



**Università degli Studi di Trieste**  
**Dipartimento di Ingegneria e Architettura**  
**Laurea Magistrale: Ingegneria Civile**



**Corso : Strade Ferrovie ed Aeroporti (284MI-2)**

## **Lezione 02: Sezione stradale e traffico veicolare**

**Roberto Roberti**

Tel.: 040 558 3588

E-mail: [roberto.roberti@dia.units.it](mailto:roberto.roberti@dia.units.it)

Anno accademico 2021/2022



# Sommario

**INDICATORI DEL TRAFFICO VEICOLARE**

**RELAZIONE TRA FLUSSO; VELOCITÀ, DENSITÀ VEICOLARE**

**CAPACITÀ E LIVELLO DI SERVIZIO DI UNA STRADA**

**LIVELLI DI SERVIZIO PER LE AUTOSTRADE**

**LIVELLI DI SERVIZIO PER STRADE BIDIREZIONALI**

**LIVELLI DI SERVIZIO DI STRADE URBANE**

# Domanda di trasporto e sezione stradale

Per poter definire la sezione stradale si deve partire dalla domanda di trasporto.

La domanda di trasporto, che è individuata:

- dal volume orario di traffico;
- dalla sua composizione;
- dalla velocità media di deflusso;



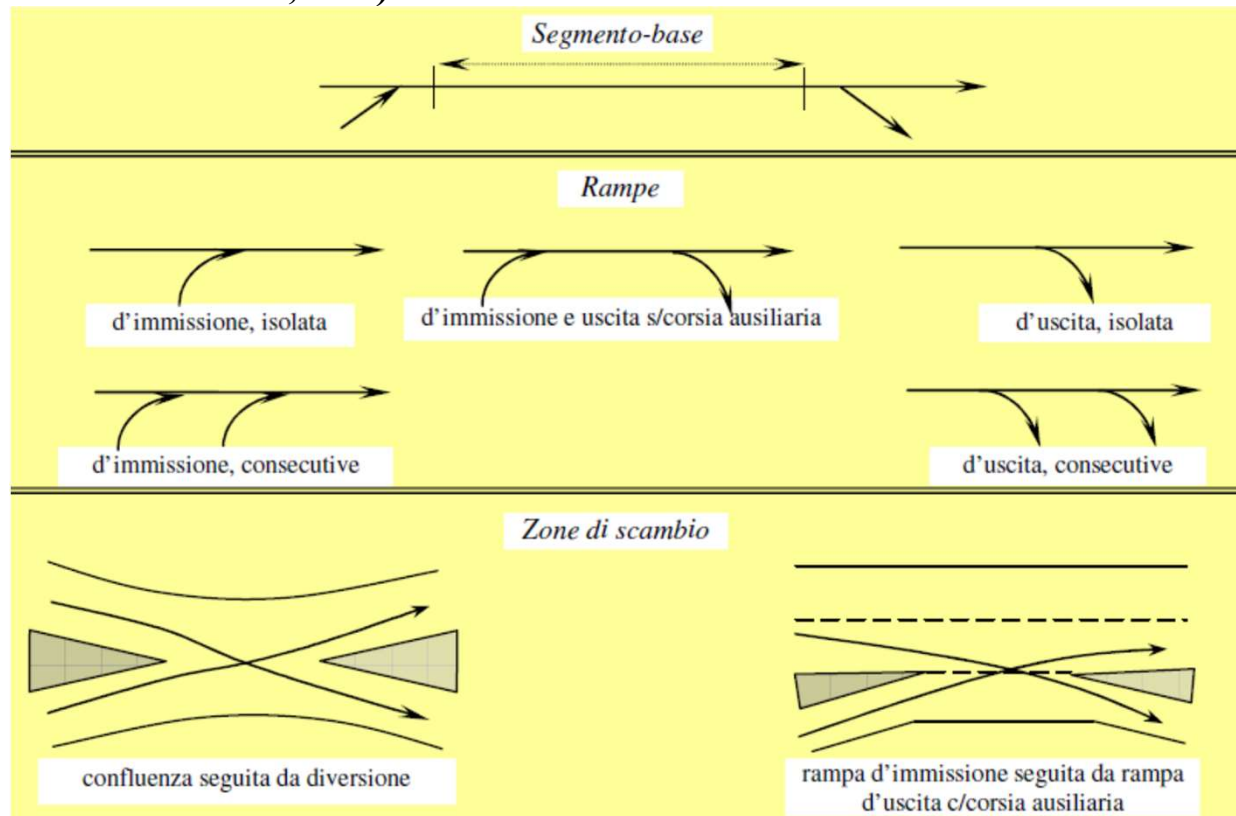
determina, come scelta progettuale, la sezione stradale e l'intervallo della velocità di progetto.

In particolare, la scelta del numero di corsie di marcia della sezione stradale e della loro tipologia definisce l'offerta di traffico, mentre la scelta dell'intervallo di velocità di progetto condiziona, in relazione all'ambiente attraversato dall'infrastruttura, le caratteristiche plano-altimetriche dell'asse e le dimensioni dei vari elementi della sezione.

# Il traffico su strada (1)

Per traffico si intende tutto il complesso fenomeno che riguarda il movimento (circolazione) dei mezzi di trasporto.

La modalità con cui si svolge il traffico è strettamente legata alle caratteristiche proprie della via (geometria della via), ma anche dall'ambiente con cui la singola via interagisce (presenza di altre strade, ecc.).





## Il traffico su strada (2)

Per capire con quali modalità si svolge il traffico si deve innanzitutto distinguere tra due tipologie di deflusso veicolare: ininterrotto e interrotto.

**(DE)FLUSSO ININTERROTTO:** Flusso veicolare che non riceve disturbo da cause esterne al flusso stesso.

**(DE)FLUSSO INTERROTTO:** Flusso veicolare che riceve disturbo da cause esterne al flusso stesso.

In linea generale il flusso ininterrotto è più relazionabile a strade extraurbane mentre quello interrotto si relaziona maggiormente alle strade urbane.



# Modelli di deflusso (1)

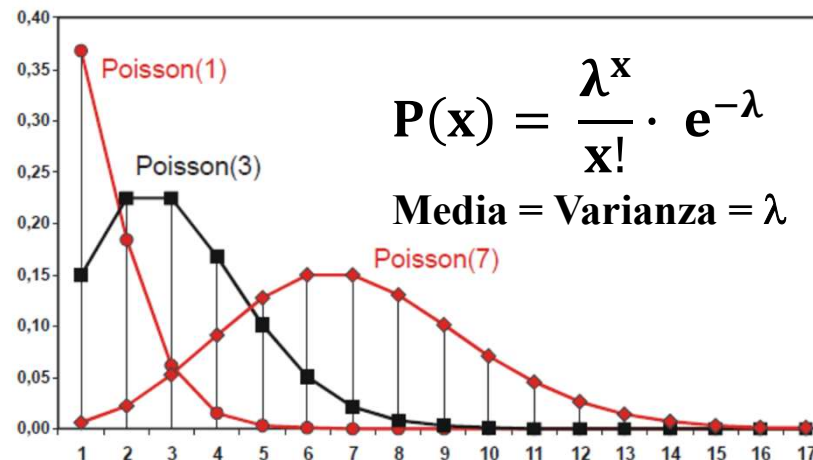
Il deflusso veicolare si può studiare attraverso modelli DETERMINISTICI o PROBABILISTICI (stocastici).

Tali modelli cercano di descrivere, analiticamente, le relazioni tra i parametri caratteristici del traffico rilevabili sperimentalmente per esempio: il FLUSSO veicolare; la VELOCITÀ veicolare; la DENSITÀ veicolare.

I modelli deterministici descrivono il traffico attraverso i valori medi dei parametri.

I modelli probabilistici descrivono il traffico attraverso le distribuzioni di frequenza (funzione di probabilità) dei parametri.

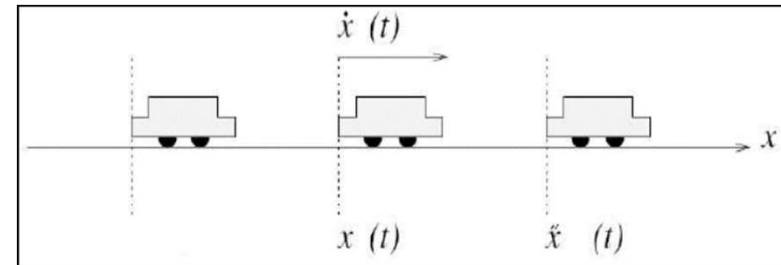
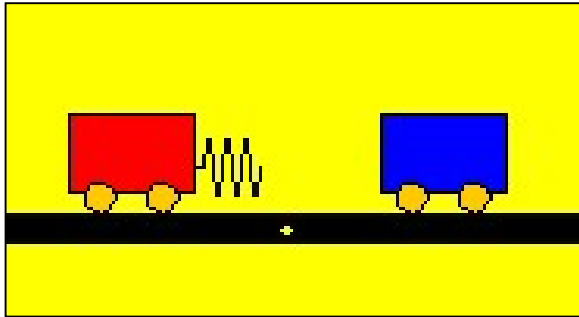
$$\bar{X}(\text{media}) = \lambda$$



## Modelli di deflusso (2)

I modelli deterministici possono suddividersi in due sottogruppi: Modelli MICROSCOPICI o MACROSCOPICI.

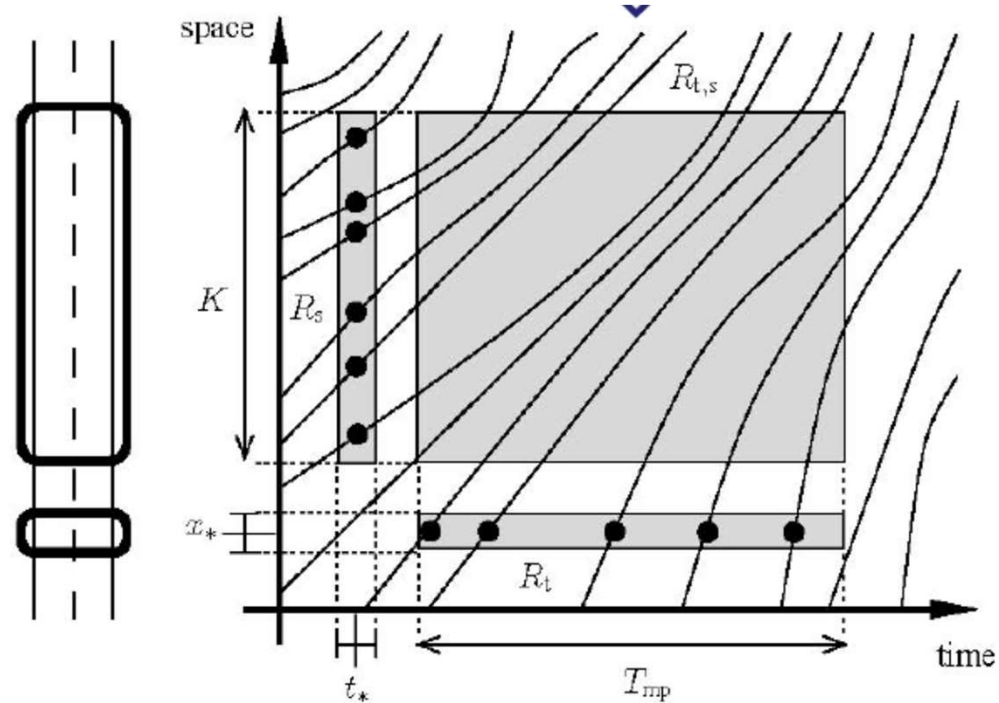
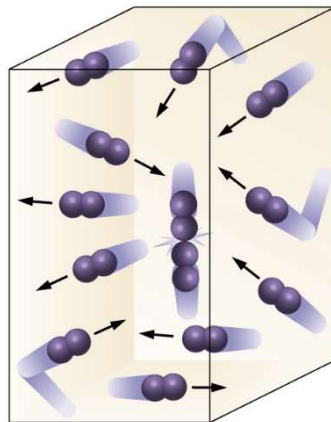
**APPROCCIO MICROSCOPICO:** L'analisi viene focalizzata su ogni singolo elemento che partecipa all'intero fenomeno. Esempio tipico le leggi della meccanica. Consideriamo ogni singolo veicolo con il relativo guidatore



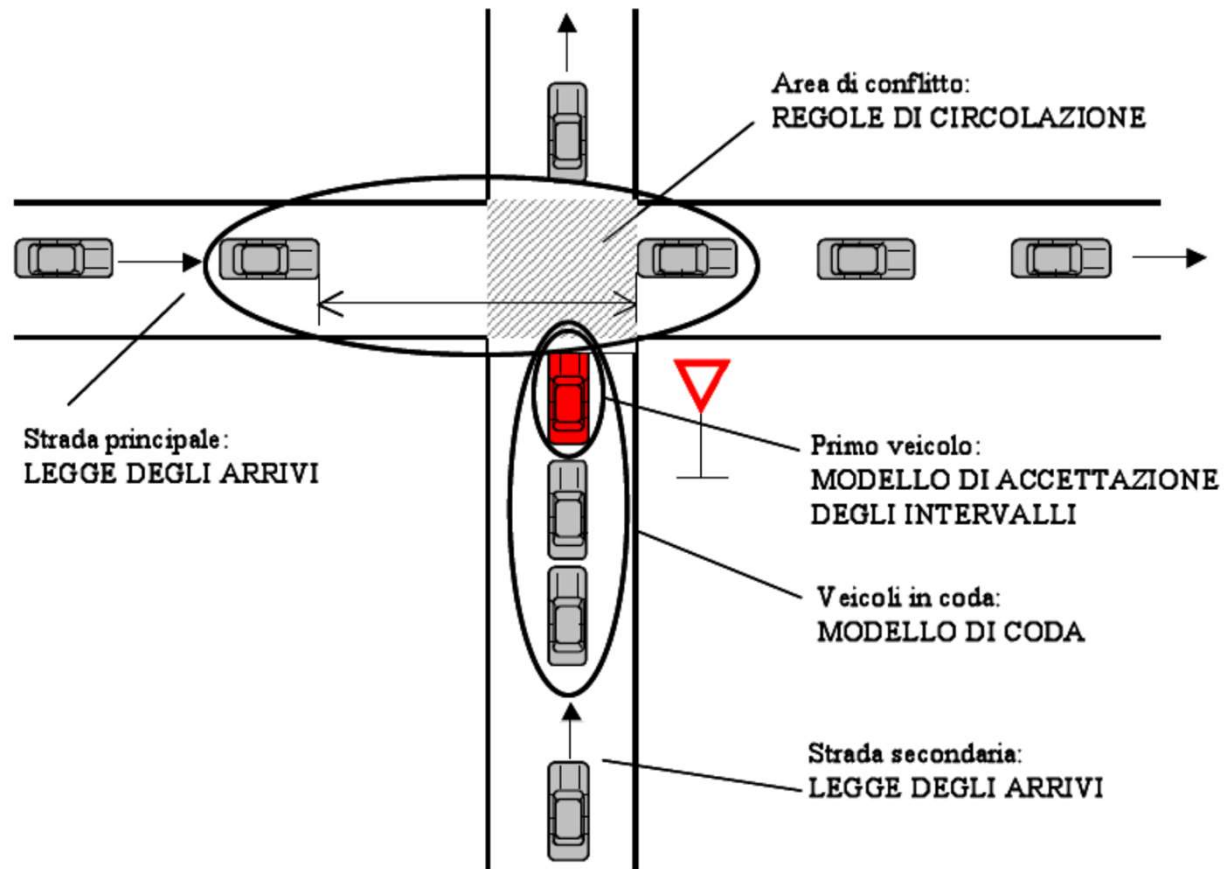
# Modelli di deflusso (3)

I modelli deterministici possono suddividersi in due sottogruppi: Modelli MICROSCOPICI o MACROSCOPICI.

