merito di aver raccolto una serie di valutazioni indipendenti per la verifica della qualità e della sicurezza delle infrastrutture e dei servizi per la mobilità, favorendo in tal modo la diffusione di “buone pratiche” progettuali.

Le indagini eseguite dall'EuroTEST hanno portato alla luce alcuni importanti dati sull'incidentalità pedonale e sulla sicurezza degli attraversamenti pedonali su tutto il territorio europeo. In sintesi i dati forniti sono stati:

- ogni giorno almeno 22 pedoni muoiono sulle strade europee (circa 8.000 nella EU-27);
- i pedoni sono coinvolti nel 15% dei sinistri stradali;
- nel 30% dei casi di incidenti che coinvolgono un pedone, con il veicolo che viaggia a 40 km/h, il pedone muore;
- 1 incidente su 4, che vede coinvolto un pedone, avviene su un attraversamento pedonale (stima ACI);
- mentre i morti complessivi degli incidenti stradali sono in diminuzione (area europea), il numero di pedoni coinvolti in sinistri aumenta.

Partendo da queste considerazioni il progetto EPCA ha preso spunto per fissare i propri obiettivi specifici, che sono stati nel dettaglio:

- evidenziare i “rischi potenziali” degli attraversamenti pedonali nei diversi Paesi;
- rendere pedoni e conducenti maggiormente consapevoli dei rispettivi limiti-rischi e doveri;
- individuare, in ciascun Paese, le “migliori e le peggiori” soluzioni adottate nella progettazione e gestione degli attraversamenti pedonali;
- promuovere il miglioramento delle soluzioni più critiche;
- favorire la diffusione di una “cultura tecnica” finalizzata alle esigenze della sicurezza dei pedoni;
- sensibilizzare le autorità nazionali, regionali e locali sulla necessità di adottare tutte le possibili misure utili ad elevare il livello di sicurezza, riducendo il numero di incidenti che coinvolgono i pedoni, in particolare sugli attraversamenti;
- adottare regole di “buon comportamento” comuni ed europee.

Il confronto tra le diverse soluzioni rilevate ha consentito di individuare una serie di interventi immediati o di realizzazione “a breve termine”, semplici ma efficaci, in termini di sicurezza, per gli attraversamenti più critici.

Naturale conclusione del progetto EPCA per la valutazione della sicurezza degli attraversamenti pedonali sono le *Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali* pubblicate nel Settembre 2011 dall’ACI.

Le “*Linee Guida*” hanno principalmente due obiettivi:

- aumentare la sicurezza dei pedoni, adottando soluzioni funzionali e sicure;
- avviare l’uniformazione della normativa europea in merito alla realizzazione e all’utilizzo degli attraversamenti pedonali.

Il concetto base al quale le linee guida vogliono farci pervenire è quello che gli attraversamenti pedonali non devono essere visti come elementi di disturbo per il traffico veicolare, ma che anzi, in ambito urbano, è quest’ultimo, al contrario, a costituire un disturbo per quello pedonale.

Sarebbe necessario quindi nelle nostre città far emergere la continuità dei diversi itinerari pedonali, in modo che nelle aree a maggior probabilità di conflitto tra pedoni e veicoli sia l’itinerario veicolare a interrompersi.

Tra l'altro, realizzare attraversamenti pedonali con lo scopo di generare meno disturbo possibile al deflusso veicolare, ha come conseguenza che i pedoni non li utilizzano, perché il pedone tende a percorrere i tragitti più brevi per giungere a destinazione. Ciò li spinge quindi, contrariamente a quanto si voleva, ad attraversare la carreggiata in modo non regolare, con tutti i problemi di sicurezza e d'interferenza col traffico veicolare che questo comporta.

Nei paragrafi seguenti verranno sinteticamente riportati alcuni riferimenti normativi, che spiegheranno il perché alcuni Paesi hanno adottato certi dispositivi o particolari soluzioni progettuali per gli attraversamenti pedonali. Tali soluzioni si reputa possano essere utili a livello globale e verranno descritte nel capitolo successivo.

Nella sintesi vengono analizzate quali sono le norme vigenti in materia di attraversamenti pedonali nei Paesi considerati, le principali caratteristiche della normativa ed evidenziati i parametri con i quali sono state redatte le "Linee Guida".

Si partirà quindi con l'analisi della normativa italiana e di seguito si esaminerà la normativa di riferimento europea con particolare attenzione a Svizzera, Francia e Regno Unito. Queste normative verranno confrontate inoltre, a livello mondiale, con quelle degli Stati Uniti, dell'Australia, dell'India e della Nuova Zelanda.

Il confronto tra le varie normative è servito ad individuare le migliori soluzioni per una corretta realizzazione di un attraversamento pedonale.

## **1.2 Riferimenti normativi in Italia**

Le leggi di riferimento utilizzate in Italia per la corretta realizzazione di un attraversamento pedonale sono:

- *Codice della Strada* (D. Lgs del 30 aprile 1992, n. 285 e successivi aggiornamenti);
- *Decreto Ministeriale del 5 novembre 2001* e successive modifiche;
- *Decreto Ministeriale n. 236 del 14 giugno 1989*;
- *Decreto del Presidente della Repubblica n. 503 del 24 luglio 1996*.

Esse forniscono gli standard di progettazione dell'attraversamento pedonale e di tutto il suo arredo come: rampa, marciapiede, isola salvagente, lanterna semaforica, impianto di illuminazione, ecc.

### **1.2.1 Codice della strada**

Il *Codice della strada* fornisce innanzitutto nel suo *Regolamento di Esecuzione ed Attuazione* (D.P.R. n. 495 del 16 dicembre 1992 e successive modificazioni) delle indicazioni di carattere generale sugli attraversamenti pedonali: “*L’attraversamento pedonale è la parte della carreggiata, opportunamente segnalata ed organizzata, sulla quale i pedoni in transito dall’uno all’altro lato della strada godono della precedenza rispetto ai veicoli*” (art. 3 comma 3), “*in corrispondenza degli attraversamenti pedonali i conducenti dei veicoli devono dare la precedenza ai pedoni che hanno iniziato l’attraversamento; [...]. Gli attraversamenti pedonali devono essere sempre accessibili anche alle persone non deambulanti su sedie a ruote; a tutela dei non vedenti possono essere collocati segnali a pavimento o altri segnali di pericolo in prossimità degli attraversamenti stessi*” (art. 40 comma 11).

Il *CdS* fornisce anche gli standard tecnici per la corretta progettazione e costruzione dell’attraversamento, dando indicazioni sulle misure e il posizionamento di tutta la segnaletica orizzontale, della segnaletica verticale e dell’impianto semaforico.

Nell’art. 36 inoltre introduce un altro concetto utile: il Piano Urbano del Traffico (PUT), che costituisce uno strumento tecnico-amministrativo di breve periodo (ad orizzonte temporale biennale), atto a migliorare le condizioni della circolazione veicolare e della sicurezza stradale, a ridurre l’inquinamento acustico ed atmosferico, e a contenere i consumi energetici nel rispetto dei valori ambientali.

L’art. 36 inoltre obbliga i comuni con popolazione residente superiore a trentamila abitanti alla redazione del suddetto piano. Quest’ultimo deve essere coordinato, oltre che con i Piani del Traffico per la Viabilità Extraurbana, previsti nello stesso articolo, anche con gli strumenti urbanistici, con i Piani di Risanamento e Tutela Ambientale e con i Piani di Trasporto. Il relativo regolamento riguardante l’elaborazione dei Piani Urbani del Traffico è stato pubblicato nel 1995 nelle “*Direttive per la redazione, adozione ed attuazione dei Piani Urbani del Traffico*” (Direttiva Ministero dei LL.PP. del 12/04/95).

### **1.2.2 Decreto Ministeriale del 5/11/2001**

Il Decreto Ministeriale del 5/11/2001 riguarda le “*Norme sulle caratteristiche funzionali e geometriche delle intersezioni stradali*” (modificato in seguito con i D.M. del

22 aprile 2004 e del 19 aprile 2006). Tale decreto dà indicazioni sulle aree destinate ai flussi di utenze deboli che devono essere verificate in una fase di progettazione preliminare e, poi, approfondite di risoluzione tecnica in sede di progetto definitivo ed esecutivo. In particolare, focalizza l'attenzione su problemi quali la visibilità notturna, visibilità reciproca veicolo-pedone, ingombro delle carrozzelle per disabili motori, opportuna segnaletica orizzontale e verticale (sia per il veicolo che per il pedone). Inoltre, nel decreto, viene anche fatta una distinzione a seconda della tipologia di intersezione in cui si deve realizzare l'attraversamento.

### **1.2.3 Decreto Ministeriale n. 236 del 14/06/89**

Il Decreto Ministeriale n. 236 del 14 giugno 1989, dal titolo, *“Prescrizioni tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visitabilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica sovvenzionata ed agevolata, ai fini del superamento e dell'eliminazione delle barriere architettoniche”*, rappresenta il regolamento di attuazione della legge 13 del 9 gennaio 1989 relativa al superamento delle barriere architettoniche negli edifici privati. Nel decreto, riguardo alle caratteristiche del percorso pedonale, vengono definiti in maniera dettagliata i parametri dimensionali atti a favorire i movimenti della sedia a ruote, si forniscono informazioni in relazione alla larghezza dell'attraversamento pedonale, alle pendenze longitudinali e trasversali dei percorsi pedonali e delle rampe, si danno inoltre specifiche sulla pavimentazione dei percorsi pedonali, fornendo dei coefficienti di attrito minimo da rispettare su asciutto e bagnato.

### **1.2.4 Decreto del Presidente della Repubblica n. 503 del 24/07/96**

Il Decreto del Presidente della Repubblica n. 503 del 24 luglio 1996 riguarda il *“Regolamento recante norme per l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici, spazi e servizi pubblici”* e unifica le precedenti normative in materia di superamento delle barriere architettoniche, facendo proprio il precedente D.M. 236/89, ma dando ulteriori specifiche sulla costruzione degli attraversamenti pedonali, in merito a:

- **illuminazione:** *“nelle strade ad alto volume di traffico gli attraversamenti pedonali devono essere illuminati nelle ore notturne o di scarsa visibilità”*; al fondo stradale: *“il fondo stradale, in prossimità dell'attraversamento pedonale, potrà essere*

differenziato mediante rugosità poste su manto stradale al fine di segnalare la necessità di moderare la velocità”;

- **isole salvagente:** “le piattaforme salvagente devono essere accessibili alle persone su sedia a ruote”;
- **impianti semaforici:** “gli impianti semaforici, di nuova installazione o di sostituzione, devono essere dotati di avvisatori acustici che segnalano il tempo di via libera anche a non vedenti e, ove necessario, di comandi manuali accessibili per consentire tempi sufficienti per l’attraversamento da parte di persone che si muovono lentamente”.

Nella Tabella 1.1 e nella Figura 1.1 che seguono, sono riassunti i principali dati geometrici, che caratterizzano i vari elementi che costituiscono un attraversamento pedonale, della normativa italiana attualmente vigente.

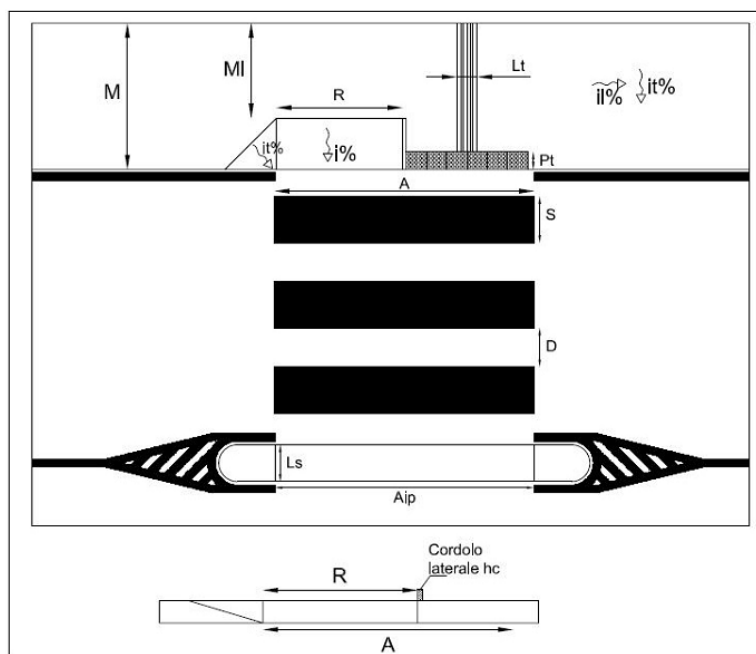


Figura 1.1 - Principali elementi geometrici degli attraversamenti pedonali

Tabella 1.1 - Estratto dalla normativa sugli attraversamenti pedonali in Italia

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
Rampa	Pendenza – $i\%$	15% (MAX) Dislivello max. 0,15 m nel caso di rampe brevi

	Larghezza - $R$	0,90 m (MIN)
	Altezza cordolo - $h_c$	0,10 m
<b>Marciapiede</b>	Larghezza al netto i rampe o ostacoli - $M_l$	0,90 m (MIN)
<b>Percorso pedonale</b>	Pendenza trasversale del percorso pedonale ( $i_t$ %)	1% (MAX)
	Pendenza longitudinale del percorso pedonale ( $i_l$ %)	5%
<b>Isola pedonale</b>	Profondità - $L_s$	Dimensione in funzione di flusso pedonale e ingombro carrozzine disabili
<b>Strisce pedonali "Zebre"</b>	AMPIEZZA sezione di attraversamento - $A$	2,50 m MIN (locali, quart.) 4,00 m MIN (altre strade)
	SPESSORE singola striscia - $S$	0,50 m
	DISTANZA tra strisce successive - $D$	0,50 m
	Colore	Bianco

Fonte: "Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali" – ACI, 2011

### 1.3 Riferimenti normativi in Europa

Il 6 dicembre del 2003 il Parlamento Europeo adotta la direttiva quadro 2003/102/CE, sul tema della *"protezione dei pedoni e degli altri utenti della strada vulnerabili"*. L'obiettivo di tale normativa è quello di proteggere i pedoni negli incidenti stradali, impegnandosi a proporre un miglioramento della sicurezza dei veicoli mediante una combinazione di misure attive e passive. A tal fine la direttiva si serve delle raccomandazioni emesse dal Comitato europeo per il miglioramento della sicurezza dei veicoli (in sigla EEVC) nel giugno del 1999. Tali raccomandazioni propongono requisiti di prestazione per le strutture frontali di certe categorie di veicoli a motore al fine di ridurre la pericolosità.

Qualche anno dopo viene emanata una seconda direttiva (2005/66/CE) relativa all'impiego di sistemi di protezione frontale sui veicoli a motore, che prevede l'eliminazione dei paraurti rigidi sugli autoveicoli.

L'Unione Europea ha infine adottato il regolamento N. 631/2009 della Commissione, del 22 luglio 2009, recante disposizioni di applicazione dell'allegato I del regolamento

(CE) n. 78/2009 del Parlamento Europeo e del Consiglio, concernente l'omologazione dei veicoli a motore in relazione alla protezione dei pedoni e degli altri utenti della strada vulnerabili, che abroga le direttive 2003/102/CE e 2005/66/CE.

Il 20 luglio 2010, l'Unione Europea lancia il Programma 2011-2020 sulla sicurezza stradale, con lo scopo di raggiungere l'obiettivo finale di dimezzare il numero totale di vittime della strada sul territorio europeo nel decennio 2010-2020.

Nel Programma sono indicati sette obiettivi strategici:

1. Adottare misure per migliorare la sicurezza dei veicoli;
2. Realizzare infrastrutture stradali più sicure;
3. Incrementare le tecnologie intelligenti;
4. Rafforzare l'istruzione e la formazione per gli utenti della strada;
5. Migliorare i controlli;
6. Fissare un obiettivo per i feriti della strada;
7. Porre maggiore attenzione ai motociclisti.

Per quanto riguarda il primo punto è opportuno ricordare che dal 2003 la normativa dell'UE è stata rafforzata al fine di ridurre il rischio di lesioni per gruppi vulnerabili come i pedoni e i ciclisti, ad esempio rendendo obbligatori frontali di veicoli che assorbano l'energia dell'impatto e specchietti anti-angolo morto.

### **1.3.1 Svizzera**

In Svizzera per la costruzione di un attraversamento pedonale si fa riferimento alla seguente legislazione in materia:

- Legge federale sulla circolazione stradale (LCStr)
  - L'art. 49 indica come il pedone si deve comportare nella manovra di attraversamento: *“I pedoni devono circolare sui marciapiedi”* e *“devono attraversare la carreggiata con cautela e per la via più breve, usando se possibile i passaggi pedonali”*.
- Ordinanza sulle norme della circolazione stradale (ONC)
  - L'art. 6 indica come il conducente deve comportarsi nei confronti dei pedoni in prossimità degli attraversamenti pedonali: *“Davanti ai passaggi pedonali senza regolazione del traffico, il conducente deve accordare la*



*precedenza a ogni pedone [...] che si trova già sul passaggio pedonale o che attende davanti ad esso e che visibilmente vuole attraversarlo”, “Alle intersezioni con regolazione del traffico, il conducente di un veicolo che volta deve accordare la precedenza ai pedoni”.*

- L'art. 47 stabilisce le modalità di attraversamento della carreggiata da parte dei pedoni: *“I pedoni devono accedere alla carreggiata con prudenza, soprattutto davanti e dietro un veicolo fermo; essi devono attraversare la strada rapidamente”, “Sui passaggi pedonali senza regolazione del traffico, il pedone ha la precedenza [...] Tuttavia non può avvalersi della precedenza se il veicolo è già così vicino da non potersi più fermare per tempo.”*
  - La modifica apportata l'1 giugno 1994 all'art. 6 ha abrogato l'obbligo del pedone di segnalare con un cenno manuale l'intenzione di attraversare il campo stradale, imponendo un grado supplementare di severità nella valutazione delle strutture di attraversamento.
- Ordinanza sulla segnaletica stradale (OSStr)
    - L'art. 72a stabilisce che è possibile, nelle aree di traffico destinate ai pedoni (compresi i passaggi pedonali), utilizzare delle demarcazioni tattilo-visuali *“al fine di aumentare la sicurezza per persone non vedenti o ipovedenti come anche per facilitarne l'orientamento”*.
    - L'art. 77 stabilisce che *“I passaggi pedonali sono demarcati da una serie di strisce gialle, eventualmente bianche, sul lastricato, parallele al bordo della carreggiata”*, e che, in prossimità degli attraversamenti pedonali, una linea di demarcazione parallela al bordo destro della carreggiata vieta l'arresto *“volontario sulla carreggiata e sul marciapiede adiacente”*.
  - Norme dell'Unione dei Professionisti della Strada (VSS)
    - Le norme VSS forniscono le regole da rispettare per la segnaletica stradale, i percorsi pedonali e i sentieri, per quanto riguarda sia i segnali che le demarcazioni.

- SN 640 238 Trafic des piétons et des deux-roues léger, SN 640 240 Fussgängerverkehr: sono le norme specifiche per la realizzazione degli attraversamenti pedonali.
- SN 640 241 “Traffico pedonale / passaggi pedonali”: intende fornire alle autorità responsabili in materia un pratico strumento di valutazione delle strisce pedonali attualmente esistenti o previste in futuro.

Tali norme sono giuridicamente vincolanti ai sensi dell’Ordinanza del DATEC del 12 giugno 2007, concernente le norme applicabili alla segnaletica su strade, percorsi pedonali e sentieri. I requisiti minimi fissati in tale normativa devono essere rispettati; in caso contrario, l’attraversamento pedonale è da eliminare o non può essere autorizzato.

Da evidenziare inoltre che, per la realizzazione di un attraversamento pedonale, ci si basa su un flussogramma che prende in considerazione sia i flussi pedonali che quelli veicolari.

Quando la larghezza dell’attraversamento supera le due corsie è prevista la realizzazione di un’isola pedonale.

Nella Tabella 1.2 sono riassunti i principali dati geometrici che caratterizzano i vari elementi che costituiscono un attraversamento pedonale della normativa elvetica.

**Tabella 1.2 - Estratto dalla normativa sugli attraversamenti pedonali in Svizzera**

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
<b>Distanza di visibilità</b>	Distanza di visibilità reciproca pedone-conducente	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ 50 m su strade con limite di velocità di 50 km/h</li> <li>○ 60 m con limite di velocità pari a 70 km/h</li> <li>○ 120 m dove il limite è 80 km/h se la pavimentazione è vecchia o usurata i precedenti valori salgono rispettivamente a 60m, 75m, 150m</li> </ul>
<b>Rampa</b>	Pendenza – $i\%$	dal 6% al 12%
	Larghezza – $R$	da 2,00 a 5,00 m
	Altezza cordolo - $h_c$	0,10 m
<b>Percorso pedonale</b>	Pendenza longitudinale del percorso pedonale ( $i_l$ % )	6% (MAX)

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
Isola pedonale	Profondità - $L_s$	da 1,50 a 5,00 m (consigliato 2,00 m, variabile con il flusso dei pedoni e a seconda della presenza del semaforo)
Sezione di attraversamento	AMPIEZZA sezione di attraversamento - $A$	da 3,00 a 5,00 m
	SPESSORE singola striscia - $S$	variabile (almeno 3 strisce per corsia)
	DISTANZA tra strisce successive - $D$	come spessore
	Coefficiente di luminanza in condizioni di illuminazione diffusa della segnaletica orizzontale "Zebre" - $Q_d$	uso di perline rifrangenti
	Colore "Zebre"	Giallo

Fonte: "Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali" – ACI, 2011

### 1.3.2 Francia

Il "Code de la route" francese (aggiornato al 14 novembre 2009) prescrive le norme che il pedone e l'automobilista devono seguire quando utilizzano la sede stradale. Esso si divide in due parti: la prima costituita dal testo di legge, la seconda dal regolamento di attuazione.

Gli articoli che riguardano la circolazione pedonale si trovano nel regolamento (Capitoli II e V). In questi capitoli vengono:

- descritte le norme comportamentali per il pedone nelle manovre di attraversamento, sia in caso di attraversamenti pedonali semaforizzati che non semaforizzati, sia in presenza di attraversamento pedonale che al di fuori;
- regolate le precedenza dei pedoni rispetto agli autoveicoli e le caratteristiche della segnaletica orizzontale in corrispondenza di attraversamenti zebra (lunghezza e larghezza delle strisce, colore, etc.);
- indicati i parametri minimi per l'aderenza e la luminosità delle strisce;
- vietate le colorazioni degli attraversamenti pedonali mediante prodotti aggiuntivi o, in generale, tramite colori, sia nel caso di piattaforma colorata sotto la segnaletica, sia nel caso di colorazione fra strisce bianche. Tale divieto è giustificato per evitare la diminuzione di contrasto, specialmente di notte, tra le

strisce bianche e la carreggiata, con la conseguente perdita di visibilità dell'attraversamento stesso.

Per il "Code de la route" la segnaletica verticale è soltanto un rafforzamento di quella orizzontale e pertanto ne consiglia l'utilizzo soltanto in casi di necessità (ad es. in caso di scarsa visibilità, per evitare lo stazionamento di veicoli, ecc.).

La Deliberazione del 15 gennaio 2007, che applica il Decreto n. 2006-1658 del 21 dicembre 2006, regola l'accessibilità degli attraversamenti pedonali a persone con handicap o con mobilità ridotta, relativo alle prescrizioni tecniche per l'accessibilità nella circolazione negli spazi pubblici e fornisce indicazioni riguardo la pendenza e la larghezza minima dei percorsi pedonali e delle rampe; fornisce inoltre indicazioni relativamente ai percorsi tattili, alla tipologia di segnalazione acustica semaforica e al posizionamento dell'interfaccia di comando tattile sugli impianti semaforici.

Nella tabella 1.3 sono riassunti i principali elementi da considerare per la corretta realizzazione di un attraversamento pedonale, secondo la normativa francese.

**Tabella 1.3 - Estratto normativa sugli attraversamenti pedonali in Francia**

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
<b>Rampa</b>	Pendenza – $i\%$	5% (MAX) 8% (se lunghezza < 2,00m) 12% (se lunghezza < 0,50m)
	Larghezza – $R$	1,20 (MIN)
	Altezza cordolo – $h_c$	da 0,02 a 0,04 m
<b>Percorso pedonale</b>	Pendenza longitudinale del percorso pedonale ( $i_l\%$ )	5% (MAX) Se superiore al 4% necessita di un piano orizzontale tra due piani inclinati e comunque ogni 10 m di percorsi inclinati continui
<b>Sezione di attraversamento</b>	AMPIEZZA sezione di attraversamento – $A$	2,50 m (MIN) (da 4,00 a 6,00 m nei piccoli centri)
	SPESSORE singola striscia – $S$	0,50 m
	DISTANZA tra strisce successive – $D$	da 0,50 a 0,80 m
	Resistenza al derapaggio della segnaletica orizzontale "Zebre" (aderenza)	$SRT \geq 0,55$
	Coefficiente di luminanza in condizioni di illuminazione diffusa della segnaletica orizzontale "Zebre" – $Q_d$	0,27 lm (MIN) (asfalto) 0,40 m (MIN) (cemento)

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
	Colore “Zebre”	Bianco (vietate colorazioni con prodotti aggiuntivi sia di piattaforma sia tra strisce)

Fonte: “Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali” – ACI, 2011

È opportuno ricordare che, quando si parla di segnaletica orizzontale, oltre alle dimensioni delle strisce, vengono specificate le caratteristiche della vernice da utilizzare. Inoltre è vietato l’utilizzo di colorazioni aggiuntive; la realizzazione delle strisce è prevista di colore bianco su fondo stradale.

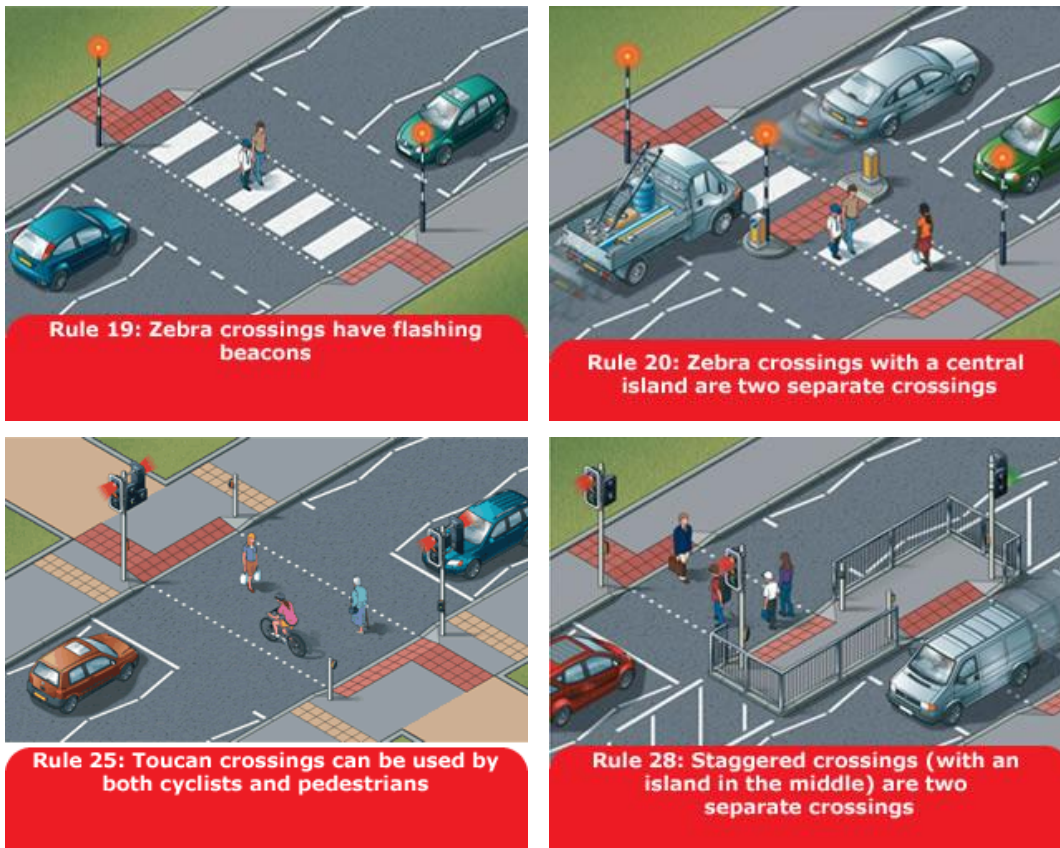
### 1.3.3 Regno Unito

Il principale riferimento normativo del Regno Unito è il Codice della Strada britannico (The Highway Code). Nel primo capitolo il codice stabilisce le 35 regole che i pedoni devono seguire quando si accingono ad attraversare una strada.

Le “pedestrian rules” sono così suddivise:

- *General guidance* (regole 1-6): guida generale per i pedoni;
- *Crossing the road* (regole 7-17): si riferiscono al comportamento che i pedoni devono seguire nell’atto di attraversare la strada;
- *Crossings* (regole 18-30): illustra il funzionamento di tutte le tipologie di attraversamento pedonale (Zebra, Pelican, Toucan, Puffin) e indica come il pedone può utilizzarle al meglio. Danno anche indicazioni su come utilizzare gli *staggered crossing*, attraversamenti con una particolare isola salvagente centrale e delle barriere protettive.

In Gran Bretagna esistono ben cinque tipologie di attraversamento pedonale, per proteggere i pedoni e aiutarli a muoversi con facilità per le strade: attraversamenti a Zebra, Pelican, Puffin, Toucan e Pegasus. Tali attraversamenti si differenziano per la presenza o meno di isola salvagente (sfalsata o meno), semaforo pedonale, e per la categoria di utenti.



**Figura 1.2- Alcune tipologie di attraversamenti pedonali**

Il semaforo pedonale a richiesta è posto sul lato opposto della carreggiata da attraversare.

Quando è acceso il semaforo rosso pedonale, i pedoni non dovrebbero attraversare (anche se il Codice della Strada non lo vieta), mentre il semaforo rosso per i conducenti li obbliga a fermarsi. Quando il semaforo verde pedonale inizia a lampeggiare, i pedoni non devono iniziare l'attraversamento, anche se ci sarebbe il tempo sufficiente per farlo. Tutti gli attraversamenti semaforizzati sono dotati di segnale acustico per i non vedenti, per l'intera durata del verde pedonale. Quando l'attraversamento avviene in due tempi (in presenza di isola salvagente), oltre al segnale acustico, vi è la presenza di una manopola tattile che avverte i sordo-ciechi su quale sia il lato della carreggiata in cui è consentito attraversare.

Si segnala in particolare il documento “*The Zebra, Pelican and Puffin Pedestrian Crossings Regulations*” del 2006 redatto dall’Irlanda del Nord. In questo documento sono riportati i parametri per la realizzazione di un attraversamento pedonale standard.

Riguardo alla segnaletica verticale, a seconda del tipo di segnale considerato, si forniscono indicazioni tecniche sul colore della lampada, altezza del palo, diametro del segnale, posizionamento ecc.

Per la segnaletica orizzontale il documento irlandese fornisce indicazioni sulla grandezza delle strisce pedonali, sul colore e la retro riflettanza della vernice utilizzata; dà inoltre informazioni relative agli “studes” (occhi di gatto), indicandone il colore, la forma, il distanziamento l’uno dall’altro e il posizionamento sulla carreggiata; altre informazioni le fornisce riguardo alle “zig-zag lines”, numero di strisce, lunghezza e colore e riguardo le “give-away lines” (dare la precedenza), indicandone la distanza dall’attraversamento e il materiale (retroreflettente).

Per quanto riguarda l’accessibilità, il documento del 2010 *Access to and use of buildings* (Office of the Deputy Prime Minister), fornisce indicazioni sulla corretta progettazione delle rampe per disabili. Fornendo informazioni relative alla larghezza minima, pendenza massima della rampa e altezza del cordolo. Lo stesso documento fornisce informazioni sulla pavimentazione tattile, indicandone la tipologia dei codici, la grandezza e la forma delle mattonelle, il colore, nonché il tipo di materiale, il posizionamento e la profondità necessaria di installazione.

La normativa del Regno Unito è l’unica che prevede l’utilizzo di una segnaletica orizzontale, di approccio all’attraversamento pedonale, costituita da linee a zig-zag, che sostituiscono le comuni linee di delimitazione di corsia e di carreggiata. È inoltre frequente l’utilizzo di attraversamenti pedonali con isola pedonale centrale ad ingressi sfalsati, utile in presenza di elevati flussi pedonali o quando occorre prevedere l’attraversamento dei pedoni in due fasi. La lanterna semaforica pedonale è costituita da solo due colori (verde e rosso).

Nella Tabella 1.4, che segue, sono riassunti i principali elementi da considerare per la corretta realizzazione di un attraversamento pedonale, secondo la normativa del Regno Unito.

**Tabella 1.4 - Estratto normativa sugli attraversamenti pedonali nel Regno Unito**

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
Rampa	Pendenza – $i\%$	8,33% (MAX) 10% (se dislivello max = 0,15 m) 12,5% (se dislivello max = 0,07 m)
	Larghezza – $R$	0,91 (MIN) 1,50 (consigliato)
	Altezza cordolo - $h_c$	0,10 m
Isola pedonale	Profondità - $L_s$	dimensionata in modo che le corsie adiacenti non siano più larghe di 3,50 m
Percorso tattile	Codici tattili	Bolle a sezione trapezoidale con lati curvi e altezza 5 mm e base maggiore 25 mm
	Profondità zone di pericolo - $P_t$	0,80 m
	Coefficiente di attrito - $\mu$	non scivoloso
Sezione di attraversamento	AMPIEZZA sezione di attraversamento – $A$	da 2,40 a 10,00 m (solo negli attraversamenti pedonali non semaforizzati, accompagnati da “globe”)
	SPESSORE singola striscia – $S$	da 0,50 a 0,71 m
	DISTANZA tra strisce successive- $D$	da 0,50 a 0,71 m
	Colore	Bianco

Fonte: “Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali” – ACI, 2011

## 1.4 Riferimenti normativi nel resto del mondo

Sembra interessante in questa trattazione discutere anche dei riferimenti normativi di Paesi extra-europei, perché la loro analisi può fornire elementi utili per migliorare la qualità dei nostri attraversamenti anche in virtù delle loro differenti condizioni di traffico, che ci portano a valutare delle soluzioni in situazioni, che in Europa si presentano in poche occasioni. Negli USA, per esempio, agli incroci è consentito ai pedoni di effettuare l’attraversamento in contemporanea con la corrente di traffico che fluisce parallelamente a loro, anche nel caso in cui da questa corrente un conducente debba svoltare, il che rende necessaria una prudenza aggiuntiva per tutti gli utenti della strada. Qualche volta i semafori pedonali (che indicano Walk/Don’t Walk) non sono presenti e i pedoni devono regolarsi con i semafori per i veicoli.



### 1.4.1 Stati Uniti

La Federal Highway Administration (FHWA) è un'agenzia all'interno del Dipartimento dei Trasporti statunitense che sostiene i governi statali e locali nella progettazione, nella costruzione e nella manutenzione del sistema autostradale nazionale.

Un documento ufficiale della FHWA, *Sidewalks*, riserva un intero capitolo alla corretta collocazione dei diversi elementi che costituiscono un attraversamento pedonale, dando informazioni su: segnaletica verticale ed orizzontale, isola salvagente, marciapiede, rampa, tempo di attraversamento e percorso tattile.

Le caratteristiche tecniche delle strisce pedonali seguono quelle indicate dal MUTCD (Manual of Uniform Traffic Control Devices), che ne indica spessore, distanziamento, ampiezza e colore. In particolare le strisce devono essere spesse tra i 30,5 e i 61 cm (dai 12 fino ai 24 pollici) e separate fra loro da una distanza nello stesso intervallo di lunghezze.

È obbligatorio inoltre che le strisce pedonali debbano essere orientate ortogonalmente alla linea di attraversamento, ossia alle corsie e ai marciapiedi.

Molto utile è anche il consiglio, nelle MUTCD, di impiegare luci lampeggianti incastonate nella pavimentazione stradale, trasversalmente alla carreggiata, con lo scopo di segnalare la presenza di un pedone in attraversamento. Può essere inoltre installato un semaforo lampeggiante, in corrispondenza dell'attraversamento, accoppiato ad un segnale dinamico che avverte della presenza del pedone.

Dove è presente un alto flusso pedonale si prevede l'installazione di isole pedonali, in modo da garantire una maggiore facilità nell'attraversamento, in quanto il flusso veicolare da attraversare proviene da un'unica direzione.

Si suggerisce l'uso di percorsi tattili che permettono all'ipovedente di individuare l'attraversamento e lo indirizzano nella giusta traiettoria. Inoltre, sono previsti dei dispositivi acustici in caso di attraversamento pedonale semaforizzato. In corrispondenza delle intersezioni, ai fini di aumentare la visibilità reciproca pedone-veicolo, è possibile avanzare il marciapiede creando delle "orecchie" in corrispondenza della svolta: questo favorisce la realizzazione di rampe ortogonali al marciapiede.

Vengono date indicazioni relativamente alla velocità del pedone durante l'attraversamento, ai fini di una corretta progettazione delle fasi dell'impianto semaforico. Tale velocità è stimata sugli 1,22 m/s. La ricerca, comunque, indica che la maggior parte

dei pedoni cammina ad una velocità inferiore, con il 15% di persone che scende sotto gli 1 m/s (Kell and Fullerton, 1982). Il numero dei pedoni che attraversa con basse velocità aumenta con il crescere dell'età della popolazione ed è per tale motivo che è consigliato basarsi su una velocità non superiore a 1 m/s. Ad esempio la città di San Francisco utilizza una velocità del pedone di 0,855 m/s.

La regolazione semaforica comunque, oltre che dello studio della velocità del pedone, deve tenere conto anche di altri elementi: lunghezza dell'attraversamento, pendenza, presenza di strutture ospedaliere o di riabilitazione.

Recenti tecnologie sono in grado di riconoscere la tipologia di utente che sta attraversando la carreggiata ed estendere la durata della fase semaforica pedonale al bisogno.

Nella Tabella 1.5 sono riassunti i principali elementi da considerare per la corretta realizzazione di un attraversamento pedonale, secondo la normativa statunitense.

Da evidenziare come negli Stati Uniti l'attraversamento debba essere ortogonale alle corsie, possibilmente anche al marciapiede; dove ciò non è possibile si consiglia un avanzamento del marciapiede. Allo scopo di segnalare la presenza di un pedone in attraversamento, viene suggerito l'impiego di luci lampeggianti incastonate nella pavimentazione stradale (occhi di gatto), a cui può essere aggiunto un segnale verticale dinamico.

**Tabella 1.5 - Estratto normativa sugli attraversamenti pedonali negli Stati Uniti**

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
<b>Rampa</b>	Pendenza - $i\%$	8,33% (MAX) 10% (se dislivello max = 0,15 m) 12,5% (se dislivello max = 0,07 m)
	Larghezza - $R$	0,91 (MIN) 1,50 (consigliato)
<b>Marciapiede</b>	Larghezza totale - $M$	da 2,40 a 3,00 m
	Larghezza al netto di rampe o ostacoli - $M_l$	1,50 m (consigliato) 0,90 m (MIN)
	Pendenza trasversale - $i_t$	2%
	Profondità avanzamento (se presente) - $RA$	2,00 m (MIN)
<b>Isola pedonale</b>	Profondità - $L_s$	1,50 m (consigliato) 1,22 (MIN)
	Ampiezza passaggio - $A_{ip}$	0,91 m (MIN)

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
Percorso tattile	Codici tattili	1 (tipologia bolle)
Sezione di attraversamento	Angolazione	Ortagonale alle corsie da attraversare
	AMPIEZZA sezione di attraversamento – <i>A</i>	da 3,00 a 5,00 m
	SPESSORE singola striscia – <i>S</i>	da 0,30 a 0,61 m
	DISTANZA tra strisce successive- <i>D</i>	da 0,30 a 0,61 m
	Colore	Bianco

Fonte: “Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali” – ACI, 2011

### 1.4.2 Australia

La normativa AS1428 (Design for access and mobility) mostra degli standard da rispettare nella realizzazione delle rampe di accesso al marciapiede.

Nel testo viene indicata la forma della rampa, la pendenza longitudinale massima e la pendenza massima dei raccordi laterali, la larghezza e la profondità minima della rampa; in riferimento al marciapiede, se ne indica la larghezza minima del passaggio e la pendenza massima, si danno indicazioni anche sul percorso tattile, specificandone la tipologia di codici e la profondità di installazione necessaria e, infine, vengono forniti parametri minimi per la costruzione dell’isola pedonale come l’ampiezza e la profondità.

Nella tabella 1.6 sono riassunti i principali standard stabiliti dalla normativa australiana per la realizzazione degli attraversamenti pedonali.

**Tabella 1.6 - Estratto dalla normativa sugli attraversamenti pedonali in Australia**

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
Rampa	Pendenza – <i>i</i> %	12,5% (MAX)
	Pendenza obliqua (zona di raccordo trapezoidale) - <i>i<sub>tl</sub></i> %	25% (MAX)
	Larghezza – <i>R</i>	1,20 m (MIN)
	Dislivello rampa-carreggiata	a raso
Marciapiede	Larghezza al netto di rampe o ostacoli - <i>M<sub>t</sub></i>	1,50 m (consigliato)
Isola pedonale	Profondità - <i>L<sub>s</sub></i>	2,40 m (MIN)
	Ampiezza passaggio - <i>A<sub>ip</sub></i>	almeno quanto l’ampiezza delle strisce
Percorso tattile	Codici tattili	2 (un codice di attenzione e uno di indirizzamento)
	Profondità zone di pericolo - <i>P<sub>t</sub></i>	0,60 m (MIN)

### 1.4.3 India

Nel documento Pedestrian Design Guidelines della UTTIPEC, Delhi Development Authority, vengono date indicazioni riguardo la progettazione dell'attraversamento pedonale, dell'isola spartitraffico, del marciapiede, della rampa e dell'illuminazione stradale.

In particolare si indica la pendenza longitudinale massima e quella trasversale massima dell'attraversamento ed, inoltre, il raggio di visibilità minimo che deve esserci alla soglia dell'attraversamento. Si danno poi indicazioni sull'ampiezza delle strisce pedonali, sulla pendenza massima e sulla larghezza minima delle rampe, nonché sulla profondità della zona di attesa alle spalle della rampa. In riferimento al marciapiede viene indicata la larghezza minima di tutta la sezione del marciapiede, quella minima al netto di rampe e ostacoli e la pendenza trasversale massima tollerata. Vengono, inoltre, fornite indicazioni sulla costruzione dell'isola salvagente, in particolare se ne indica l'ampiezza e la profondità minima, a seconda della presenza o meno di piante sull'isola.

Il documento fornisce indicazioni anche sulla pavimentazione tattile, indicando il tipo di codici da utilizzare, la grandezza delle mattonelle e la larghezza del percorso tattile necessaria sia per il percorso direzionale che per quello di attenzione (zona di pericolo), per quest'ultima si indica anche la distanza che deve essere lasciata dal bordo del marciapiede, inoltre si forniscono indicazioni sul materiale e sul colore da utilizzare.

Nella Tabella 1.7 sono riassunti i principali standard stabiliti dalla normativa indiana per la realizzazione degli attraversamenti pedonali.

**Tabella 1.7 - Estratto normativa sugli attraversamenti pedonali in India**

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
Distanza di visibilità	Distanza di visibilità reciproca pedone-conduttore	107,10 m
Rampa	Pendenza – $i$ %	8,33% (MAX)
	Pendenza obliqua (zona di raccordo trapezoidale) – $i_u$ %	10% (MAX)
	Larghezza – $R$	1,20 m (MIN)
	Dislivello rampa-carreggiata	6 mm (MAX)
Marciapiede	Larghezza totale – $M$	2,70 m
	Larghezza al netto di rampe o ostacoli – $M_l$	1,80 m (consigliato)

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
Isola pedonale	Profondità - $L_s$	Da 1,20 a 2,20 m (1,50 m MIN se presenti piante)
	Ampiezza passaggio - $A_{ip}$	almeno quanto l'ampiezza delle strisce
Percorso tattile	Codici tattili	2 (bolle a sezione trapezoidale di altezza 5 mm e basi di 25 e 35 mm)
	Larghezza del percorso direzionale - $L_t$	0,30 m (MIN)
	Profondità zone di pericolo - $P_t$	0,61 m
	Distanza da bordo marciapiede, confine o altra ostruzione - $d_{pt}$	da 0,60 a 0,80 m
	Colore	Preferibilmente giallo canarino (o comunque colore che contrasti con superficie adiacente)
	Coefficiente d'attrito - $\mu$	non smaltato e di non facile erosione
Sezione di attraversamento	AMPIEZZA sezione di attraversamento - $A$	da 3,00 a 5,00 m

Fonte: "Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali" – ACI, 2011

#### 1.4.4 Nuova Zelanda

Il documento *Pedestrian planning and design guide* redatto da Land Transport NZ (NZ Transport Agency) del dicembre 2007 è una guida sintetica per una migliore progettazione delle aree pedonali: un capitolo specifico è dedicato alla corretta realizzazione degli attraversamenti pedonali.

Nel documento viene fissata la lunghezza massima che può avere un attraversamento pedonale, nonché la pendenza massima, sia trasversale che longitudinale al senso di attraversamento del pedone. In riferimento alle strisce si danno indicazioni sulla colorazione, sull'ampiezza, sullo spessore e sul distanziamento. Viene stabilita una larghezza minima per il marciapiede e una pendenza trasversale e longitudinale massima; inoltre, in caso di avanzamento del marciapiede, se ne indica la profondità massima e l'ampiezza minima.

Per le rampe viene indicata la pendenza longitudinale massima tollerata, quella obliqua, la larghezza minima e quella della zona di atterraggio; di questa se ne indica anche l'ampiezza minima.

Riguardo all'isola pedonale il documento dà indicazioni sull'altezza che deve avere in caso di isola pedonale rialzata, sulla colorazione, sulla lunghezza minima, sull'ampiezza del passaggio e sulla profondità minima.

Per le piattaforme pedonali rialzate viene specificato che non danno priorità al pedone se non sono debitamente marcate con le zebre. Il loro corretto disegno dipende da diversi fattori: numero di pedoni in attraversamento, numero e tipologia di veicoli, tipologia di strada, larghezza della strada, presenza o meno di semaforo, pendenza e drenaggio della superficie stradale. Si indica inoltre l'altezza della piattaforma, la sua ampiezza massima, la pendenza massima della rampa di approccio per i veicoli e, come questa deve essere opportunamente e chiaramente marcata. Infine si danno informazioni sul corretto posizionamento in relazione alla larghezza della strada, al limite di velocità della strada, alla visibilità e alla distanza rispetto alle intersezioni.

Importante evidenziare come in Nuova Zelanda la lunghezza dell'attraversamento pedonale non può essere superiore ai 10 m. Si danno pure istruzioni sulla corretta disposizione degli attraversamenti rialzati, e se ne vieta la realizzazione su curve strette e su strade con più di due corsie. Si dispone anche come questo debba essere arretrato di cinque metri rispetto all'intersezione.

Una sintesi delle normative neozelandesi per la costruzione di attraversamenti pedonali è rappresentata nella Tabella 1.8.

**Tabella 1.8 - Estratto normativa sugli attraversamenti pedonali in Nuova Zelanda**

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
<b>Rampa</b>	Pendenza – $i\%$	8% (MAX) 10% se dislivello max = 15 cm 12% se dislivello max = 7 cm
	Pendenza obliqua (zona di raccordo trapezoidale) – $i_t\%$	16% (MAX)
	Larghezza – $R$	1,00 m (MIN)
<b>Marcia piede</b>	Larghezza totale – $M$	3,00 m (MIN)
	Profondità avanzamento (se presente) – $RA$	da 2,00 a 4,00 m (consigliato) 7,00 m (MAX)
	Larghezza avanzamento – $LA$	3,00 m (MIN)
<b>Isola pedonale</b>	Profondità – $L_s$	1,80 m (MIN) 2,00 m (consigliato)
	Ampiezza passaggio – $A_{ip}$	1,50 m (MIN)

ELEMENTO	DESCRIZIONE	STANDARD
Attraversamento rialzato	Pendenza rampa di raccordo - $i_r$	Dal 5% al 10% (da 7 a 10 cm l'altezza del rialzo)
	Ampiezza - $A_r$	Da 2,00 a 6,00 m (piattaforme più ampie in caso di elevati flussi pedonali o di mezzi pesanti in transito)
	Lughezza - $L$	non più lunga di due corsie
Sezione di attraversamento	Lunghezza attraversamento	10 m (MAX)
	AMPIEZZA sezione di attraversamento - $A$	2,00 m (MIN) (preferibilmente da 3,00 a 5,00 m)
	SPESSORE singola striscia - $S$	0,30 m
	DISTANZA tra strisce successive - $D$	0,60 m
	Colore	bianco

Fonte: "Linee guida per la progettazione degli attraversamenti pedonali" – ACI, 2011

## **CAPITOLO 2**

### **Attraversamenti pedonali in Europa: Stato dell'arte**

#### **Premessa**

La rete stradale secondaria italiana è quasi completamente di competenza delle Amministrazioni Provinciali e Comunali ed è spesso caratterizzata dalla disuniformità delle proprie caratteristiche geometriche e funzionali, sia a causa dell'evoluzione storica degli insediamenti urbani sia per la sovrapposizione di interventi manutentivi, quasi sempre realizzati senza un progetto di ampio respiro.

Quindi il conducente non può viaggiare in contesti stradali continui, caratterizzati da un quadro prospettico uniforme e con una corretta intensità di informazioni. Ciò provoca la difficoltà nel prestare la giusta attenzione alle possibili situazioni potenziali di pericolo.

Tenendo conto dello sviluppo dei tracciati all'interno di centri urbani e metropolitani, la lettura e la comprensione del comportamento "medio" degli utenti su strada risulta di estrema complessità da parte dei progettisti e dei tecnici.

Quindi risulta difficoltoso capire come vengano recepiti i segnali e le informazioni trasmesse dall'infrastruttura.

Il rapporto tra automobilista e infrastruttura stradale risulta ancor più delicato all'interno di ambiti propriamente urbano-residenziali, poiché la strada e gli elementi segnaletici devono garantire sicurezza e comfort di marcia, comunque costituendo un preciso richiamo al rispetto del contesto circostante, con particolare riguardo alle componenti di traffico più vulnerabili, quali pedoni e ciclisti. Di qui la necessità di analizzare gli effetti di tutta quella classe di dispositivi che sovrintendono all'interfaccia tra le componenti forti e deboli del traffico, ovvero gli attraversamenti pedonali. Molti



degli strumenti per la moderazione della velocità si basano sul condizionamento della condotta di guida del conducente, finalizzato ad una allerta verso i potenziali pericoli del tracciato e della interferenza diretta con gli utenti deboli.

Diversi strumenti intervengono sulla condotta di guida attraverso effetti visivi, acustici e vibratorii, richiamando l'attenzione sullo scenario locale. Altri strumenti direttamente integrati nell'infrastruttura si configurano come veri e propri ostacoli fisici, che determinano una cospicua riduzione della velocità dei mezzi.

Per i tecnici, che gestiscono la manutenzione e la sicurezza delle strade, esiste spesso una generale difficoltà di approccio progettuale, insita nell'individuazione dello specifico campo normativo di riferimento, dovendo tali strumenti intervenire su aree di pubblico transito, con esplicite responsabilità civili e penali dell'Ente gestore.

Proprio l'eterogeneità della rete stradale locale non consente l'esplicita codificazione di molte soluzioni documentate nella letteratura internazionale di settore ed è pertanto necessario che gli stessi progettisti pongano estrema attenzione nel verificare che le proprie scelte siano conformi con i dettami nazionali del Codice della strada.

Solamente alcuni dei dispositivi comunemente utilizzati nei progetti di moderazione del traffico possono essere collocati senza forzature all'interno della vigente legislazione, mentre molti altri, non esplicitamente previsti dal Codice, vengono sovente adottati a carattere locale con particolari interpretazioni e pretese sul loro funzionamento, comportando spesso rischi per l'incolumità degli utenti.

Molte delle soluzioni illustrate di seguito si basano su espliciti e rigorosi presupposti normativi. Altri dispositivi, consolidati da esperienze straniere, possono essere fonte di approfondimento e di cauta applicazione, ricordando che le incertezze di tipo tecnico e giuridico possono essere caso per caso supportate da pareri preventivi dell'Ispettorato Generale per la Circolazione e la Sicurezza Stradale del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti o applicate, secondo precisi approcci scientifici, attraverso sperimentazioni che, in via di principio, lo stesso Ministero consente di attuare su aree limitate e adeguatamente presegnalate.

## 2.1 Moderazione del traffico (Traffic Calming)

### 2.1.1 Dossi artificiali

In accordo con l'art. 179 del Regolamento di Esecuzione del Codice della strada, sulle strade dove vige un limite di velocità inferiore o uguale ai 50 km/h si possono utilizzare dossi artificiali, che vengono evidenziati tramite zebrastrature gialle e nere parallele alla direzione di marcia e sono di larghezza uguale sia per i segni che per gli intervalli visibili, sia di giorno che di notte. Sono dispositivi rientranti formalmente nei segnali complementari destinati a rallentare la velocità dei veicoli ai sensi dell'art. 42 comma 2 dello stesso Codice.



Figura 2.1- Doso artificiale

I dossi artificiali possono essere utilizzati solo su strade residenziali, nei parchi, nei residence, ecc.; possono essere installati in serie e devono essere presegnalati. L'impiego sulle strade utilizzate come itinerari preferenziali dei veicoli di soccorso o di pronto intervento è vietato. Quindi il loro impiego non interferisce con la viabilità ordinaria di scorrimento.

Consistono in rialzi della carreggiata posti trasversalmente alla direzione di marcia, ed hanno un effetto diretto sulla riduzione della velocità dei veicoli, che risulta tanto maggiore quanto più frequente e regolare è la loro presenza sulla strada.

L'efficacia dello strumento, sulla base di specifiche esperienze condotte in Danimarca ed in Australia, dipende quindi dal suo posizionamento in serie con interdistanza tale da rendere l'accelerazione e la successiva frenata particolarmente fastidiosa per la guida, inducendo l'automobilista ad una marcia a velocità costante e moderata e, quindi, considerando il dosso all'interno di un sistema e non come il disturbo di un'opera isolata. Per ottenere tale effetto la distanza consigliata tra i dossi è tra i 20 ed i 100 metri.

Nessun tipo di sopralzo della carreggiata è possibile su strade diverse da quelle sopra citate, ovvero tangenziali, strade statali, provinciali o comunali di gerarchia superiore a quella propria di un contesto urbano residenziale.

I dossi sono costituiti da elementi in rilievo prefabbricati o da ondulazioni della pavimentazione a profilo convesso. In funzione dei limiti di velocità vigenti sulla strada interessata, hanno le seguenti dimensioni:

- per limiti di velocità pari od inferiori a 50 km/h larghezza non inferiore a 60 cm ed altezza non superiore a 3 cm;
- per limiti di velocità pari od inferiori a 40 km/h larghezza non inferiore a 90 cm ed altezza non superiore a 5 cm;
- per limiti di velocità pari od inferiori a 30 km/h larghezza non inferiore a 120 cm ed altezza non superiore a 7 cm.

I tipi a e b devono essere realizzati in elementi modulari in gomma o materiale plastico, il tipo c può essere realizzato anche in conglomerato bituminoso. Dalle geometrie imposte dal Codice della strada, risultano che le pendenze delle rampe di accesso al dosso sono comprese fra il 15% ed il 17% (Tabella 1).

**Tabella 2.1 - Geometria dei dossi artificiali.**

Tipo	Velocità	Larghezza	Altezza	Rampa	Pendenza
a	< 50 km/h	> 60 cm	< 3 cm	20 cm	1:6,7
b	< 40 km/h	> 90 cm	< 5 cm	30 cm	1:6,0
c	< 30 km/h	> 120 cm	< 7 cm	40 cm	1:5,7

Fonte: Tecniche per la sicurezza in ambito urbano, Egaf (2010).

I dossi possono essere divisi in due tipologie dal punto di vista costruttivo: a sezione trapezoidale o curva e possono essere realizzati con elementi prefabbricati (cemento o gomma), oppure con sagomatura della pavimentazione a profilo convesso con superficie antiscivolo (conglomerato bituminoso). I rallentatori devono essere opportunamente segnalati con apposita segnaletica verticale posta almeno 20 metri prima, e, dove necessario, anche con segnaletica orizzontale sul manto stradale. Una serie di rallentatori deve essere indicata mediante analoghi segnali e pannello integrativo recante la parola

“serie”. Nell’applicazione degli elementi prefabbricati l'utilizzo di adesivi in abbinamento o in sostituzione del tassello ad espansione deve essere evitato poiché non consentirebbe il deflusso delle acque al di sotto degli elementi o la facile rimozione degli stessi.

Proprio per la sua configurazione il dosso costituisce in assoluto il riduttore di velocità più efficace: nessun altro strumento in elevazione è paragonabile al suo potenziale senza richiedere un intervento di modifica dell'asse stradale. Il vantaggio di un utilizzo di tali strumenti in prossimità degli attraversamenti pedonali andrebbe indagato approfonditamente per standardizzarne un utilizzo volto al miglioramento della sicurezza stradale.

Le esperienze straniere hanno dimostrato che gli effetti ottimali di riduzione della velocità si raggiungono per altezze comprese tra i 7 ed i 10 cm circa (misure non ammesse in Italia), con pendenze delle rampe fino al 15%, ma ovunque sussistono le limitazioni inerenti il tipo di strada e le difficoltà nel conciliare la presenza dei dossi con i percorsi dei mezzi di soccorso. All'estero non vi sono neppure particolari limitazioni sul colore di questi dispositivi e sui simboli che li evidenziano; in Inghilterra e nei Paesi Scandinavi è molto diffusa la segnaletica detta a denti di drago, che indica il senso della sopraelevazione del dosso. Studi condotti da esperti svedesi rilevano anche quali siano le più corrette distanze tra tali tipi dispositivo ed il successivo attraversamento pedonale, con la presenza di un’isola salvagente. E’ importante comunque ribadire che l’altezza dei dossi è il fattore determinante per la riduzione della velocità rispetto a qualunque altro (Tabella 2).

**Tabella 2.2 - Caratteristiche dei dossi artificiali in gomma.**

Tipo	Velocità	Trapezoidali			Circolari			Fissaggio	Terminale
		Lunghezza	Altezza	Gradino	Lunghezza	Altezza	Gradino		
<b>a</b>	<50 km/h	>600	<30	8	>600	<30	8	4 tasselli	no
<b>b</b>	<40 km/h	>900	<50	8	>900	<50	8	5 tasselli	si
<b>c</b>	<30 km/h	>1200	<70	8	>1200	<70	8	6 tasselli	si

Fonte: Tecniche per la sicurezza in ambito urbano, Egaf (2010).

In fine bisogna tralasciare lo sviluppo delle nuove tecnologie citando i dossi artificiali di tipo “smart”, ovvero i moderni dossi ad attivazione automatica. Al passaggio di un automezzo al di una certa velocità di soglia (solitamente 30 km/h) tali dispositivi non si

attivano garantendo un passaggio senza alcun sussulto, quando il mezzo procede con una velocità maggiore della velocità di soglia il dispositivo si attiva determinando l'effetto di sopralzo della traiettoria e conseguente riduzione della velocità. Un ulteriore impiego di tali dispositivi di ultima generazione consiste nell'attivazione del sistema di illuminazione dell'attraversamento pedonale successivo, al passaggio sopra il dosso di un automezzo.

### **2.1.2 Piattaforme rialzate e pavimentazioni speciali**

Tra i dispositivi rallentatori che si basano sul rialzo in verticale della pavimentazione bisogna citare le cosiddette platee rialzate. Simili ai dossi, soprattutto per pendenza e geometria delle rampe, le platee rialzate sono caratterizzate da un più accentuato sviluppo planimetrico del tratto sopraelevato. Una applicazione ricorrente in diversi Paesi europei è quella delle platee rialzate che interessano tutta l'area di una intersezione stradale a tre o a quattro bracci, libera o semaforizzata.

Rappresentano una modifica al profilo longitudinale delle strade interessate e non sono strettamente riferibili a precise norme di segnaletica, sebbene esse sono assimilabili ai citati segnali complementari di cui all'art. 42 del Codice della strada, quanto a motivazioni tecniche, di opportunità o necessità che l'Ente proprietario della strada può e deve valutare.



**Figura 2.2 - Attraversamento pedonale rialzato**

Le platee possono essere eseguite, utilizzando materiali idonei, e garantendo comunque la percorribilità, attraverso una geometria che garantisca le necessarie minime

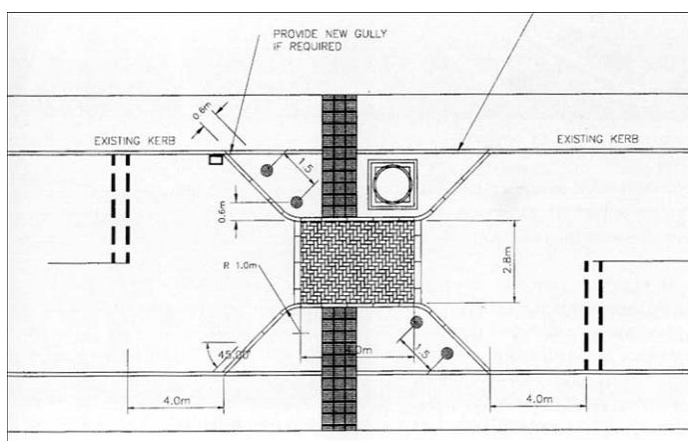
condizioni di scavalco da parte delle normali autovetture, in particolare quelle con carenatura bassa, per cui l'altezza del rialzo e la lunghezza delle rampe sono due elementi di fondamentale valutazione, poiché l'Ente proprietario ha la responsabilità per eventuali inconvenienti o danneggiamenti di veicoli per effetto dell'incompatibilità della geometria del rialzo con il normale transito dei mezzi.

Naturalmente deve manifestarsi l'effettiva necessità di tutelare un'utenza debole a fronte di accertati comportamenti pericolosi da parte dell'utenza motorizzata. Importante è anche la preventiva valutazione di eventuali effetti vibratorii generati dal passaggio veicolare, avvertibili sulle strutture vicine alle platee da realizzare. Bisogna anche preoccuparsi dello smaltimento delle acque di ristagno, con particolare riguardo alle località soggette a frequente innevamento, di istruire gli addetti alla rimozione della neve circa la presenza dei rialzi per non danneggiare le macchine spazzaneve o distruggere gli stessi rialzi.

L'uso delle platee è ricorrente in Italia come attraversamento pedonale rialzato. In linea di principio, tale impiego non è previsto esplicitamente nella normativa, poiché la platea rialzata, come libera estensione del concetto di dosso artificiale, è un dispositivo finalizzato al solo rallentamento dei veicoli.

Un impiego formalmente più corretto, e forse più efficace, a protezione dei pedoni potrebbe essere rappresentato da una disposizione sequenziale dei dossi e, poco oltre, dell'attraversamento pedonale tradizionale.

L'attraversamento pedonale rialzato consiste in una sopraelevazione della carreggiata con rampe di raccordo anteriore e posteriore. Tale sopraelevazione è realizzata sia per restituire continuità ai marciapiedi in una parte dell'arco stradale compreso tra due intersezioni, sia per interrompere la continuità di lunghi rettifili, in modo da moderare la velocità dei veicoli a motore. L'attraversamento pedonale rialzato costringe i veicoli a rallentare e migliora quindi la sicurezza dei pedoni.



**Figura 2.3 - Schema di un attraversamento pedonale rialzato in Gran Bretagna.**

La normativa italiana non impone né impedisce la realizzazione degli attraversamenti pedonali rialzati. In diversi documenti vi sono riferimenti a questi dispositivi, per i quali non vengono però fornite specifiche tecniche o indicazioni progettuali significative.

Il Nuovo codice della strada afferma che *“in corrispondenza degli attraversamenti pedonali i conducenti dei veicoli devono dare la precedenza ai pedoni che hanno iniziato l'attraversamento [...]”. Gli attraversamenti pedonali devono essere sempre accessibili anche alle persone non deambolanti su sedie a ruote; a tutela dei non vedenti possono essere collocati segnali a pavimento o altri segnali di pericolo in prossimità degli attraversamenti stessi”* (art. 40, comma 11).

Dall'analisi della normativa sembra che tutti gli attraversamenti pedonali debbano includere le strisce zebra: nella prassi, però, si riscontrano numerose eccezioni.