**APPROCCIO MACROSCOPICO:** L'analisi viene focalizzata sul comportamento dell'insieme degli elementi che partecipano al fenomeno. Esempio tipico la teoria cinetica dei gas. Consideriamo un insieme di veicoli con i relativi conducenti. Si utilizzano alcuni parametri, i più importanti sono: il FLUSSO veicolare; la VELOCITÀ veicolare; la DENSITÀ veicolare



# Modelli di deflusso (4)



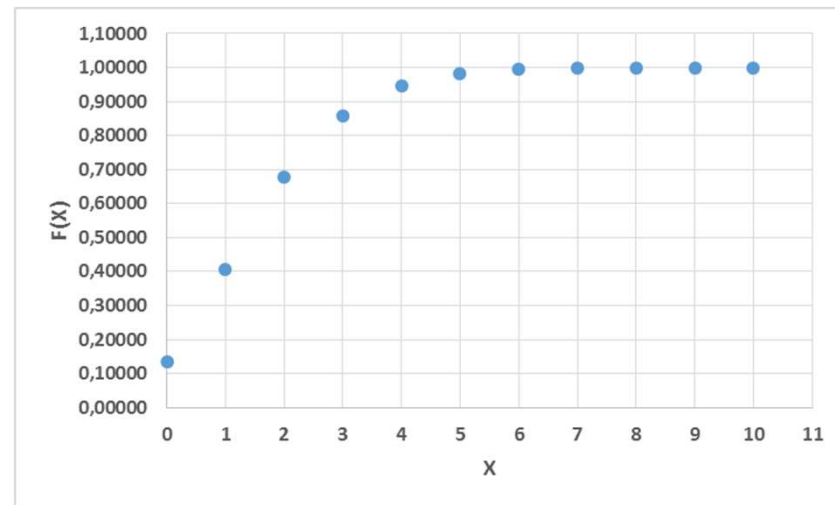
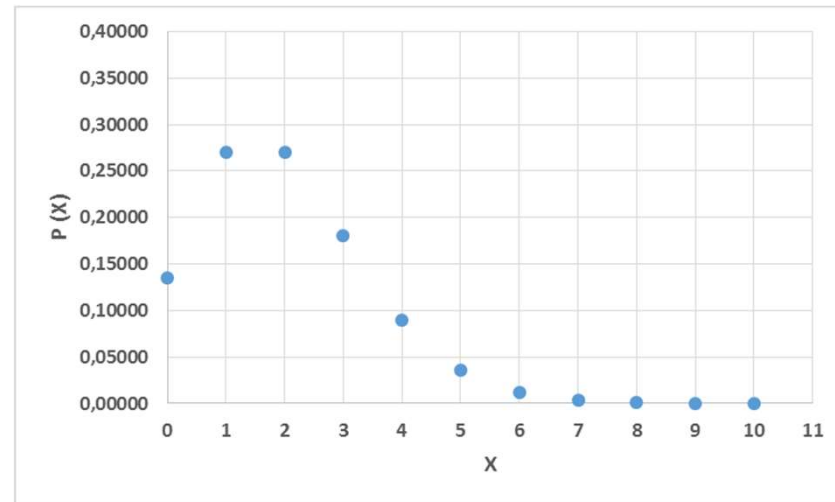
# Conteggi di traffico modelli probabilistici (1)

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

La funzione di massa di probabilità (o funzione di probabilità, o ancora distribuzione di probabilità),  $P(x)$  (che si definisce per variabili discrete, per esempio per la distribuzione di Poisson), rappresenta la probabilità associata al verificarsi di un certo valore  $x$  della variabile  $X$ .

$$F(x) = \sum_{k=0}^x \left( \frac{\lambda^k}{k!} \cdot e^{-\lambda} \right)$$

La funzione di ripartizione (o funzione di probabilità cumulata),  $F(x)$  (che si definisce per variabili discrete, per esempio per la distribuzione di Poisson), rappresenta la probabilità di avere il valore della variabile  $X$ , inferiore o uguale ad un certo valore  $x$ .





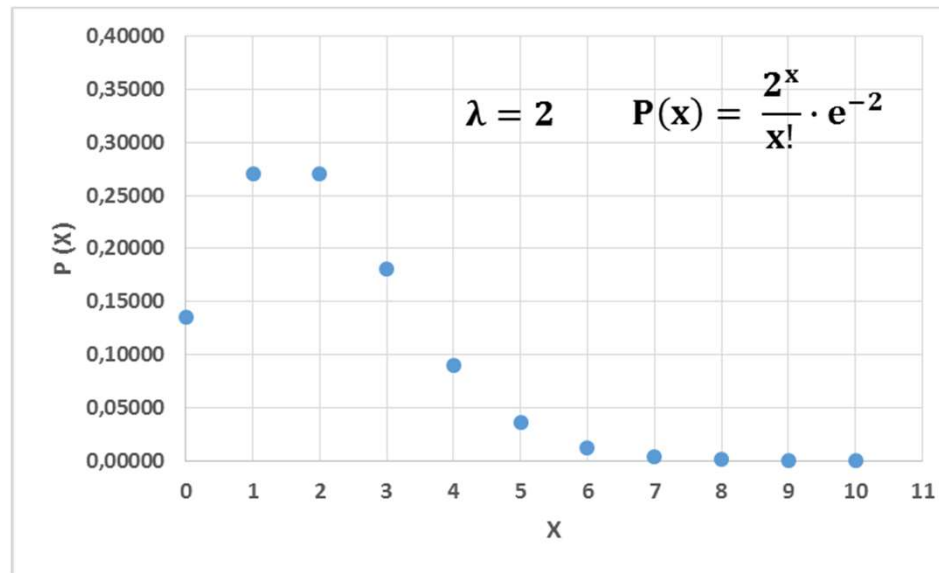
# Conteggi di traffico modelli probabilistici (2)

## ESEMPIO

Si supponga che l'arrivo dei veicoli in una sezione stradale costituisca un processo poissoniano ( $\lambda$  rappresenta la media,  $x$  rappresenta il numero di passaggi di veicoli per i quali vogliamo calcolare la probabilità) e che il tasso medio di arrivi sia di 120 veicoli all'ora ( $\lambda = 2$  veicoli al minuto).

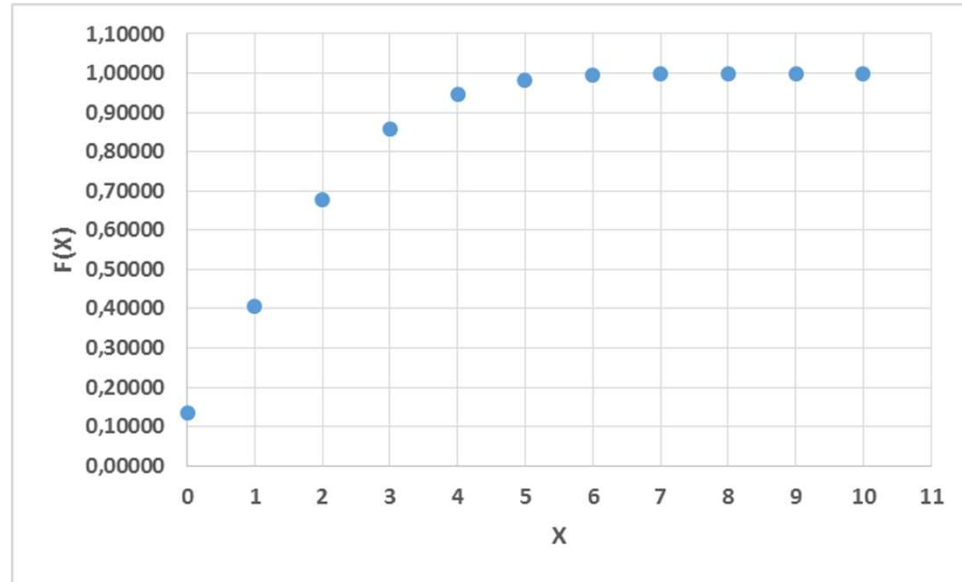
Si vuole calcolare la probabilità che in un minuto non arrivi alcun veicolo, che ne arrivino 0, 1, 2, un numero minore o uguale a 2, e più di 2.

x	P(x)
0	0,13534
1	0,27067
2	0,27067
3	0,18045
4	0,09022
5	0,03609
6	0,01203
7	0,00344
8	0,00086
9	0,00019
10	0,00004



# Conteggi di traffico modelli probabilistici (3)

x	P(x)	F(x)
0	0,13534	0,13534
1	0,27067	0,40601
2	0,27067	0,67668
3	0,18045	0,85712
4	0,09022	0,94735
5	0,03609	0,98344
6	0,01203	0,99547
7	0,00344	0,99890
8	0,00086	0,99976
9	0,00019	0,99995
10	0,00004	0,99999



$$P(x) = \frac{\lambda^x}{x!} \cdot e^{-\lambda} \quad F(x) = \sum_{k=0}^x \left( \frac{\lambda^k}{k!} \cdot e^{-\lambda} \right)$$

$$P(x \leq 2) = F(2) = \sum_{k=0}^2 \left( \frac{\lambda^k}{k!} \cdot e^{-\lambda} \right) = \frac{2^0}{0!} \cdot e^{-2} + \frac{2^1}{1!} \cdot e^{-2} + \frac{2^2}{2!} \cdot e^{-2} = 0,67668$$

$$P(x > 2) = 1 - F(2) = 1 - 0,67668 = 0,32332$$

# Conteggi di traffico modelli probabilistici (4)

Distribuzione	Binomiale	Poisson	Binomiale negativa
d.d.p.	$\binom{n}{x} p^x (1-p)^{n-x}$	$\frac{\mu^x}{x!} e^{-\mu}$	$\binom{x+k-1}{k-1} p^k (1-p)^x$
media $\mu$	$np$	$\mu$	$\frac{k \cdot (1-p)}{p}$
varianza $\sigma^2$	$np \cdot (1-p)$	$\mu$	$\frac{k \cdot (1-p)}{p^2}$
$\frac{\mu}{\sigma^2}$	$(1-p)^{-1} > 1$	1	$p < 1$
stima dei parametri	$p = (\bar{x} - s^2) / \bar{x}$ $n = \bar{x}^2 / (\bar{x} - s^2)$	$\mu = \bar{x}$	$p = \bar{x} / s^2$ $k = \bar{x}^2 / (s^2 - \bar{x})$

Tab.1 - Distribuzioni teoriche degli arrivi: distribuzioni di probabilità (d.d.p.), momenti, stima dei parametri

Valore di $s^2 / \bar{x}$	Distribuzione suggerita
$> 1$	Binomiale Negativa
$\cong 1$	Poisson
$< 1$	Binomiale o Poisson Generalizzata

Tab.2 - Criterio di selezione del modello dei conteggi

Poisson  
generalizzata

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

$$\lambda = k \cdot \bar{x} + 0,5 \cdot (k - 1)$$

Media campionaria

Valore del flusso Q [veic/h]	Valore di k	Valore di $\lambda$
0 ÷ 500	1	$\lambda = \bar{x}$
501 ÷ 1000	2	$\lambda = 2 \cdot \bar{x} + 1/2$
1001 ÷ 1500	3	$\lambda = 3 \cdot \bar{x} + 1$