Le Linee guida per la redazione dei piani della sicurezza stradale urbana forniscono la seguente definizione: *“Aree stradali rialzate o attraversamenti pedonali rialzati, speed tables, rialzo del piano viabile con rampe di raccordo (con pendenza, in genere, del 10%) in corrispondenza di aree da proteggere da elevate velocità o di attraversamenti pedonali. La lunghezza interessata dal rialzo supera in genere quella dei normali veicoli (10-12 m), in caso contrario vengono classificati come dossi”*.

Sempre secondo le Linee guida per la redazione dei piani della sicurezza stradale urbana, gli attraversamenti pedonali rialzati sono utilizzabili sulle strade di tipo “e” (strade

urbane di quartiere) ed “f” (strade urbane locali), per volumi di traffico giornaliero medio (TGM) di qualsiasi entità.

La velocità dei veicoli può essere ridotta mediante il ridisegno degli stalli di sosta sui due lati della carreggiata nella zona che precede l'attraversamento, creando un effetto chicane.

Per quanto concerne la pendenza delle rampe, trattando delle intersezioni rialzate si è consigliato di adottare il 10%.

In Francia il CERTU consiglia di utilizzare pendenze comprese tra il 3% ed il 10%, a seconda della frequenza di passaggio dei mezzi pesanti.

Negli Stati Uniti d'America l'ITE (Institute of Transportation Engineers) suggerisce di non superare per le rampe la pendenza del 10%, contenendola al 7% nel caso in cui i mezzi spazzaneve debbano circolare con frequenza (è quanto è stato messo in atto a Toronto, città soggetta ad abbondanti nevicate). Se però la pendenza scende al 5%, l'effetto di moderazione della velocità dei veicoli risulta troppo modesto: per ottenere velocità medie in corrispondenza dell'attraversamento inferiori a 16 mph (25,6 km/h), infatti, la pendenza deve essere almeno del 7%.

Nel caso di piattaforme di grandi dimensioni, secondo il CERTU la lunghezza della sopraelevazione deve essere superiore all'interasse tra ruote posteriori e anteriori dei mezzi pesanti che lo attraverseranno, in modo che i veicoli possano salire con le quattro ruote sulla piattaforma.

Questa stessa considerazione vale anche per le strade di quartiere interessate dal transito dei mezzi del trasporto pubblico.

Le valutazioni condotte in seguito all'attuazione di questa misura in diversi Stati europei hanno mostrato che, a fronte di un buon numero di effetti positivi, non vi sono particolari effetti collaterali negativi, a patto che la scelta delle pendenze e delle dimensioni della piattaforma sia adatta al tipo di traffico presente sulla strada.

L'ITE ha poi stimato che il ritardo medio sperimentato dai mezzi dei vigili del fuoco ad ogni attraversamento pedonale rialzato è inferiore ai 3 secondi.

- Capacità e Curva di deflusso: per quanto riguarda la capacità della strada non si dovrebbero evidenziare particolari riduzioni col rallentamento dei veicoli ( $v < 30$  km/h), poiché la densità aumenta e quindi la capacità dovrebbe rimanere costante



o solo leggermente diminuire per l'effetto di lieve maggior distanza di sicurezza che un conducente medio tiene in presenza di ostacolo, ma si tratta di valori modesti e ininfluenti sugli utenti abituali.

- Influenza sui veicoli pesanti (innalzamento del coefficiente di equivalenza): per i veicoli di emergenza e di maggiori dimensioni (bus in servizio di trasporto collettivo), il singolo ritardo appare trascurabile (qualche secondo). Tuttavia, per i bus urbani con passeggeri in piedi, il ritardo può essere maggiore. Quindi in presenza di traffico promiscuo di auto e autobus ma anche camion, l'effetto combinato della riduzione di velocità e della minore visibilità, imposto ai veicoli che lo seguono dal mezzo pesante, determina una crescita della distanza di sicurezza con una conseguente riduzione di capacità (comunque stimabile non superiore al 10 %).

Un altro aspetto importante degli attraversamenti rialzati, che non trova un'univoca soluzione nel mondo, sono le rampe di raccordo tra il livello della carreggiata e quello della piattaforma, che possono essere di tipo diverso:

- diritte;
- a profilo parabolico;
- a profilo sinusoidale;
- ad "H";
- a "S".

In Italia le rampe più utilizzate in combinazione con gli attraversamenti pedonali rialzati sono quelle diritte. Negli Stati Uniti, alcune piattaforme hanno le rampe diritte (cfr. fig. 2.9).

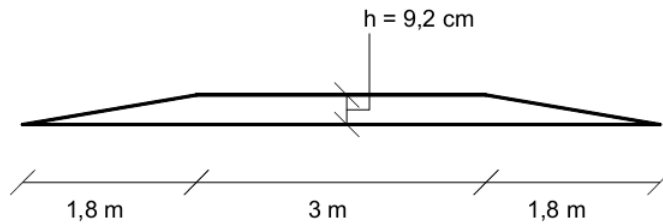
Il tipo di piattaforma più comune è però quello con le rampe paraboliche, chiamato Seminole County Table (cfr. fig. 2.10).

Nel Nord-America sono anche diffuse le rampe a profilo sinusoidale (cfr. fig. 2.11), poco utilizzate in Italia, ma consigliate dalle linee guida canadesi. Esse hanno il vantaggio di consentire un raccordo più dolce all'imbocco della rampa: sono pertanto responsabili di minori vibrazioni dei veicoli e vengono accolte con favore anche dai ciclisti.

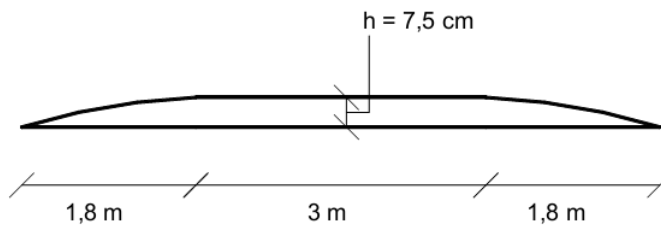
Le rampe ad "H" e a "S" sono chiamate così per la forma planimetrica. Esse sono caratterizzate dal fatto di avere pendenze diverse nelle parti esterne e in quella interna della

rampa: le parti esterne sono meno ripide, per consentire un passaggio agevole degli autobus e dei mezzi pesanti; la parte interna, invece, sulla quale transitano le automobili, è più ripida.

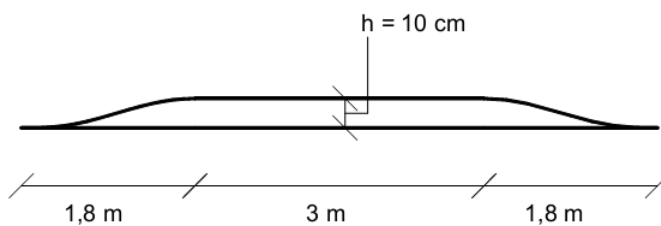
Le rampe diritte paiono comunque le più adatte per gli interventi in ambiti residenziali, poiché garantiscono notevole semplicità costruttiva e costi più ridotti, a fronte di prestazioni nel complesso accettabili.



**Figura 2.4 - Sezione di una piattaforma con le rampe diritte utilizzata negli Stati Uniti.**



**Figura 2.5 - Sezione di un Seminole County Table.**



**Figura 2.6 - Sezione di un attraversamento pedonale rialzato con rampe sinusoidali, di largo impiego in Canada.**

### 2.1.3 I cuscini berlinesi

I cuscini berlinesi, dal luogo della prima applicazione, devono essere considerati come una evoluzione dei dossi tradizionali.

Essi sono caratterizzati da un ridotto ingombro trasversale in carreggiata che induce i veicoli ad assumere un assetto di marcia che richiede il sollevamento asimmetrico delle ruote di un solo lato del veicolo (solitamente il lato sinistro, ovvero quello più vicino alla linea di mezzzeria).

La riduzione della velocità imposta da questo rallentatore deriva sia dal doppio colpo che il veicolo subisce nel contatto col dosso sia dal fatto che l'autovettura è costretta a percorrere tutta la lunghezza del cuscino leggermente inclinata su un lato.



**Figura 2.7 - Cuscino berlinese.**

Le limitazioni alla quota imposte dal Codice della strada pregiudicano molto l'efficacia finale dei cuscini come elemento di moderazione della velocità che, di fatto, in Italia non trovano particolare diffusione.

Dalla letteratura internazionale emerge che la sezione dei cuscini è sempre trapezoidale, l'inclinazione della rampe d'accesso è identica a quella prescritta per i dossi ma la lunghezza è molto maggiore, in genere pari almeno a quella media di un'autovettura.

Sono comuni i cuscini in cubetti di porfido su pavimentazione in conglomerato bituminoso che, oltre a rendere meglio visibile il manufatto, associano anche la componente acustica quale ulteriore fonte di richiamo per l'utente.

#### **2.1.4 Restringimenti di sezione ed interventi sulla geometria del tracciato**

I restringimenti della carreggiata, detti “Chokers” nei Paesi anglosassoni, sono soluzioni che prevedono una strozzatura dello spazio utilizzabile per la circolazione, soprattutto su strade in prossimità di incroci, creando un effetto “corridoio” utile per un corretto incanalamento veicolare.

I restringimenti di carreggiata sono realizzati generalmente con l'avanzamento dei marciapiedi o tramite l'inserimento di cordoli, aiuole, piante e altri manufatti. Il restringimento può essere realizzato con cadenza prestabilita lungo la lunghezza della strada, in modo da assicurare un andamento costante delle velocità. Risulta importante analizzare e prevedere un corretto posizionamento dei restringimenti di carreggiata soprattutto in prossimità di incroci in modo da abbreviare il tragitto che compie il pedone, se è previsto anche un attraversamento pedonale, e di lasciare una ampia visibilità della zona.

I restringimenti, generalmente posti a valle di una serie di chicane, impongono spesso l'interruzione di uno dei due flussi di traffico creando di fatto un regime di circolazione a senso unico alternato. Quindi si ha la necessità di utilizzo dei segnali di strettoia simmetrica, asimmetrica a sinistra o a destra, soprattutto quando la conformazione assunta dalla strada può non essere compresa e risultare, addirittura, fonte di pericolo alla corretta circolazione (articoli 90, 96 e 110 del Regolamento del Codice della strada). In alcuni casi i restringimenti di carreggiata possono fisicamente impedire il transito in direzioni vietate o permettere la circolazione di una sola fila di veicoli, compatibilmente con tutte le altre esigenze della viabilità locale.

Tali interventi, oltre agli effetti sulla riduzione di velocità, determinano anche una riduzione di capacità. Nei casi in cui la carreggiata è ridotta da due ad una corsia la riduzione di capacità è pari a circa il 60%, poiché si determina una marcia a senso alternato, che determina a sua volta perditempo tra il moto di un veicolo e il moto di quello nella direzione opposta. Più interessante è il caso in cui la riduzione di sezione non riduce il numero delle corsie: si deve tenere subito in considerazione se la larghezza della corsia

consenta la circolazione dei veicoli pesanti (maggiore di 2,75 metri; minimo consigliato di 3,00 metri). Con corsie di larghezza minore di 2,75 metri la circolazione dei mezzi pesanti deve essere preclusa e, dunque, la riduzione di capacità è sostanzialmente determinata da una maggiore vicinanza degli ostacoli laterali, che, se inferiore a 1,80 m (rif. HCM 2000), si riduce come segue:

**Tabella 2.3 - Riduzione della capacità in funzione della riduzione di sezione della carreggiata**

Distanza ostacolo laterale (m)	Riduzione capacità percentuale (%)
> 1,8	0
1,20	8
0,60	16
0,00	25

Fonte: HCM 2000

Con corsie di ampiezza maggiore di 2,75 m e presenza di veicoli pesanti, la circolazione subisce un rallentamento di velocità, ma anche una riduzione di capacità:

- per effetto della maggiore vicinanza degli ostacoli laterali come ne caso precedente;
- per effetto del maggiore coefficiente di equivalenza dei mezzi pesanti, con riduzione della capacità tra il 9 ed il 13 % su tracciati pianeggianti, da combinare con l'effetto della distanza degli ostacoli laterali, nell'ipotesi di un flusso di tali veicoli del 10% di quello totale.

La chicane consiste in una variazione planimetrica dell'andamento dell'asse stradale con l'inserimento di una o più curve contrapposte che impongono un rallentamento di velocità ai veicoli in transito. La tortuosità del tracciato viene realizzata mediante l'inserimento di cordoli ed isole divisionali sormontabili e non, inducendo sui guidatori l'effetto di moderazione consistente della velocità per non arrecare danno al proprio veicolo.

Tali misure sono anche utilizzate per interrompere la continuità di lunghi rettifili. Da un lato le chicane portano ad una diminuzione degli incidenti a causa della riduzione della velocità, dall'altro possono esse stesse esserne fonte, soprattutto per i frequenti urti dei veicoli contro i cordoli.



**Figura 2.8 – Esempio di chicane ad Austin (Texas)**

Le chicane sono applicabili esclusivamente in ambito urbano/residenziale; il Codice della strada non parla esplicitamente di chicane e non vi sono riferimenti italiani in materia di geometria e di tecniche costruttive per questo tipo di soluzioni.

La presenza di una chicane può in pratica essere segnalata in conformità all'art. 42 del Codice della strada, che prescrive il generico segnalamento di tutti gli ostacoli, le anomalie ed i punti critici stradali nei quali le chicane si possono riconoscere.

Angoli di curvatura maggiori di  $15^\circ$  riducono la velocità fino a 30 km/h, mentre angoli minori di  $10^\circ$  sono certamente da evitare, non determinando effetti deterreni cospicui. L'utilizzo delle chicane deve essere compatibile con il transito di automezzi pesanti di lunghezza elevata, altrimenti se ne deve prevedere la deviazione della circolazione su tratti percorribili, con l'instaurazione del divieto di transito per tali mezzi sui tratti stradali interessati da queste misure.

Il sistema di regolamentazione delle intersezioni stradali a raso in ambito urbano mediante l'adozione dello schema "a rotatoria" è diffuso e facilmente riconoscibile dagli utenti. Il principio di utilizzo di una minirotaoria quale solo elemento di moderazione della velocità in ambito urbano-residenziale è simile a quello delle chicane, ovvero si basa sull'interruzione della continuità e della regolarità del tracciato stradale.

Per quel che concerne specificatamente il contesto urbano è possibile far riferimento a due schemi di rotatoria, ovvero:

- Mini-rotatoria a isola centrale sormontabile (diametro esterno da 14 a 18 metri): dotata di un'isola centrale totalmente carreggiabile, questa mini-rotatoria può essere adottata, da un punto di vista geometrico, in qualunque incrocio urbano. La possibilità di inversione di marcia non è in questo caso garantita per i mezzi pesanti, ma sono possibili tutte le altre manovre di cambio di direzione mediante la cauta occupazione parziale dell'isola centrale.
- Mini-rotatoria a isola centrale semi-sormontabile o non sormontabile (diametro esterno da 18 a 25 metri): un diametro esterno inferiore a 25 metri può essere pensato se una parte dell'isola centrale è transitabile da autobus o, occasionalmente, dai mezzi pesanti. È consigliabile l'uso di tale soluzione solo nel caso in cui i flussi di attraversamento siano decisamente superiori ai flussi di deviazione all'interno dell'intersezione.

### 2.1.5 I rallentatori ad effetto acustico e vibratorio

I rallentatori ad effetto acustico e vibratorio sono strisce di materiale plastico o lapideo poste in opera sulla pavimentazione stradale, trasversalmente rispetto al senso di marcia ed in sequenza, che producono al passaggio dei veicoli un suono ed una vibrazione di richiamo, di limitate intensità. La geometria e la disposizione trasversale alla direzione di marcia sono analoghe al caso dei rallentatori a solo effetto ottico di cui all'art. 42 del Codice della strada.

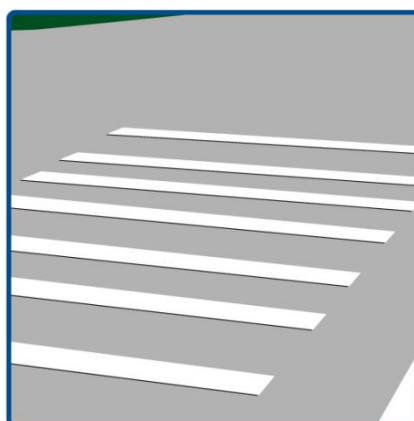


Figura 2.9 - Rallentatore acustico

Quando i rallentatori siano costituiti da bande plastiche in rilievo sulla superficie stradale, queste devono essere costituite da materiali antisdrucciolevoli e non devono sporgere più di 3 mm dal piano viario. L'effetto acustico e vibratorio può essere ottenuto anche mediante un irruvidimento del manto di usura

realizzato attraverso l'incisione superficiale o la scarificazione, caso quest'ultimo che non richiede specifica omologazione.

Per assolvere al compito di suscitare l'attenzione dei guidatore, i rallentatori acustici devono essere progettati in modo da produrre un effetto sonoro crescente, con ritmo spezzato, ottenibile con il posizionamento di una serie di strisce sonore in rilievo o in bassorilievo in numero crescente e con spaziatura ridotta all'avvicinarsi del punto pericoloso. Il presegnalamento non è ritenuto necessario, ma spesso le strisce sono precedute dal segnale di pericolo generico affiancato da un pannello integrativo esplicativo. È proprio questo il caso della presegnalazione di un attraversamento pedonale.

Sicuramente tali dispositivi, ovvero l'effetto acustico prodotto dagli stessi, risultano particolarmente efficaci per richiamare l'attenzione del conducente, ma costituiscono motivo di disturbo per i residenti nelle abitazioni poste in prossimità della sede stradale, soprattutto nelle ore notturne. Pertanto l'uso estensivo di questo strumento è consigliabile in zone che precedono contesti prettamente urbani.

L'aumento del rumore percepito dai residenti prescinde sostanzialmente dallo spessore e dalla spaziatura delle strisce. Particolarmente interessante è il quadro riassuntivo di un esperimento condotto nel 2002 dal "Department of Transportation di New York" in quattro siti strumentati dove si evince che l'effetto delle bande sonore è quello di incrementare il rumore prodotto da una pavimentazione tradizionale di circa 10 decibel (Tabella 2.4). Tale incremento del rumore ribadisce la necessità di installare detti dispositivi lontano da zone residenziali con significativi flussi di traffico.

**Tabella 2.4 - Effetto delle bande sonore sul rumore percepito in alcuni 4 siti strumentati.**

Sito	Altri rumori	Distanza dalle bande	Rumori dovuti al rotolamento dei pneumatici (dB)					
			Automobili		Veicoli di peso medio		Veicoli pesanti	
(n°)	(dB)	(m)	Bande	Pav.liscia	Bande	Pav.liscia	Bande	Pav.liscia
1	60	205	56	46	64	53	63	54
2	58	180	56	46	64	54	63	56
3	55	170	54	45	64	54	62	57
4	49	1080	47	37	57	46	53	48

Fonte: Tecniche per la sicurezza in ambito urbano, Egaf (2010).



### **2.1.6 Pavimentazioni colorate**

L'evoluzione della tecnologia dei conglomerati bituminosi consente da alcuni anni di realizzare manti stradali colorati in miscele che, ai fini dei "traffic calming", possono evidenziare specifiche destinazioni della sede stradale o corsie riservate (piste ciclabili, aree di intersezione, aree pedonali, corsie bus, etc...). Dal punto di vista strutturale e funzionale, tali conglomerati sono identici ai tradizionali impasti bituminosi, pur essendo realizzati con leganti bituminosi albi, deasfalanati o con resine polimeriche trasparenti con colorazioni che si ottengono con l'aggiunta di specifici pigmenti introdotti durante la produzione. La colorazione in pasta garantisce il mantenimento delle caratteristiche di aderenza tra pneumatici e pavimentazione, che, solitamente, non succede quando le colorazioni delle superfici stradali siano realizzate con vernici o pitture inadeguate su manti bituminosi tradizionali.

Più efficace risulta essere la colorazione con specifiche pitture di piste ciclabili o pedonali in masselli in calcestruzzo, generalmente autobloccanti che individuano in modo esplicito la partizione delle funzioni per ciascun utente.

L'approccio è diverso se la colorazione del fondo stradale è realizzata facendo uso di vernici in corrispondenza degli attraversamenti pedonali. In questo caso si ricade nel campo della segnaletica stradale orizzontale e, di conseguenza, tale pratica è vietata. Risulterebbe infatti in contrasto con quanto previsto all'art. 137 comma 5 del Regolamento di esecuzione del Codice della strada. Tale articolo elenca i colori che si possono impiegare per il segnalamento orizzontale e ne specifica l'impiego. L'attraversamento pedonale realizzato su sfondi colorati (rosso, azzurro, verde) non è visibile meglio delle normali strisce bianche su fondo nero, a meno di un oggettivo senso di richiamo dato dal contrasto cromatico con l'ambiente circostante. La combinazione bianco su nero possiede l'ottimale rapporto di contrasto e risulta più efficace in condizioni di marcia notturna o, in generale, con scarsa visibilità (nebbia, precipitazioni, etc.). La migliore percezione da parte degli utenti si ottiene quindi realizzando un attraversamento pedonale con strisce bianche su fondo nero, esaltabile dalla qualità e dalla durabilità del manto bituminoso e dei prodotti segnaletici retroriflettenti adottati.

## **2.2 ITS (Intelligent Transportation System)**

Con Intelligent Transportation Systems si definiscono tutti quei dispositivi che hanno lo scopo di portare l'innovazione tecnologica alle infrastrutture dei trasporti e ai veicoli. L'ITS mira ad aumentare la sicurezza nei veicoli e a gestire con efficienza i problemi causati dalla congestione del traffico attraverso una sinergia tra nuove tecniche informatiche per la simulazione, controllo in tempo reale e reti di comunicazione.

Il traffico riduce la performance delle infrastrutture dei trasporti, incrementando il tempo di percorrenza, l'inquinamento ed il consumo di carburante.

Il traffico automobilistico è in costante aumento in tutto il mondo, ed è il risultato di una motorizzazione sempre crescente, di una forte tendenza all'urbanizzazione e di una crescita demografica, che porta anche ad un aumento della densità di popolazione.

Gli ITS possono variare a seconda delle tecnologie applicate, dai sistemi di gestione base come navigatori satellitari, sistemi di controllo semaforici, o rilevatori di velocità per applicazioni di monitoraggio applicate a sistemi di telecamere a circuito chiuso, fino alle applicazioni avanzate che integrano dati in tempo reale provenienti da varie fonti esterne, tipo informazioni meteorologiche, sistemi sghiacciamento dei ponti e simili.

Nell'ambito degli attraversamenti pedonali è utile il loro impiego negli impianti semaforici come rilevatori di pedoni nell'area di attraversamento.

Il loro utilizzo, come per esempio negli impianti di tipo PUFFIN, usati in Inghilterra, porta svariati vantaggi sia dal punto di vista della sicurezza, sia da quello di regolatore dei flussi veicolari e pedonali.

### **2.2.1 Rilevatori di pedoni negli attraversamenti di tipo PUFFIN**

I PUFFIN (Pedestrian User-Friendly INtelligent crossing) sono impiegati in via sperimentale nel Regno Unito. Il loro scopo è quello di diventare lo standard per quanto riguarda gli attraversamenti pedonali regolamentati.

In questa sede è parso utile evidenziare alcune caratteristiche, che possono essere riprese anche su altri tipi di attraversamento pedonale.

Le novità introdotte dal PUFFIN sono:

- Utilizzo di un segnale semaforico pedonale non ambiguo sul lato del marciapiede;

- Utilizzo di display coerenti per i conducenti;
- Richieste pedonali cancellabili quando i pedoni attraversano nei “buchi” di traffico;
- Variazione del tempo di verde pedonale in funzione della velocità di movimento dei pedoni sull’attraversamento (cioè nel caso di pedoni lenti).

Le installazioni Puffin possono essere adottate sia negli attraversamenti in prossimità di incroci, sia in quelli più lontani (mid-block crossing), indipendentemente dalla strategia di controllo adottata (MOVA, UTC, ...).

Prima dell’avvento delle installazioni Puffin, i segnali pedonali erano ubicati sul lato opposto del marciapiede. Con i Puffin, invece, i segnali sono stati trasferiti dal lato del marciapiede. Inoltre vengono utilizzati solo due tipi di segnale luminoso: il verde fisso e il rosso fisso.

Queste scelte sono andate a vantaggio di sicurezza perchè, mentre prima i pedoni dovevano distogliere lo sguardo dal traffico per vedere il segnale pedonale, con la sua nuova collocazione possono invece osservarlo contemporaneamente al traffico che sopraggiunge.



**Figura 2.10 - PDU in primo piano e traffico che sopraggiunge sullo sfondo.**

I pedoni con disabilità visive possono inoltre trovare più facilmente un segnale che sia sul loro stesso lato del marciapiede (vedi fig. 2.1).

Il periodo di giallo lampeggiante del ciclo semaforico degli attraversamenti di tipo Pelican potevano incoraggiare un comportamento aggressivo dei conducenti. Con i Puffin invece questo problema è stato minimizzato, in quanto ai conducenti è mostrato un rosso fisso quando i pedoni stanno attraversando.

Negli attraversamenti non-Puffin quando un pedone faceva una richiesta, la fase pedonale partiva anche se il pedone era riuscito ad attraversare anticipatamente sfruttando i buchi di traffico. Con i Puffin questo non succede, perché esso utilizza un rilevatore sul lato del marciapiede per controllare se il pedone è ancora presente al momento in cui dovrebbe scattare il verde pedonale e, nel caso non sia più presente, eventualmente annullare la richiesta.

Questa caratteristica aiuta ad alleviare la frustrazione del conducente causata da fermate non necessarie.

Altra peculiarità dei Puffin è quella di regolare la durata del verde pedonale, tra un valore minimo e uno massimo, in funzione dei pedoni presenti sull'attraversamento, grazie ad un altro rilevatore posto sopra di esso. Ciò avviene secondo queste regole:

- a) Quando sono rilevati pedoni lenti, il tempo di verde viene esteso per permettere che anche questi abbiano il tempo di attraversare;
- b) Quando non sono più presenti pedoni sull'attraversamento durante la fase di verde pedonale, il tempo di verde viene minimizzato.



**Figura 2.11 – Rilevatori automatici di pedoni (Regno Unito)**

In questo modo i tempi sono ottimizzati rendendo più efficiente l'utilizzo degli attraversamenti, e massimizzando sia il flusso pedonale, che quello veicolare.

È inoltre lecito pensare che vi possa essere una riduzione del numero di incidenti, anche se questo non è ancora stato verificato a causa di insufficienti dati sull'incidentalità in corrispondenza di questi attraversamenti.

Un aspetto negativo dei Puffin è che un tale tipo di impianto risulta sicuramente più oneroso in termini economici, sia dal punto di vista dei costi dell'opera sia da quello dei costi di manutenzione, soprattutto a causa della presenza dei rilevatori.

Questi costi aggiuntivi però possono essere giustificati se si tiene presente l'effetto del maggior "comfort" raggiunto dai pedoni, senza tra l'altro incrementare le attese dei veicoli. Per quanto riguarda il fattore di sicurezza legato a questi nuovi impianti, questo potrà essere determinato solo nel lungo periodo, quando si avrà un campione significativo di dati sull'incidentalità.

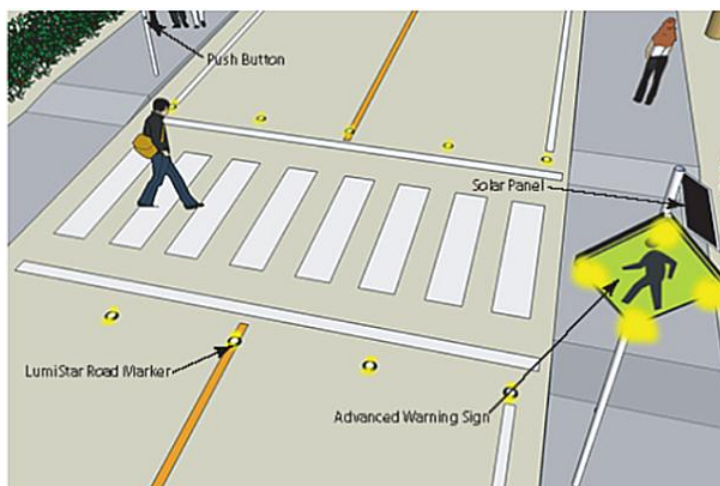
I Puffin, in ogni caso, hanno sicuramente il merito di migliorare la mobilità per molte categorie di pedoni come disabili, anziani o madri con figli piccoli.

### **2.2.2 Illuminazione a pavimento**

Nonostante le strisce pedonali siano spesso ben visibili da parte dei pedoni, risultano in certe occasioni difficili da rilevare per i conducenti in avvicinamento, soprattutto in situazioni di scarsa visibilità. Pertanto, è necessario offrire loro maggior consapevolezza dell'attraversamento utilizzando la cosiddetta illuminazione a pavimento, che si avvale delle tecnologie ITS.

Come si può vedere dalla figura 2.12 le luci, inserite nella pavimentazione, hanno il compito di avvisare gli automobilisti della presenza di pedoni che attraversano o si accingono ad attraversare la strada. Le luci sono orientate in direzione del traffico in arrivo e il sistema si attiva automaticamente in orario notturno o in casi di scarsa visibilità.

Le luci producono dei flash che vengono attivate dal pedone che si trova in prossimità delle strisce. Essendo che le luci lampeggiano solo quando sono presenti pedoni, l'automobilista pone più attenzione nella guida se le nota in corrispondenza dell'attraversamento.



**Figura 2.12 - Illuminazione a pavimento**

### **2.2.3 Pulsante di chiamata con illuminazione**

Il pulsante di chiamata tradizionale, nonostante svolga la sua funzione, ha una grave pecca, che è quella di non restituire, al pedone in attesa di attraversare, alcun feedback, né sonoro, né visivo. È in attuale fase di sperimentazione infatti un pulsante luminoso, che nel momento in cui viene attivato, si illumina avvisando il pedone che la sua chiamata è stata prenotata e presto potrà passare.

L'idea è semplice, ma può ridurre il numero di pedoni che attraversano in presenza di un segnale di stop a causa della mancata conoscenza del corretto funzionamento del pulsante. Questo tipo di pulsante può anche limitare il numero di pedoni che premono il pulsante più volte, prolungando così nel tempo il suo funzionamento.

### **2.2.4 Display animati**

Il comportamento dei pedoni sugli attraversamenti pedonali semaforizzati tende a essere rischioso quando, non essendo a conoscenza dei tempi di verde o di giallo che hanno a loro disposizione per attraversare, si comportano in modo anomalo.

Una soluzione ITS è rappresentata da una segnaletica animata, in grado di scandire i tempi di attraversamento. Le luci lampeggianti alternate, abbinata al segnale verde di via libera, aiutano l'utente a comprendere i giusti tempi di attraversamento. Tale dispositivo

può essere facilmente utilizzato come alternativa ai convenzionali segnali semaforici pedonali.

### 2.2.5 Conto alla rovescia del tempo di verde

I segnali indicanti il conto alla rovescia del tempo di verde sono utilizzati in combinazione con la convenzionale segnaletica pedonale. Essi forniscono informazioni e feedback utili per il pedone per quanto riguarda la quantità di tempo rimanente per attraversare in sicurezza la strada. Indicando il tempo di verde residuo permettono all'utente di eseguire l'attraversamento o attendere il successivo segnale di via libera.



Figura 2.13 - Conto alla rovescia del tempo di verde

### 2.2.6 Segnali audio

Una categoria di utenti a rischio di sicurezza è quella rappresentata da persone con disabilità visive. I pedoni non vedenti hanno molte difficoltà legate agli attraversamenti che vanno dalla semplice localizzazione del passaggio alla comprensione del tipo di sistema di attraversamento.

Una possibile soluzione è rappresentata da segnali audio proveniente da altoparlanti. I segnali acustici pedonali sono specificatamente progettati per aiutare i non vedenti attraverso l'emissione di un suono programmato che corrisponde al segnale di via libera o di stop.

Ovviamente i segnali acustici indicano soltanto la via libera ma non danno al pedone la certezza che l'intersezione sia sgombra. Il dispositivo quindi è destinato più a completare che a sostituire altri sistemi per l'orientamento di un non vedente.