Tab.3 - Valori di k e di  $\lambda$  in funzione di Q

# Conteggi di traffico modelli probabilistici (5)

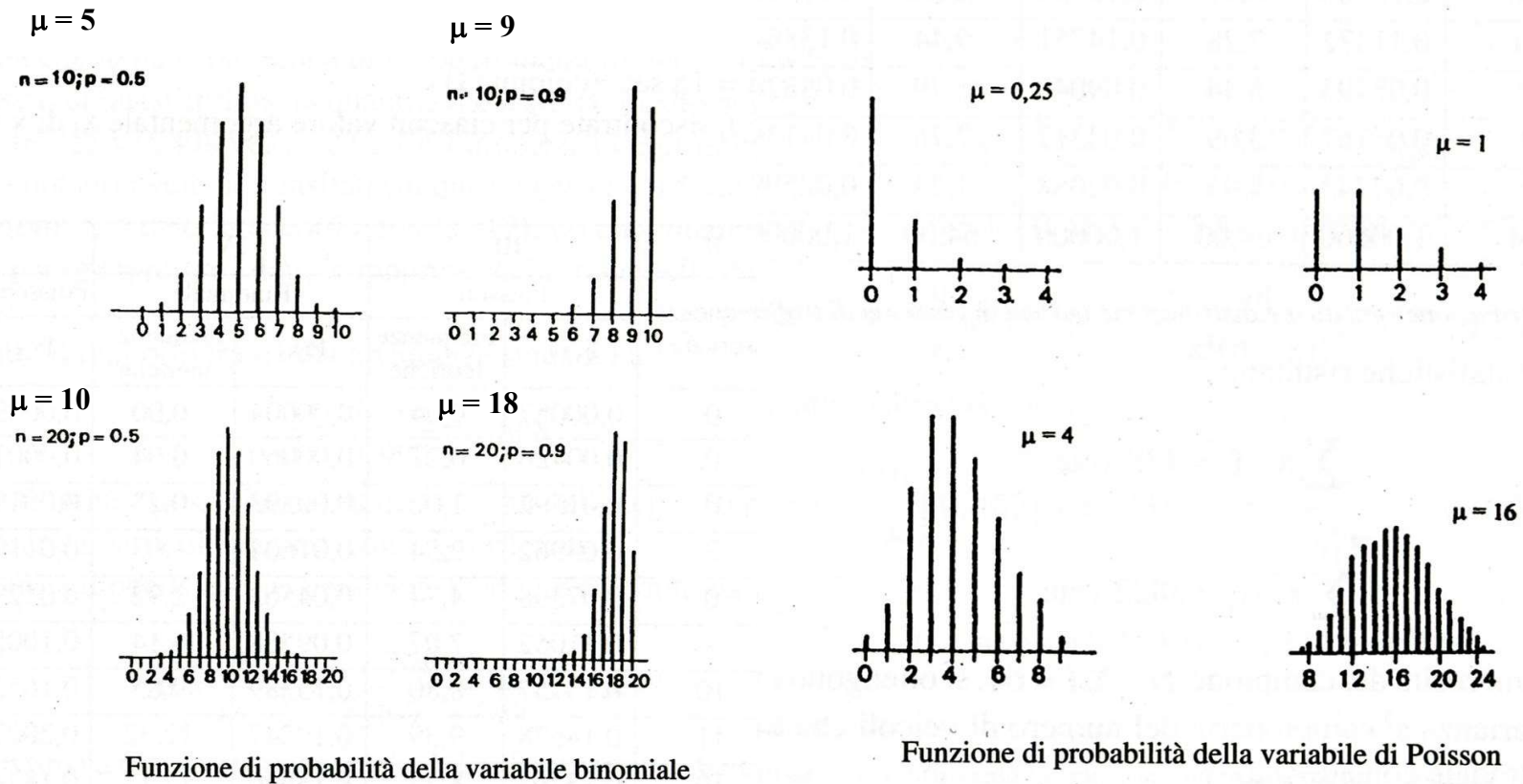


Fig.13 – Andamenti delle d.d.p. Binomiale e di Poisson

# Conteggi di traffico modelli probabilistici (6)

Sono stati misurati i passaggi di veicoli su una corsia stradale durante intervalli della durata di 15 secondi per un totale di 64 intervalli consecutivi (960 secondi complessivi di osservazione, 16 minuti), ottenendo il risultato della tabella (colonne I e II).

Si richiede le frequenze teoriche per le tre distribuzioni indicate.

I x ≡ veicoli/15 s	II Frequenze osservate f <sub>i</sub>	III		IV		V	
		Poisson		Binomiale		Poisson generalizzata	
		P(x)	Frequenze teoriche	P(x)	Frequenze teoriche	P(x)	Frequenze teoriche
x <sub>1</sub> = 0	0	0,00057	0,04	0,00004	0,00	0,00000	0,00
x <sub>2</sub> = 1	0	0,00426	0,27	0,00060	0,04	0,00014	0,01
x <sub>3</sub> = 2	0	0,01592	1,02	0,00393	0,25	0,00191	0,12
x <sub>4</sub> = 3	3	0,03962	2,54	0,01604	1,03	0,01190	0,76
x <sub>5</sub> = 4	0	0,07398	4,74	0,04563	2,92	0,04290	2,75
x <sub>6</sub> = 5	8	0,11052	7,07	0,09588	6,14	0,10056	6,44
x <sub>7</sub> = 6	10	0,13757	8,80	0,15389	9,85	0,16524	10,58
x <sub>8</sub> = 7	11	0,14678	9,39	0,19247	12,32	0,20071	12,85
x <sub>9</sub> = 8	10	0,13703	8,77	0,18956	12,13	0,18741	11,99
x <sub>10</sub> = 9	11	0,11372	7,28	0,14751	9,44	0,13864	8,87
x <sub>11</sub> = 10	9	0,08493	5,44	0,09040	5,79	0,08324	5,33
x <sub>12</sub> = 11	1	0,05767	3,69	0,04317	2,76	0,04136	2,65
x <sub>13</sub> > 12	1	0,07743	4,95	0,02088	1,33	0,02599	1,65
	64	1,00000	64,00	1,00000	64,00	1,00000	64,00

Tab.4 – Distribuzione statistica e distribuzione teorica di conteggi di traffico

**Media campionaria  $\bar{x} = 7,469$  veic/15s**

$$\mu = \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{13} f_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{13} f_i} = \frac{478}{64} = 7,469$$

**Varianza campionaria**

**$s^2 = 3,999$  (veic/15s)<sup>2</sup>**

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^{13} f_i \cdot (x_i - \bar{x})^2}{(\sum_{i=1}^{13} f_i) - 1} = \frac{251,94}{63} = 3,999$$

$$\frac{s^2}{\bar{x}} = 0,535$$

# Conteggi di traffico modelli probabilistici (7)

Poisson  $\bar{x} = \mu = 7,469$   $P(x = 0) = \frac{\mu^x}{x!} \cdot e^{-\mu} = \frac{7,469^0}{0!} \cdot e^{-7,469} = 0,00057$

Binomiale  $n = \frac{\bar{x}^2}{\bar{x} - s^2} = \frac{7,469^2}{7,469 - 3,999} = 16,077 \cong 16$   $p = \frac{\bar{x} - s^2}{\bar{x}} = \frac{\bar{x}}{n} = \frac{7,469}{16} = 0,467$

$P(x = 0) = \binom{n}{x} \cdot p^x \cdot (1 - p)^{n-x} = \frac{n!}{x! \cdot (n - x)!} \cdot p^x \cdot (1 - p)^{n-x} = \frac{16!}{0! \cdot (16 - 0)!} \cdot 0,467^0 \cdot (1 - 0,467)^{16-0} = 0,00004$

Poisson generalizzata  $k = 2$   $\lambda = k \cdot \bar{x} + 0,5 \cdot (k - 1) = 2 \cdot 7,469 + (2 - 1) = 15,438$

$P(x = 1) = \sum_{i=1}^k \frac{e^{-\lambda} \cdot \lambda^{(x \cdot k + i - 1)}}{(x \cdot k + i - 1)!} = \sum_{i=1}^2 \frac{e^{-15,438} \cdot 15,438^{(x \cdot k + i - 1)}}{(x \cdot k + i - 1)!} = \frac{e^{-15,438} \cdot 15,438^{(1 \cdot 2 + 1 - 1)}}{(1 \cdot 2 + 1 - 1)!} + \frac{e^{-15,438} \cdot 15,438^{(1 \cdot 2 + 2 - 1)}}{(1 \cdot 2 + 2 - 1)!} = 0,00014$

I	II	III		IV		V	
x ≡ veicoli/15 s	Frequenze osservate f <sub>i</sub>	Poisson		Binomiale		Poisson generalizzata	
		P(x)	Frequenze teoriche	P(x)	Frequenze teoriche	P(x)	Frequenze teoriche
x <sub>1</sub> = 0	0	0,00057	0,04	0,00004	0,00	0,00000	0,00
x <sub>2</sub> = 1	0	0,00426	0,27	0,00060	0,04	0,00014	0,01
x <sub>3</sub> = 2	0	0,01592	1,02	0,00393	0,25	0,00191	0,12
x <sub>4</sub> = 3	3	0,03962	2,54	0,01604	1,03	0,01190	0,76
$\bar{x} = 4$	0	0,07398	4,74	0,04563	2,92	0,04290	2,75



# Conteggi di traffico modelli probabilistici (8)

Si vuole confrontare 4 distribuzioni a parità di media con  $Q = 720 \text{ v/h} = 0,2 \text{ v/s}$  in un intervallo di 20 s quindi con media  $\mu = 4 \text{ v/20s}$ .

Per la distribuzione di Poisson il parametro è  $\mu = 4 \text{ v/20s}$

Per la Binomiale  $\mu = n \cdot p = 20 \cdot 0,2 = 4 \text{ v/20s}$  (ipotizzando quindi che non possa arrivare più di un veicolo ogni secondo),  $n = 20$   $p = 0,2$ .

Per la Binomiale negativa, si ipotizzi  $k = 2$

$$\mu = \frac{k \cdot (1 - p)}{p} = \frac{2 \cdot (1 - 0,3334)}{0,3334} = 4$$

Per la Poisson generalizzata, si ipotizzi  $k = 2$   $\lambda = k \cdot \mu + 0,5 \cdot (k-1) = 2 \cdot 4 + 0,5 \cdot (2-1) = 8,5$

# Conteggi di traffico modelli probabilistici (9)

	Poisson	Binomiale	Binomiale Negativa	Poisson Generalizzata
P(0)	0,0183	0,0115	0,1112	0,0019
P(1)	0,0732	0,0576	0,1483	0,0277
P(2)	0,1464	0,1369	0,1482	0,1175
P(3)	0,1952	0,2054	0,1318	0,2320
P(4)	0,1952	0,2182	0,1098	0,2628
P(5)	0,1562	0,1746	0,0878	0,1924
P(6)	0,1041	0,1091	0,0683	0,0982
P(7)	0,0595	0,0545	0,0520	0,0369
P(8)	0,0297	0,0222	0,0390	0,0106
P(9)	0,0132	0,0074	0,0289	0,0024
P(10)	0,0053	0,0020	0,0212	0,0004
P(11 o più)	0,0037	0,0006	0,0535	0,0172

## Poisson

$$P(x = 0) = \frac{\mu^x}{x!} \cdot e^{-\mu} = \frac{4^0}{0!} \cdot e^{-4} = 0,0183$$

Tab.5 – Valori delle probabilità con differenti leggi ed a parità di media

## Binomiale

$$P(x = 0) = \binom{n}{x} \cdot p^x \cdot (1 - p)^{n-x} = \frac{n!}{x! \cdot (n - x)!} \cdot p^x \cdot (1 - p)^{n-x} = \frac{20!}{0! \cdot (20 - 0)!} \cdot 0,2^0 \cdot (1 - 0,2)^{20-0} = 0,0115$$

## Binomiale negativa

$$P(x = 0) = \binom{x + k - 1}{k - 1} \cdot p^k \cdot (1 - p)^x = \frac{(x + k - 1)!}{(x + k - 1 - k + 1)! \cdot (k - 1)!} \cdot p^k \cdot (1 - p)^x = \frac{1!}{0! \cdot 1!} \cdot 0,3334^2 \cdot (0,6666)^2 = 0,111$$

## Poisson generalizzata

$$P(x = 0) = \sum_{i=1}^k \frac{e^{-\lambda} \cdot \lambda^{x \cdot k + i - 1}}{(x \cdot k + i - 1)!} = e^{-8,5} \cdot \left[ \frac{8,5^0}{0!} + \frac{8,5^1}{1!} \right] = 0,0019$$

# Conteggi di traffico modelli probabilistici (10)

	Poisson	Binomiale	Binomiale Negativa	Poisson Generalizzata
P(0)	0,0183	0,0115	0,1112	0,0019
P(1)	0,0732	0,0576	0,1483	0,0277
P(2)	0,1464	0,1369	0,1482	0,1175
P(3)	0,1952	0,2054	0,1318	0,2320
P(4)	0,1952	0,2182	0,1098	0,2628
P(5)	0,1562	0,1746	0,0878	0,1924
P(6)	0,1041	0,1091	0,0683	0,0982
P(7)	0,0595	0,0545	0,0520	0,0369
P(8)	0,0297	0,0222	0,0390	0,0106
P(9)	0,0132	0,0074	0,0289	0,0024
P(10)	0,0053	0,0020	0,0212	0,0004
P(11 o più)	0,0037	0,0006	0,0535	0,0172

Tab.5 – Valori delle probabilità con differenti leggi ed a parità di media

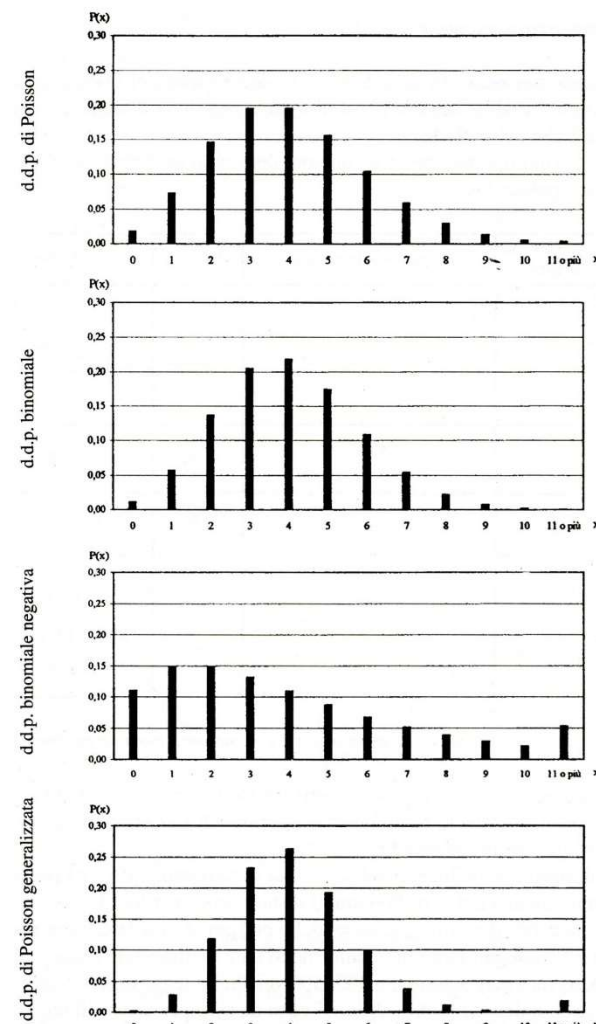


Fig.14 – Andamento di differenti leggi di probabilità a parità di media

# Conteggi di traffico modelli probabilistici (11)

**ESEMPIO:** Un osservatore registra il numero dei veicoli che passano in una sezione stradale durante un intervallo di 30 sec. Ripete l'osservazione 120 volte (cioè tiene sotto controllo la sezione stradale complessivamente per un'ora) e registra i risultati delle osservazioni nella tabella seguente.