## 2.3 Segnaletica degli attraversamenti pedonali

I primi attraversamenti pedonali, così come li conosciamo oggi, furono introdotti nel Codice della Strada nel 1959. Prima di allora gli attraversamenti pedonali erano solo quelli in corrispondenza delle intersezioni controllate (semaforo o vigile).

I primi attraversamenti pedonali non controllati comparvero per la prima volta agli inizi degli anni '50 e il loro utilizzo era giustificato in virtù dei Regolamenti comunali di circolazione, soppressi poi dal Codice della Strada del 1959.

Da quell'anno, infatti, si cominciarono a distinguere gli attraversamenti pedonali controllati semaforicamente da quelli non controllati. I primi bisognava indicarli con la sola segnaletica orizzontale, mediante quadrati bianchi di dimensioni  $50 \times 30 \text{ cm}$  che ne delimitavano i due bordi laterali; i secondi invece con la zebra a strisce bianche di  $50 \text{ cm}$  di spessore. Gli attraversamenti non semaforizzati potevano poi anche essere presegnalati (solo su strade extraurbane) con il segnale di pericolo.

Nel 1969 la Convenzione di Vienna reintrodusse i segnali quadrati di localizzazione a fondo blu e simbolo all'interno di un triangolo bianco (modello esistente in Italia prima del Codice del 1933 e poi soppresso), tra cui il segnale E11, denominato "Attraversamento pedonale".

Nel 1992 il regolamento del Codice della Strada (D.P.R. n. 495) ha apportato modifiche nella segnaletica orizzontale che indicava gli attraversamenti, unificandoli nel tipo "zebrato". Il segnalamento verticale è rimasto invece inalterato, con i due segnali di preavviso (fig. 2.12) e di localizzazione (fig. 2.13).



**Figura 2.14**  
"Attraversamento Pedonale"  
(segnale di indicazione)



**Figura 2.15** – "Attraversamento Pedonale" (segnale di pericolo)



Il segnalamento standard di un attraversamento pedonale è attualmente costituito da segnaletica orizzontale ed eventuale segnaletica verticale.

La segnaletica orizzontale è costituita da una serie di strisce di spessore pari a 50 *cm* alternate a vuoti. Sono tracciate sempre parallelamente all'asse stradale, anche nel caso il passaggio sia obliquo rispetto alla carreggiata. La larghezza dell'attraversamento è pari ad almeno 2,50 *m*.

La segnaletica verticale può essere sia collocata sul posto, anche al di sopra della carreggiata, che a preavviso.

Nella pratica comune la maggior parte degli attraversamenti pedonali viene indicata unicamente con la segnaletica orizzontale. Nel caso di attraversamenti più importanti o più pericolosi, tuttavia, sono corredati anche della segnaletica verticale. La motivazione di questa gerarchizzazione degli attraversamenti è dovuta sia alla necessità di contenere le spese, sia per la salvaguardia del decoro dell'ambiente urbano, che non può subire passivamente anche la presenza di segnali poco utili.

In teoria per gli attraversamenti in corrispondenza di intersezioni e di semafori non è necessario alcun segnale verticale. Il segnale di preavviso è, per regolamento, ammesso solo su strade ove è ammessa una velocità superiore ai 50 *km/h*. Talvolta però, in ambito urbano, è utile, dal punto di vista della sicurezza, utilizzare il segnale triangolare anche in quelle strade dove la velocità consentita è inferiore ai 50 *km/h*, al fine di evidenziare casi di situazioni pericolose. Nella realtà quotidiana, infatti, tale segnale è spesso consigliabile se non necessario, come in quei casi in cui la presenza dell'attraversamento non è percepibile a causa dell'andamento planoaltimetrico della strada o quando siamo in presenza di itinerari di transito o di scorrimento, ove la velocità di fatto è ben superiore al limite imposto.

Quando è consentita la sosta, per migliorare la visibilità degli attraversamenti pedonali, e soprattutto per migliorare la visibilità reciproca tra pedoni e conducenti, è opportuno tenere sgombro il tratto di strada che precede l'attraversamento (per una lunghezza di una decina di metri), tracciando la striscia gialla a zig-zag, che automaticamente vieta la sosta.

Tale provvedimento però risulta efficace solo qualora il controllo della polizia municipale sia effettivo. In caso contrario infatti sarebbe controproducente, in quanto non

farebbe altro che aumentare il numero dei segnali che ormai il normale guidatore generalmente disattende.

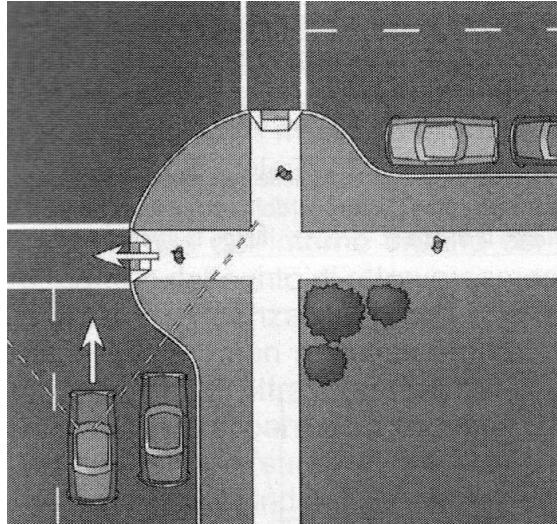
Le condizioni e i parametri che influenzano il segnalamento possono essere sintetizzati in:

- reciproca visibilità veicoli-pedoni;
- andamento planoaltimetrico della carreggiata;
- presenza di alberatura e posizione dei singoli alberi;
- esistenza a monte o a valle di impianti semaforici;
- condizioni e tipo della pavimentazione stradale.

Per garantire la *visibilità reciproca tra veicoli e pedoni* la posizione dell'attraversamento deve essere avvicinata al massimo verso il centro dell'intersezione. Un attraversamento pedonale in posizione arretrata produce situazioni di rischio per il fatto che i pedoni possono essere parzialmente o totalmente occultati dai veicoli troppo spesso ivi parcheggiati. Si renderà quindi necessario installare segnali di divieto di sosta qualora il passaggio sia ad oltre 5 m di distanza dall'intersezione.

È buona norma ampliare i marciapiedi in corrispondenza dell'attraversamento pedonale come (fig. 2.14). Una simile soluzione porta alcuni vantaggi, quali:

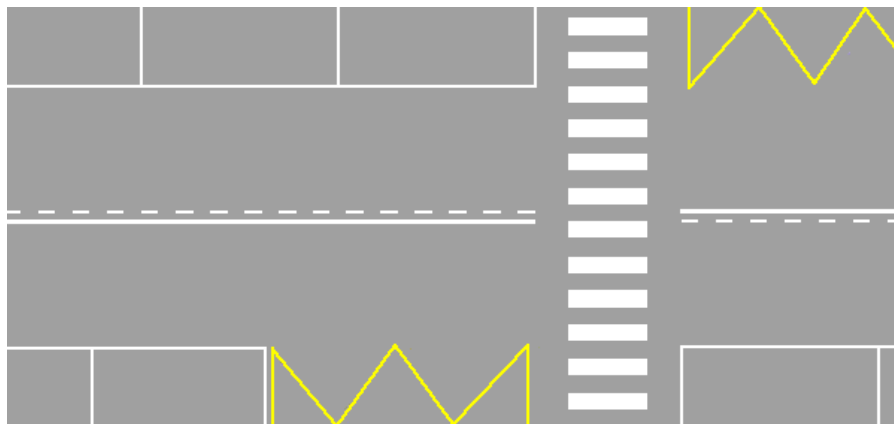
- la mancata necessità di segnaletica verticale, né in corrispondenza degli attraversamenti, né per impedire la sosta, con conseguente riduzione di spesa e miglioramento dell'ambiente urbano;
- l'eliminazione del problema della sosta sugli angoli tra le strade;
- la riduzione minima dello spazio per la sosta.



**Figura 2.16 - Ampliamento marciapiedi in corrispondenza dell'attraversamento pedonale**

Il *Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada* ci suggerisce di adottare un attraversamento pedonale come quello della figura 2.15.

Tuttavia l'esperienza insegna che lo schema adottato nella suddetta figura è solo un miraggio, perché da un lato i pedoni tendono ad attraversare direttamente, rifiutando l'allungamento del percorso, dall'altro si verificano le condizioni negative appena elencate. Va poi ricordato che nella nostra realtà urbana molto spesso mancano i marciapiedi, vanificando quindi l'utilità della segnaletica rappresentata nella figura summenzionata.



**Figura 2.17 - Linee a zig-zag che indicano divieto di sosta in prossimità di attraversamenti pedonali**  
(fonte: fig. II 436 del regolamento al CdS)

Un altro aspetto che può compromettere la visibilità dell'attraversamento è l'*andamento planoaltimetrico della carreggiata*, che può essere influenzata dalle curve orizzontale e verticali della strada, con ripercussioni sulla segnaletica. Un caso ricorrente è l'attraversamento a ridosso di un cambio di livelletta: in una convessità (come nel caso di una rampa in salita da un sottopasso) non solo viene a mancare la visibilità dell'attraversamento, ma anche l'eventuale segnale di presegnalazione appare in ritardo.

In questi casi indipendentemente dal tipo di strada, va posato il segnale triangolare di preavviso e il segnale quadrato di localizzazione va adeguatamente "alzato", con un palo di appropriata lunghezza, in modo da rientrare nel cono di visibilità.

Bisogna inoltre tenere in considerazione che i segnali di localizzazione per essere visibili devono essere ubicati ad adeguata distanza dagli alberi. Pertanto la localizzazione dell'attraversamento va calibrata in funzione di questa esigenza.

L'ubicazione di un attraversamento pedonale in prossimità di un semaforo, poi, è altamente sconsigliata, in quanto l'attenzione del conducente è più attirata da quest'ultimo che dal pedone, rendendo l'attraversamento pedonale particolarmente pericoloso. In mancanza di alternative è più opportuno installare un semaforo a chiamata.

Infine il tipo di pavimentazione stradale condiziona la scelta del materiale da utilizzarsi per la realizzazione della segnaletica orizzontale (vernici, materiali adesivi, termoplastici).

## CAPITOLO 3

### Congestione del traffico e curve di deflusso

#### Premessa

La mobilità urbana costituisce nei giorni nostri un importante fattore propulsivo della crescita e dell'occupazione e rappresenta inoltre un elemento determinante per lo sviluppo sostenibile.

La congestione del traffico cittadino è uno dei problemi che maggiormente grava sulla mobilità ed ha un forte impatto negativo sul piano economico, sociale, sanitario, ambientale e del degrado edilizio. Un traffico scorrevole permetterebbe alle persone e alle merci di arrivare in orario e limiterebbe tutti questi effetti negativi. Alle amministrazioni locali, quindi, si pone il difficile compito di attenuare l'impatto negativo della congestione e, nel contempo, preservare la vitalità economica delle aree urbane.

La congestione si genera dal reciproco disturbo degli utenti che competono per una limitata capacità del sistema di trasporto ed è dovuta alla congestione nei colli di bottiglia costituiti dalle intersezioni stradali e dai nodi d'interscambio e alla congestione nei flussi che si manifesta negli archi della rete.

L'eccesso di domanda può causare diversi effetti:

- un **incremento del tempo di viaggio**. Il Valore del Tempo (VT) costituisce la componente maggiore del costo della congestione. Nelle valutazioni standard viene comunemente valutata il 90% del costo della congestione;
- il **maggiore costo dell'uso del veicolo**, il quale è normalmente incluso nel VT;

- il **disagio prodotto dall'affollamento** che si fa sentire soprattutto per il trasporto pubblico. Il VT in condizioni di affollamento viene accresciuto fino al 50% di quello in condizioni normali;
- il **costo aggiuntivo del carburante** il quale viene comunemente valutato il 10% del costo della congestione;
- l'**inaffidabilità**, che costituisce un'aggravante del tempo di ritardo dovuto alla congestione. Nel trasporto merci può assumere un rilievo maggiore del semplice incremento del tempo di trasporto.

La necessità che emerge è quella di operare possibili correzioni al fine di migliorare la fluidità della circolazione e quindi la qualità dell'ambiente, attraverso degli indicatori che misurino le effettive situazioni di criticità della rete stradale.

Lo sviluppo di un sistema dei trasporti che possa contribuire allo sviluppo ed alla competitività del Paese, e nello stesso tempo risulti sostenibile sotto il profilo ambientale, richiede una utilizzazione ottimale delle infrastrutture esistenti, utilizzando le tecnologie innovative per il rilievo, la modellizzazione ed il controllo del deflusso veicolare. La qualità dei servizi agli utenti è così offerta da un efficiente sfruttamento delle infrastrutture esistenti.

Nei prossimi paragrafi verranno innanzitutto esaminati gli aspetti di una mobilità sostenibile sotto i vari aspetti economico, sociale e ambientale, e successivamente verranno esaminate alcune tecniche note di modellazione del deflusso veicolare urbano, che saranno gli strumenti che ci permetteranno di raggiungere tali obiettivi.

### **3.1 Gli indicatori di sostenibilità del traffico**

#### **3.1.1 Sostenibilità sociale**

Il beneficio sociale della mobilità è l'accessibilità. Una buona accessibilità dipende sia dalla facilità con cui si accede al sistema del trasporto, sia dalla capacità che esso ha di collegare tra loro tutti gli usi del suolo che necessitano di interagire nello spazio urbano. Il mezzo di trasporto individuale possiede in modo molto flessibile entrambe queste proprietà; ma se tutte le persone usassero l'auto per spostarsi in città, si giungerebbe alla

paralisi a causa della congestione del traffico stradale, la quale vanifica i vantaggi di dette proprietà.

L'accessibilità deve essere garantita nel modo più equo e diffuso possibile. Essa cioè pone un problema di sostenibilità sociale, che si traduce innanzitutto nella necessità di garantire, anche ai soggetti più deboli, il pieno diritto ad una buona accessibilità alle funzioni della vita associata. L'accessibilità costituisce un diritto fondamentale che garantisce l'inserimento nel sistema sociale in tutte le sue funzioni. Occorre pertanto che la mobilità non venga impedita tramite ostacoli e barriere che negano questo diritto.

Il tema è particolarmente rilevante per i soggetti più deboli e vulnerabili. È con riferimento ad essi che va fissato lo standard di prestazione che deve essere conseguito dal sistema del trasporto.

L'obiettivo strategico della sostenibilità sociale, in quanto garantisce ai soggetti più deboli il pieno diritto all'accessibilità, consente anche di creare migliori condizioni di accessibilità per tutti gli altri soggetti. In questa ottica, si possono considerare come categorie rappresentative dei soggetti deboli: le persone diversamente abili, i ciclisti e la popolazione in età scolare. Si tratta, anche qui, di individuare gli indicatori di impatto che consentano di valutare il grado di accessibilità, da parte di tali categorie di soggetti, ad un sistema di mobilità efficiente e sicuro.

Come indicatori di impatto possiamo utilizzare:

- percentuale di persone diversamente abili che escono raramente di casa per inadeguatezza dello spazio pubblico;
- percentuale di persone che usano abitualmente la bicicletta per la mobilità casa-lavoro rispetto al totale delle persone che usano mezzi motorizzati privati per lo stesso tipo di mobilità;
- percentuale di bambini che vanno a scuola a piedi;
- percentuale della popolazione che abita entro un raggio di 300 m. da una fermata del trasporto pubblico di superficie o entro un raggio di 500 m. da una fermata del metro rispetto al totale della popolazione.

### **3.1.2 Sostenibilità ambientale**

Il concetto che sta alla base della sostenibilità ambientale è quello di perseguire soluzioni che siano tali da minimizzare gli impatti negativi e massimizzare quelli positivi, nel rispetto delle soglie di ammissibilità degli impatti negativi.

Nel caso della mobilità urbana, siamo di fronte ad un settore di attività che produce pressioni ambientali con impatti globali che riguardano il clima (effetto serra) e con impatti locali (inquinamento atmosferico) che riguardano pesantemente la salute umana.

Possiamo dunque dire che, nel caso della sostenibilità ambientale della mobilità urbana, l'obiettivo strategico è articolato secondo tre obiettivi:

- 1) ridurre le emissioni dei gas serra entro soglie di ammissibilità fissate a livello globale;
- 2) ridurre le emissioni inquinanti fino a rispettare le soglie di ammissibilità a livello locale;
- 3) minimizzare l'incidentalità stradale conseguendo i traguardi indicati a livello europeo.

Di conseguenza si tratta di individuare gli indicatori di impatto appropriati per valutare il perseguimento di questi obiettivi strategici.

Per quanto concerne la sostenibilità ambientale globale, gli indicatori possono essere i seguenti:

- Tonnellate delle emissioni di  $CO_2$ ;
- Superamento delle soglie di ammissibilità fissate dalla legge per la concentrazione in atmosfera di  $NO_2$  e  $PM_{10}$ .

Per quanto concerne la sicurezza stradale, invece, si possono utilizzare questi altri indicatori:

- Incidenti per anno;
- Morti per anno;

### **3.1.3 Sostenibilità economica**

Dal punto di vista razionale, l'agire economico deve cercare di massimizzare il bilancio benefici/costi, tenendo conto del vincolo della limitatezza delle risorse e dei possibili impieghi alternativi delle medesime. Un siffatto modo di agire risponde, infatti, al principio dell'efficienza economica, cioè del migliore impiego possibile di risorse limitate.



Poiché il concetto di sostenibilità si riferisce alla società nel suo insieme, i benefici e i costi di cui si tratta riguardano tutti gli effetti economici di una data azione; quindi non solo quelli che interessano direttamente l'operatore economico, ma anche le esternalità economiche che riguardano la molteplicità degli altri soggetti.

Dal momento in cui il soggetto economico è la società nel suo insieme, non esistono più esternalità economiche essendo queste interne al sistema.

La considerazione delle esternalità aggiunge, al criterio della razionalità economica, una postilla importante che introduce il principio di equità nell'agire economico: la massimizzazione del bilancio benefici/costi non può avvenire in presenza di diseconomie esterne a danno di altri soggetti. In questi casi occorre che i danni vengano compensati e occorre che il bilancio benefici/costi tenga conto degli oneri delle compensazioni. La compensazione riporta all'interno del bilancio aziendale del singolo operatore le diseconomie esterne. Essa dunque è destinata a correggere un comportamento economico individuale che provoca un danno sociale. Le esternalità sono fattori di imperfezione del mercato e richiedono di essere internalizzate con opportune politiche di pricing.

Questo principio di sostenibilità del comportamento economico, secondo cui l'agire economico deve massimizzare l'utilità a livello del "sistema società", fissa anche un prerequisito senza il quale non si può avere sostenibilità ambientale. Infatti, un'azione priva del requisito dell'utilità economica è, per definizione, insostenibile dal punto di vista ambientale poiché si configura come entropia inutile.

Nel campo della mobilità urbana porsi un problema di efficienza economica equivale sostanzialmente a porsi il problema dell'eliminazione della congestione, la quale costituisce il fattore che più di ogni altro determina spreco di risorse economiche per acquisire i benefici dell'accessibilità.

La congestione del traffico urbano pone un tipo di problema emblematico per il ragionamento di cui si fa portatrice l'idea di sostenibilità. Infatti, esso è un tipico fenomeno ad implicazioni multiple, economiche, sociali e ambientali, perché queste diverse implicazioni non sono altro che le diverse facce dello stesso problema.

La congestione rende inefficiente la mobilità, cioè aumenta il costo del beneficio costituito dall'accessibilità: ci si muove per accedere; l'accessibilità è il fine, la mobilità il mezzo. L'onere della mobilità va minimizzato, il beneficio dell'accessibilità va massimizzato e deve essere distribuito equamente nella società e nello spazio urbano,

tenendo in speciale conto i soggetti più deboli. Date le forti implicazioni sociali, cioè di equa distribuzione, che l'accessibilità ha, è opportuno trattarla nell'ambito della sostenibilità sociale.

Assodato dunque che l'obiettivo strategico fondamentale della sostenibilità economica (con forti implicazioni ambientali e sociali) è quello di ridurre la congestione del traffico, si tratta di individuare gli indicatori di impatto che consentono di valutare il costo economico della congestione.

In proposito si possono adottare due indicatori: l'uno relativo al traffico privato, l'altro al trasporto pubblico. La distinzione è opportuna anche per valutare quanto la congestione, che è un prodotto tipico del traffico privato, influisca sull'efficienza del trasporto pubblico. Si ricorda che gli indicatori di impatto che concernono la sostenibilità economica devono essere espressi nell'unità di misura monetaria.

Per quanto riguarda la congestione del traffico, gli indicatori possono essere i seguenti:

- Costo esterno marginale da congestione della mobilità privata;
- Costo esterno marginale da congestione del trasporto pubblico.

Per il trasporto pubblico, il secondo indicatore si configura anche come un indicatore di sensibilità del trasporto pubblico alla congestione prodotta dal traffico privato. Quindi esso può servire anche per valutare l'efficienza della rete dedicata al trasporto pubblico e della sua indipendenza da quella del trasporto privato.

I costi della congestione consistono in componenti interne ed esterne. I costi di congestione interni, o privati, sono quelli che incrementano il tempo e i costi operativi per l'operatore che entra in un sistema di capacità insufficiente. I costi di congestione esterni sono quelli che gravano su tutti gli altri utenti del sistema e che sono causati dall'ingresso dell'operatore. I costi esterni non sono normalmente presi in considerazione dagli utenti del sistema e riducono il benessere sociale.

Una buona misura dei costi esterni da congestione è data dal costo marginale sociale. Esso esprime la variazione dei costi esterni totali per tutti gli utenti quando un utente addizionale si inserisce in un sistema dove il flusso del traffico ha superato la capacità dell'infrastruttura.

In termini formali il costo marginale esterno della congestione ad un dato livello di traffico  $Q$  può essere calcolato nel seguente modo:

$$CEM_c(Q) = \frac{VT \cdot Q}{v(Q)^2} \cdot \frac{\partial v(Q)}{\partial Q}$$

dove:

$CEM_c$  = Costo Esterno Marginale da congestione;

$VT$  = Valore del Tempo (€ / veic. ora);

$Q$  = Livello del traffico (veic. / ora);

$v(Q)$  = Funzione velocità-flusso (km/ora).

Per calcolare  $CEM_c$ , ovvero il costo marginale sociale, bisogna determinare la funzione velocità-flusso  $v(Q)$  (la cosiddetta curva di deflusso) e la funzione del valore del tempo  $VT$ .

Nei successivi paragrafi sono riportati i principali modelli di deflusso per il calcolo della curva  $v(Q)$ .

### **3.2 I Modelli di traffico**

Risolvere il problema della congestione è un compito arduo, che vede nella costruzione di nuove arterie stradali o corsie, che consentirebbero una diminuzione della densità dei veicoli su ogni corsia, la sua soluzione apparentemente più logica.

Tuttavia questa soluzione non è sempre attuabile, in quanto provoca un forte impatto urbano e ha costi di costruzione elevati. Inoltre potrebbe risultare anche poco utile in quanto la congestione e i rallentamenti si verificano solo in determinate fasce orarie dette rush-hour.

Una soluzione alternativa, più facilmente realizzabile e meno costosa, consiste in un uso più intelligente delle infrastrutture presenti sul territorio. Per mezzo di un monitoraggio continuo, una raccolta di informazioni e dati e l'applicazione di azioni preventive, si può tentare di evitare la formazione di ingorghi e rallentamenti e quindi di sfruttare il più possibile la rete esistente.

Visto il notevole interesse assunto dai problemi legati alla circolazione urbana, gli esperti nel settore hanno creato modelli matematici capaci di riprodurre la realtà ed effettuare un'analisi specifica e mirata.

I tradizionali modelli statici di rete dei sistemi di trasporto, infatti, non riescono a rappresentare dei fenomeni significativi quali la formazione delle code e la loro successiva dispersione. Tali modelli si basano solo su delle ipotesi di stazionarietà e non consentono di simulare dei tipi di sistemi di trasporto come le reti stradali urbane molto congestionate.

I nuovi strumenti informatici creati permettono due tipi diversi di analisi:

- **Analisi simulativa**, che analizza come si comporta il modello quando è sollecitato in condizioni estreme particolari e diverse da quelle di normale regime. Questo tipo di approccio fornisce informazioni utili in quanto si viene a conoscenza in anticipo di conseguenze dovute a particolari situazioni che si potrebbero creare lungo la rete, come un elevato aumento dei veicoli o una diminuzione del numero di corsie percorribili;
- **Analisi previsionale**, che è realizzabile attraverso un controllo continuo e quindi in tempo reale delle condizioni del traffico. Ciò consente anche di effettuare alcune previsioni su quanto potrebbe accadere nell'immediato futuro e quindi di attuare azioni volte ad evitare la formazione di possibili rallentamenti ed affrontare eventuali criticità. Apparecchi utilizzati per attuare il monitoraggio sono i loop detectors, i video sensors e i radar detectors.

I metodi con cui il problema è stato studiato finora sono molteplici e di diverso tipo, ma possono essere raggruppati in:

- modelli microscopici e discreti;
- modelli macroscopici e continui;
- modelli mesoscopici.

I modelli di microsimulazione del traffico consentono di visualizzare in maniera realistica il movimento dei singoli veicoli e di seguire l'evoluzione del traffico sulla rete stradale. Questi modelli, simulando il comportamento di ogni veicolo con la propria origine e destinazione, forniscono tutti gli elementi per una dettagliata analisi quantitativa. Essi sono modelli disaggregati, in quanto riproducono il moto dei singoli veicoli, ma

spesso sono anche utilizzati per analisi aggregate (flussi, lunghezze di coda, tempi di percorrenza, ecc.).

Nella macrosimulazione il traffico generalmente è descritto come un flusso definito da regole comportamentali che si basano principalmente sull'interazione dei veicoli tra di loro e con l'infrastruttura. I modelli macroscopici, detti anche modelli continui nel tempo e nello spazio, si basano sulla simulazione continua del traffico. La teoria matematica che sta dietro tali modelli viene impostata sulle dinamiche temporali e uni-dimensionali, rispettando le leggi di conservazione del flusso.

Negli ultimi anni sono stati proposti alcuni modelli misti, detti anche mesoscopici, che si basano sulle simulazioni di tipo microscopico o quasi-microscopico ed hanno caratteristiche macroscopiche di collegamento (come, ad esempio, i concetti di velocità e densità aggregate). Questi modelli concentrano l'attenzione sul comportamento di gruppi di utenti e gli output che si ottengono sono riferiti appunto a tali gruppi e non ai singoli veicoli, come invece accade nella microsimulazione. Ogni singolo insieme è composto da veicoli che hanno la stessa origine, la stessa destinazione e la stessa strategia di scelta (percorso, velocità, ecc.) durante il loro movimento. Di questi gruppi, si simula lo spostamento rigido seguendone la traiettoria nello spazio; quanto più piccola è la dimensione del gruppo, tanto più la soluzione del modello è vicina al tipo microscopico.

La scelta del modello da utilizzare dipende naturalmente dal livello di dettaglio richiesto dall'applicazione; per questo motivo bisogna tenere conto che ogni tipologia di modello (micro, macro e meso) presenta delle difficoltà di raccolta dei dati e di costruzione del modello stesso.

Il problema dinamico di caricamento della rete dipende principalmente dalla complessità nel riprodurre lo stato dinamico del traffico ed è accentuato dal fattore umano insito nel comportamento degli utenti.

Le problematiche nell'analisi dei fenomeni microscopici e macroscopici del traffico, possono essere affrontate e risolte con vari metodi: metodi di microsimulazione come l'integrazione basata anche su considerazioni analitiche e modelli macroscopici e mesoscopici che vengono risolti attraverso lo spostamento veicolare esplicito sulla rete.

Questi modelli possono simulare le dinamiche del traffico in maniera migliore rispetto ad altri metodi, perché possono riprodurre sia le caratteristiche microscopiche sia quelle macroscopiche del flusso del traffico.

### 3.3 Modelli macroscopici

I modelli macroscopici del flusso di traffico si basano sull'equazione di continuità, che riflette la conservazione del numero dei veicoli:

$$(3.1) \quad \frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial(k \cdot v)}{\partial x} = 0$$

dove:

$v$  = velocità veicolare;

$k$  = densità spaziale.

#### 3.3.1 Modelli stazionari

Se il numero di veicoli non dipende dal tempo e dalla sezione considerata (condizioni stazionarie), per la velocità  $v$ , l'esistenza di una relazione di equilibrio tra la velocità e la densità presuppone l'esistenza della relazione che segue:

$$(3.2) \quad v = v_e(k)$$

dove

$v_e$  = velocità veicolare di equilibrio.

Tale ipotesi è detta modello Lighthill-Whitham e Richards (LWR).

Analogamente per la relazione flusso-densità si ha:

$$(3.3) \quad q = k \cdot v = q_e(k)$$

dove

$q_e$  = portata veicolare di equilibrio.

La relazione (3.3) è anche conosciuta come l'equazione fondamentale delle curve di deflusso. Il diagramma che ne deriva assume differenti andamenti a seconda della forma funzionale che lega le variabili velocità e densità. La figura 2 benché sia solo una rappresentazione modellistica delle osservazioni sperimentali, consente alcune importanti considerazioni.

È possibile osservare che il flusso può essere prossimo a zero quando la densità è anch'essa prossima a zero perché non ci sono veicoli sulla rete oppure quando i veicoli sono fermi e la velocità è quasi nulla (nella realtà corrisponde alla marcia stop&go).

Nel primo caso la velocità assume il valore massimo (teorico) o velocità a flusso nullo  $v_0$ , mentre nel secondo la densità assume il valore massimo (teorico) o densità limite  $k_L$ .

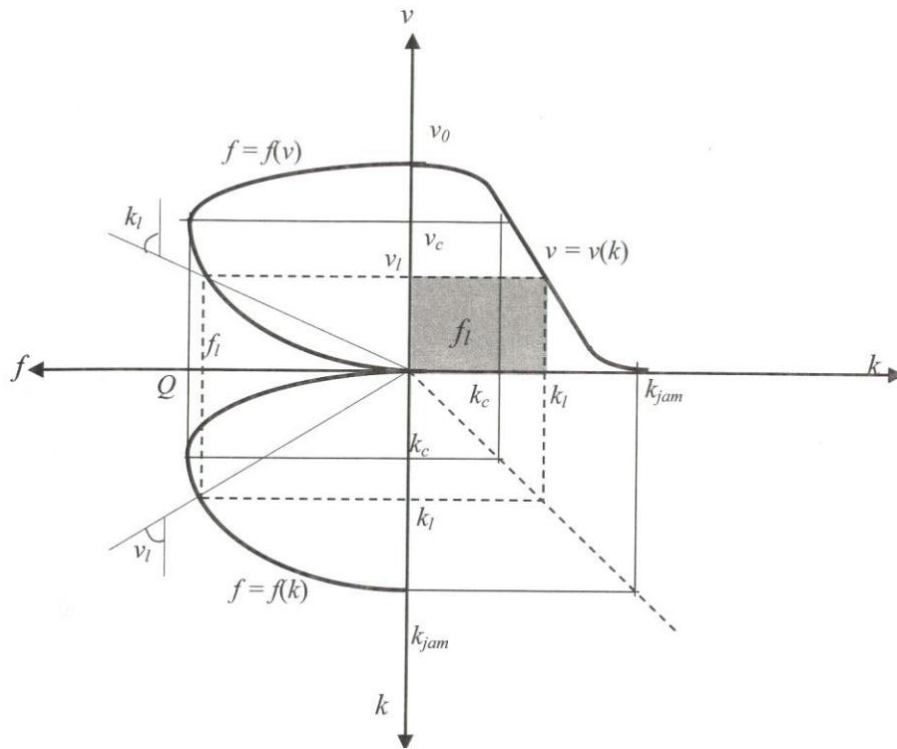


Figura 3.1 - Diagramma fondamentale del deflusso

Pertanto una corrente di traffico, intesa come sequenza discreta di veicoli, può essere rappresentata come un fluido continuo parzialmente comprimibile. Il massimo della relazione velocità-flusso si verifica in corrispondenza del flusso massimo  $q_m$ , o capacità  $C$ , che può attraversare la strada; i corrispondenti valori di velocità e densità sono detti velocità critica  $v_c$ , e densità critica  $k_c$ .