- a) Disegnare il diagramma a segmenti della distribuzione delle frequenze (assolute e relative);
- b) Tabellare e disegnare la distribuzione cumulata delle frequenze assolute e/o relative;
- c) Trovare la media (speranza matematica), la varianza del campione;
- d) Individuare la mediana e la moda della distribuzione;
- e) Stimare media e varianza della popolazione a cui il campione appartiene;
- f) Confrontare le frequenze (calcolate nel punto a) con i valori forniti dalla legge di probabilità di Poisson avente media uguale a quella del campione osservato.
- g) Verificare attraverso un test statistico l'ipotesi che la v.a. sia distribuita come una variabile di Poisson

numero classe	$x_i$ (numero di veicoli che passano in un intervallo di 30 sec)	$f_i$ frequenza assoluta (numero di intervalli in cui sono giunti $x_i$ veicoli)
1	0	1
2	1	5
3	2	10
4	3	18
5	4	19
6	5	17
7	6	18
8	7	10
9	8	13
10	9	3
11	10	2
12	11	3
13	12	1

# Verifica bontà di adattamento con test $\chi^2$

Per verificare la bontà di adattamento del modello probabilistico, ipotizzato, ai dati si può utilizzare, per esempio, il test del  $\chi^2$ .

Si utilizza questo test statistico per confrontare i dati, cioè le frequenze osservate ( $O_i$ ), con il modello ipotizzato, cioè le frequenze attese ( $A_i$ ).

Il test confronta quantitativamente il grado di deviazione tra i dati ed il modello.

$$\chi^2 = \sum_{\text{modalità}} \frac{(\text{frequenza empirica} - \text{frequenza teorica})^2}{\text{frequenza teorica}}$$
$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - A_i)^2}{A_i} \quad \text{Buon adattamento se } \chi^2 < \chi^2_{\text{critico}}$$

Il valore di  $\chi^2_{\text{critico}}$  dipende dal livello di significatività, cioè dalla probabilità di commettere un errore nell'affermare che l'adattamento è buono quando in effetti non lo è.

In genere viene posto questo livello di significatività a 0,05. Cioè ho solo il 5 % di probabilità di commettere l'errore se si verifica la disuguaglianza  $\chi^2 < \chi^2_{\text{critico}}$ . In genere si indica  $\chi^2_{\text{critico}}$  come  $\chi^2_{\alpha}$ , con  $\alpha$ , livello di significatività (per esempio 0,05).

$\chi^2_{\text{critico}}$  dipende anche dai gradi di libertà,  $v$ , cioè dal numero di categorie (modalità) indipendenti.

$$v = k - m - 1$$

Dove  $k$  è il numero totale di categorie ed  $m$  il numero di parametri stimati attraverso i dati che servono per definire il modello.

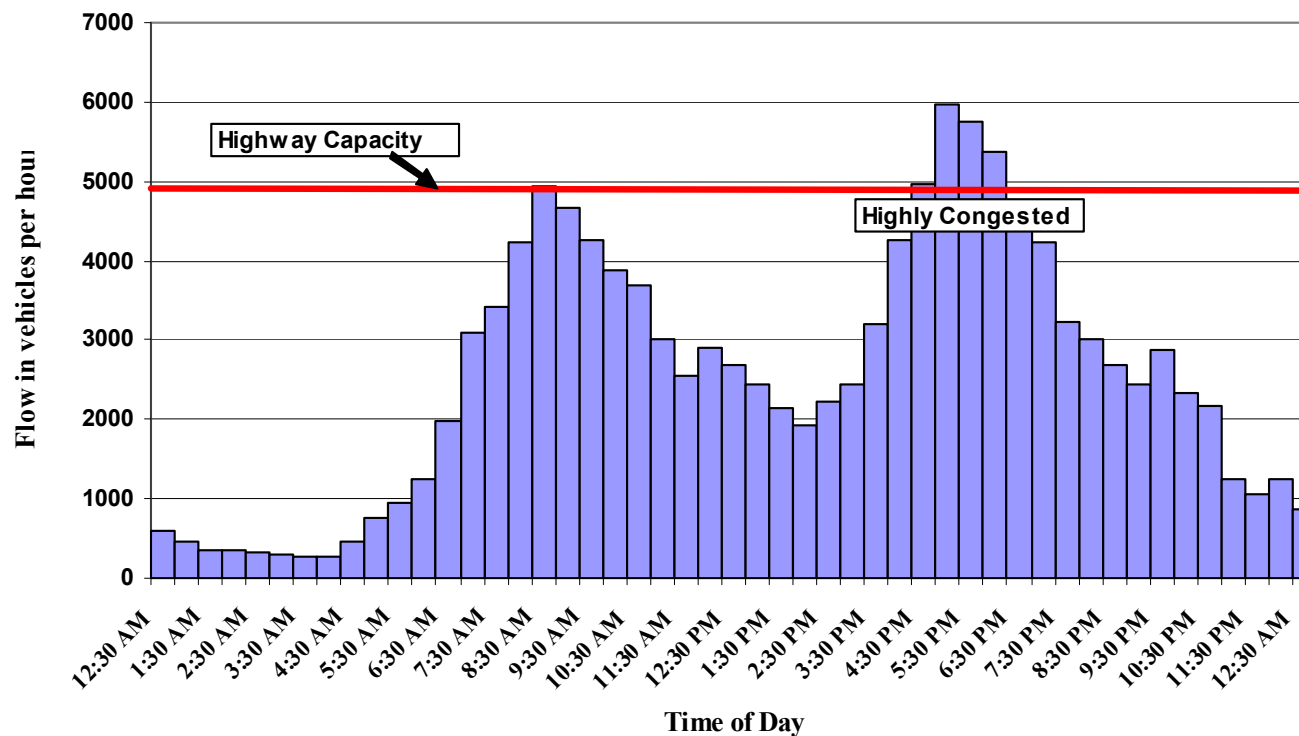
Per trovare  $\chi^2_{\text{critico}}$  posso utilizzare tabelle o la funzione di excel INV.CHI(probabilità; gradi\_libertà).

Il test è attendibile se il numero totale di osservazioni è  $> 100$  e se le frequenze attese sono tutte  $>$  di 5, eventualmente se sono tutte  $> 1$  e solo il 20%  $<$  di 5. Nel caso non si ottengano tali frequenze le classi vanno raggruppate.

# Flusso veicolare (1)

**VOLUME DI TRAFFICO o FLUSSO VEICOLARE (o anche PORTATA VEICOLARE):** è il numero dei veicoli che passa, in una determinata sezione stradale, durante un intervallo di tempo.

Si esprime in genere in termini: annuali [veic/anno], giornalieri [veic/giorno], orari [ $V_{60}$  o  $V = \text{veic/h}$ ].





## Flusso veicolare (2)

**VOLUME DI TRAFFICO MEDIO (V) in una sezione** relativa ad un intervallo di osservazione (T), è dato dal numero di veicoli (N) che transitano attraverso la sezione nell'unità di tempo

$$V = \frac{N}{T} \left[ \frac{\text{numero veicoli}}{\text{ore}} \right]$$

**VOLUME DI TRAFFICO MEDIO (V) di un tronco (L)** è dato dal prodotto del reciproco della dimensione temporale (T) per il rapporto tra la somma degli spazi (x<sub>i</sub>) percorsi da ciascun veicolo e la dimensione spaziale (L)

$$V = \frac{1}{T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{L} \left[ \frac{\text{distanza percorsa nel dominio LT}}{\text{area dominio LT}} = \frac{\text{numero veicoli} \cdot \text{km}}{\text{ore} \cdot \text{km}} \right]$$

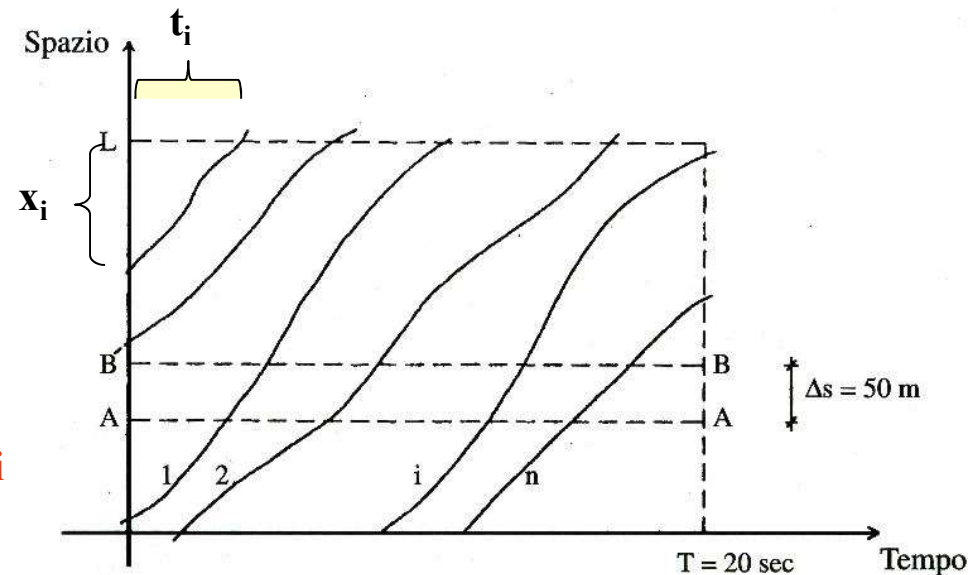


Fig.6 – Traiettorie veicolari in un dominio spazio-temporale (L-T)

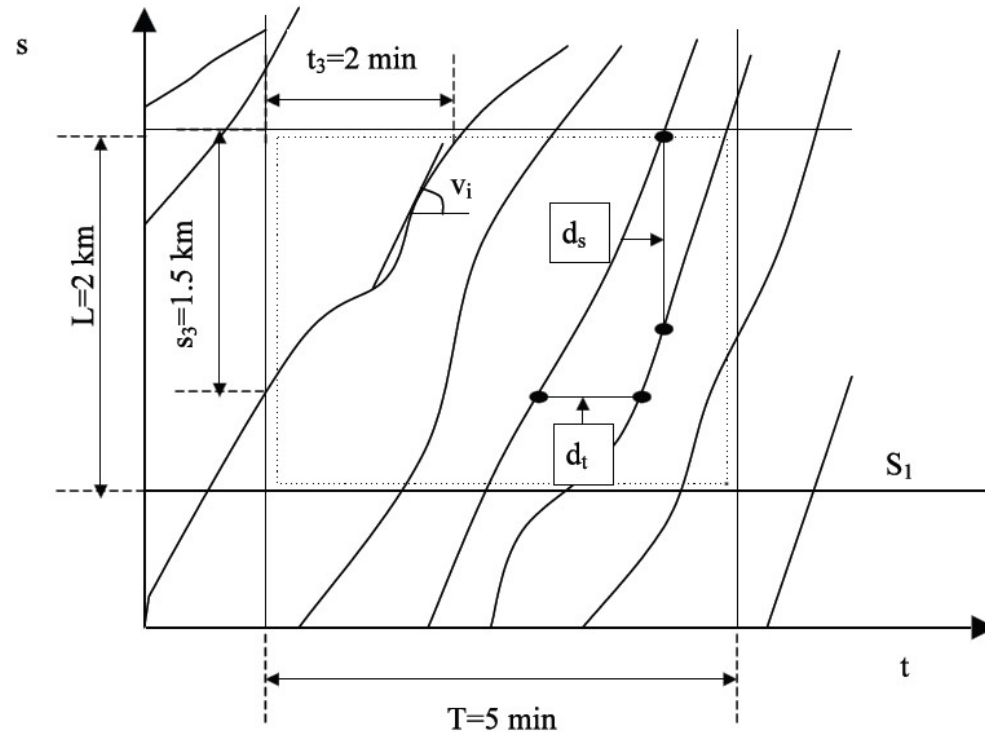
## Flusso veicolare (3)

Nella sezione S1 durante il periodo T = 5 min i valori medi del volume

$$V = \frac{N}{T} = \frac{4}{5} = 0,80 \left[ \frac{\text{numero veicoli}}{\text{min}} \right]$$

Lungo il tronco L = 2 Km nel periodo T = 5 min i valori medi del volume

$$V = \frac{1}{T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{L} = \frac{1}{5} \cdot \frac{1,5 + 2 + 2 + 2 + 0,8}{2} = 0,83 \left[ \frac{\text{numero veicoli}}{\text{min}} \right]$$



## Flusso veicolare (4)

**TRAFFICO GIORNALIERO MEDIO [TGM = veic/giorno]: è il rapporto tra il numero di veicoli che transitano in una determinata sezione stradale (in genere riferito ai due sensi di marcia) ed il numero di giorni di rilevamento.**

Tab. 1 - Valori di Tgm (1980 A1; 1990-95 per ss Sardegna)

STRADA	Località Rilievo	Banchine [m]	Carregg.ta [m]	Corsie [n]	Tgm <sub>d</sub> [vei/12 <sup>h</sup> ]	Tgm <sub>n</sub> [vei/12 <sup>h</sup> ]	Tgm [vei/d]	
SS. 125	Or.le Sarda	km 141	≈0,5	1x≈6,0	2	81%	19%	5.185
SS. 130	Iglesiente	km 35	≈0,5	1x≈14,0	4	70%	30%	9.968
SS. 131	C. Felice	km 214	≈0,5	1x≈14,0	4	80%	20%	42.540
A1	Mi-Roma	Modena	2,5	2x7,5	2+2	29324	15171	44.495

# Flusso veicolare (5)

## TRAFFICO GIORNALIERO MEDIO - METODO GINEVRA

Codice diurno	Codice notturno	giorno della settimana	inizio misura (esempio 2010)	fine misura (esempio 2010)
c		lun	1 marzo 7:00	1 marzo 19:00
d	dN	mer	10 marzo 7:00	11 marzo 7:00
e		sab	10 aprile 7:00	10 aprile 19:00
f	fN	dom	25 aprile 7:00	26 aprile 7:00
g	gN	mer	9 giugno 7:00	10 giugno 7:00
h	hN	sab	19 giugno 7:00	20 giugno 7:00
i		mar	6 luglio 7:00	6 luglio 19:00
l		lun	2 agosto 7:00	2 agosto 19:00
m		dom	22 agosto 7:00	22 agosto 19:00
n	nN	ven	10 settembre 7:00	11 settembre 7:00
o	oN	sab	16 ottobre 7:00	17 ottobre 7:00
p	pN	dom	24 ottobre 7:00	25 ottobre 7:00
q		mer	3 novembre 7:00	3 novembre 19:00
r		ven	26 novembre 7:00	26 novembre 19:00
b		dom	5 dicembre 7:00	5 dicembre 19:00
a		sab	11 dicembre 7:00	11 dicembre 19:00

$$\text{TGM}_{E,\text{diurno}} = \frac{1}{7} \left( n + \frac{e+h}{2} + \frac{f+m}{2} + l + 3 \cdot \frac{g+i}{2} \right)$$

$$\text{TGM}_{I,\text{diurno}} = \frac{1}{7} \left( r + \frac{a+o}{2} + \frac{b+p}{2} + c + 3 \cdot \frac{d+q}{2} \right)$$

$$\text{TGM}_{E,\text{notturno}} = \frac{1}{7} (4 \cdot gN + nN + fN + hN)$$

$$\text{TGM}_{I,\text{notturno}} = \frac{1}{7} (5 \cdot dN + pN + oN)$$

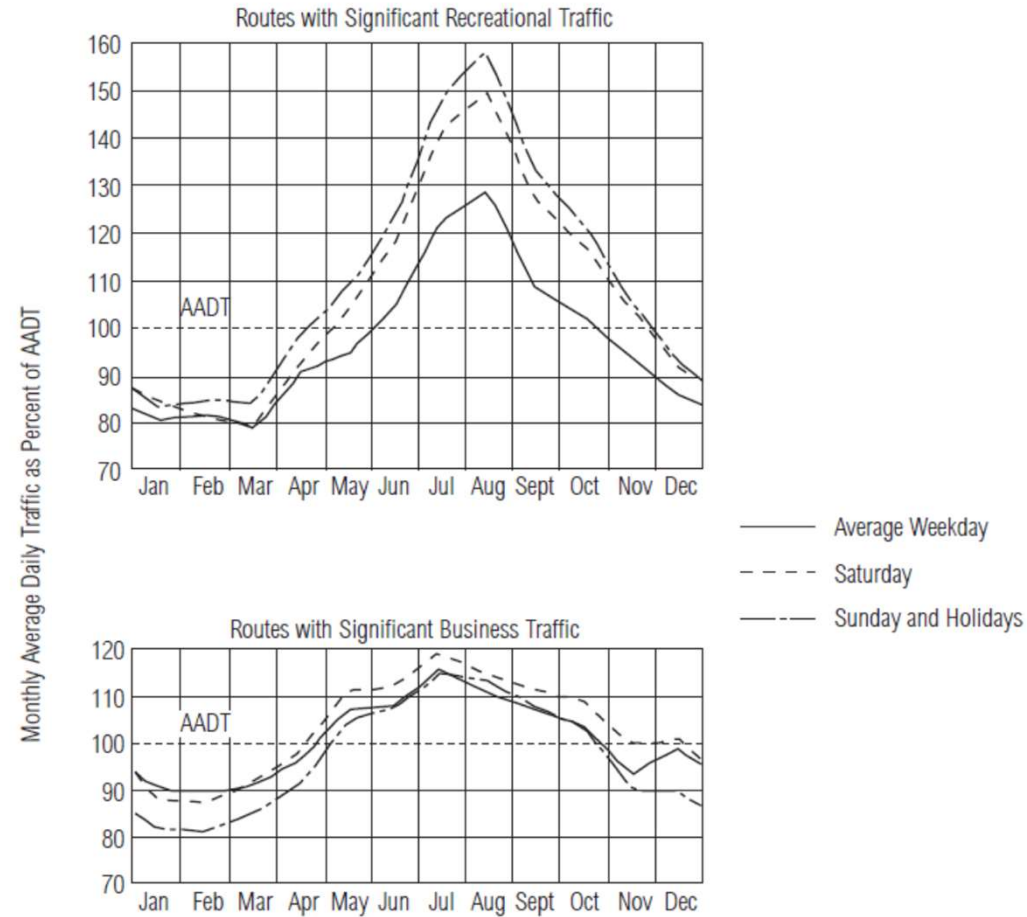
$$\text{TGM}_{\text{diurno}} = \frac{1}{2} (\text{TGM}_{E,\text{diurno}} + \text{TGM}_{I,\text{diurno}})$$

$$\text{TGM}_{\text{notturno}} = \frac{1}{2} (\text{TGM}_{E,\text{notturno}} + \text{TGM}_{I,\text{notturno}})$$

$$\text{TGM} = \frac{1}{2} (\text{TGM}_{\text{diurno}} + \text{TGM}_{\text{notturno}})$$

# Variazioni stagionali del flusso veicolare

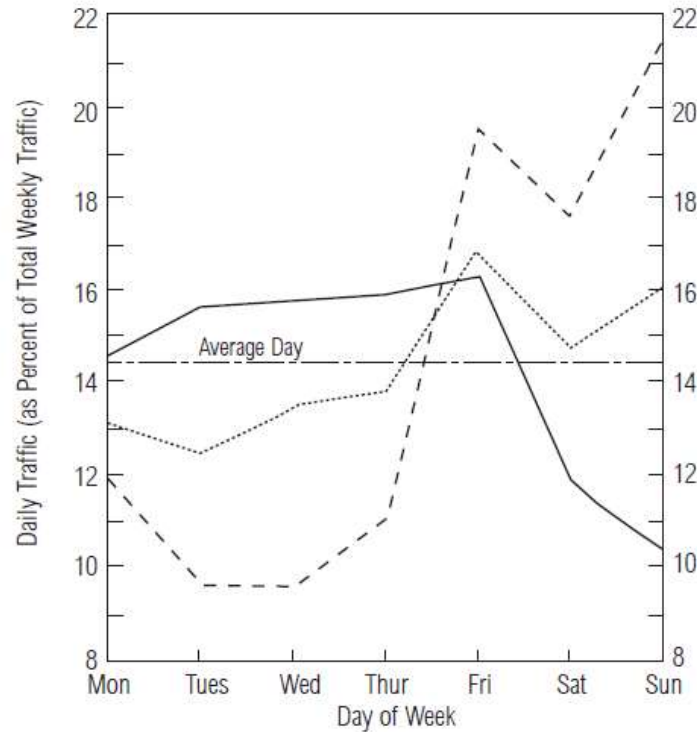
EXHIBIT 8-2. EXAMPLES OF MONTHLY TRAFFIC VOLUME VARIATIONS FOR A FREEWAY



Source: Minnesota Department of Transportation.

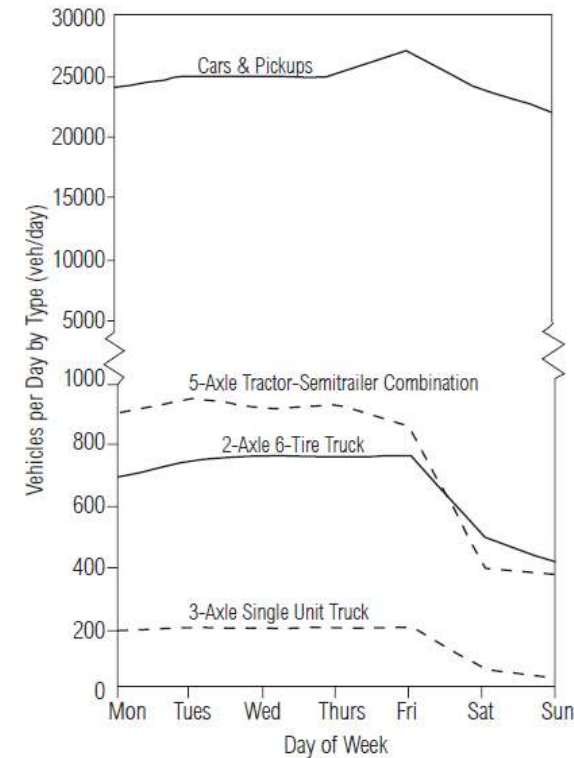
# Variazioni giornaliere del flusso veicolare

EXHIBIT 8-4. EXAMPLES OF DAILY TRAFFIC VARIATION BY TYPE OF ROUTE



- ..... Main rural route I-35, Southern Minnesota, AADT 10,823, 4 lanes, 1980.
  - - - - Recreational access route MN 169, North-Central Lake Region, AADT 3,863, 2 lanes, 1981.
  - Suburban freeway, four freeways in Minneapolis-St. Paul, AADTs 75,000-130,000, 6-8 lanes, 1982.
  - Average day.
- Source: Minnesota Department of Transportation.

EXHIBIT 8-5. DAILY VARIATION IN TRAFFIC BY VEHICLE TYPE FOR RIGHT LANE OF AN URBAN FREEWAY

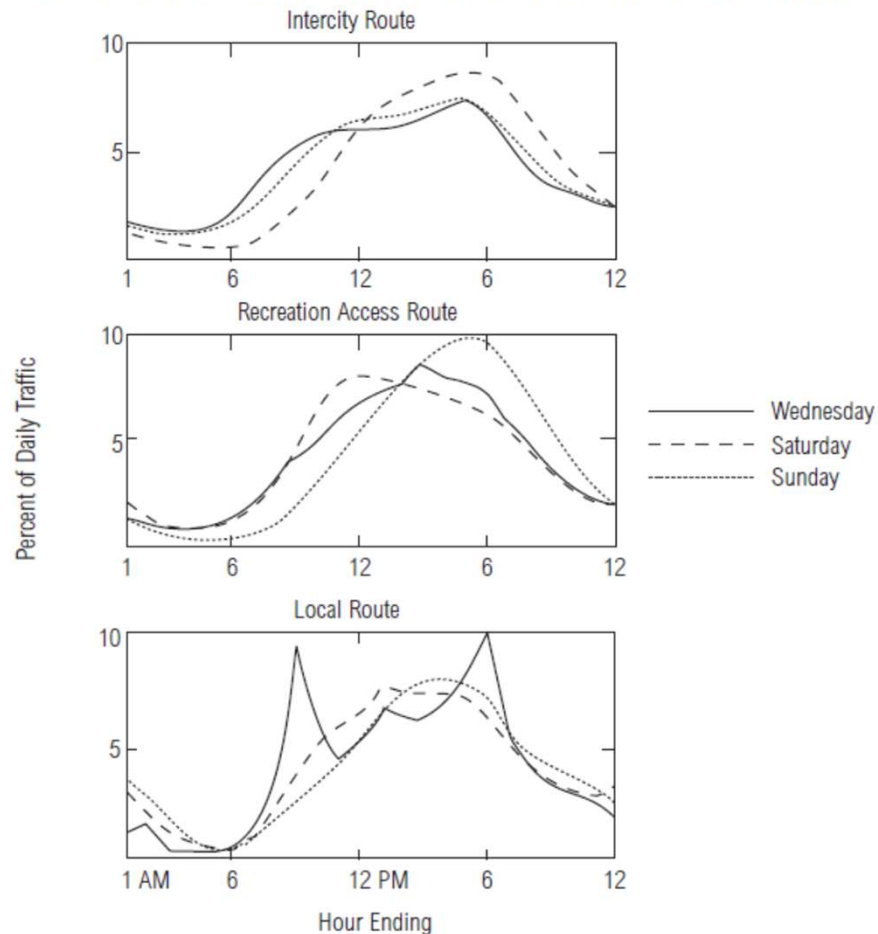


Data were collected on I-494, 4 lanes, in Minneapolis-St. Paul.  
Source: Minnesota Department of Transportation.