Pertanto ogni valore di flusso (eccetto la capacità) si può verificare in due condizioni differenti: bassa velocità e alta densità oppure alta velocità e bassa densità. La prima conduce ad un regime instabile in quanto un aumento della densità causa una diminuzione della velocità e quindi del flusso; si determina così un accumulo di veicoli e un ulteriore aumento della densità fino al blocco del deflusso. Viceversa la seconda condizione determina un regime stabile in quanto un aumento della densità determina una riduzione

della velocità e quindi un aumento del flusso. Alla capacità (o alla velocità o densità critica) la corrente è non-stabile essendo questa una condizione tra le altre due.

Lo studio macroscopico del flusso di traffico ha i suoi inizi nel 1930 con l'applicazione della teoria della probabilità per la descrizione del traffico stradale e con i pionieristici studi condotti da Bruce D. Greenshields al *Yale Bureau of Highway Traffic*, sui modelli relativi alla relazione velocità-densità.

Il **modello di Greenshields** si basa sull'ipotesi di flusso ininterrotto ed il momento dei veicoli avviene in condizioni di stazionarietà. È un modello deterministico di tipo macroscopico. Greenshields ipotizza che il legame tra la velocità e la densità sia di tipo lineare, secondo la seguente relazione:

$$(3.4) \quad v = v_0 \cdot \left(1 - \frac{k}{k_L}\right)$$

dove

$v_0$  = velocità libera del deflusso;

$k$  = densità spaziale;

$k_L$  = densità limite.

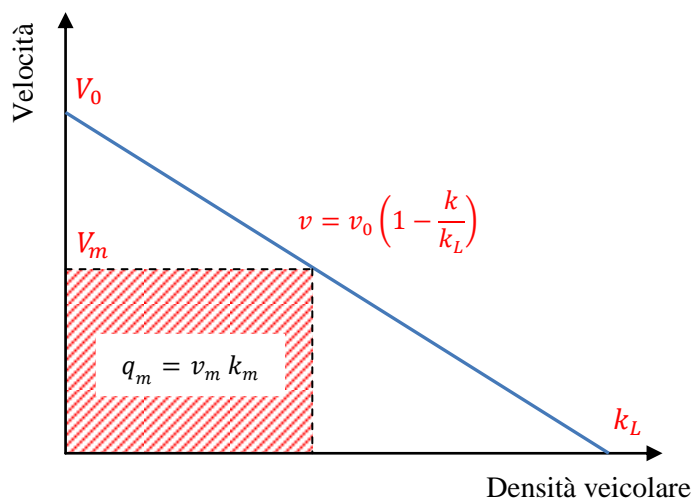


Figura 3.2 – Legame lineare tra velocità e densità secondo Greenshields

Questo modello simula bene il fenomeno reale per valori di densità spaziale lontani dal valore nullo e dal valore limite.



Dalla relazione fondamentale del deflusso, valida in condizioni stazionarie, si ottiene il legame tra portata e densità:

$$(3.5) \quad q = k \cdot v = k \cdot v_0 \left(1 - \frac{k}{k_L}\right) = v_0 \left(k - \frac{k^2}{k_L}\right)$$

Questa relazione rappresenta geometricamente una parabola (Figura 3.3) simmetrica rispetto ad una retta parallela all'asse delle portate e passante per il valore della capacità massima della strada (portata massima).

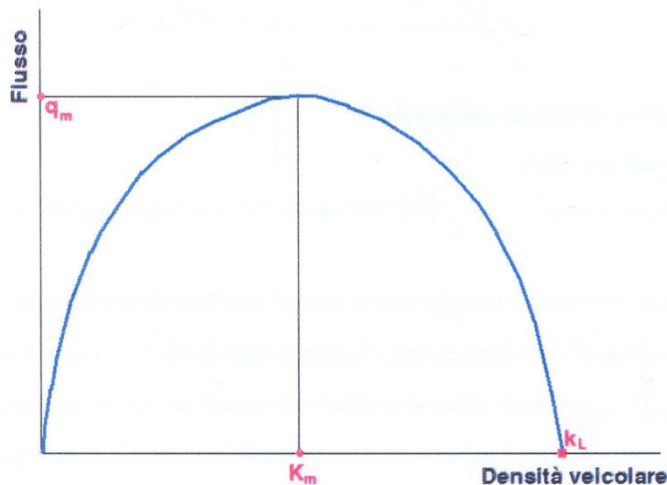


Figura 3.3 - Diagramma flusso-densità

Si può anche ricavare il legame tra velocità e portata. In questo caso la curva del deflusso deve essere spezzata in due funzioni: una relativa al deflusso stabile ed una relativa al deflusso instabile. Le due curve si possono ottenere dalla relazione precedente considerandola come un'equazione di secondo grado nell'incognita  $v$ :

$$(3.6) \quad v^2 - v_0 \cdot v + v_0 \cdot \frac{q}{k_L} = 0$$

Le soluzioni dell'equazione sono:

$$(3.7) \quad v = \frac{v_0}{2} + \sqrt{\left(\frac{v_0}{2}\right)^2 - v_0 \cdot \frac{q}{k_L}} \quad (\text{ramo stabile})$$

$$(3.8) \quad v = \frac{v_0}{2} + \sqrt{\left(\frac{v_0}{2}\right)^2 - v_0 \cdot \frac{q}{k_L}} \quad (\text{ramo instabile})$$

In Figura 3.4 è riportato l'andamento della velocità  $v$ .

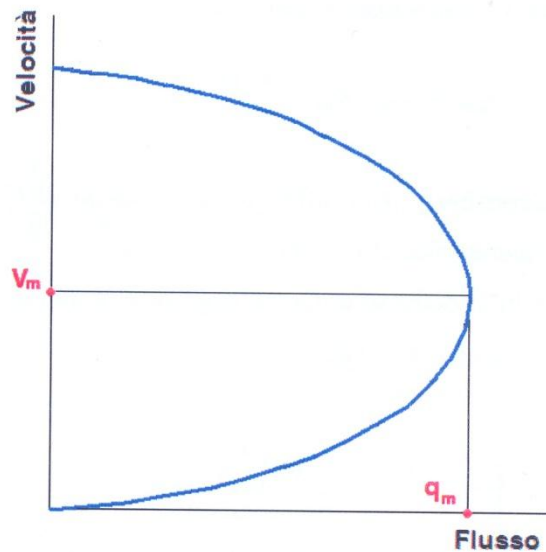


Figura 3.4 - Diagramma velocità-flusso

Calcolando la derivata seconda di  $q$  rispetto a  $k$  dell'equazione (3.5), si ottiene sempre un valore negativo, pertanto il punto di portata massima  $q_m$  (capacità  $C$  della strada), si ottiene eguagliando a zero la derivata prima.

In particolare, derivando la (3.5), ponendo  $k = k_m$  e eguagliando a zero la  $dq/dk = 0$ , si ottiene la condizione di massimo flusso:

$$(3.9) \quad \frac{dq}{dk} = v_0 \left( 1 - \frac{2k_m}{k_L} \right) = 0$$

Essendo la velocità a flusso nullo  $v_0$  (detta anche velocità libera di deflusso) diversa da zero, si avrà anche:

$$(3.10) \quad 1 - \frac{2k_m}{k_L} = 0 \Rightarrow k_m = \frac{k_L}{2}$$

Sostituendo la (3.10) nella (3.4), si ottiene la velocità  $v_m$ :

$$(3.11) \quad v_m = v_0 \left( 1 - \frac{k_L}{2k_L} \right) = \frac{v_0}{2}$$

Inoltre il valore del flusso massimo è proprio uguale all'area massima del rettangolo di figura 3.2 il cui valore è dato da:

$$(3.12) \quad q_m = v_m \cdot k_m = \frac{v_0 \cdot k_L}{4}$$

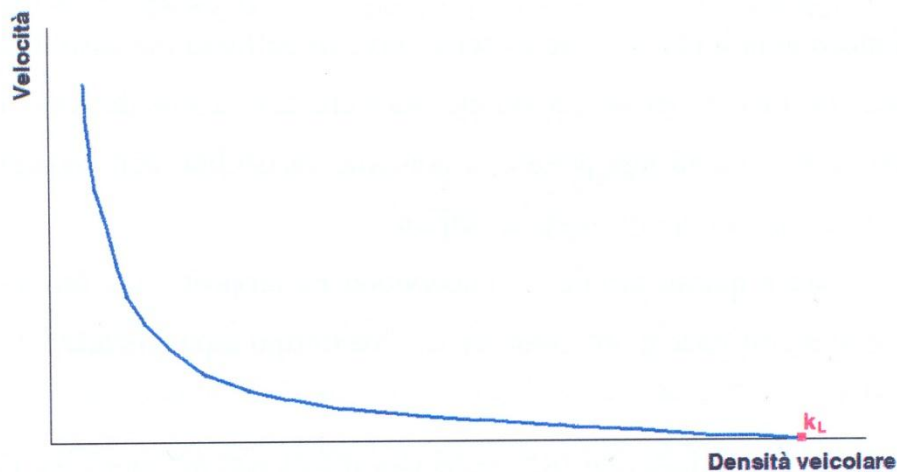
Il **modello di Greenberg** differisce dal modello di Greenshields per quanto riguarda il legame velocità-densità.

Secondo il modello di deflusso di Greenberg esiste una relazione di tipo logaritmico tra velocità e densità veicolare:

$$(3.13) \quad v = v_0 \cdot \ln\left(\frac{k}{k_L}\right)$$

L'andamento della velocità, così ottenuta, è riportata dal modello di Greenberg, si ottiene sostituendo la (3.9) con la (3.3):

$$(3.14) \quad q = v \cdot k = k \cdot v_0 \cdot \ln\left(\frac{k}{k_L}\right)$$



**Figura 3.5 -Legame logaritmico tra velocità e densità secondo Greenberg**

Il valore del flusso massimo è:

$$(3.15) \quad q_m = v_m \cdot \frac{k_L}{e}$$

Questo modello mostra una buona rispondenza ai valori reali per flussi vicini a situazioni di congestione, ma risulta essere molto preciso per bassi valori di densità veicolare, come può essere verificato per  $k \rightarrow 0$  nell'equazione (3.14).

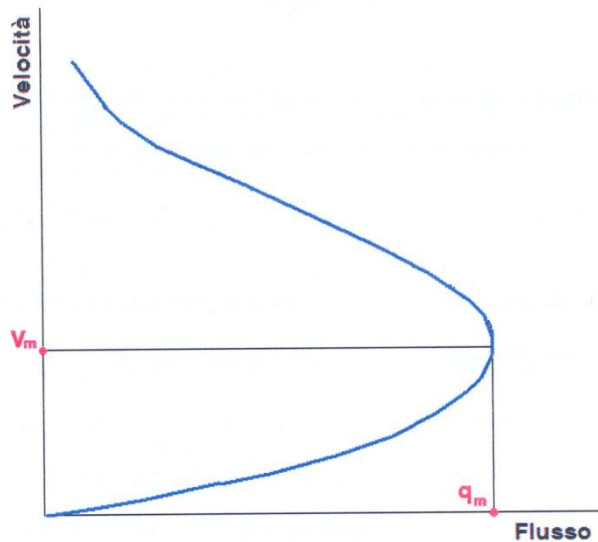


Figura 3.6 - Diagramma velocità-flusso

Si deduce quindi che la validità delle curve di deflusso del caso di Greenberg è limitata alle zone di densità medio-elevata e che le relazioni derivate non si prestano efficacemente ad interpretare la notevole variabilità dell'andamento delle curve per i differenti tipi di strada e traffico.

Per ovviare a questo problema Underwood ha proposto una formalizzazione del modello modificata, ipotizzando un legame di tipo esponenziale.

Il **modello di Underwood** considera il legame che intercorre tra la velocità libera di deflusso  $V_0$  e la densità  $K_0$ , che si ottiene in corrispondenza della portata massima (capacità) della strada:

$$(3.16) \quad v = v_0 \cdot e^{-\left(\frac{k}{k_0}\right)}$$

Questa formalizzazione per densità particolarmente elevate fornisce valori di velocità non nulli, inoltre nel caso di densità molto basse non dà valori di velocità eccessivamente elevati.

Nel **modello di Drake** la velocità è legata alla velocità libera di deflusso e alla densità veicolare tramite una funzione esponenziale:

$$(3.17) \quad v = v_0 \cdot e^{\left[-\frac{(k/k_0)^2}{2}\right]}$$

In modelli di Underwood e Drake, invece della densità limite  $k_L$ , considerano la densità  $k_0$  che si ottiene in corrispondenza della capacità della strada. In ogni caso i modelli di Underwood e Drake generano valori di velocità non nulli in corrispondenza della densità limite.

Nel **modello di Drew** la velocità è ottenuta secondo la seguente espressione:

$$(3.18) \quad v = v_0 \cdot \left[ 1 - \sqrt{k/k_L} \right]$$

La funzione BPR è una delle espressioni più note per il calcolo del tempo di percorrenza di un arco. Si utilizzano per il calcolo del tempo di percorrenza, per lo più, formulazioni statistiche ricavate su basi sperimentali, del tipo:

$$(3.19) \quad t_a(q_a) = t_0 \cdot \left[ 1 + \alpha \left( \frac{q_a}{q_m} \right)^\beta \right]$$

dove:

$t_a$  = tempo impiegato dal flusso  $q_a$  a percorrere l'arco  $a$

$t_0$  = tempo impiegato a percorrere l'arco  $a$  a flusso nullo

$q_a$  = flusso presente sull'arco  $a$

$q_m$  = capacità dell'arco  $a$ , ovvero il flusso massimo che può transitare in una generica sezione dell'arco in esame.

Il **Level of Services (LOS)** dell'*American Association of State Highway Officials (AASHO)* è utilizzato per studiare le arterie urbane, in quanto permette di determinare le condizioni di deflusso anche nel caso in cui il flusso è di tipo interrotto, così come avviene nelle vie cittadine, dove la presenza di elementi esterni al flusso, quali fattori di gestione del deflusso (semafori, precedenza, ecc.) e geometrici (intersezioni a raso, attraversamenti pedonali, ecc.) non consentono ai veicoli una marcia regolare.

La procedura è articolata in sette fasi, che permettono di determinare il livello di servizio di un'arteria urbana, partendo dalla velocità media di viaggio VMV di un suo segmento, di una sezione, dell'intera arteria, che dipende dal tempo di marcia dei segmenti stradali e dal ritardo di accesso alle intersezioni.

La metodologia è di seguito descritta:

1. **individuazione dell'arteria.** È una fase preliminare in cui si acquisiscono i dati sui fattori che influenzano le condizioni operative del deflusso:

- localizzazione della strada in rapporto alla destinazione delle zone servite ed al sistema viario principale;
  - lunghezza dell'arteria e geometria della strada;
  - dati di traffico;
  - dati relativi alla regolazione semaforica delle intersezioni.
2. **determinazione della classe della strada.** In questa fase si individua la classe della strada (livello di operatività), a cui competono particolari valori della velocità media di viaggio. Per far ciò è necessario individuare la “categoria funzionale” (tab. 3.1) e, successivamente, la “categoria progettuale” (tab. 3.2) dell'infrastruttura stradale. Per determinare la “categoria funzionale” è necessario verificare il peso che assumono alcuni particolari parametri, riportati in tabella 3.1 in modo da definire se l'infrastruttura viaria è di I o II livello.

**Tabella 3.1- Elementi per determinare la categoria funzionale**

Parametro	Arterie di I livello	Arterie di II livello
<b>Mobilità</b>	Molto elevata	Medio-elevata
<b>Accesso</b>	Molto limitato	Abbastanza diffuso
<b>Punti collegati</b>	Primarie urbane, importanti generatori di traffico	Arterie di I livello
<b>Tipologia spostamenti</b>	Lunghe percorrenze, traffico in transito	Brevi percorrenze, traffico diretto

**Tabella 3.2 - Elementi per determinare la categoria progettuale**

Parametro	I categoria	II categoria	III categoria
<b>Controllo accessi</b>	Da parziale a totale	Parziale	Parziale o assente
<b>Organizzazione della carreggiata</b>	Multi-corsia a carreggiata divisa o unica, a 2 corsie con corsia di emergenza	Multi-corsia a carreggiata divisa o unica, a SU a 2 o più corsie	A SU, a DS, a 2 o più corsie
<b>Sosta</b>	Vietata	Permessa con limitazioni	Permessa
<b>Svolte a sinistra in corsia esclusiva</b>	Si	Talvolta	No
<b>Numero semafori/km</b>	1 ÷ 2,5	2,5 ÷ 5	5 ÷ 7,5
<b>Limiti velocità (km/h)</b>	65 ÷ 70	50 ÷ 65	45 ÷ 50
<b>Attraversamenti</b>	Non ammessi	Non ammessi	Ammessi

Parametro	I categoria	II categoria	III categoria
<b>pedonali Insediamenti lateral</b>	Bassi	Medi	Alti

Occorre ricordare che una strada è di “I livello funzionale”, se serve importanti flussi diretti tra grossi poli attrattori e rilevanti quote di spostamento in entrata ed in uscita dell’area stessa, mentre nei piccoli centri urbani, possono essere considerate tali, anche le strade al servizio del traffico di transito, con funzioni preminentemente di attraversamento del centro abitato.

Un’arteria di “II livello” è invece caratterizzata da spostamenti di lunghezza contenuta, con funzione di distribuzione del traffico e accesso.

Configurazione della carreggiata e conseguenti velocità di progetto, limiti di velocità, opportunità di sosta, densità degli impianti semaforici, esistenza di corsie esclusive per la svolta a sinistra, attraversamenti pedonali, densità abitativa, controllo degli accessi (tab. 3.2), sono elementi geometrici e di gestione della mobilità che permettono di individuare la “categoria progettuale” di una via urbana.

Infine la classe si trova secondo i criteri indicati in tabella 3.3.

**Tabella 3.3 - Classi delle arterie urbane**

Categoria progettuale	Categoria funzionale	
	I livello	II livello
<b>I categoria (area suburbana)</b>	I	II
<b>II categoria (area semicentrale)</b>	II	III
<b>III categoria (area centro-urbana)</b>	III	III

- suddivisione dell’arteria in segmenti.** L’arteria urbana viene divisa in tanti segmenti quanti sono i tratti di strada compresi tra due intersezioni semaforizzate adiacenti.
- calcolo del tempo di marcia.** Il tempo di viaggio è dato dalla somma del tempo di marcia  $T_{mk}$  per percorrere un’arteria e dal ritardo totale d’accesso. Il primo termine si può ricavare dalla tabella 3.4.
- calcolo del ritardo totale di accesso.** Il ritardo totale d’accesso  $\delta_a$  è funzione del ritardo medio di fermata all’intersezione  $\delta_i$  :

$$(3.20) \quad \delta_a = 1,3 \delta_i$$

6. **calcolo della velocità media di viaggio VMV.** La velocità media di viaggio è pari a:

$$(3.21) \quad VMV = 3600 \cdot \frac{L}{(T_{mk} \cdot L + \sum \delta_a)}$$

dove

$L$  = lunghezza della sezione o dell'arteria

$T_{mk}$  = tempo medio di marcia per km

$\sum \delta_a$  = ritardo totale degli accessi delle intersezioni.

**Tabella 3.4- Classe delle arterie urbane**

CLASSE	I			II		III		
Vel. libera di deflusso [km/h]	72	64	56	56	48	56	48	40
Segmento medio [km]	$T_{mk}$ Tempo di marcia per km [s/km]							
0,08	-	-	-	-	-	-	141	165
0,16	-	-	-	90	96	103	112	137
0,24	-	-	-	84	88	87	93	112
0,32	68	76	78	80	83	81	87	103
0,40	65	69	74	75	79	76	82	95
0,48	62	63	68	-	-	-	-	-
0,64	58	60	65	-	-	-	-	-
0,80	55	58	64	-	-	-	-	-
> 1,60	50	56	64	-	-	-	-	-

7. **attribuzione del livello di servizio.** Dopo aver calcolato la velocità media di viaggio (VMV) e la classe di appartenenza, entrando nella Tabella 3.5 è possibile determinare il LOS.

**Tabella 3.5 - Level of Service (LOS)**

CLASSE	I	II	III	
<b>Campo VFL [km/h]</b>	72 ÷ 56	56 ÷ 48	56 ÷ 40	
<b>VFL caratteristica [km/h]</b>	64	53	43	
<b>LOS</b>		<b>VMV</b>		<b>% VFL</b>
<b>A</b>	≥ 56	≥ 56	≥ 56	90
<b>B</b>	≥ 56	≥ 56	≥ 56	70
<b>C</b>	≥ 56	≥ 56	≥ 56	50
<b>D</b>	≥ 56	≥ 56	≥ 56	40
<b>E</b>	≥ 56	≥ 56	≥ 56	33
<b>F</b>	≥ 56	≥ 56	≥ 56	< 33



Come si può notare, il concetto di livello di servizio di un'arteria urbana ha significato solo se tutti i suoi elementi appartengono alla stessa classe.

### 3.3.2 Critiche ai modelli

Il lavoro di ricerca svolto da Festa e Nuzzolo nel 1990 parte dallo studio del tempo medio di percorrenza nelle strade urbane.

Il tempo necessario per percorrere un tronco stradale compreso tra due successive intersezioni è composto da due aliquote, ovvero dal:

1. tempo impiegato per percorrere il tronco dall'inizio alla intersezione finale;
2. tempo impiegato per superare l'intersezione finale.

Secondo un approccio nella modellazione del fenomeno proposta da Branston, il tempo "t" di percorrenza del ramo viene espresso da:

$$(3.22) \quad t = t_r + d$$

dove:

$t_r$  = tempo di corsa ("running"), necessario per percorrere il ramo nell'ipotesi di ritardo nullo al nodo finale;

$d$  = ritardo al nodo finale.

La prima aliquota è funzione, oltre che dell'entità del flusso, delle caratteristiche geometriche della strada e della presenza di eventuali fattori di disturbo della circolazione, quali attraversamenti pedonali, veicoli in sosta, ecc.; la seconda è funzione, oltre che dell'entità del traffico, della geometria dell'intersezione e del tipo di regolamentazione adottata per quest'ultima (nelle intersezioni non semaforizzate l'attesa è funzione anche delle portate circolanti sugli altri rami concorrenti nell'intersezione).

Gli Autori si proponevano di pervenire ad un modello matematico per il calcolo della velocità di "running" delle strade urbane con deflusso non influenzato da veicoli in marcia nel verso opposto, che fosse funzione delle caratteristiche geometriche e funzionali del ramo e della portata circolante, in quanto modelli e parametri per il calcolo del ritardo "d" erano già disponibili e fornivano risultati accettabili.

Sulla base di un campione di rilevamento, sufficiente al reperimento di una estesa gamma di portate, gli Autori sono pervenuti a relazioni che permettono di determinare la velocità media di corsa  $V_r$ , in funzione della intensità del flusso  $Q$ , della larghezza

geometrica utile della sezione stradale  $L_u$ , della pendenza  $P$ , del grado di disturbo arrecato al traffico da fattori esterni  $D$  (immissioni laterali, soste irregolari, attraversamenti di pedoni, ecc.), della tortuosità della strada  $T$ , del numero di intersezioni secondarie  $I$  e della variabile ombra  $X$ , che tiene conto della categoria della strada (a – strade a senso unico con deflusso su unica corsia, b – strade con deflusso su più corsie, c- strade a doppio senso con deflusso su una corsia per verso, senza possibilità di sorpasso):

$$(3.23) \quad V_r = V_r(q, L_u, P, T, D, I, X)$$

Le relazioni sono state ricavate con un'analisi statistica condotta in più fasi successive. Nella prima fase sono stati analizzati i dati relativi a ciascuna strada, stimando con il metodo dei minimi quadrati la velocità media di corsa a flusso nullo e la relazione tra variazione di velocità media di corsa e variazione di intensità di traffico:

$$(3.24) \quad V_r = V_0 + b \cdot Q^2$$

dove

$V_r$  = velocità media di corsa (km/h)

$V_0$  = velocità media di corsa a flusso nullo (veic./h)

$Q$  = intensità di traffico in auto equivalenti (veic./h)

In seguito si è passati alla specificazione ed alla calibrazione per ciascuna area urbana della relazione tra velocità di corsa, caratteristiche geometriche e funzionali della strada ed intensità di traffico:

$$(3.25) \quad V_r = a_0 + a_1 \cdot L_u + a_2 \cdot P + a_3 \cdot T^2 + a_4 \cdot D + a_5 \cdot I + (a_6 + a_7 \cdot X) \cdot \left(\frac{Q}{L_u}\right)^2$$

dove:

$V_r$  = velocità di "running" (km/h)

$L_u$  = larghezza utile (m)

$P$  = pendenza (%)

$T$  = tortuosità

$D$  = disturbo

$I$  = numero di intersezioni/km

$X$  = variabile ombra (vale 0-1 a seconda della tipologia di strada)

$Q$  = portata equivalente (autovetture/ora)

Le conclusioni di Festa e Nuzzolo sono che i modelli ricavati riproducono molto bene la velocità media di corsa a flusso nullo in funzione delle caratteristiche del ramo (prima fase), mentre non altrettanto può dirsi della dipendenza della velocità della intensità di traffico (seconda fase), anche se i risultati raggiunti sono in ogni caso di notevole utilità pratica e comunque rappresentativi di un largo spettro di situazioni, nelle quali possono trovare utile applicazione.

### 3.3.3 Modelli non stazionari

Nei modelli di deflusso non stazionari, si ipotizza che le variabili possano avere una variabilità oltre che rispetto allo spazio anche rispetto al tempo e quindi le grandezze portata e densità sono dipendenti dalla sezione considerata e dal tempo.

Come precedentemente detto, la (3.1) rappresenta l'equazione di continuità ed esprime la conservazione del numero di veicoli:

$$(3.1) \quad \frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial(kv)}{\partial x} = 0$$

Il modello LWR sottolinea l'esistenza di una relazione di equilibrio tra la velocità e la densità veicolare:

$$(3.2) \quad v = v_e(k)$$

Quest'ipotesi cade però in difetto soprattutto nel caso di traffico molto intenso.

Analogamente per la relazione flusso-densità

$$(3.3) \quad q = k \cdot v = q_e(k)$$

Sostituendo la (3.3) nella (3.1) si ha:

$$(3.27) \quad \frac{\partial k}{\partial t} + q'_e(k) \cdot \frac{\partial k}{\partial x} = 0$$

dove

$q'_e$  = derivata prima della portata di equilibrio, in funzione di k.

L'equazione (3.27) descrive la propagazione dell'onda cinematica non lineare con velocità:

$$(3.28) \quad q'_e(k) = v_e(k) + k \cdot v'_e(k)$$

Nei decenni passati, molti sforzi sono stati dedicati al miglioramento del modello (3.27) attraverso lo sviluppo di modelli di ordine superiore, che utilizzano l'equazione dinamica per la velocità da sostituire nell'equilibrio (3.2) o (3.3).

Esempi rappresentativi sono dati dal modello di Payne-Whitman.

Nel **modello di Payne-Whitman** si ha:

$$(3.29) \quad \frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{v}{T} \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{\partial k}{\partial x} + \frac{v_e(k) - v}{T}$$

dove

$T$  = tempo di rilassamento

$t$  = coefficiente di anticipazione costante.

Il modello rappresenta un miglioramento, in quanto prende in considerazione l'accelerazione e gli effetti di inerzia e assume l'ipotesi che la velocità non è determinata direttamente dalla densità, ma si scrive, anche per essa, un'equazione di evoluzione.

Come risultato, il modello può descrivere le situazioni di non-equilibrio.

In seguito, diversi autori hanno proposto un numero considerevole di modifiche al modello di Payne.

Il **modello di Ross** considera nell'equazione del moto la velocità libera di deflusso  $v_f$ :

$$(3.30) \quad \frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{v_f - v}{T}$$

Le ipotesi di Ross sono:

1. la congestione veicolare riduce la velocità effettiva del deflusso;
2. ogni conducente vorrebbe viaggiare alla propria velocità desiderata ed indipendentemente dalla densità (velocità libera di deflusso);
3. la densità effettiva della strada non deve superare la densità limite.

**Michalopoulos et al.** hanno messo a punto un modello dinamico di alto ordine, la cui equazione è:

$$(3.31) \quad \frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = -\sigma \cdot k^\beta \cdot \frac{\partial k}{\partial x} + \frac{v_f - v}{T}$$

dove  $\alpha$  e  $\beta$  sono parametri costanti.

**Zhang** ha proposto un modello di traffico di non-equilibrio con l'equazione:

$$(3.32) \quad \frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = -k \cdot (v_e'(k))^2 \cdot \frac{\partial k}{\partial x} + \frac{v_e(k) - v}{T}$$

Sulla riformulazione dei modelli di cui sopra, troviamo che i modelli (3.29) e (3.32) possono essere unificati come segue:

$$(3.33) \quad \frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{c_0^2}{k} \cdot \frac{\partial k}{\partial x} + R$$

dove:

$R$  = termine non omogeneo

$c_0$  vale rispettivamente:  $\sqrt{\frac{v}{t}}$ ,  $0$ ,  $\sqrt{\sigma \cdot k^{\beta+1}}$ ,  $k \cdot |v_e'(k)|$

Tuttavia, vi è un problema comune in questi modelli di ordine superiore. Per l'equazione iperbolica del sistema costituito da (3.1) e (3.33), ci sono due velocità caratteristiche:

$$(3.34) \quad \lambda_1 = v + c_0 \quad \lambda_2 = v - c_0$$

dove la velocità caratteristica  $\lambda_1$  è sempre superiore alla velocità macroscopica del traffico, in contrasto con l'ipotesi di base del flusso di traffico dei veicoli che sono particelle anisotrope. La velocità di viaggio negativa è sbagliata così come ha sottolineato **Deganzo**.

Al fine di risolvere questo problema, alcuni autori hanno recentemente proposto un nuovo modello:

$$(3.35) \quad \frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = a \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{v_e(k) - v}{T}$$

dove

$a$  = costante

In questo modello, il termine gradiente di velocità sostituisce il termine gradiente di densità, che permette al modello di non avere nessuna velocità caratteristica superiore alla velocità macroscopica del traffico.

Nel 1997, **Liu et al.** ha sviluppato un modello molto semplice:

$$(3.35) \quad \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{v_e(k) - v}{T}$$

che, dal confronto con il (3.35), si scopre che assumendo la costante  $a = v$  il modello (3.35) porta al modello (3.36).

Allo stesso modo, i modelli (3.35) e (3.36) possono essere riscritti in forma uniforme, ricondotti alla forma (3.33):

$$(3.37) \quad \frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = c_0 \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{v_e(k) - v}{T}$$

Nei due modelli,  $c_0$  è uguale rispettivamente ad  $a = cost$  ed a  $v$ .

### Critiche ai modelli

Dall'analisi dei modelli macroscopici, specialmente quelli di ordine superiore, alcuni autori hanno constatato che le varie forme dei modelli proposti si basano su argomenti euristici o in analogia con gas liquidi o con fluidi ordinari, così è inevitabile che esistono alcune carenze di questi modelli.

Così Jiang et al. hanno deciso di affrontare il problema con un approccio microscopico, al fine di comprendere meglio il fenomeno.

## 3.4 Modelli microscopici

La simulazione del deflusso veicolare ha inizio durante gli anni '50 con lo scopo di rappresentare in maniera realistica i fenomeni connessi al traffico veicolare, di prevederne l'evoluzione e quindi di fornire un ausilio alla gestione del sistema dei trasporti.

Le prime ricerche si basavano sull'assunzione che il moto dell'insieme dei veicoli presenti su un tronco stradale potesse essere rappresentato assimilandolo al moto di un fluido continuo mono-dimensionale. Questa assunzione permise di definire alcune variabili di stato, funzioni del tempo e dello spazio, quali il flusso, la densità e la velocità veicolare. La rete stradale viene considerata come una rete di canalizzazioni percorsa dai flussi di traffico. Le caratteristiche dei tronchi della rete (capacità, velocità medie, ecc.) e la domanda di mobilità (volume di traffico, origine-destinazione dei veicoli, ecc.) determinano il modo con cui la rete viene percorsa da tali flussi. L'evoluzione nel tempo delle variabili di stato vengono modellizzate attraverso un'equazione differenziale che include sia la conservazione della massa che la relazione sperimentale stazionaria tra flusso e densità.

Questo tipo di modelli, detti macroscopici, possono essere classificati in base alla loro rappresentazione dello spazio, assumendo che il tempo sia rappresentato in maniera continua (Cascetta, 2006). I modelli a spazio continuo si basano su variabili definite in ogni punto dello spazio; soluzioni analitiche di questi modelli sono state fornite per schemi molto semplici mentre situazioni più complesse richiedono una soluzione numerica attraverso una discretizzazione spazio/temporale. I modelli a spazio discreto sono invece più prossimi ai modelli statici: le variabili di base che influenzano la prestazione del ramo (densità e velocità) sono definite a livello dell'intero ramo; la loro soluzione richiede solitamente una discretizzazione temporale.

La ricerca ha successivamente portato alla definizione di modelli, detti mesoscopici, in cui viene simulato il moto del singolo veicolo (oppure pacchetti di veicoli). In questi modelli, il flusso di traffico è discreto mentre il moto dei veicoli dipende da leggi aggregate che descrivono la relazioni tra le variabili del deflusso (es. la velocità media in funzione della densità) o da funzioni probabilistiche (es. i cosiddetti modelli gas-cinetici che descrivono le dinamiche delle distribuzioni di velocità).

Una quantità significativa di lavori sono stati anche realizzati per aumentare la qualità e l'accuratezza dei modelli di simulazione del deflusso veicolare. Molti di questi lavori si sono concentrati sui modelli microscopici che nascono dalla necessità di rappresentare l'interazione tra i singoli veicoli. Il moto dei veicoli si ottiene come risultato di scelte disaggregate individuali e delle interazioni con gli altri mezzi presenti sulla rete. La scelta del percorso, le decisioni di accelerare o di cambiare corsia, il comportamento alle intersezioni di ogni singolo veicolo vengono esplicitamente modellizzate. Ogni veicolo inoltre possiede le proprie caratteristiche relative, ad esempio, alle prestazioni dei mezzi (es. l'accelerazione massima o la velocità) o alle caratteristiche dei guidatori (es. il tempo di reazione o la velocità desiderata).

I modelli microscopici solitamente considerano la coppia veicolo/guidatore come un unico elemento e non separano quindi il processo decisionale del guidatore dal controllo del veicolo. La ragione principale alla base di questa scelta è dovuta al fatto che questi modelli sono stati messi a punto e vengono tuttora utilizzati principalmente con lo scopo di analizzare i sistemi di traffico. Di solito il comportamento dei flussi di traffico viene riprodotto come risultato dell'interazione tra i guidatori, in maniera tale da ottenere una rappresentazione realistica delle dinamiche del deflusso veicolare. Anche se i modelli sono

disaggregati, in quanto riproducono il moto dei singoli veicoli, sono spesso utilizzati per analisi aggregate (flussi, lunghezze di coda, tempi di percorrenza, ecc.).

La tabella 3.1 presenta una classificazione di modelli di deflusso veicolare non stazionari per sistemi continui, basata sulla rappresentazione del flusso di utenti (continui e discreti) e sul tipo di funzioni di prestazioni (aggregate e disaggregate) (Cascetta, 2006).

**Tabella 3.6- Classificazione dei modelli di deflusso veicolari non stazionari**

<b>Rappresentazione del flusso</b>	<b>Funzioni di prestazione</b>	
	<i>Aggregate</i> (capacità esplicita)	<i>Disaggregate</i>
<b>Continua</b>	MACRO-SIMULAZIONE	
	<i>Spazio discreto</i>	<i>Spazio continuo</i>
<b>Discreta</b>	MESO-SIMULAZIONE	MICRO-SIMULAZIONE

Fonte: "Modelli per i sistemi di trasporto: Teoria e applicazioni" (E. Cascetta, 2006)

I campi di applicazione degli approcci appena descritti possono cambiare sensibilmente. I modelli macroscopici e mesoscopici sono utilizzati per simulare il sistema con lo scopo di progettare e testare le misure di controllo. Anche se ciò dipende dalle dimensioni della rete e dalle capacità di calcolo, di solito i tempi di computazione di questi modelli sono sensibilmente inferiori al tempo reale. Ciò li rende quindi adatti anche per applicazioni in tempo reale. Al contrario, quando si utilizzano dei modelli microscopici, i tempi di calcolo aumentano con l'avvicinarsi della congestione della rete (cioè col numero di veicoli che devono essere elaborati), il che di solito restringe il loro uso ad applicazioni off-line.

La scelta del modello da utilizzare dipende naturalmente dal livello di dettaglio richiesto dall'applicazione. L'utilizzo di un modello microscopico si rende necessario, ad esempio, quando è richiesta una rappresentazione dettagliata del comportamento degli individui. Bisogna comunque notare che la corrispondenza tra livello di dettaglio e livello di accuratezza non può essere garantita; essa è infatti fonte di dibattito in letteratura.



### 3.4.1 Modelli microscopici di deflusso

I modelli microscopici di deflusso veicolare cercano di riprodurre comportamenti aggregati descrivendo le dinamiche dei singoli elementi (veicoli). Per questa ragione sono considerati il fondamento della teoria del deflusso. Alcuni modelli macroscopici dinamici derivano infatti da considerazioni microscopiche (es. il modello di Payne), così come l'insieme dei modelli (stazionari) di flusso di traffico possono essere ottenuti dall'integrazione di leggi microscopiche (es. il modello della GM). Inoltre, i modelli microscopici di deflusso sono il principale componente degli strumenti di microsimulazione del traffico.

La simulazione microscopica del traffico permette di riprodurre le diverse fasi della guida: moto longitudinale, cambio corsia, moto sulle rampe di accesso, ecc. Nel prosieguo della tesi, tuttavia, verranno considerati solo i modelli che rappresentano il moto longitudinale dei veicoli. Anche questa fase dell'attività di guida può essere suddivisa in sotto-fasi: guida libera (ovvero non condizionata dalla presenza di altri veicoli), avvicinamento a un veicolo più lento, inseguimento di un veicolo, frenata, arresto e ripartenza, ecc.

I primi modelli di moto longitudinale messi a punto cercavano di simulare i diversi regimi di guida mediante l'uso di un'unica formulazione matematica. Tali modelli, detti di "car-following" in quanto si riferivano principalmente alla simulazione del processo di inseguimento di un veicolo, non erano però adatti a rappresentare correttamente la variabilità dei comportamenti di guida relativi alle diverse sotto-fasi. Nel corso degli anni, la ricerca si è quindi orientata alla definizione di modelli multi-regime che fanno uso di più formulazioni matematiche per simulare le principali fasi del moto longitudinale dei veicoli.

In funzione dell'approccio su cui si basano i modelli, è possibile distinguere due categorie di modelli di moto longitudinale:

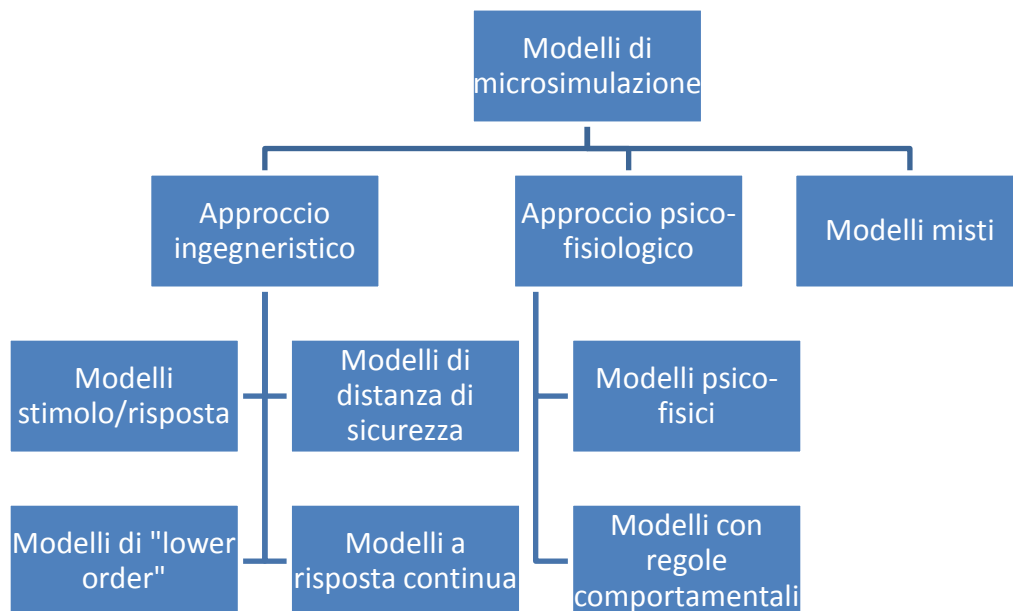
- approccio ingegneristico, basato principalmente su funzioni matematiche di trasferimento;
- approccio psico-fisiologico, basato sullo studio dei fattori umani.

I modelli che seguono l'approccio ingegneristico cercano di simulare le dinamiche reali, da un punto di vista fenomenologico, basandosi su poche semplici assunzioni. I primi modelli supponevano, ad esempio, che la risposta del veicolo inseguitore (follower) dipendesse direttamente dalla velocità relativa tra il veicolo e il suo leader.

Altri modelli si basavano sull'assunzione che i guidatori cercano sempre di mantenere una distanza di sicurezza rispetto al veicolo che li precede. Secondo Newell (2002) invece il moto dei veicoli su un tronco può essere modellizzato semplicemente traslando la traiettoria del veicolo leader.

I modelli basati sull'approccio psico-fisiologico, prendendo in considerazione variabili come la percezione del guidatore o alcune regole comportamentali, cercano di sopperire ad alcuni dei limiti dei modelli appartenenti alla prima categoria riguardo al realismo della simulazione. Questi modelli sono generalmente orientati a riprodurre il processo decisionale umano (o almeno alcuni suoi aspetti) alla base dell'attività di guida.

La Figura 3.7 schematizza la classificazione dei modelli di moto longitudinale, indicando le principali categorie di modelli appartenenti agli approcci suddetti.



**Figura 3.7 - Approcci dei modelli microscopici di moto longitudinale**

I modelli che fanno parte dell'approccio ingegneristico sono utilizzati principalmente nell'ingegneria dei trasporti, per studi di traffico. Gli altri sono utilizzati quando i comportamenti dei guidatori devono essere analizzati in maniera approfondita; ad esempio, quando l'introduzione nella corrente veicolare di veicoli equipaggiati con sistemi avanzati di ausilio alla guida deve essere valutata. I modelli basati sull'approccio psico-fisiologico

potrebbero anche sembrare più appropriati per rappresentare il moto dei veicoli virtuali nei simulatori di guida; in tal caso si richiede infatti un elevato realismo dei comportamenti simulati dei guidatori. Ad oggi, tuttavia, non esistono riferimenti a riguardo; la scelta del giusto compromesso tra realismo e semplicità modellistica è oggetto di ricerca.

La Figura 3.8 riporta, seguendo la classificazione descritta in precedenza, alcuni dei modelli realizzati nel corso degli anni.

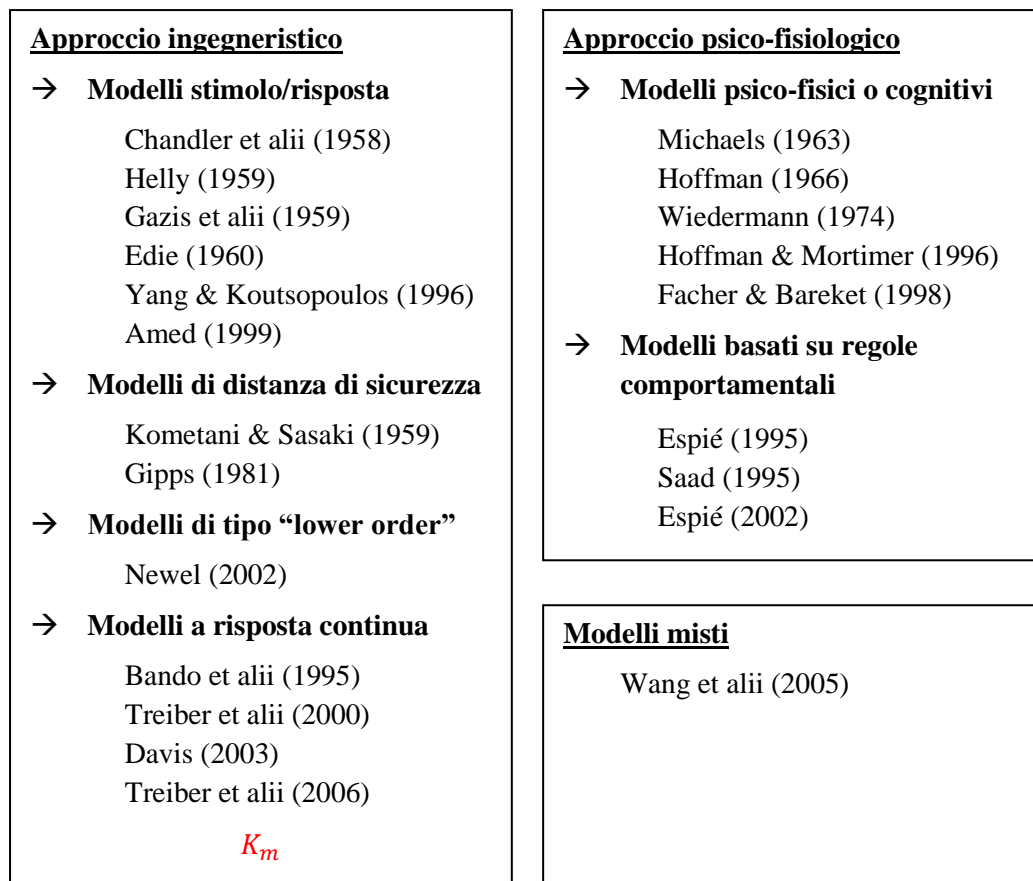


Figura 3.8 - Modelli microscopici di moto longitudinale

### 3.4.2 L'approccio ingegneristico

Il primo modello appartenente a questo approccio è stato sviluppato presso il Road Research Laboratories della General Motors Corporation da Chandler et alii (1958). Si trattava di un modello mono-regime, adatto alla simulazione dell'attività di car-following e basato sul concetto che i guidatori scelgono l'accelerazione da adottare in funzione degli stimoli provenienti dal veicolo che li precede. Questo tipo di modelli si dimostrò però poco adatto a rappresentare altri regimi di guida come il deflusso libero o lo "stop&go". La ricerca si è quindi orientata allo sviluppo di formulazioni che permettessero di riprodurre anche altre fasi dell'attività di guida.

Nel seguito vengono descritte le proprietà dei principali modelli presenti in letteratura, classificandoli secondo la loro categoria di appartenenza.

#### 3.4.2.1 I modelli stimolo/risposta

I primi modelli di car-following cercavano di catturare il comportamento longitudinale di un veicolo riproducendo il modo con cui esso reagisce agli stimoli provenienti dal suo leader. L'assunzione di base di questi modelli è il concetto di "stimolo-risposta"; la risposta del veicolo inseguitore (es. l'accelerazione) dipende cioè direttamente da uno stimolo (es. la velocità relativa tra leader e follower).

Il primo modello sviluppato, attribuito a Chandler et alii (1958), era di tipo mono-regime. Si tratta di una semplice formulazione lineare in cui la risposta del veicolo è direttamente proporzionale alla velocità relativa tra il veicolo e il suo leader (stimolo):

$$a_n(t) = C_1 \cdot \Delta t(t - \tau)$$

Il termine  $C_1$  è detto sensitività, mentre  $\tau$  rappresenta il tempo di reazione dei guidatori. Il limite principale di questa formulazione è dovuto al fatto che lo stimolo non dipende dal distanziamento tra i due veicoli. Nel caso in cui il veicolo leader viaggi ad una velocità maggiore del follower, il modello produce sempre una accelerazione positiva, qualunque sia il distanziamento tra i veicoli. In caso di distanziamenti spaziali bassi, questo tipo di comportamento non è realistico.

Per ovviare a questo difetto Helly (1959) propose di modificare la formulazione introducendo un secondo stimolo, funzione della differenza tra il distanziamento tra i veicoli e il distanziamento desiderato del follower. Questo ultimo termine varia in funzione

della velocità del veicolo e della sua accelerazione. La formulazione matematica del modello di Helly è la seguente:

$$a_n(t) = C_1 \cdot \Delta v(t - \tau) + C_2 [\Delta x(t - \tau) - D_n(t)]$$

$$D_n(t) = \alpha + \beta \cdot v_n(t - \tau) + \gamma \cdot a_n(t - \tau)$$

dove:

- $\Delta v(t)$  = differenza di velocità tra un veicolo e quello che lo segue, all'istante  $t$ ;
- $\Delta x(t)$  = distanziamento tra i veicoli  $n$  ed  $n - 1$  all'istante  $t$ ;
- $D_n(t)$  = distanza desiderata dal guidatore del veicolo  $n$  all'istante  $t$ ;
- $\tau$  = tempo di percezione/reazione dei guidatori;
- $m, l$  e  $c$  sono parametri di calibrazione.

Il modello GHR presenta lo stesso inconveniente del modello di Chandler; se la differenza di velocità è nulla, esso non produce alcuna risposta anche per distanziamenti tra i veicoli molto bassi e non è quindi realistico per valori bassi di densità. Anche questo modello, basandosi su una formula di tipo mono-regime, non riesce a cogliere la variabilità di comportamento di guida.

Basandosi sul modello GHR, Yang & Koutsopoulos (1996) hanno sviluppato un modello multi-regime, implementato in seguito nel software di microsimulazione MITSIM. L'ipotesi alla base del loro modello è che il guidatore può trovarsi, in funzione del distanziamento temporale che lo separa dal veicolo che lo precede, in uno dei tre regimi di moto seguenti:

- **regime di emergenza**: se il distanziamento temporale è inferiore ad un primo limite ( $h_{lower}$ );
- **regime di deflusso libero**: se il distanziamento temporale è superiore ad un secondo limite ( $h_{upper}$ );
- **regime di car-following**: se il distanziamento temporale è compreso tra i due limiti suddetti.

Nel regime di emergenza il guidatore adotta il massimo tasso di decelerazione necessario per evitare la collisione col le ader. Nel regime di deflusso libero, il guidatore cerca invece di raggiungere la sua velocità desiderata utilizzando la massima accelerazione disponibile.

La formulazione del modello utilizza to nel regime di car-following è:

$$a_n(t) = \alpha_{acc/dec} \cdot \frac{v_n(t)^{\beta_{acc/dec}}}{\Delta x(t - \tau)^{\gamma_{acc/dec}}} \cdot \Delta v(t - \tau_n)^{\gamma_{acc/dec}}$$

dove  $\alpha_{acc/dec}$ ,  $\beta_{acc/dec}$ ,  $\gamma_{acc/dec}$  e  $\gamma_{acc/dec}$  sono parametri di calibrazione relativi rispettivamente al regime di accelerazione e di decelerazione.

La presenza dei tre regimi di guida permette di ovviare al fatto che lo stimolo non dipende dal distanziamento tra i veicoli. Infatti quando il guidatore è molto vicino al suo leader e quindi si trova nel regime di emergenza, egli frena per aumentare il distanziamento tra i veicoli. Il modello resta tuttavia di tipo deterministico e non è in grado di cogliere la variabilità di comportamento esistente tra guidatori diversi e per uno stesso guidatore.

Basandosi anche esso sul modello GHR, Ahmed (1999) ha sviluppato un modello in grado di riprodurre il comportamento dei veicoli nei regimi di car-following e di guida libera. Il primo viene applicato quando un guidatore segue un altro veicolo. Il secondo è invece applicato quando un guidatore cerca di raggiungere la sua velocità desiderata e non segue un altro veicolo. L'individuazione del regime di guida avviene in funzione di un limite di distanziamento temporale.

Nel modello di Ahmed, così come in quello di Yang & Koutsopoulos, lo stimolo viene considerato come una funzione non lineare della velocità relativa; viene infatti utilizzato il parametro  $\alpha_{acc/dec}$  come esponente della velocità relativa. L'originalità del modello è tuttavia dovuta al fatto che nella sua formulazione si tiene esplicitamente conto dell'impatto delle condizioni di traffico presenti davanti al veicolo. Ciò avviene introducendo nel termine di sensitività la densità veicolare presente di fronte al veicolo.

L'equazione di Ahmed, utilizzata nel regime di car-following, è la seguente:

$$a_n^g(t) = s[X_n^g(t - \xi \cdot \tau_n)] \cdot f[\Delta v_n(t - \tau_n)] + \varepsilon_n^g(t)$$

dove:

- $g$  = stato in cui si trova il veicolo (accelerazione o decelerazione);
- $s[X_n^g(t - \xi \cdot \tau_n)]$  = termine di sensitività del modello;
- $X_n^g(t - \xi \cdot \tau_n)$  = vettore di variabili esplicative che influenzano la sensitività del modello nell'istante di tempo  $t - \xi \cdot \tau_n$  ;
- $\xi$  = termine aleatorio, associato al guidatore  $n$  nell'istante di tempo  $t$ , che permette di tenere conto della variabilità di comportamento dei guidatori.

Il termine di sensitività è invece formulato nel seguente modo:

$$s[X_n^g(t - \xi \cdot \tau_n)] = \alpha^g \cdot \frac{v_n^g(t - \xi \cdot \tau_n)^\beta}{\Delta x_n^g(t - \xi \cdot \tau_n)^\gamma} + k_n(t - \xi \cdot \tau_n)^\rho$$

dove  $k_n(t - \xi \cdot \tau_n)^\beta$  indica la densità veicolare presente davanti al veicolo  $n$  nell'istante di tempo  $t - \xi \cdot \tau_n$ .

Anche se piuttosto avanzato, rispetto agli altri modelli stimolo/risposta, il modello di Ahmed non risolve il problema dell' identificazione di un significato comportamentale per alcuni dei suoi parametri.

### 3.4.2.2 I modelli di distanza di sicurezza

L'assunzione alla base di questa tipologia di modelli è che i guidatori cercano di mantenere una distanza di sicurezza rispetto al veicolo che li precede. La modellizzazione consiste quindi nella definizione di una distanza di sicurezza tra i veicoli, tale da evitare collisioni tra di essi. Il distanziamento di sicurezza è quindi ottenuto a partire dalle equazioni del moto. Le principali formulazioni di questo tipo di modelli si devono a Kometani & Sasaki (1959) e a Gipps (1981).

Quello di Gipps è stato il primo esempio di modello multi-regime; due diverse funzioni di trasferimento vengono utilizzate rispettivamente nel regime di guida libera e in quello di car-following.

La formula proposta da Gipps per riprodurre il regime di guida libera è di origine sperimentale e viene utilizzata per far sì che il guidatore raggiunga la sua velocità desiderata, facendo in modo che il tasso di accelerazione del veicolo diminuisca man mano che la velocità si avvicina a quella desiderata. L'espressione ottenuta dall'autore è la seguente:

$$v_n(t + \tau) = v_n(t) + 2.5 \cdot A_n \cdot \tau_n \left(1 - \frac{v_n(t)}{V_n}\right) \sqrt{0.025 + \frac{v_n(t)}{V_n}}$$

dove:

- $A_n$  = massimo tasso di accelerazione che il guidatore del veicolo  $n$  desidera adottare;
- $V_n$  = velocità desiderata del guidatore del veicolo  $n$ ;
- $v_n(t)$  = velocità del veicolo  $n$  all'istante  $t$ ;

- $\tau$  = tempo di reazione, comune a tutti i veicoli.

L'ipotesi alla base del regime di car-following è che il guidatore adotta, in ogni istante di tempo, una velocità tale da permettergli di arrestare il veicolo senza che vi sia collisione, anche in caso di frenata improvvisa da parte del mezzo che lo precede. Ciò significa che la velocità del follower deve essere tale che la posizione del leader dopo l'arresto sia sempre maggiore di quella del follower, incrementata di un margine di sicurezza, ovvero che:

$$x_{n-1}^{stop} > x_n^{stop} + S_{n-1}$$

dove  $x_{n-1}^{stop}$  e  $x_n^{stop}$  sono rispettivamente le posizioni del leader e del follower dopo l'arresto, mentre  $S_{n-1}$  rappresenta la lunghezza del veicolo  $n - 1$  più un margine di sicurezza.

Ipotizzando che il follower reagisca con un certo ritardo all'azione del leader e sostituendo nella disuguaglianza (1) le equazioni del moto che permettono di ricavare le posizioni dei veicoli dopo l'arresto, si ottiene la seguente relazione che permette di calcolare la velocità del veicolo  $n$  nell'istante di tempo  $t + \tau_n$  :

$$v_n(t + \tau) = -b_n \left( \frac{\tau}{2} + \theta \right) + \sqrt{\left[ b_n \left( \frac{\tau}{2} + \theta \right) \right]^2 + b_n \left\{ 2[x_{n-1}(t) - x_n(t) - S_{n-1}] - \tau \cdot v_n(t) + \frac{v_{n-1}^2(t)}{b_{n-1}} \right\}}$$

dove

- $b_n (> 0)$  = tasso di decelerazione più forte che il guidatore del veicolo  $n$  è disposto ad adottare;
- $b_{n-1} (> 0)$  = stima che il guidatore del veicolo  $n$  fa del massimo tasso di decelerazione del veicolo  $n - 1$ ;
- $\theta$  è un tempo di reazione aggiuntivo che permette al guidatore di non frenare sempre col suo massimo tasso di decelerazione.

I passaggi che permettono di ottenere questa formula e il significato dei parametri del modello saranno chiariti nel terzo capitolo, nel quale vengono riportati i risultati di analisi svolte sul modello di Gipps allo scopo di individuare possibili sue evoluzioni.

Il modello di Gipps ha, come detto, la peculiarità di tenere conto di un insieme di parametri il cui significato fisico è chiaro e riconducibile ad un determinato tipo di comportamento proprio della coppia veicolo/guidatore. Inoltre, è possibile dimostrare che, per determinati valori dei parametri (in particolare quando  $b_n < b_{n-1}$ ), il modello di car-



following è indefinitamente stabile ed ha sempre soluzione. Queste proprietà sono il motivo per cui questo modello è utilizzato in diversi programmi di microsimulazione del deflusso veicolare (Liu et alii - 1995; SISTM - 2003; AIMSUN - 2005; Paramics - 2006). Tuttavia, l'impossibilità di riprodurre fenomeni di instabilità di traffico e la possibilità che l'equazione utilizzata nel regime di car-following non abbia soluzioni (a causa della presenza del radicando) sono due limiti importanti del modello.

### 3.4.2.3 I modelli di tipo "lower-order"

I modelli appartenenti a questa categoria agiscono direttamente sulla posizione dei veicoli. Per distinguerli dai modelli che agiscono sulla velocità o sull'accelerazione, i quali introducono un ritardo nell'output (lag), essi vengono chiamati modelli di ordine inferiore (lower-order).

Un modello di questo tipo è stato proposto da Newell (2002) per la simulazione del comportamento di guida in ambito autostradale in condizioni omogenee. In queste condizioni, viene supposto che i veicoli presenti su una corsia viaggino tutti alla stessa velocità. Ogni guidatore mantiene un distanziamento spaziale rispetto al veicolo che lo precede che varia linearmente con la velocità con la quale si muove. Il distanziamento spaziale di un guidatore è quindi dato da:

$$s_n = d_n + v \cdot \tau_n$$

dove:

- $d_n$  = distanza alla quale desidera trovarsi il guidatore  $n$  quando il veicolo è fermo;
- $\tau_n$  = pendenza della retta che rappresenta la funzione lineare tra il distanziamento spaziale e la velocità del veicolo  $n$ ;
- $v$  = velocità alla quale si muovono i veicolo presenti sul tronco stradale.

Newell dimostra che i parametri  $d_n$  e  $\tau_n$  sono indipendenti dalla velocità dei veicoli. Queste considerazioni permettono di affermare che, nelle condizioni suddette, la traiettoria del veicolo  $n$  all'istante di tempo  $t$  è una semplice traslazione, nello spazio ( $d_n$ ) e nel tempo ( $\tau_n$ ), della traiettoria del suo leader. Si ricava quindi la seguente equazione per la posizione del veicolo  $n$ :

$$x_n(t + \tau_n) = x_{n-1}(t) - d_n$$

A partire dalla relazione (2), Newell ha anche ricavato la relazione, di origine macroscopica, tra portata e densità. Questa ultima risulta essere consistente con il modello LWR.

A dispetto della sua semplicità, il modello presenta alcune limitazioni. In particolare si nota l'assenza di un effettivo tempo di reazione dei guidatori. Inoltre, così come evidenziato dallo stesso autore, il modello si adatta a situazioni autostradali omogenee con percentuali di sorpassi trascurabili. Per poter applicare il modello è anche necessario introdurre delle condizioni al contorno (ad esempio potrebbe essere necessario specificare se ci sono disomogeneità in alcuni punti della rete). Inoltre il modello funziona solo nel regime di car-following, per cui è necessario che sia sempre specificata esplicitamente la traiettoria del veicolo leader.

#### 3.4.2.4 I modelli a risposta continua

Alcune formulazioni per la modellizzazione del traffico sono state ottenute basandosi su risultati ottenuti nel campo della fisica. Si tratta di modelli cosiddetti a risposta continua che non considerano un tempo di reazione; la loro espressione matematica è quindi un'equazione differenziale del primo ordine. I due principali modelli appartenenti a questa categoria sono l'**Optimal Velocity Model** (OVM) (Bando et alii, 1995) e l'**Intelligent Driver Model** (IDM) (Treiber et alii, 2000).

I modelli di car-following visti in precedenza si basano sull'idea che ogni veicolo debba mantenere una distanza di sicurezza rispetto al leader, che dipende dalla velocità relativa tra i veicoli. Nei modelli a risposta continua, si suppone che ogni veicolo possieda una velocità desiderata (detta anche "legale") che dipende dal distanziamento tra i veicoli.

Nell'OVM viene assunto che ogni veicolo possiede una velocità "legale"  $V$ , funzione del distanziamento tra i veicoli, e che ogni guidatore risponde ad uno stimolo proveniente dal veicolo che lo precede. Un guidatore deve quindi controllare l'accelerazione in modo da mantenere una velocità desiderata "sicura" concordemente con il moto del leader. La formulazione matematica del modello è:

$$a_n(t) = \frac{V[\Delta x_n(t)] - v_n(t)}{\tau}$$

dove  $\Delta x_n(t)$  indica il distanziamento spaziale tra il veicolo  $n$  e il suo leader all'istante di tempo  $t$ . Il termine  $\tau$  è una costante che rappresenta la sensitività del guidatore.

Quando il distanziamento temporale tra i veicoli si riduce, la velocità deve anch'essa diminuire in modo da evitare collisioni con il veicolo leader. Perciò, la funzione  $V$  deve essere una funzione monotona crescente e  $|V[\Delta x_n(t)]|$  deve essere limitato superiormente. La velocità massima desiderata si raggiunge quindi quanto il distanziamento spaziale tende ad infinito.

La funzione di velocità "legale", che secondo gli autori fornisce i risultati più realistici, è data da:  $V(\Delta x_n) = \tanh(\Delta x_n - 2) + \tanh(2)$ . Essa permette di simulare un comportamento del guidatore che accelera o frena in maniera graduale e di riprodurre spontaneamente i fenomeni di congestione (il modello permette, infatti, di riprodurre i fenomeni di instabilità di traffico).

L'Optimal Velocity Model proposto da Bando et alii presenta un importante limite legato al fatto di produrre dei tassi di accelerazione massima troppo grandi e quindi poco realistici. Questa situazione accade in particolare quando il parametro  $\tau$  del modello è dello stesso ordine degli usuali tempi di reazione dei guidatori reali.

Secondo Treiber et alii (2000) ciò è dovuto al fatto che vengono trascurati gli effetti delle differenze di velocità tra i veicoli. Oltre a ciò, il modello presenta la caratteristica poco realistica di produrre dei tassi di accelerazione e di decelerazione uguali ed opposti (simmetrici) quando la deviazione della velocità del veicolo rispetto alla velocità di equilibrio è anche essa uguale ed opposta.

L'accelerazione calcolata nell'*IDM* è invece una funzione continua di velocità, distanziamento e differenza di velocità rispetto al veicolo leader. La sua formulazione matematica è la seguente:

$$a_n(t) = a_0 \left[ 1 - \left( \frac{v_n(t)}{v_0} \right)^\delta - \left( \frac{\Delta x_0[v_n(t), \Delta v_n(t)]}{\Delta x_n(t)} \right)^2 \right]$$

dove:

- $a_0$  = termine di accelerazione di base;
- $v_0$  = velocità desiderata del guidatore;
- $\delta$  = parametro da calibrare;

- $\Delta x_0$  = distanziamento desiderato dal guidatore, funzione della velocità del follower e della differenza di velocità tra i veicoli ed ha la seguente formulazione:

$$\Delta x_0[v(t), \Delta v(t)] = d_0 + d_1 \sqrt{\frac{v(t)}{v_0} + T \cdot v(t) + \frac{v(t) \cdot \Delta v(t)}{2\sqrt{a_0 \cdot b_0}}}$$

con  $d_0, d_1, T$  e  $b_0$  parametri da calibrare.