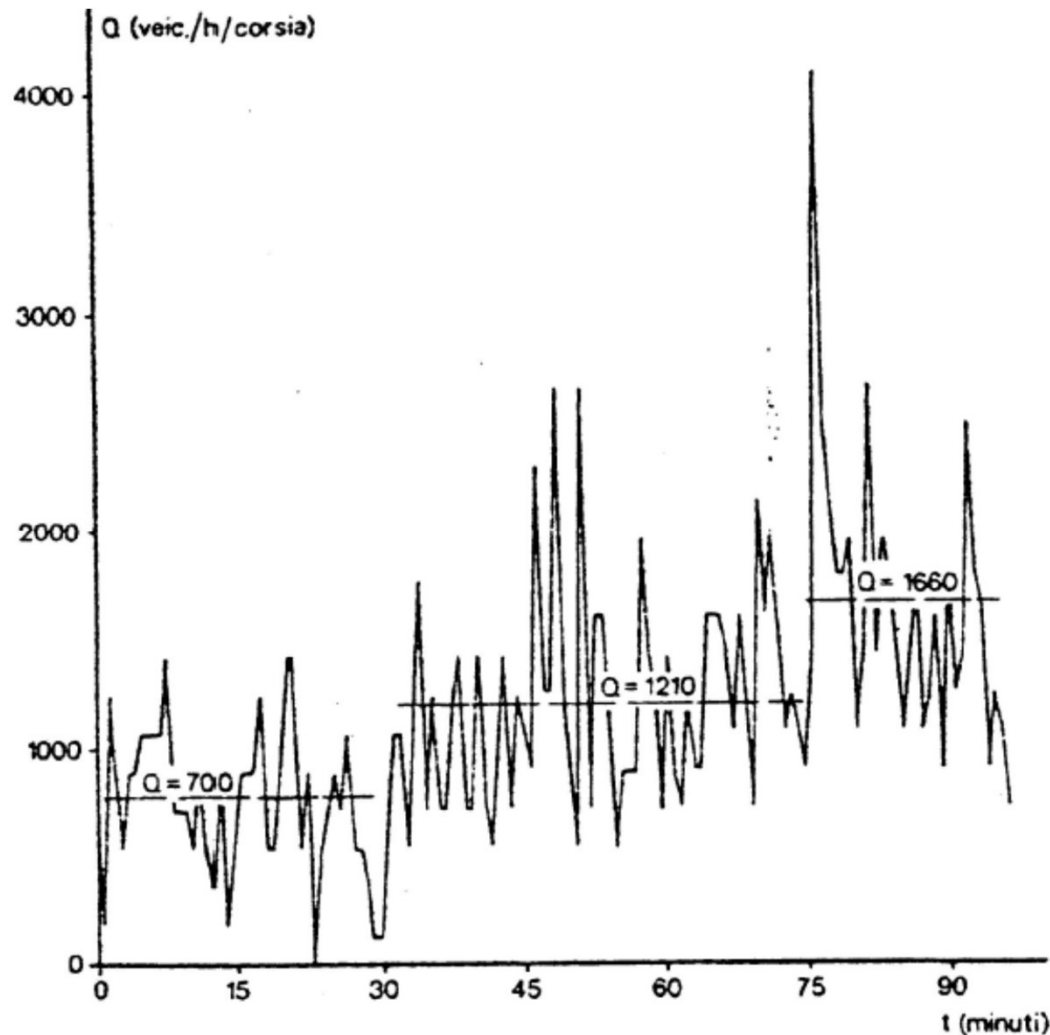
# Variazioni orarie del flusso veicolare

EXHIBIT 8-6. EXAMPLES OF HOURLY TRAFFIC VARIATIONS FOR RURAL ROUTES



Source: *Transportation and Traffic Engineering Handbook* (3).

# Ampiezza periodo di osservazione (1)



Per il progetto della sezione, il flusso di progetto (portata di progetto) dev'essere riferito ad un'appropriata ampiezza del periodo di osservazione e collocazione temporale. Per quanto riguarda il primo aspetto (ampiezza periodo di osservazione), il periodo di osservazione deve essere abbastanza ristretto per garantire un flusso stazionario (cioè che sia poco variabile), inoltre il periodo di osservazione deve essere anche non troppo piccolo, in modo da poter rappresentare la variabilità del flusso nel tempo con un numero di valori non eccessivo, e quindi disperso.

## Ampiezza periodo di osservazione (2)

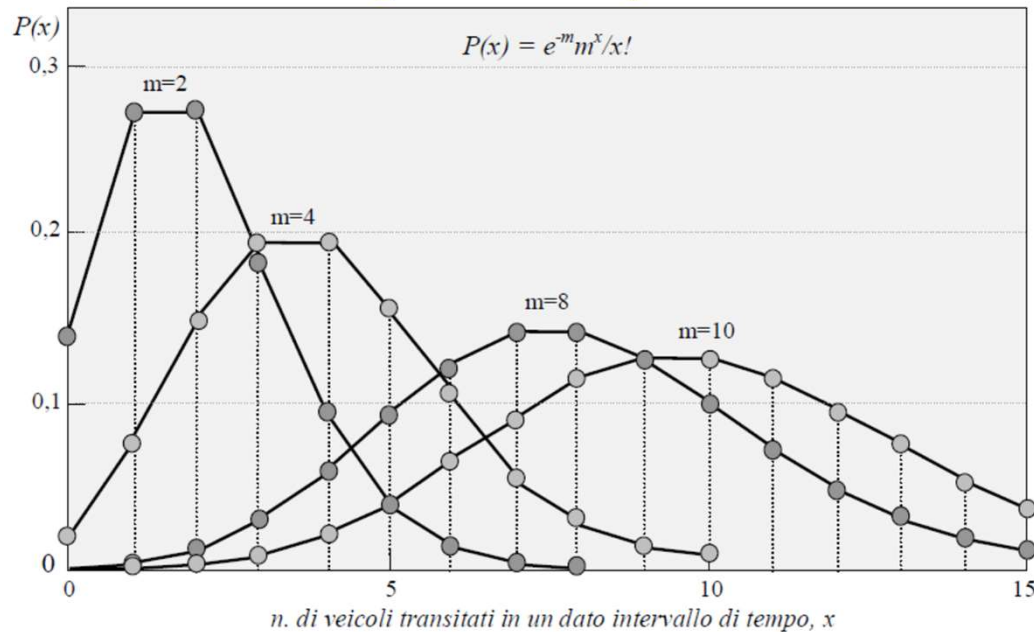


Fig. 1. Distribuzioni discontinue di Poisson per valori diversi di "m"

**Media**  $E(x) = m \left[ \frac{\text{veic.}}{\text{min.}} \right]$

**Varianza**  $VAR(x) = m \left[ \left( \frac{\text{veic.}}{\text{min.}} \right)^2 \right]$

**Deviazione standard (Scarto quadratico medio)**  $SQM(x) = \sqrt{m} \left[ \frac{\text{veic.}}{\text{min.}} \right]$

**Probabilità**  
 $P(x = 3) = \frac{m^x}{x!} \cdot e^{-m} = \frac{2^3}{3!} \cdot e^{-2} = 0,180$

**Coefficiente di variazione (o coefficiente di dispersione, o indice di dispersione relativa), nel caso di distribuzione di Poisson**

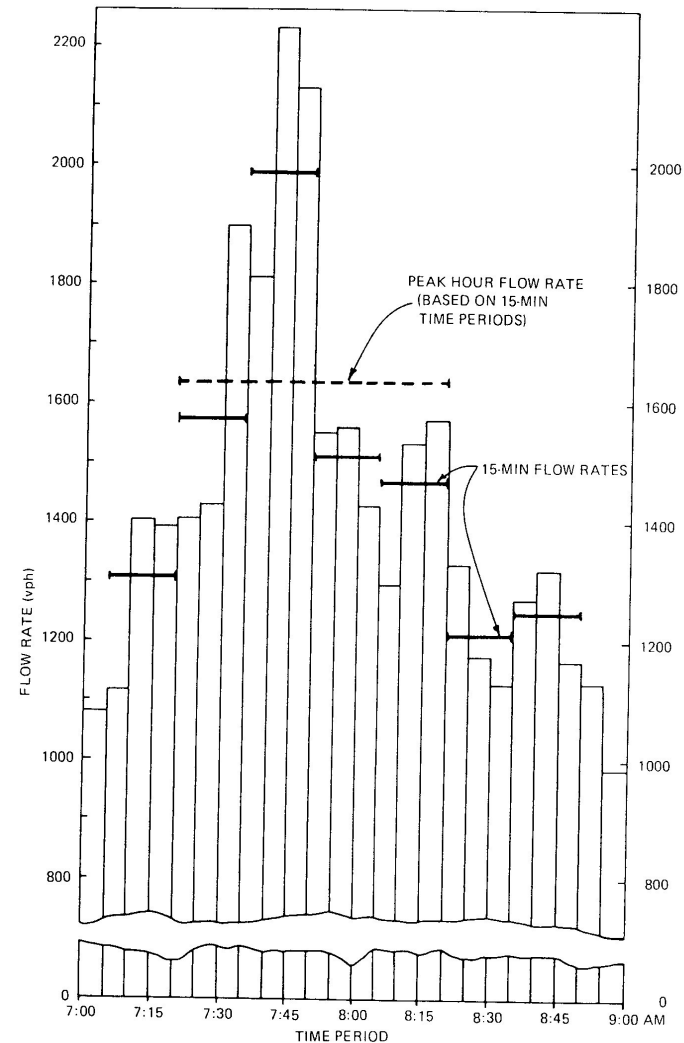
$$C_d = \frac{sqm}{E} = \frac{\sqrt{m}}{m} = \frac{1}{\sqrt{m}}$$

# Portata veicolare di progetto (1)

**PORTATA VEICOLARE DI PROGETTO o FLUSSO DI SERVIZIO o INTENSITÀ di TRAFFICO [ $v = \text{veic/h}$ ]: è il massimo valore del flusso orario, sotto determinate condizioni della strada e di traffico; è determinato in un intervallo di tempo inferiore all'ora (ma viene espresso sempre in veic./h) generalmente si utilizza un intervallo di tempo di 15 minuti.**

$$v = 4 V_{15}$$

**$V_{15}$  veicoli transitati nei 15 minuti più carichi nell'ora**



## Portata veicolare di progetto (2)

**FATTORE DELL'ORA DI PUNTA [FhP oppure Peak Hour Factor PHF]:**  
**Rapporto tra il volume orario e la portata riferiti all'ora di punta; negli USA PHF varia tra 0,83 e 0,96, in Italia per le autostrade si assume generalmente 0,85.**

$$PHF = V/v$$

**Valori di esempio: PHF = 0,80 – 0,90 per strade extraurbane**

**PHF = 0,85 – 0,93 per strade extraurbane con traffico levato**

**PHF = 0,90 – 0,95 per strade urbane a forte traffico**

**PHF = 0,85 – 0,90 per le autostrade**

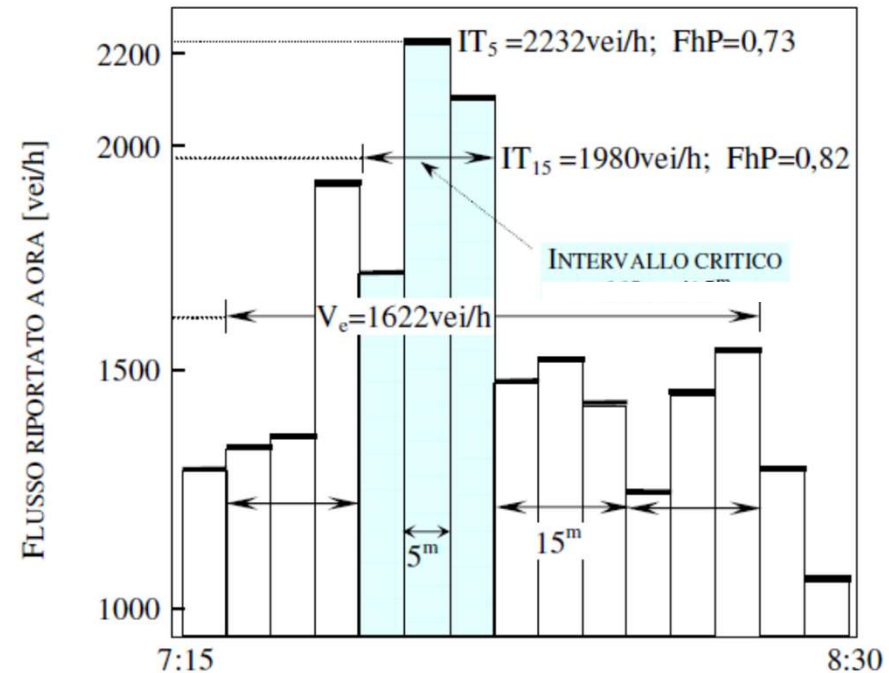
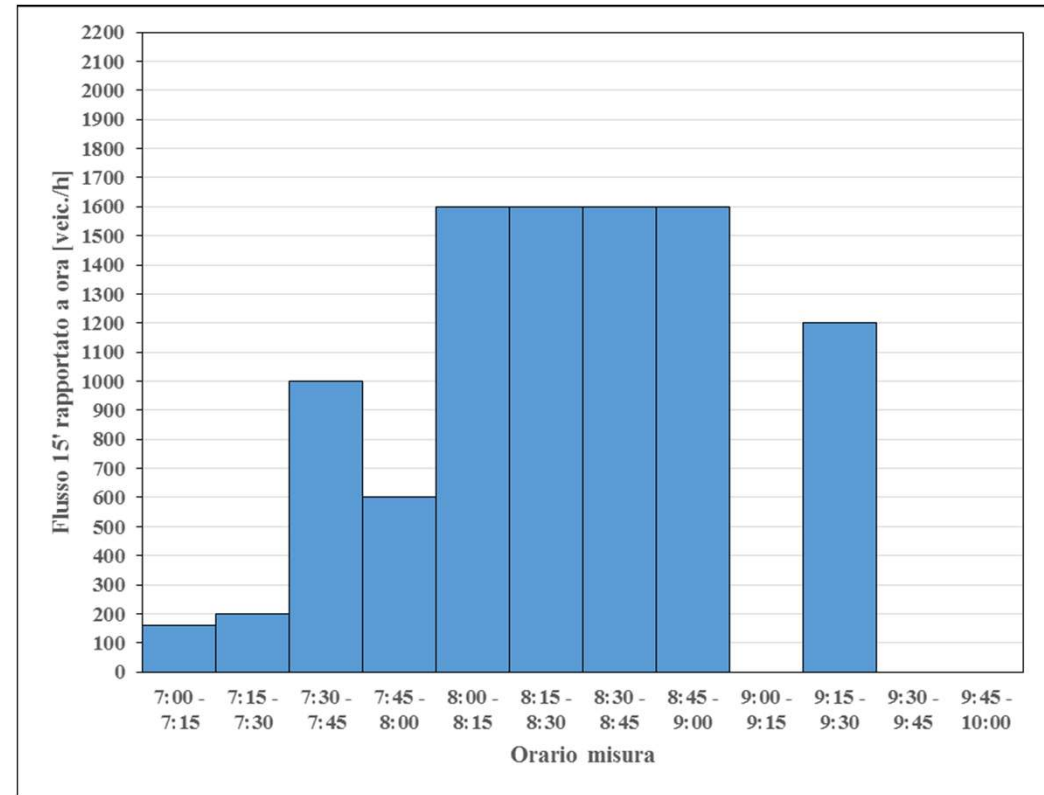


Fig. 1 - Rilievo di flusso in frazioni d'ora di 5<sup>min</sup> (strada urbana, Hcm, 1985)

## Portata veicolare di progetto (3)

	Flusso	Flusso	Flusso	PHF
	15 min.	15 min.	ora	V/v
	V <sub>15</sub>	v	V	
tempo	[veic. /15']	[veic. /h]	[veic./h]	
7:00 - 7:15	40	160		
7:15 - 7:30	50	200		
7:30 - 7:45	250	1000		
7:45 - 8:00	150	600	490	0,49
8:00 - 8:15	400	1600		
8:15 - 8:30	400	1600		
8:30 - 8:45	400	1600		
8:45 - 9:00	400	1600	1600	1,00
9:00 - 9:15	0	0		
9:15 - 9:30	300	1200		
9:30 - 9:45	0	0		
9:45 - 10:00	0	0	300	0,25



# Portata veicolare di progetto (4)

Curva-tipo delle frequenze del flusso orario

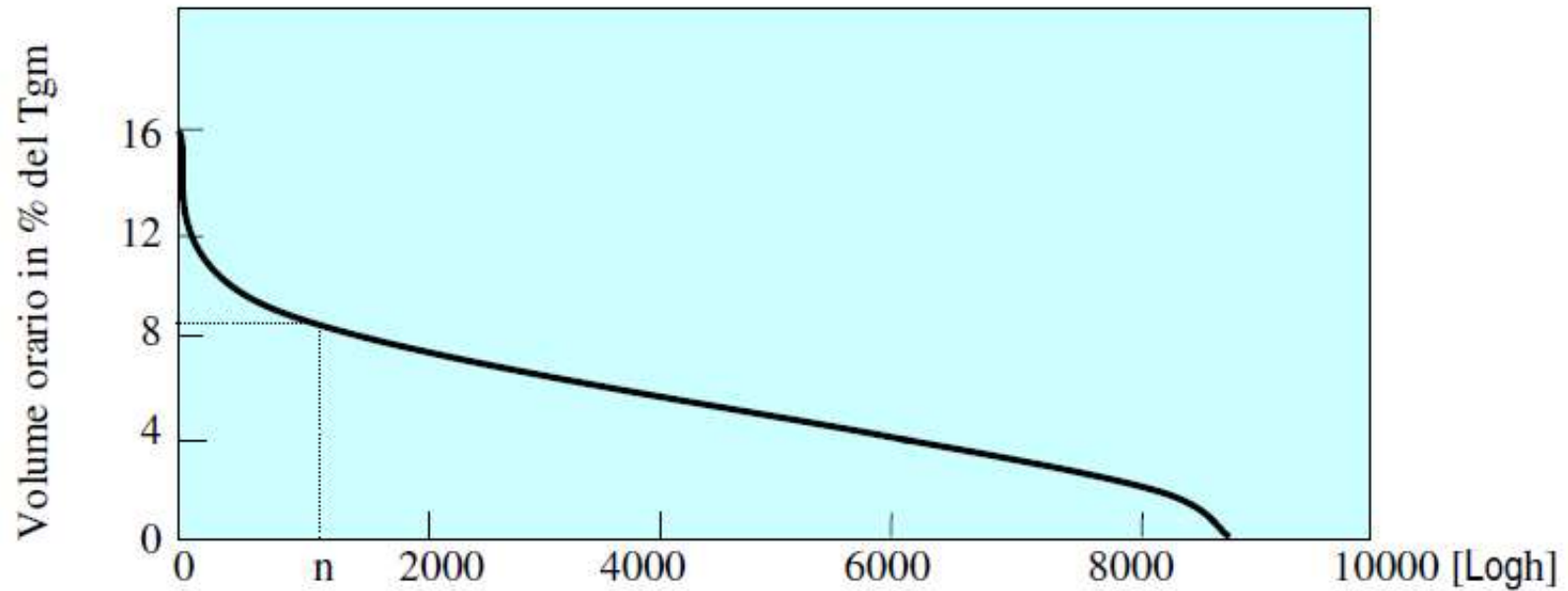
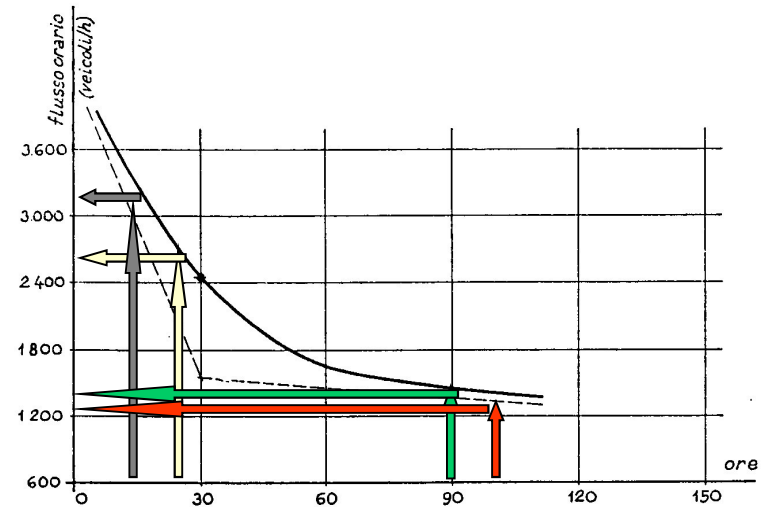
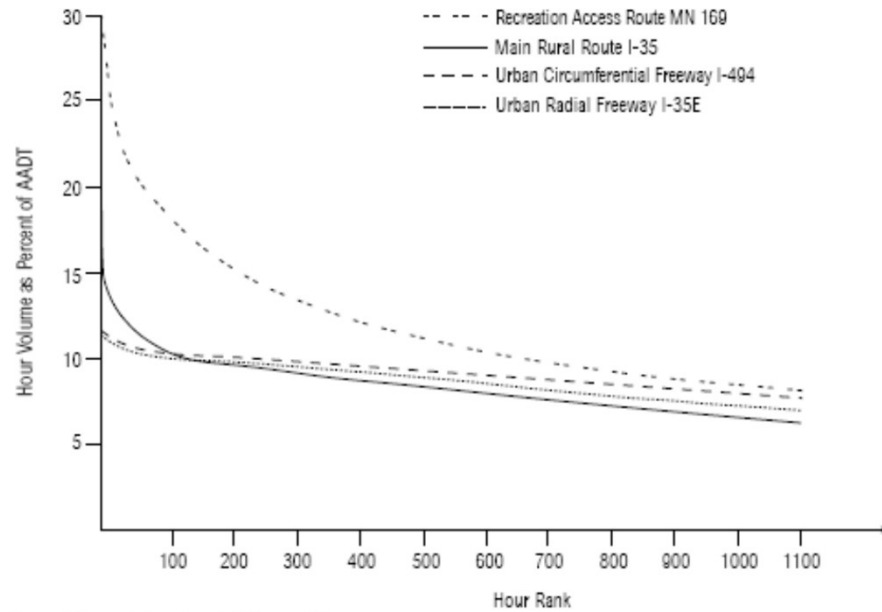


Fig. 2 - Distribuzione-tipo delle n ore di punta di un intero anno (Hcm, 1985)



# Portata veicolare di progetto (5)

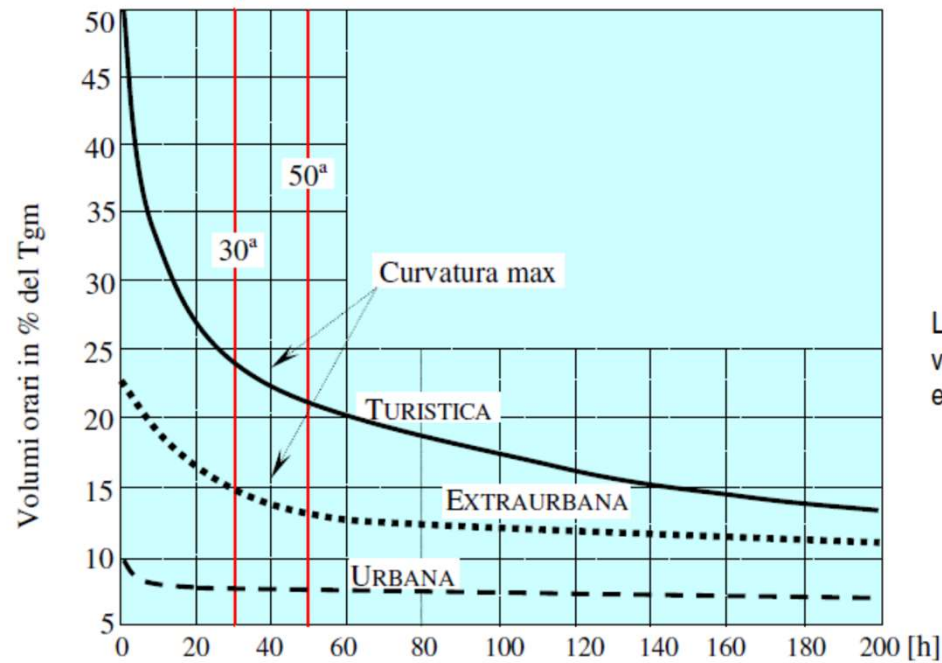
## Curva delle frequenze del flusso orario



# Portata veicolare di progetto (6)

La portata veicolare che si utilizza come base per la progettazione è quella della trentesima ora di punta [ $v(30)$ ].

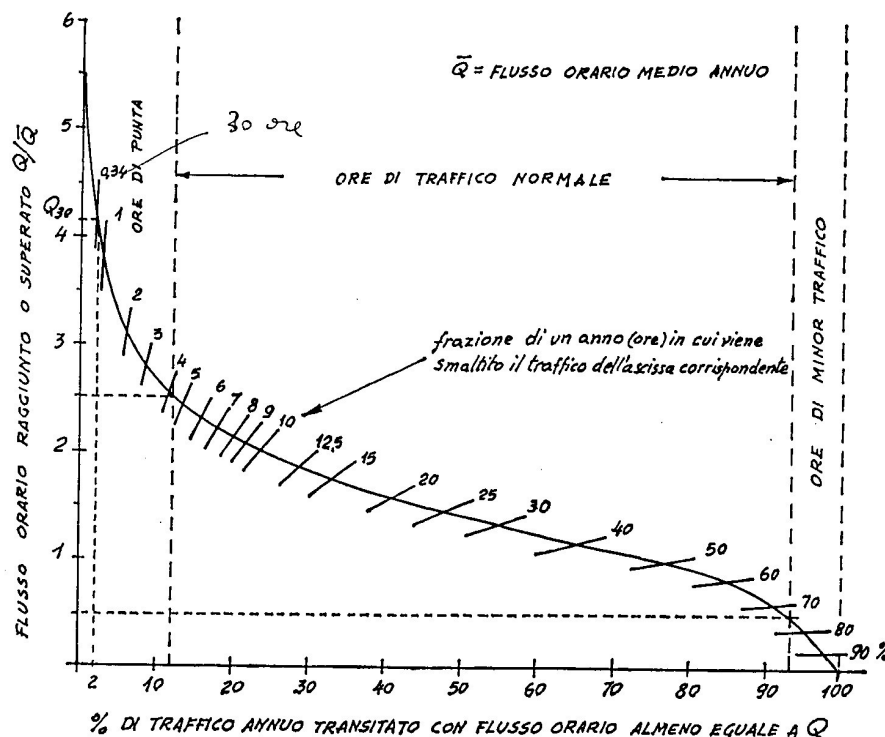
Curva delle frequenze del flusso orario



Le curve mostrano che i max volumi orari vanno dal 10% (strada urbana) al 50% (str. extraurb. turistica) del Tgm.

Fig. 3 - Distribuzione delle prime 200 ore di punta per strade diverse (Matson, 1960)

# Portata veicolare di progetto (7)



**Esempio di relazione tra traffico annuo e flusso orario raggiunto o superato**

Si individuano tre zone di funzionamento:

**Ore di punta** in cui il flusso orario è compreso tra 2,5 e 5,5 volte il flusso orario medio annuo, pari al 4% delle ore dell'anno nelle quali transita il 12 % del traffico totale;

**Ore normali** caratterizzate da flussi orari compresi tra 0,5 e 2,5 volte il flusso orario medio annuo, pari al 70% (= 74-4) delle ore dell'anno nelle quali transita il 81 % (=93-12) del traffico totale;

**Ore di minor traffico** caratterizzate da flussi orari < di 0,5 volte il flusso orario medio annuo, pari al 26% (=100-74) delle ore dell'anno nelle quali transita il 7 % (=100-93) del traffico totale;

# Portata veicolare di progetto (8)

$$v \text{ (volume progetto strada )} = K * TGM$$

EXHIBIT 8-9. TYPICAL K-FACTORS

Area Type	K-Factor
Urbanized	0.091
Urban	0.093
Transitioning/Urban	0.093
Rural Developed	0.095
Rural Undeveloped	0.100

Source: Florida Department of Transportation (7).

$$v \text{ (volume progetto strada , per direzione)} = K * D * TGM$$

EXHIBIT 8-11. DIRECTIONAL DISTRIBUTION CHARACTERISTICS

Highest Hour of the Year	Percentage of Traffic in Peak Direction		
	Type of Facility		
	Urban Circumferential	Urban Radial	Rural
1st	53	66	57
10th	53	66	53
50th	53	65	55
100th	50	65	52

Source: Minnesota Department of Transportation.