La formula dell'*IDM* è data dall'interpolazione di un termine che rispecchia la tendenza ad accelerare durante il regime di guida libera:

$$a_0 \left[ 1 - \left( \frac{v_n(t)}{v_0} \right)^\delta \right]$$

e da un termine che rispecchia la tendenza a rallentare a causa della presenza di un veicolo più lento:

$$-a_0 \left[ \frac{\Delta x_0[v(t), \Delta v(t)]}{\Delta x_n(t)} \right]^2$$

Il limite principale di questo modello è legato all'assenza di un tempo di reazione dei guidatori. A questo proposito alcuni studi sono stati di recente realizzati per ovviare a questo problema; si ricordano a tal proposito i lavori di Davis (2003) e di Treiber et alii (2006). In particolare questo ultimo ha generalizzato l'*IDM* in modo da includere nella sua formulazione i tempi di reazione, gli errori di stima e i fenomeni di anticipazione spaziale e temporale.

### 3.4.2.5 L'approccio psico-fisiologico

I tentativi di modellizzare il comportamento di guida nel settore dei fattori umani sono iniziati intorno al 1960 con lo scopo di migliorare la sicurezza stradale e l'apprendimento dell'attività di guida. I modelli appartenenti a questa categoria seguono un approccio basato sull'analisi e la riproduzione dei processi decisionali (mentali) dei guidatori.

Così come accade per i modelli di tipo ingegneristico, anche quelli basati su un approccio psico-fisiologico tengono conto di parametri rappresentativi del comportamento dei guidatori (es. il tempo di reazione, la velocità desiderata, ecc.).

Tuttavia questo tipo di modelli cercano di rappresentare il soggetto umano (guidatore) in maniera più approfondita. Alcuni modelli, ad esempio, tentano di riprodurre l'attività

cognitiva dei guidatori; vengono cioè modellizzati i processi di percezione e di valutazione delle situazioni di guida da parte dei soggetti. In altri casi il processo decisionale dei guidatori viene rappresentato in maniera dettagliata, ad esempio mediante la definizione di regole di comportamento associate alle situazioni di guida più comuni.

Lo sviluppo dei modelli psico-fisiologici è dovuto a forti critiche, mosse nei confronti dei modelli ingegneristici, circa la rappresentazione del comportamento dei guidatori e di conseguenza del moto dei veicoli. L'affidabilità e l'effettivo realismo di questi modelli non sono però del tutto chiari. In particolare resta aperta la questione riguardante i benefici legati all'utilizzo di modelli appartenenti a questo approccio per studi di traffico o per rappresentare l'evoluzione del traffico in un simulatore di guida.

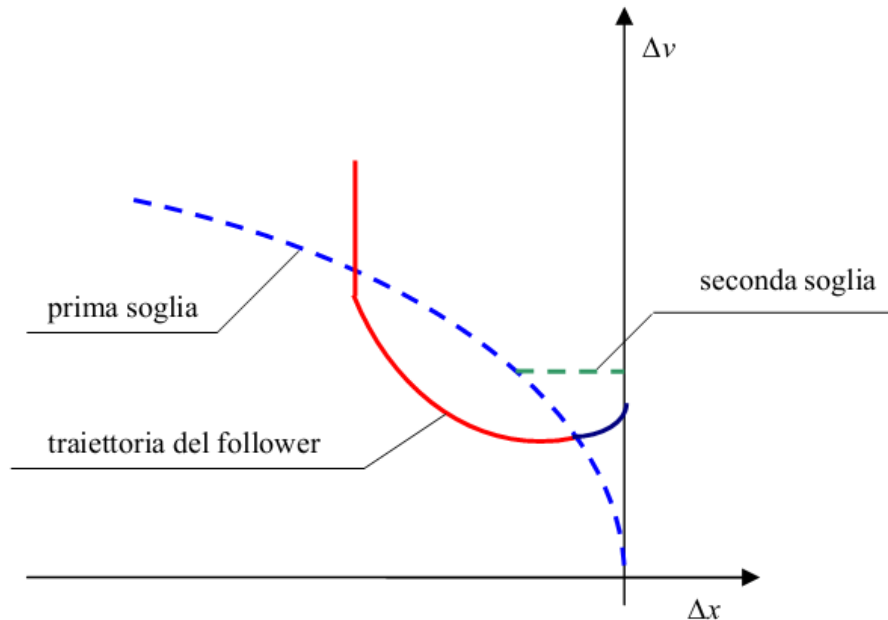
Nei prossimi paragrafi vengono descritti alcuni modelli psico-fisiologici che prendono spunto da considerazioni differenti. I modelli psico-fisici sono, infatti, basati sulla presa in conto dei processi percettivi dei guidatori, mentre altri si basano sulla definizione di regole di comportamento associate alle situazioni di guida.

#### **3.4.2.6 I modelli psico-fisici o cognitivi**

La prima discussione che ha portato alla messa a punto di questi modelli si deve a Michaels (1963), il quale introdusse il concetto che i guidatori sono capaci di percepire l'avvicinamento ad un veicolo a causa della sua variazione di dimensioni apparenti, percependo cioè la velocità relativa ( $\Delta v$ ) attraverso variazioni dell'angolo di visione ( $\theta$ ) sotteso al veicolo che li precede.

Lo schema modellistico di Michaels si basa sulla definizione di due soglie di percezione. Quando la velocità relativa diventa inferiore ad una prima soglia (curva tratteggiata di colore blu nella Figura 3.8), i guidatori iniziano, dopo un tempo di ritardo, a decelerare. Tale decelerazione continua finché la velocità relativa diventa nulla e il follower raggiunge un distanziamento desiderato. Il processo di decelerazione viene suddiviso in due fasi. In un primo momento, i guidatori decelerano finché non possono percepire alcuna differenza di velocità (il valore di  $\Delta v$  diventa nuovamente maggiore del valore di soglia, così come evidenziato dal tratto di colore blu nella Figura 3.9). Da questo punto in poi, i guidatori basano le loro azioni sul fatto che, nelle condizioni in cui si trovano, il distanziamento tra i veicoli ( $\Delta x$ ) è probabilmente inferiore ad un secondo limite,

detto “action point” (retta tratteggiata di colore verde nella Figura 3.9). Nella seconda fase del processo di decelerazione, i guidatori possono quindi percepire solo variazioni di distanziamento. La seconda soglia è particolarmente importante per piccoli distanziamenti, dove le velocità relative sono probabilmente superiori alla prima soglia.



**Figura 3.9 - Struttura modellistica di Michaels.**

Le soglie del modello “action point” di Michaels possono essere definite in diversi modi. Wiedemann (1974) presentò un metodo per calcolare tali soglie e realizzare quindi la simulazione. L’intento di Wiedemann era di coprire l’intero insieme di possibili comportamenti dei guidatori; il suo modello distingue quindi quattro regimi di guida nei quali si ha un comportamento significativamente diverso:

- i) guida non influenzata;
- ii) processo di avvicinamento;
- iii) processo di inseguimento;
- iv) frenata di emergenza.

La percezione e la reazione umana è stata rappresentata da Wiedemann tramite un insieme di soglie e di distanziamenti desiderati che delimitano i quattro regimi di guida:

- $AX$ , distanza desiderata per veicoli fermi;

- $ABX$  , minima distanza desiderata di inseguimento per velocità relative basse, data da:  $ABX(t) = AX + BX\sqrt{v_n(t)}$  ;
- $SDV$  , limite di percezione della velocità relativa per grandi di stanziamenti, dato da:  $SDV(t) = (x_{n-1}(t) - x_n(t) - AX)/CX$  ;
- $SDX$  , limite di percezione per distanziamenti crescenti nel processo di inseguimento, dato da:  $SDX(t) = AX + EX \cdot BX\sqrt{v_n(t)}$  ;
- $CLDV$  , limite di percezione per il riconoscimento di piccole differenze di velocità per distanziamenti decrescenti, dato da:  $CLDV(t) = -SDV(t) \cdot \sqrt{EX}$
- $OPDV$  , limite di percezione per il riconoscimento di grandi differenze di velocità per distanziamenti crescenti, dato da:  $OPDV = -CLDV \cdot k$  ;
- $BX, CX, EX$  e  $k$  sono dei parametri di calibrazione.

Nel regime di guida non influenzata, il guidatore cerca di raggiungere o mantenere la sua velocità desiderata; a tale scopo, egli utilizza un'accelerazione massima ( $bMax$ ).

Quando il limite  $SDV$  viene oltrepassato, il guidatore realizza di essere vicino e più lento del veicolo che lo precede ( processo di avvicinamento ). Dopo un breve ritardo, egli inizia a decelerare per ridurre la sua velocità a quella del leader e per mantenere un distanziamento pari ad  $ABX$  . La decelerazione del veicolo è calcolata mediante la seguente equazione:

$$a_n(t) = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta v(t - \tau)^2}{ABX(t - \tau) - \Delta x(t - \tau)} + a_{n-1}(t - \tau)$$

Il processo di car-following è definito dalle seguenti condizioni:

$$\begin{cases} ABX(t) \leq \Delta x_n(t) \leq SDX(t) \\ CLDV(t) \leq \Delta v_n(t) \leq OPDV(t) \end{cases}$$

In questo caso, il guidatore segue il veicolo che lo precede cercando di mantenere la stessa velocità; egli non reagisce quindi coscientemente ai movimenti del leader, ma cerca di mantenere una accelerazione bassa. Ciò viene rappresentato nel modello mediante un valore costante di accelerazione e di decelerazione ( $bnull$ ). Questo processo è modellizzato mantenendo il segno di  $bnull$  fisso finché uno dei limiti  $CLDV$ ,  $OPDV$ ,  $ABX$  o  $SDX$  viene superato.

La frenata di emergenza può essere causata da un'improvvisa decelerazione del leader che riduce il distanziamento tra i veicoli ad un valore inferiore ad  $ABX$ . Il guidatore reagirà cercando di evitare l'incidente e di riportare il distanziamento ad un valore superiore alla soglia. La decelerazione viene calcolata utilizzando la seguente equazione:

$$a_n(t) = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta v(t - \tau)^2}{AX - \Delta x(t - \tau)} + a_{n-1}(t - \tau) + bMin \cdot \frac{ABX(t - \tau) - \Delta x(t - \tau)}{BX}$$

dove  $bMin$  è un valore di decelerazione massima.

Un altro modello basato sull'“action point” è stato messo a punto da Fancher & Bakeret (1998). La loro assunzione di base è che il limite di percezione della differenza di velocità tra i veicoli può essere valutato tramite la teoria del “looming effect”. Consideriamo l'angolo di visione ( $\theta$ ) per un oggetto largo  $w$ , posto ad una distanza  $\Delta x$ , si ha:  $\Delta x \cdot \theta = w$ . Differenziando quindi rispetto al tempo si ottiene:  $d\theta/dt = -w \cdot \Delta v / (\Delta x^2)$ . Tale relazione lega la velocità relativa al distanziamento tra i veicoli e può essere riscritta come segue:

$$\Delta x = \sqrt{-\frac{\Delta v \cdot w}{d\theta/dt}}$$

Per quantificare questa relazione, Fancher & Bakeret si sono poi rifatti ai risultati ottenuti Hoffman & Mortimer (1996). Essi hanno affermato l'esistenza di un limite nella percezione di  $d\theta/dt$ , approssimativamente pari a  $0.003 \text{ rad/sec}$ . I guidatori non possono quindi ottenere informazioni sul veicolo in avvicinamento se la variazione di velocità angolare è inferiore a questo valore limite. Assumendo che la larghezza di un veicolo sia pari a 1.8 metri, ne risulta che il modello permette una percezione diretta della velocità relativa solo se:

$$\Delta x = \sqrt{-\frac{\Delta v}{0.00164}}$$

Questa relazione permette di tracciare, nel piano  $\Delta x - \Delta v$ , la curva relativa alla prima soglia del modello di Michaels.

Il modello di Fancher & Bakeret può essere spiegato identificando alcune regioni di percezione nel piano  $\Delta x - \Delta v$  (indicati in Figura 3.10 rispettivamente con  $R$  e  $Rdot$ ).



La parte destra del diagramma ( $Rdot > 0$ ) riproduce la situazione di allontanamento tra i veicoli. La parte sinistra ( $Rdot < 0$ ) invece riproduce la situazione di avvicinamento. La linea indicata in Figura 3.10 con “RL2” indica il limite di percezione di  $\Delta v$ ; al di sopra di tale limite un guidatore non reagisce alle azioni del veicolo che lo precede.

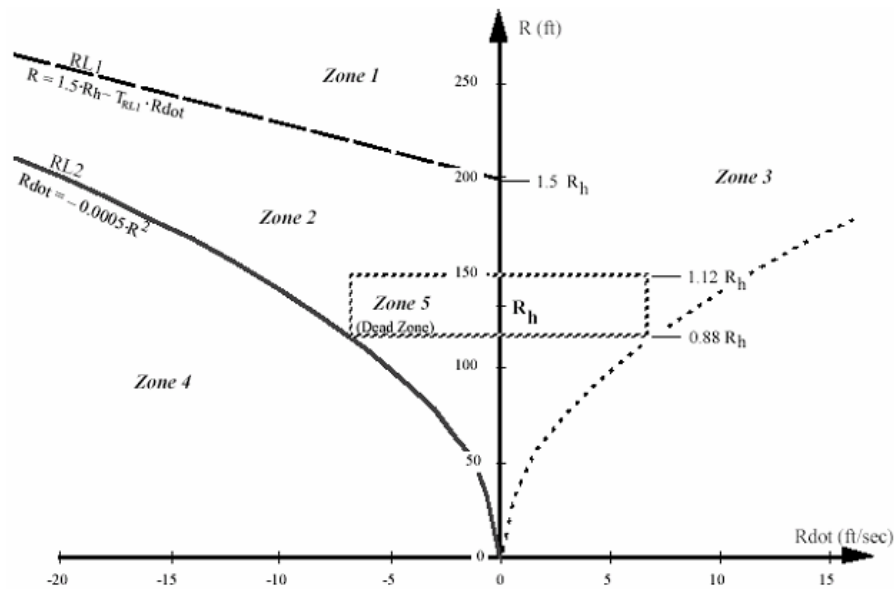


Figura 3.10 - Mappa regionale del modello di Fancher e Bareket

I principali limiti di questi modelli sono dovuti alla difficoltà di valutazione delle soglie di percezione; è infatti molto complesso definire con precisione l’istante in cui un guidatore inizia a percepire una variazione di velocità relativa.

### 3.4.2.7 I modelli basati su regole comportamentali

Un esempio di strumento di simulazione basato sulla definizione di regole comportamentali è il progetto ARCHISIM dell’INRETS (Institut National de REcherche sur les Transports et leur Sécurité). L’approccio seguito in questo modello consiste nel considerare una data situazione stradale come il risultato dell’interazione di diversi attori (utenti della strada, infrastruttura stradale, gestori, ecc.). Si suppone che ogni guidatore possieda la propria autonomia, le proprie conoscenze, obiettivi e motivazioni, così come le proprie strategie di guida. Questo approccio è il risultato di una riflessione sull’apporto de l

trattamento parallelo multi-attore per la simulazione di un sistema complesso come quello del traffico stradale (Espíe, 1995; Espíe, 2002).

All'inizio del progetto è stato definito un modello concettuale di comportamento dei guidatori secondo una metodologia di analisi che combinava delle misurazioni a bordo veicolo e delle verbalizzazioni assistite. Il modello cercava di identificare le variazioni di comportamento in funzione delle modificazioni del circondario e i motivi sottesi alle decisioni prese (Saad, 1995). Le sperimentazioni hanno permesso di individuare alcune regole di comportamento che caratterizzano la maniera con cui il guidatore cerca di gestire una situazione di interazione con i veicoli che lo circondano, in funzione dello stato in cui si trova. Queste regole sono state implementate nel modello multi-agente allo scopo di ottenere dei veicoli autonomi capaci di reagire a qualunque situazione gestendo le loro interazioni (in modo cioè da sopprimerle o di adattarsi ad esse). In altre parole, il guidatore virtuale sceglie la strategia di guida da adottare in funzione della situazione in cui si trova e quindi delle regole associate a questa situazione. Una volta definita la strategia, viene calcolato un tasso di accelerazione (positivo, negativo o nullo) che permette di realizzare la strategia pianificata. Il modello tiene anche conto di alcune variabili che permettono di diversificare i comportamenti di guidatori diversi (ad esempio possono essere definiti diversi livelli di aggressività).

ARCHISIM è utilizzato principalmente per rappresentare il traffico all'interno di un simulatore di guida. Il modello permette infatti di simulare il comportamento dei veicoli in maniera molto realistica anche in situazioni complesse (come ad esempio le intersezioni non semaforizzate).

Alcuni limiti del modello dipendono dal numero di regole comportamentali che devono essere implementate per riprodurre il traffico in tutte le condizioni di guida. Inoltre il modello è stato finora validato solo rispetto ad alcune situazioni di guida.

### **3.5 I modelli misti**

Alcuni modelli microscopici possono essere considerati appartenenti ad entrambi gli approcci descritti in precedenza. Essi combinano infatti sia le proprietà dell'approccio

ingegneristico che di quello psico-fisiologico. Questo tipo di modelli non è tuttora molto sviluppato; ne esistono infatti pochi esempi.

### 3.5.1 Il modello di Leeds

Questo modello (Wang et alii, 2005) è stato messo a punto di recente presso l'Università di Leeds con lo scopo di riprodurre diverse caratteristiche del deflusso veicolare (guida ravvicinata, situazioni di “stop&go”, avvicinamento). Si tratta di un modello ibrido che fa uso del modello di Gipps (approccio ingegneristico) e del modello sviluppato da Wiedemann (approccio psico-fisiologico) nei tre regimi di guida seguenti: i) “non pericolo”, ii) “pericolo” e iii) “guida ravvicinata”. I passaggi da un regime all'altro vengono gestiti tramite il superamento di soglie. Il modello di Gipps viene applicato, con parametri diversi, sia nel regime di “non pericolo” che di “pericolo”, mentre il modello di Wiedemann viene invece usato solamente nel regime di “guida ravvicinata”.

La situazione di “pericolo” si ha quando la velocità del veicolo è inferiore ad una velocità critica ( $v_c$ ). Il regime di “guida ravvicinata” si ha invece quando i vincoli seguenti sono rispettati:

$$|b_{n-1}(t + \tau)| < |D_c|$$

$$ABX \leq x_{n-1}(t) - x_n(t) \leq SDX$$

$$CLDV \leq v_n(t) - v_{n-1} \leq OPDV$$

dove:

- $b_n(t)$  = decelerazione del veicolo  $n$  all'istante  $t$ ;
- $D_c$  = decelerazione critica (da calibrare);
- $ABX, SDX, CLDV, OPDV$  sono le soglie definite da Wiedemann.

Pur basandosi su diversi approcci modellistici, questo modello rispecchia per lo più quello sviluppato da Gipps. Essendo utilizzato solo nella situazione di “guida ravvicinata”, il modello di Wiedemann si riduce all'applicazione di un'accelerazione ( $b_{Null}$ , positiva o negativa) applicata finché non si cambia regime di guida. Le problematiche evidenziate per il modello di Gipps si ritrovano quindi anche in questo approccio.

## **CAPITOLO 4**

### **Metodologia proposta**

#### **Premessa**

L'interazione longitudinale tra pedoni e veicoli ha solitamente l'effetto di generare un regime di deflusso instabile in ambedue le correnti di traffico con frequenti manovre di diversione, frenatura ed arresto.

Nel caso specifico di promiscuità di traffico sull'intera carreggiata il regime di marcia è caratterizzato da basse velocità di percorrenza con frequenti manovre di accelerazione-arresto. Il regime di deflusso instabile, a differenza del caso di un'infrastruttura stradale percorsa da sole autovetture, è legato all'entità delle due componenti di flusso che interagiscono. Anche in presenza di bassi flussi veicolari il regime di marcia può risultare fortemente instabile in relazione al numero di pedoni presenti.

L'effetto della presenza dei pedoni può essere desunto dalla relazione sperimentale ricavata per alcune aree urbane italiane dalla velocità di percorrenza di un tronco stradale da Festa e Nuzzolo (1990) e già vista nella (3.25) del par.3.3.2 di questo testo.

In relazione alle variabili che influenzano la velocità di percorrenza di un arco stradale si desume che la presenza di pedoni, lateralmente alla carreggiata, oltre a ridurre la sezione utile della strada, incide sul grado di disturbo della circolazione.

Le interazioni longitudinali, poiché relative ad usi impropri delle infrastrutture, richiedono azione volte ad eliminarle, tra cui:

- interventi di ampliamento ed adeguamento dei marciapiedi ai flussi pedonali che vi transitano e/o sostano;

- la pedonalizzazione delle infrastrutture stradali, mediante l'adozione di un nuovo schema della circolazione della rete stradale, laddove l'entità del flusso pedonale e le caratteristiche dell'area inducono non solo all'uso della carreggiata in senso trasversale, ma anche continui ed illegali attraversamenti da parte dei pedoni;
- l'installazione di elementi di separazione fisica dei flussi (barriere parapetonali).

La soluzione ottimale va, pertanto, attuata in relazione all'entità dei flussi, all'importanza ed alle caratteristiche della strada, al livello di servizio delle infrastrutture pedonali ed alle peculiarità e capacità attrattiva dell'area.

L'obiettivo di questa tesi è, come anticipato, quello di studiare l'interazione pedone-veicolo quantificandone l'influenza reciproca soprattutto in quei tratti stradali ad alto rischio di attraversamento non regolare.

Una cattiva ubicazione degli attraversamenti pedonali, talune volte troppo distanti, altre troppo vicini, favoriscono infatti molto spesso comportamenti scorretti sia da parte dei pedoni che dei veicoli.

Studiare l'effetto di un particolare tipo di disturbo sulla corrente veicolare richiede l'assenza o la bassa incidenza di altri fattori.

Nei prossimi paragrafi verranno innanzitutto esaminate le caratteristiche geometriche di alcune strade, che sono sembrate rilevanti per le loro specifiche caratteristiche. Saranno poi spiegate le metodologie di indagine per il rilievo del flusso veicolare e pedonale. Infine saranno raccolti i dati dei rilievi e confrontati con le formule sperimentali in letteratura.

#### **4.1 Localizzazione e caratteristiche geometriche dei tratti stradali oggetto di studio**

La scelta dei tratti oggetto di studio è ricaduta su alcune strade le cui caratteristiche sono tali da rendere limitata l'influenza che altri fattori di disturbo, oltre agli attraversamenti dei pedoni, hanno sulle correnti veicolari.

Le caratteristiche che accomunano questi tratti sono:

- presenza nulla o molto bassa di correnti di traffico di immissione lungo il percorso;
- rilevante flusso pedonale;
- correnti veicolari a bassa densità ed elevata velocità;
- presenza preponderante di attraversamenti non regolati su quelli regolati;
- presenza di poli attrattori di traffico pedonale.

I tratti scelti sono:

- Via della Libertà (da via Notarbartolo a piazza Croci);
- Via Croce Rossa (da piazzale Alcide De Gasperi a piazza Vittorio Veneto);
- Via Oreto Nuova;
- Via Roccazzo;
- Via Cala e Via F. Crispi (dal Foro Italico verso il porto);
- Viale dell'Olimpo;
- Viale del Fante.

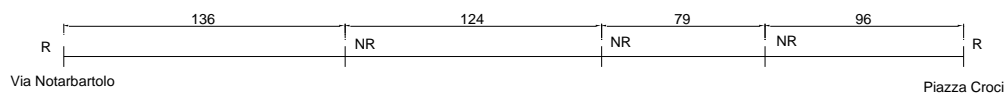
Qui appresso verranno esaminati in dettaglio, per ogni tratto considerato:

- motivazioni dell'inserimento nella lista;
- caratteristiche geometriche;
- quantità e posizione relativa degli attraversamenti pedonali presenti.

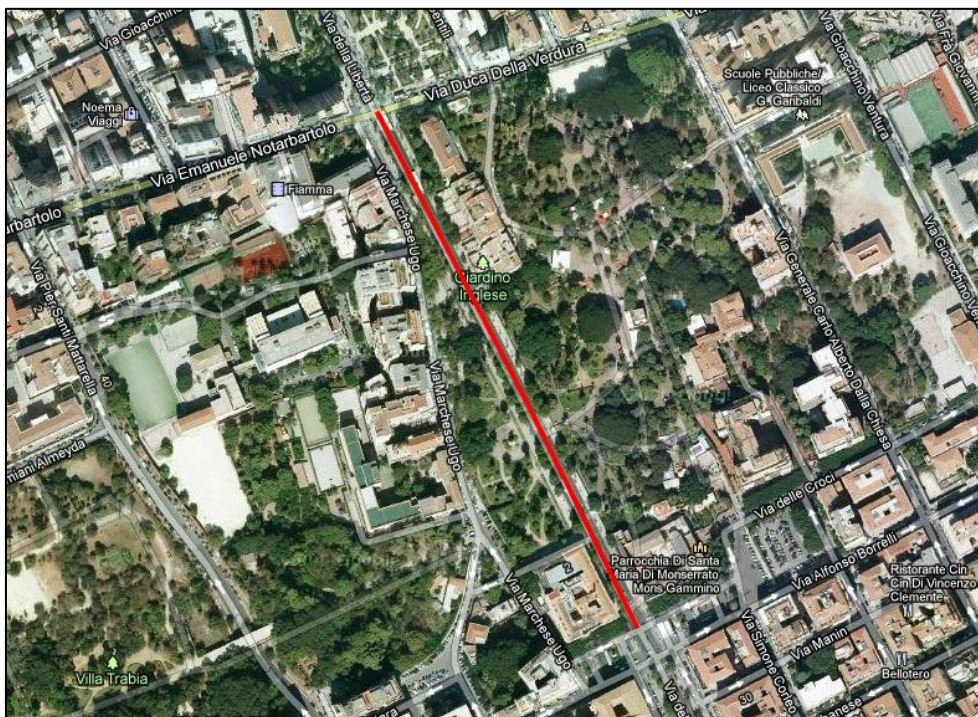
#### **4.1.1 Via della Libertà (da via Notarbartolo a Piazza Croci)**

Questo tratto di Via Libertà è stato preso in considerazione per l'assenza di intersezioni, per il fatto che non è consentita la sosta ai margini della strada e per la presenza di un notevole flusso pedonale dovuto alla presenza del Giardino Inglese.

La lunghezza del tratto preso in esame è pari a 435 m e sono presenti 3 attraversamenti pedonali non regolati e 2 regolati semaforicamente alle estremità. Da evidenziare inoltre come due degli attraversamenti non regolati presentino un rialzo. Gli attraversamenti pedonali sono distanziati come nello schema di Figura 4.1.



**Figura 4.1 - Posizione attraversamenti pedonali nel tratto di via Libertà**



**Figura 4.2 - Vista satellitare del tratto di via Libertà oggetto di studio.**



**Figura 4.3 - Attraversamento pedonale n.1 via della Libertà (incrocio via Notarbartolo)**



**Figura 4.4 – Attraversamenti pedonali n. 2,3,4 - via della Libertà**





Figura 4.5 - Attraversamento pedonale n. 5 - via della Libertà (lato piazza Croci)

#### 4.1.2 Via Croce Rossa (da piazzale A. De Gasperi a piazza V. Veneto)

La via Croce Rossa è composta dal lato di piazzale Alcide De Gasperi da 3 carreggiate e 4 corsie complessive (due carreggiate a senso unico e una carreggiata a doppio senso di circolazione), dal lato di piazza Vittorio Veneto è composta da una sola carreggiata a doppio senso di circolazione. Le 3 carreggiate della parte più larga di via Croce Rossa sono divise tra loro da due marciapiedi di larghezza circa di 3,75m. Nel mezzo delle due corsie centrali è presente un cordolo rialzato e non è consentita la sosta.

Lungo il percorso sono presenti 6 attraversamenti pedonali non regolati, che tagliano la strada in tutta la sua larghezza.

Nella Figura 4.6 sono indicate le distanze relative fra gli attraversamenti pedonali consecutivi.

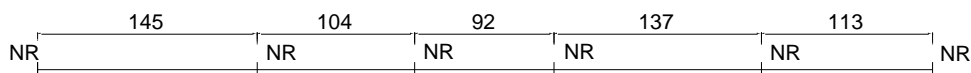


Figura 4.6 - Posizione attraversamenti pedonali nella via Croce Rossa



Figura 4.7 – Vista satellitare di viale Croce Rossa



**Figura 4.8 - Attraversamenti pedonali n. 1, 2, 3 di Via Croce Rossa**



**Figura 4.9 - Attraversamenti pedonali n. 4, 5, 6 della via Croce Rossa**

#### 4.1.3 Via Roccazzo (da via Ur. 3 a via Castellana)

Il tratto di via Roccazzo preso in esame è lungo circa 850 m e si estende da via Ur. 3 fino a via Castellana. Sono presenti 11 attraversamenti pedonali, tutti non regolati.

I distanziamenti relativi sono:

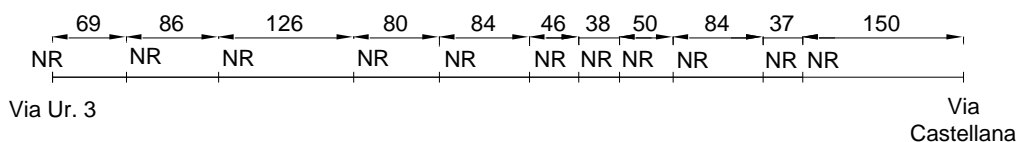


Figura 4.10 - Posizione attraversamenti pedonali nella via Roccazzo

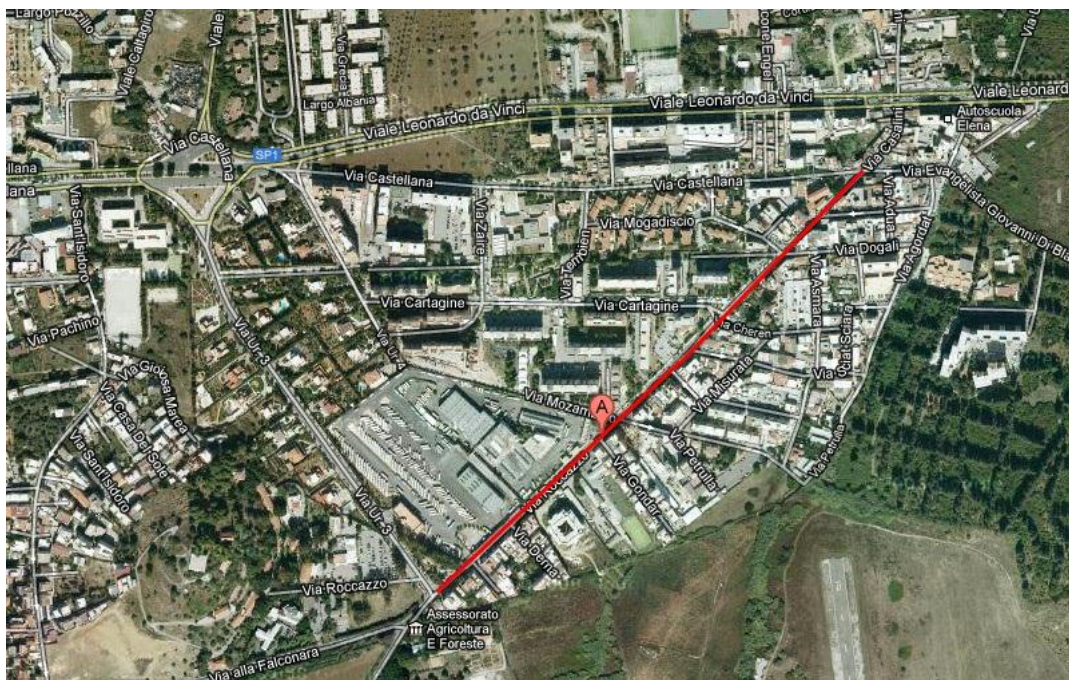


Figura 4.11 – Vista satellitare di via Roccazzo

#### 4.1.4 Via Dell’Olimpo (da Piazza S. Bolivar a via Castelfonte)

La via dell’Olimpo è una strada a due carreggiate e 4 corsie, 2 per ogni senso di marcia. Presenta un traffico veicolare con velocità media che supera quella consentita, in virtù della sua considerevole larghezza e del divieto di sosta ai margini della strada.

La strada è stata divisa in due tratti perché è presente una rotonda tra un'estremità e l'altra, che fa cadere la caratteristica richiesta di velocità veicolare alta, in quanto i veicoli sono costretti a rallentare per immettersi nella rotonda.

Il primo tratto (n.1 in Figura 4.13) si estende da piazza Simon Bolivar a via P.V.46 ed è lungo 1175 m. Il secondo tratto (n. 2 in Figura 4.13) parte da via P.V.46, arriva sino a via Castelforte e misura 562 m.

Gli attraversamenti pedonali presenti, tutti non regolati, sono 6 nel primo tratto e 4 nel secondo. Il distanziamento reciproco fra gli attraversamenti è schematizzato nella Figura 4.12 per entrambi i tratti.

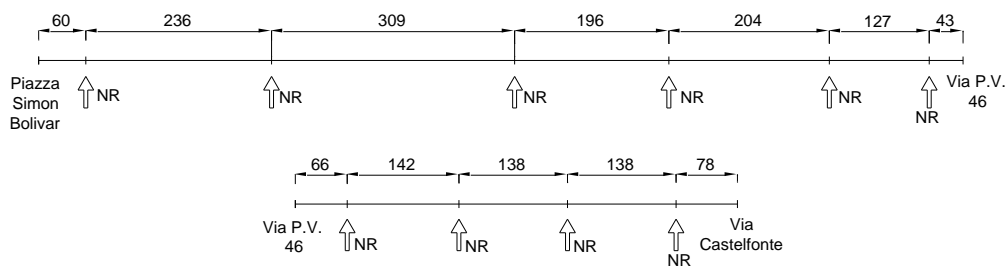


Figura 4.12 – Posizione attraversamenti pedonali nella via dell'Olimpo (tratto 1 sopra, tratto 2 sotto)



Figura 4.13 – Vista satellitare di via dell'Olimpo

#### 4.1.5 Viale Del Fante (da Piazza Leoni a Case Rocca)

Il tratto analizzato è quello che va da piazza Leoni fino a Case Rocca, dove avviene un restringimento della carreggiata. In questo tratto sono presenti 14 attraversamenti pedonali di cui uno solo regolato. Dal un lato della strada sono presenti molti poli attrattori di traffico, come lo Stadio Comunale Renzo Barbera, lo Stadio delle Palme, l'Ippodromo, più vari esercizi commerciali e luoghi di ristoro.



Figura 4.14 - Vista satellitare di via del Fante

#### 4.1.6 Via Oretto Nuova (da Viale Regione Siciliana a via della Concordia)

Nella via Oretto Nuova si contano 9 attraversamenti pedonali di cui uno soltanto regolato. Il traffico veicolare è generalmente elevato e la presenza di esercizi commerciali sui due fronti della strada alimentano frequenti attraversamenti dei pedoni.

La strada è composta da 3 carreggiate, di cui una centrale a doppio senso di circolazione, e due laterali a senso unico. Tutti gli attraversamenti tagliano la strada per tutta la larghezza.



Figura 4.15 - Vista satellitare della via Oreto Nuova

## 4.2 Rilievo flussi di traffico veicolare e pedonale

Una volta stabilite le zone di indagine ed aver tracciato la posizione di tutti gli attraversamenti pedonali, ai fini della ricerca, è stato utile valutare il traffico veicolare e pedonale che transita nei tratti oggetto di studio.

### 4.2.1 Rilievo traffico pedonale

Il rilievo del traffico pedonale è stato eseguito, su ogni singolo attraversamento non regolato preso in esame, da due operatori, che, utilizzando una scheda appositamente elaborata (Figura 4.16), hanno tenuto traccia manualmente dei pedoni che lo utilizzavano.

Sono stati distinti i pedoni che utilizzavano gli attraversamenti in modo regolare e quelli che attraversavano al di fuori delle strisce o le attraversavano in modo non perpendicolare alla carreggiata.

A supporto del rilevamento manuale è stata utilizzata una telecamera, che, posta ad una certa distanza, in modo da catturare una porzione di area sufficientemente ampia, ha permesso la verifica dei dati raccolti manualmente.



FLUSSI RILEVATI		Strada: .....		Attraversamento n. ....				
Auto entranti	Auto uscenti	Moto entranti	Moto uscenti	Bus E	Bus U	Pedoni dx	Pedoni sx	Minuti
								0 min
								10 min
								20 min
								30 min
								40 min
								50 min
								60 min

Figura 4.16 - Scheda per rilievo traffico veicolare e pedonale

#### 4.2.2 Rilievo flusso veicolare

In concomitanza con il rilevamento del flusso pedonale, è stato eseguito una misurazione del traffico veicolare puntuale su ogni attraversamento, utilizzando la stessa scheda di Figura 4.16.

### 4.3 Rilievo del deflusso veicolare

I rilievi di traffico analizzati nei precedenti paragrafi devono essere messi in relazione con le curve di deflusso veicolare...

Nel terzo capitolo sono stati analizzati i modelli di deflusso del traffico veicolare, ma questi non forniscono una misura reale delle prestazioni della rete stradale, in quanto basati su ipotesi semplificative che non risultano rappresentative di ciò che quotidianamente avviene sulle strade, sia a livello del singolo conducente che dal punto di vista macroscopico.

Questa constatazione mette in evidenza la necessità di utilizzare nuove tecniche, supportate da tecnologie innovative per il rilievo, per misurare la qualità dei servizi delle arterie stradali offerte all'utenza, in quanto la durata del tempo di viaggio è uno degli indicatori più importanti per il monitoraggio delle prestazioni dei sistemi di gestione della mobilità.

Dopo aver illustrato alcune recenti tecniche sull'analisi del deflusso automobilistico di tipo ininterrotto ed interrotto, verrà proposta una nuova metodologia che analizza la circolazione veicolare del flusso interrotto in ambito urbano, basata sull'integrazione GPS e geostatistica, volta a ricercare le interazioni che intercorrono tra i veicoli ed i loro conducenti (componenti dinamiche) e le infrastrutture (componenti statiche), nonché altri fattori esterni che influenzano il moto dei veicoli. In questo studio, come si è precedentemente specificato, si è cercato di rendere minimo il contributo dei fattori esterni che non siano il pedone che attraversa la strada in maniera non regolare.

#### **4.3.1 Nuovi approcci dello studio del traffico**

Alcuni autori hanno proposto un metodo per stimare la densità del traffico, in particolare nelle *urban freeway*, utilizzando i dati di *output*, flussi di traffico e velocità media, forniti dai rilevatori fissi di traffico. La metodologia consiste nel calcolare il coefficiente di variazione e l'errore standard per la stima della velocità media e quindi la densità del traffico attraverso il rapporto tra flussi di traffico e velocità media.

In questo modo è possibile ricavare le curve di deflusso, sulla base di dati reali. Gli autori hanno dimostrato che il metodo è in grado di stimare la densità del traffico, ottenendo buoni risultati solo per le autostrade urbane quando sono presenti un elevato numero di rilevatori, posti a breve distanza tra loro.

**Joonho**, ha sviluppato una metodologia per la misura delle curve di deflusso delle *freeway* attraverso un sistema di logica *fuzzy*, che combina la velocità del veicolo con il rumore dell'accelerazione ottenuti da *GPS-Equipped Vehicles*, con l'obiettivo di valutare la qualità dei flussi di traffico. Come approccio alternativo, l'autore suggerisce di ricavare la variazione di velocità di un veicolo, da utilizzare come indicatore della qualità del flusso di traffico percepita dai singoli *driver*. In particolare, il rumore dell'accelerazione, definito dalla deviazione standard dell'accelerazione, è studiato come

una misura del grado di variazione della velocità. Per fare queste indagini Joonho si è servito di un set di dati raccolti da veicoli test dotati di GPS, con l'obiettivo di indagare i diversi aspetti del rumore dell'accelerazione nel contesto del mondo reale. L'indagine è stata effettuata considerando gli effetti prodotti dalle condizioni del traffico, dalle caratteristiche geometriche della carreggiata, e dal comportamento di guida dei diversi guidatori.

Recentemente **Liu** e **Ma** hanno elaborato un modello per la stima dei tempi di viaggio quando il flusso di traffico è interrotto per la presenza di intersezioni semaforizzate.

L'algoritmo innovativo stima il tempo di percorrenza utilizzando i dati provenienti da *loop detector* poste lungo il tragitto.

Il sistema di raccolta dati simultaneamente raccoglie i dati sul traffico e le azioni che le condizioni della mobilità hanno sul ciclo del semaforo intelligente.

Utilizzando questa base di dati, si stima il tempo di viaggio lungo un arco tracciando un veicolo sonda virtuale. Ad ogni passo temporale, la sonda virtuale dispone di tre manovre possibili: accelerazione, decelerazione e velocità costante.

Ogni manovra è determinata dalle condizioni del traffico, che può essere stimato sulla base della disponibilità dei dati relativi al traffico in corrispondenza delle intersezioni. Una interessante proprietà del modello proposto è che gli errori di stima delle percorrenze, possono essere auto-corrette, dalle differenze di traiettoria tra il veicolo sonda virtuale e quello reale quando entrambi i veicoli si trovano ad una fase di rosso del segnale.

#### **4.3.2 Metodologia proposta**

La circolazione delle vetture, in ambiente urbano, è caratterizzata da arresti della corrente veicolare per la presenza di elementi, quali semafori, stop, attraversamenti pedonali, ecc., che impongono periodiche interruzioni al deflusso indipendentemente dal volume di traffico esistente.

Il tempo di viaggio di un itinerario, pertanto, non solo è funzione del flusso di traffico, della capacità della strada e dei limiti di velocità (velocità libera di deflusso), ma risulta anche dipendente da altri fattori, quali la regolazione del ciclo semaforico, dal traffico in conflitto tra strade che si incrociano, ecc..

Questi elementi rendono più difficile la stima del tempo di viaggio, rispetto al caso delle autostrade urbane di scorrimento.

La metodologia che si è sviluppata valuta la congestione del traffico in ambito cittadino, con l'obiettivo di spiegare le problematiche connesse all'interazione tra le varie componenti di traffico (pedoni che attraversano, mezzi pubblici, ecc.) e le interruzioni esterne che l'utente del proprio veicolo privato, ma anche l'environmentally friendly user che utilizza modalità di spostamento ecologiche come il car pooling e/o il car sharing, nonché l'autista del autobus del servizio a chiamata, ecc., incontrano durante il proprio spostamento.

La procedura sviluppata si fonda sull'ipotesi che a partire da veicoli strumentati dotati di sistemi GPS per la localizzazione della posizione, sia possibile ricavare le condizioni di deflusso del traffico veicolare.

Si è deciso di utilizzare un veicolo test dotato di un'unità GPS in quanto presenta i seguenti vantaggi:

1. costo iniziale relativamente basso;
2. dispositivi di dimensioni relativamente piccoli;
3. riduzione del personale rispetto al metodo manuale, in quanto non c'è la necessità di passeggeri che registrano le informazioni;
4. riduzione degli errori umani, compresi i punti di controllo mancati o la non corretta registrazione dell'informazione, in quanto il GPS fornisce in automatico le posizioni;
5. maggiore quantità e varietà dei dati disponibili per le applicazioni tra cui la determinazione della lunghezza della coda, il ritardo, la velocità media. Inoltre è possibile ottenere dettagliati profili di velocità, ed input per i modelli di simulazione, per il calcolo delle emissioni o il consumo di carburante e le prestazioni dei veicoli stessi;
6. dati già in formato elettronico;
7. fornisce la geocodifica automatica dei dati e quindi integrabile con i sistemi GIS;
8. nessuna perturbazione del traffico, perché i dati sono raccolti dalle sonde all'interno del traffico stesso e quindi il traffico non è influenzato dallo sperimentatore;

9. è gestito dal ministero della difesa per cui il sistema è monitorato e gestito attentamente.

Gli svantaggi individuati sono i seguenti:

1. perdita dei segnali dai satelliti a causa di *urban canyons* e cioè in quelle strade adiacenti agli edifici alti, nei tunnel, sotto gli alberi e nei luoghi vicini a campi magnetici;
2. l'equipaggiamento generalmente non è user-friendly;
3. il Dipartimento della Difesa può sempre disattivare il sistema di posizionamento globale quando lo desidera.

La metodologia si articola in tre fasi:

1. Operazioni preliminari e raccolta dei dati di traffico;
2. creazione di una base di dati geografica e verifica della qualità dell'informazione registrata;
3. analisi geostatistica del database.

#### ***4.3.2.1 Operazioni preliminari e raccolta dei dati di traffico***

Prima di iniziare la raccolta dei dati è necessario effettuare alcune operazioni preliminari, ovvero bisogna:

1. definire le rotte da studiare;
2. definire il periodo di tempo durante il quale i dati saranno raccolti;
3. determinare l'intervallo di tempo in cui i dati di posizione GPS saranno salvati;
4. definire il modo di guidare nel flusso di traffico (lo stile di guida).

E' opportuno sottolineare che la rappresentatività del campione di dati rilevato dipende dallo stile di guida di chi esegue i rilevamenti, che pertanto deve essere regolamentato.

In letteratura sono riportati tre comuni stili di guida da seguire:

1. **Velocità media** - il veicolo viaggia a giudizio del conducente alla velocità media del deflusso veicolare;
2. **Floating car** - il guidatore si muove in sicurezza nel traffico, tra i veicoli;
3. **Velocità massima** - il veicolo di prova è spinto al limite della velocità a meno che non sia ostacolato dalle condizioni del traffico reale e dalle regole di sicurezza.

Il *floating car* è quello più comune, anche se per lo studio delle condizioni di traffico è preferibile un comportamento di guida che mantenga una velocità prossima a quella media del deflusso veicolare.

#### 4.3.2.2 Creazione di una base di dati geografica e verifica della qualità dell'informazione registrata

La principale fonte di dati proviene dal dispositivo GPS, che, secondo per secondo, fornisce posizione e velocità del veicolo. Il sistema GPS è stato originariamente sviluppato per scopi militari, ma ora è in fase di espansione per numerose applicazioni civili. In particolare, nel 2000, la rimozione della degradazione intenzionale del segnale, ha migliorato significativamente la precisione dei dati offerti all'utenza. La determinazione della posizione dei ricevitori GPS segue le regole della trigonometria e richiede almeno quattro dei 29 satelliti in orbita.

Questa costellazione di satelliti (Figura 4.17) trasmette continuamente segnali posizionali e informazioni di temporizzazione ad alte frequenze (circa 1.500 MHz). Questi segnali sono raccolti da ricevitori GPS con antenna, e vengono utilizzati per calcolare le coordinate delle posizioni e delle velocità.



Figura 4.17 - Costellazione dei satelliti GPS

Dal momento che i calcoli di posizione e velocità si basano sui segnali trasmessi dai satelliti, l'affidabilità dei dati GPS può essere influenzata da fattori che ostacolano o riflettono il segnale stesso, specie in ambiente urbano.

Quindi al termine della raccolta delle tracce di posizionamento, questi dati devono essere scaricati su un computer per l'archiviazione e le successive elaborazioni e, al fine di garantire risultati adeguati, bisogna verificare che non ci siano lacune nel numero dei punti registrati dal ricevitore.

L'affidabilità dei dati GPS è di solito misurata dal numero di satelliti (Figura 4.18). In generale, dati affidabili GPS possono essere ottenuti quando almeno quattro satelliti sono visibili.

Se ciò non si verifica è necessario filtrare i dati per eliminare questo "rumore", approssimando la velocità e l'accelerazione con la differenza di velocità di letture successive. Se l'ampiezza dell'accelerazione è troppo grande per essere fattibile, i punti dati sono contrassegnati come cattivi e vengono sostituiti con la mediana dei campioni adiacenti. In generale, dati affidabili GPS possono essere ottenuti quando almeno quattro satelliti sono visibili.

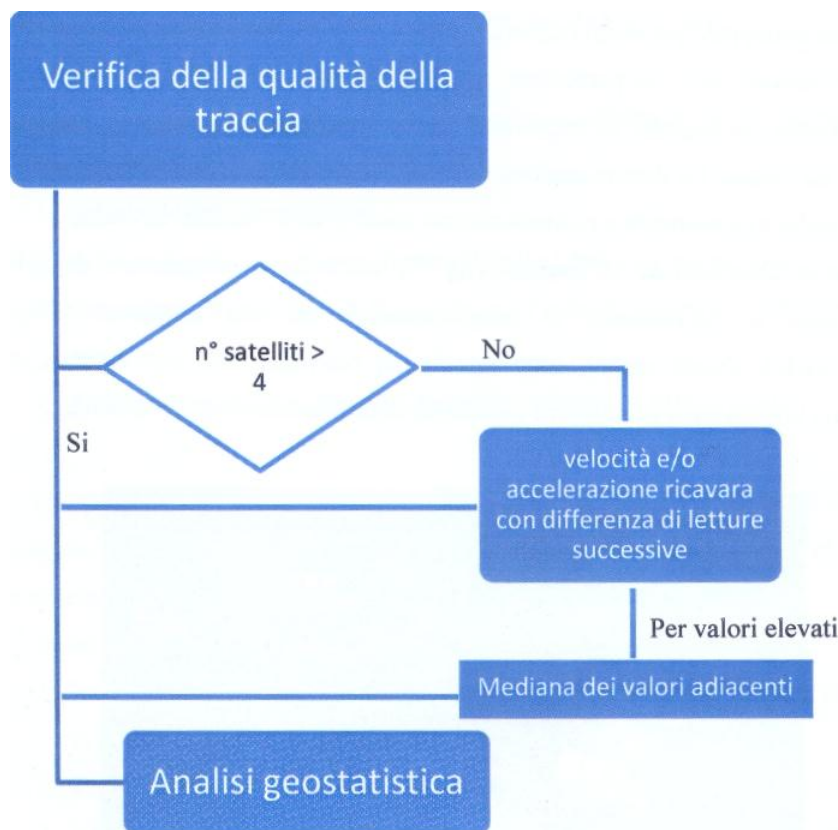


Figura 4.18 - Dalla verifica della qualità della traccia all'analisi geostatica

Se ciò non si verifica è necessario filtrare i dati per eliminare questo "rumore", approssimando la velocità e l'accelerazione con la differenza di velocità di letture successive. Se l'ampiezza dell'accelerazione è troppo grande per essere fattibile, i punti dati sono contrassegnati come cattivi e vengono sostituiti con la mediana dei campioni adiacenti. In generale, dati affidabili GPS possono essere ottenuti quando almeno quattro satelliti sono visibili.

Se ciò non si verifica è necessario filtrare i dati per eliminare questo "rumore", approssimando la velocità e l'accelerazione con la differenza di velocità di letture successive. Se l'ampiezza dell'accelerazione è troppo grande per essere fattibile, i punti dati sono contrassegnati come cattivi e vengono sostituiti con la mediana dei campioni adiacenti.

#### **4.3.2.3 *Analisi geostatistica del database***

L'analisi geostatistica consiste nel modellare il fenomeno in studio con una funzione aleatoria caratterizzata da una legge spaziale, temporale o spazio-temporale.

Dopo aver filtrato i dati, i files prodotti possono essere inseriti in un sistema informativo geografico GIS.

Poiché le tracce registrate dal veicolo sonda, durante il periodo di rilevamento, sono leggermente diverse di giorno in giorno, a causa delle manovre di cambio di corsia e di altri fattori accidentali, il confronto diretto in base alla distanza non è rappresentativo del fenomeno. Pertanto, invece, di convertire latitudine e longitudine direttamente in distanza, le coordinate sono prima riferite ad una corsa di riferimento. Ogni punto del database di una corsa è rapportato all'inizio della corsa di riferimento, ed i punti di riferimento sono utilizzati per generare una distanza relativa. Questa procedura viene utilizzata solo per assicurarsi che tutte le latitudini / longitudini corrispondono alla stessa distanza lungo il percorso.

A questo punto, per effettuare l'analisi geostatistica, è necessario codificare ed inserire nel GIS anche le caratteristiche geometriche e gli elementi di regolazione della circolazione (intersezioni, semafori, attraversamenti pedonali) in modo tale da verificare se sono causa di rallentamenti.

La codifica rende più immediata, ad analisi effettuata, l'individuazione degli elementi che rappresentano un possibile ostacolo al regolare andamento del deflusso veicolare.



Tale approccio consente di evidenziare e descrivere la variabilità spaziale o temporale (qualitativa e quantitativa) dei dati analizzati, e di rappresentare cartograficamente i risultati ottenuti. Si valuta cioè l'effetto della posizione dell'elemento sulla variabilità del dato osservato.

Dopo queste operazioni è possibile confrontare le letture di velocità.

Si è deciso che è opportuno effettuare un'analisi giornaliera, per vedere se esiste una qualche correlazione tra il giorno della settimana ed i tempi di percorrenza.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Assemblea Federale della Confederazione Svizzera (2011), *Legge federale sulla circolazione stradale* (LCStr).
- [2] Comitato economico e sociale europeo (2008), *Parere del Comitato economico e sociale europeo in merito alla Proposta di regolamento del Parlamento europeo e del Consiglio relativa alla protezione dei pedoni e degli altri utenti della strada vulnerabili*; Gazzetta Ufficiale dell'Unione europea.
- [3] Comitato economico e sociale europeo (2011), *Verso uno spazio europeo della sicurezza stradale: orientamenti strategici per la sicurezza stradale fino al 2020*; Gazzetta Ufficiale dell'Unione europea.
- [4] Consiglio Federale Svizzero (2010). *Ordinanza sulla segnaletica stradale* (OSStr); [www.admin.ch](http://www.admin.ch)
- [5] Consiglio Federale Svizzero (2011). *Ordinanza sulle norme della circolazione stradale* (ONC); [www.admin.ch](http://www.admin.ch)
- [6] Department of transportation (2007). *The official High Way Code*; UK, [www.direct.gov.uk](http://www.direct.gov.uk)
- [7] Department of transportation, traffic and road way section (2001), *Designing sidewalks and trail for access*; USA, [www.FHWA.dot.gov](http://www.FHWA.dot.gov)
- [8] Department of transportation, traffic and road way section (2007), *Traffic line manual; Oregon*; [www.oregon.gov](http://www.oregon.gov)
- [9] Federal High Way Administration (2009), *Manual on uniform traffic control devices* (MUTCD), [www.MUTCD.FHWA.dot.gov](http://www.MUTCD.FHWA.dot.gov)
- [10] Kane County Council of Mayors & Development Department & Division of Transportation & Forest Preserve District (2000). *Pedestrian Design Guide*, chapter 4 of The Kane County 2020 Transportation Plan; [www.co.kane.il.us](http://www.co.kane.il.us)
- [11] Land Transport NZ (2007), *Crossings*, chapter 15 of Pedestrian Planning and Design Guide; Wellington, Land Transport NZ.
- [12] Ministère de l'Équipement et du Transport (2009), *Code de la Route*, Paris; [www.legifrance.gouv.fr](http://www.legifrance.gouv.fr)

- [13] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti (1992), *Nuovo Codice della Strada*, Gazzetta Ufficiale.
- [14] Maibach M., Schreyer C., Sutter D., Boon B. H., Smokers R., Schrotten A., Doll C., Pawlowska B., Bak M. (2008), *Handbook on estimation of external costs in the transport sector Internalisation Measures and Policies for All external Cost of Transport* (IMPACT), Delft, CE.
- [15] Cantarella G.E. (2002), *Introduzione alla tecnica dei trasporti e del traffic con elementi di economia dei trasporti*, UTET, Torino, ISBN 88-02-05559-9.
- [16] Lighthill, M.J., Whitham, G.B. (1955), *A theory of traffic flow on long crowded*, su kinetic waves: II. Proc. Roy. Soc. Lond., Ser. A 229 (1178), 317-345
- [17] Richards, P.I., (1956), *Shock waves on the highway*, Oper. Res. 4, 42-5 1. [58] Cascetta E, (2006), *Teoria e metodi dell'Ingegneria dei Sistemi di Trasporto* - UTET, ISBN 88-6008-012-6.
- [18] Adams W. F., (1936), *Road Traffic Considered as a Random Series*, J. Inst. Civil Engineers, 4, pp. 121-130, U.K.
- [19] Greenshields B. D., (1935), *A Study in Highway Capacity*, Highway Research Board, Proceedings, Vol. 14, p. 458.
- [20] Greenberg H., (1959), *An Analysis of Traffic Flow*, Operations Research.
- [21] Drake J. S. , Schofer J. L., May A. D. , (1967), *Highway Research Record*, 154, pp. 53-87.
- [22] Drew, Donald R., (1968), *Traffic Flow Theory and Control*, New York: McGraw-Hill.
- [23] Bureau of Public Roads, (1964), *Traffic Assignment Manual*, U.S. Department of Commerce, Washington DC.
- [24] American Association of State Highway Officials (AASHO), (2000), *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board, Washington D.C.
- [25] Festa D. C., Nuzzolo A., (1990), *Analisi sperimentale delle relazioni velocità-flusso per le strade urbane*, Le Strade, N. 1266, pp. 459-464, ISSN 0373-2916.
- [26] Branston D., (1976), *Link capacity functions: a review*, Transportation Research, 10, 223-236.
- [27] Webster F, V., (1958), *Traffic signal setting*, Road Research Laboratory Report 39, Crowthorne, Berkshire, England.

- [28] Doherty A.R., (1977), *A comprehensive junction delay formula*, LTR 1 Working Paper, Department of Transport.
- [29] Payne H.J., (1979), *FREFLO: a macroscopic simulation model for freeway traffic*, Transpn. Res. Rec. 722, 68-77.
- [30] Whitham, G.B., (1974), *Linear and Nonlinear Waves*, John Wiley & Sons, New York.
- [31] Ross P., (1988), *Traffic dynamics*, Transpn. Res. 22B, 421-435.
- [32] Michalopoulos P.G., Yi P., Lyrintzis A.S., (1993), *Continuum modeling of traffic dynamics for congested freeways*, Transpn. Res. 27B, 315-332.
- [33] Zhang H.M., (1998), *A theory of nonequilibrium traffic flow*, Transpn. Res. 32B, 485-498.
- [34] Daganzo C.F., (1995), *Requiem for second-order fluid approximation of traffic flow*, Transpn. Res. 29B, 277-286.
- [35] Jiang R., Wu Q.S., Zhu Z.J., (2001), *A new dynamics model for traffic flow*, Chinese Sci. Bull. 46,345-349.
- [36] Jiang R., Wu Q.S., Zhu Z.J., (2002), *A new continuum model for traffic flow and numerical tests*, Transpn. Res. B 36, 405-419.
- [37] Liu G.Q., Lyrintzis A.S., Michalopoulos P.G., (1997), *Numerical simulation of freeway traffic flow*, J. Transpn. Eng-ASCE 123, 503-513.
- [38] Liu G.Q., Lyrintzis A.S., Michalopoulos P.G., (1998), *Improved high order model for freeway traffic flow*, Transpn. Res. Rec. 1644, 37-46.
- [39] Jiang R., Wu Q.S., (2003), *Study on propagation speed of small disturbance from a car following approach*, Transportation Research Part B: Methodological Volume: 37, Issue: 1, pp. 85-99.
- [40] Chandler R. E., Herman R., Montroll E. W., (1958), *Traffic Dynamics: Studies in Car Following*, Opns. Res. 6, pp. 165-183.
- [41] Helly W., (1959), *Simulation of Bottlenecks in Single Lane Traffic Flow*, In Proceedings of the Symposium on Theory of Traffic Flow, Research Laboratories, General Motors. New York: Elsevier, pp. 207-238.
- [42] Gazis D.C., Herman R., Rothery R.W., (1961), *Nonlinear follow the leader models of traffic flow*, Operations Research, 9, pp. 545-567.

- [43] May A. D., Keller H.E.M., (1967), *Non-Integer Car Following Models*, Highway Research Record 199, pp. 19-32.
- [44] Helly W., (1959), *Simulation of Bottlenecks in Single Lane Traffic Flow*, In Proceedings of the Symposium on Theory of Traffic Flow., Research Laboratories, General Motors, pp. 207-238.
- [45] Aron M., (1988), *Car following in an urban network. simulation and experiments*, In Proceedings of Seminar D, 16<sup>th</sup> PTRC Meeting, pp. 27-39.
- [46] Ozaki H., (1993), *Reaction and anticipation in the car following behaviour*, In Proceedings of the 13th International Symposium on Traffic and Transportation Theory 349-366.
- [47] Yang Q., Koutsopoulos H.N., (1996), *A microscopic traffic simulator for evaluation of dynamic traffic management systems*, Transportation Research Part C, vol. 4, pp. 113-129.
- [48] Ahmed K., (1999), *Modeling Drivers' Acceleration and Lane Changing Behavior*, PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- [49] Kometani E., Sasaki T., (1959), *Dynamic behaviour of traffic with a nonlinear spacing-speed relationship*, In Proceedings of the Symposium on Theory of Traffic Flow, Research Laboratories, General Motors. New York: Elsevier, pp. 105-119.
- [50] Gipps P.G., (1981), *A behavioural car following model for computer simulation*, Transportation Research-B, 15, pp. 105-111.
- [51] Bando M., Hasebe K., Nakayama A., Shibata A., Sugiyama Y. (1995), *Dynamical model of traffic congestion and numerical simulation*, Physical Review E, vol. 51-2, pp. 1035-1042.
- [52] Treiber M., Hennecke A., Helbing D., (2000), *Congested traffic states in empirical observations and microscopic simulations*, Physical Review, vol. 62-2, pp. 1805-1824.
- [53] Treiber M., Kesting A., Helbing D., (2006), *Delays, inaccuracies and anticipation in microscopic traffic models*, Physica A 359, pp. 729-746.
- [54] Michaels R.M., (1963), *Perceptual factors in car following*, In Proceedings of the Second International Symposium on the Theory of Road Traffic Flow. Paris: OECD, pp. 44-59.

- [55] Wiedemann R., (1974), *Simulation des Strassenverkehrsflusses*, Schriftenreihe des Institutes für Verkehrswesen der Universität Karlsruhe.
- [56] Fancher P.S., Bareket Z., (1998), *Evolving Model for Studying Driver Vehicle System Performance in Longitudinal Control of Headway*, Transportation Research Record 1631, TRB, National Research Council, Washington D.C., pp. 13-19.
- [57] Hoffinan E.R., Mortimer R.G., (1996), *Scaling of Relative Velocity Between Vehicles*, Accident Analysis and Prevention, Vol. 28, No. 4, July, pp. 415-421.
- [58] Wang J., Liu R., Montgomery F., (2005), *A car following model for motorway traffic*, Proceedings of the 84th annual meeting TRB, Washington, D. C.
- [59] Toledo T., Koutsopoulos H.N., Davol A., Ben-Akiva M.E., Burghout W., Andréasson I., Johansson T., C. Lundin, (2003), *Calibration and Validation of Microscopic Traffic Simulation Tools: Stockholm Case Study*, Proceedings of the 82rd annual meeting TRB, Washington, D. C.
- [60] Brockfeld E., Kiihne R. D., Wagner P. (2004) "*Calibration and validation of microscopic traffic flow models*" Proceedings of the 83rd annual meeting TRB, Washington, D. C.
- [61] Ben-Akiva M., Toledo T., Darda D., Jha M. and Koutsopoulos H.N. (2004), *Calibration of microscopic traffic simulation models with aggregate data*, Transportation Research Record 1876, pp. 10-19, 2004.
- [62] Chu L., Liu H. X., Oh J. S., W. Recker, (2004), *A Calibration Procedure for Microscopic Traffic Simulation*" Proceedings of the 83rd annual meeting TRB, Washington, D. C.
- [63] Ranjitkar P., Nakatsuji T., Asano M., (2004), *Performance evaluation of microscopic traffic flow models using test track data*, Proceedings of the 83rd annual meeting TRB, Washington, D. C.
- [64] Punzo V., Simonelli F. (2005), *Analysis and Comparison of Microscopic Traffic Flow Models Using Real Traffic Microscopic Data*, Transportation Research Record 1934, pp. 53-63, TRB, Washington D.C.