# Portata veicolare di progetto (9)

EXHIBIT 8-12. OBSERVED VALUES OF K AND D ON SELECTED FREEWAYS AND EXPRESSWAYS

City and 1990 Urbanized Area Population	Facility	Year Count Taken	Number of Lanes	Annual Avg. Daily Traffic (2-Way)	Volumes in Peak Direction		Avg. Volume Per Lane (veh/h/ln)
					Vehicles (1-Way)	% 2-Way AADT (K * D)	
Atlanta, GA 2,157,806	I-20 E. of CBD at Moreland Ave.	1984	8	99,900	7794	7.8	1948
	I-20 at Martin Luther King Jr. Drive	1984	8	91,200	5198 <sup>a</sup>	5.7 <sup>a</sup>	1299 <sup>a</sup>
	I-75 N. of CBD at University Ave.	1984	8	146,050	8179	5.6 <sup>a</sup>	2045 <sup>a</sup>
	I-75 N. of CBD (N. of I-85)	1984	8	82,830	5135	6.2 <sup>a</sup>	1284 <sup>a</sup>
	I-85 N. of I-75 at Monroe Dr.	1984	8	95,300	6765	7.1	1641
Boston, MA 2,775,370	I-93 N. of I-495	1984	6	76,500	5200	6.8	1733
	SE Expressway at Southampton St.	1982	6	143,300	6860	4.8	2286
	I-95 E. of Rt. 128 N. of Middlesex	1984	8	125,050	7282	5.8	1823
Denver, CO 1,517,977	I-25 S. of I-70	1984	8	175,000	7500	4.3	1875
	I-70, Colorado Blvd. to Dahlia	1984	6	114,000	4650	4.1	1550
	U.S. 6 W. of Federal Blvd.	1985	6	112,000	5835	5.2	1945
Detroit, MI 3,697,529	I-96 Jeffers Freeway at Warren	1980	8	67,600	6270	9.3	1568
	Lodge at E. Grant Blvd.	1981	6	111,450	5660	4.2	1558
Houston, TX 2,901,851	I-10 E. of Taylor St.	1985	10	151,000	7600	5.0	1520
	I-10 E. of McCarty	1985	8	110,200	7530	6.8	1882
	I-610 at Ship Channel	1985	10	103,200	5540	5.4	1108
Milwaukee, WI 1,226,293	N.-S. Freeway at Wisconsin	1984	8	118,080	5730	4.5	1342
	N.-S. Freeway at Greenfield	1984	8	110,050	6380	5.8	1595
	E.-W. Freeway at 26th St.	1984	6	121,150	5700	4.7	1900
	Zoo Freeway at Wisconsin	1984	6	110,730	4760	4.3	1581
	Airport Freeway at 68th	1984	6	81,020	3940	4.9	1313
New York, NY 16,044,012	Holland Tunnel	1982	4	73,200	2700	3.7	1350
San Francisco, CA 3,629,516	I-80 Oakland Bay Bridge	1984	10	223,000	8898	4.0	1780
Washington, D.C. 3,363,061	I-66 Theodore Roosevelt Bridge	1984	6	86,200	7413 <sup>a</sup>	8.6 <sup>a</sup>	2471 <sup>a</sup>
	Anacostia Freeway at Howard Rd.	1984	6	121,700	6085 <sup>a</sup>	5.0 <sup>a</sup>	2028 <sup>a</sup>

Note:

a. Values are based on K \* D value for 1975.

Source: Levinson (8).

# Portata veicolare di progetto (10)

EXHIBIT 8-13. LANE DISTRIBUTION BY VEHICLE TYPE

Highway	Vehicle Type	Percent Distribution By Lane		
		Lane 1 <sup>b</sup>	Lane 2	Lane 3
Lodge Freeway, Detroit	Light <sup>a</sup>	29.2	38.4	32.4
	Single-Unit Trucks	30.8	61.5	7.7
	Combinations	88.5	2.9	8.6
	All Vehicles	30.9	37.8	31.3
I-95, Connecticut Turnpike	Light <sup>a</sup>	34.6	40.9	24.5
	All Vehicles	37.1	40.4	22.5
I-4, Orlando, Florida	All Vehicles	29.9	31.7	38.4

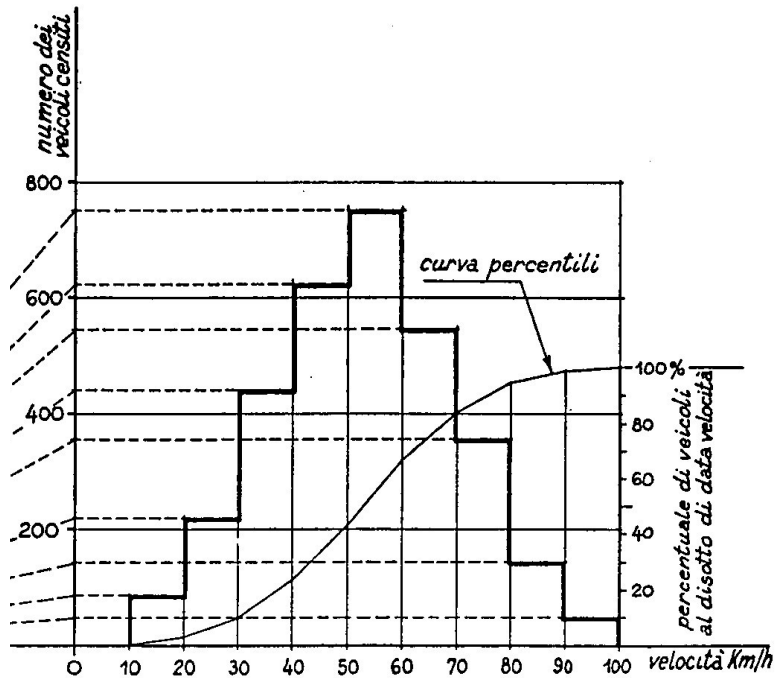
Notes:

a. Passenger cars, panel trucks, and pickup trucks.

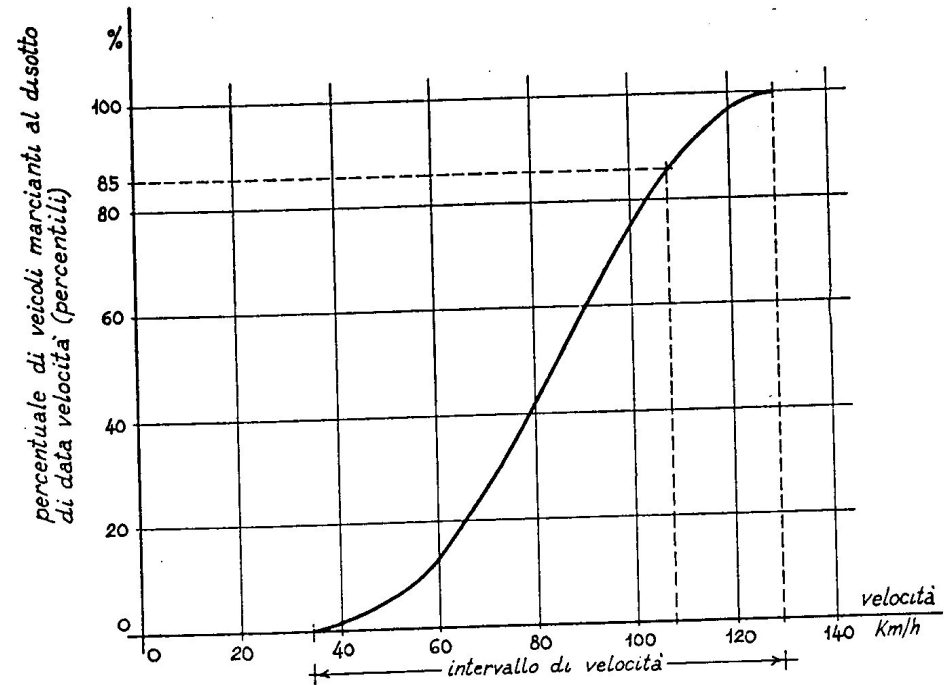
b. Lane 1 = shoulder lane; lanes numbered from shoulder to median.

Source: Huber and Tracy (10); Florida Department of Transportation, 1993.

# La variabilità della velocità (1)



Distribuzione delle velocità



Distribuzione cumulata percentuale delle velocità



# Variabile Normale o Gaussiana (1)

La velocità è una variabile continua, a differenza del flusso di traffico che è una variabile discreta.

A differenza delle variabili discrete, per le quali viene definita la distribuzione di probabilità, per le variabili continue viene definita la funzione di densità di probabilità  $f(x)$ , attraverso la quale otterremo la probabilità che la nostra variabile  $X$  assuma un valore compreso in un intervallo  $(a-b)$ .

$$P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(x) dx$$

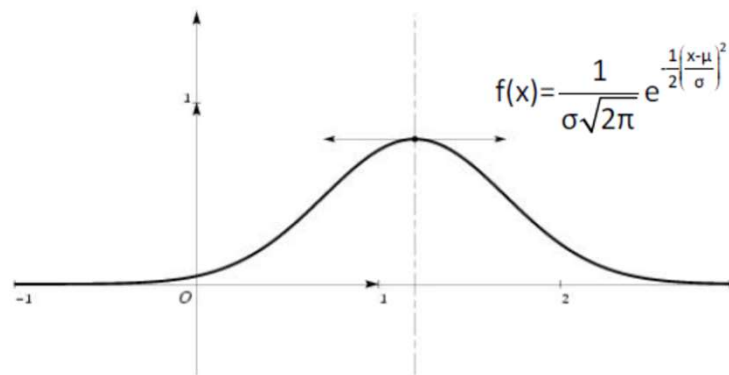
La funzione di ripartizione,  $\Phi(a)$ , rappresenta la probabilità che la variabile  $x$  assuma un valore inferiore o uguale ad «a».

$$\Phi(a) = P(-\infty < x \leq a) = \int_{-\infty}^a f(x) dx \quad P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(x) dx = \Phi(b) - \Phi(a)$$

Funzione di densità di probabilità di una variabile normale o gaussiana.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

$$X \sim N(\mu, \sigma^2)$$



# Variabile Normale o Gaussiana (2)

Se una variabile casuale  $X$  è normale con parametri  $\mu$  e  $\sigma^2$ , allora la variabile casuale

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma}$$

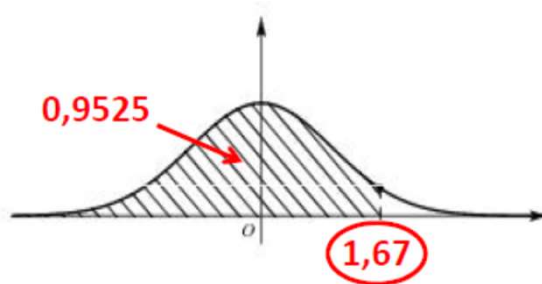
è ancora normale con media nulla e varianza unitaria,  $Z \sim (1, 0)$ , ed chiamata normale standardizzata.

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{z^2}{2}}$$

Valori della f.r.  $\Phi(z) = P(Z \leq z)$  della v.c.  $Z \sim N(0,1)$

La normale standardizzata,  $Z$ ,  
permette di semplificare i calcoli delle  
aree sottese alla funzione di densità  
della variabile  $X$ .

$$P(X \leq x) = P\left(\frac{X - \mu}{\sigma} \leq \frac{x - \mu}{\sigma}\right) = P(Z \leq z) = \Phi(z)$$



z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	.5000	.5040	.5080	.5120	.5160	.5199	.5239	.5279	.5319	.5359
0.1	.5398	.5438	.5478	.5517	.5557	.5596	.5636	.5675	.5714	.5753
0.2	.5793	.5832	.5871	.5910	.5948	.5987	.6026	.6064	.6103	.6141
0.3	.6179	.6217	.6255	.6293	.6331	.6368	.6406	.6443	.6480	.6517
0.4	.6554	.6591	.6628	.6664	.6700	.6736	.6772	.6808	.6844	.6879
0.5	.6915	.6950	.6985	.7019	.7054	.7088	.7123	.7157	.7190	.7224
0.6	.7257	.7291	.7324	.7357	.7389	.7422	.7454	.7486	.7517	.7549
0.7	.7580	.7611	.7642	.7673	.7704	.7734	.7764	.7794	.7823	.7852
0.8	.7881	.7910	.7939	.7967	.7995	.8023	.8051	.8078	.8106	.8133
0.9	.8159	.8186	.8212	.8238	.8264	.8289	.8315	.8340	.8365	.8389
1.0	.8413	.8438	.8461	.8485	.8508	.8531	.8554	.8577	.8599	.8621
1.1	.8643	.8665	.8686	.8708	.8729	.8749	.8770	.8790	.8810	.8830
1.2	.8849	.8869	.8888	.8907	.8925	.8944	.8962	.8980	.8997	.9015
1.3	.9032	.9049	.9066	.9082	.9099	.9115	.9131	.9147	.9162	.9177
1.4	.9192	.9207	.9222	.9236	.9251	.9265	.9279	.9292	.9306	.9319
1.5	.9332	.9345	.9357	.9370	.9382	.9394	.9406	.9418	.9429	.9441
1.6	.9452	.9463	.9474	.9484	.9495	.9505	.9515	.9525	.9535	.9545
1.7	.9554	.9564	.9573	.9582	.9591	.9599	.9608	.9616	.9625	.9633
1.8	.9641	.9649	.9656	.9664	.9671	.9678	.9686	.9693	.9699	.9706
1.9	.9713	.9719	.9726	.9732	.9738	.9744	.9750	.9756	.9761	.9767

La probabilità di avere  
 $X \leq x = \mu + 1,67 \cdot \sigma$  è 0,9525.

# Esempi variabilità della velocità (1)

Tab. 2 - Rilievo di V. istantanee - Strada c/limite a 90km/h (ss195, km 10, 1990)

Classe veloc. [n]	Limiti di classe [km/h]	V <sub>med</sub> di classe, u <sub>i</sub> [km/h]	Frequenze di classe		Frequenze cumulate	
			assolute [n <sub>i</sub> ]	relative f <sub>i</sub> = n <sub>i</sub> /N	assolute [Σn <sub>i</sub> ]	in % 100 Σn <sub>i</sub> /N
1	40,1÷45,0	42,5	02	0,01	002	01
2	45,1÷50,0	47,5	08	0,04	010	05
3	50,1÷55,0	52,5	18	0,09	028	14
4	55,1÷60,0	57,5	42	0,21	070	35
5	60,1÷65,0	62,5	48	0,24	118	59
6	65,1÷70,0	67,5	40	0,20	158	79
7	70,1÷75,0	72,5	24	0,12	182	91
8	75,1÷80,0	77,5	11	0,055	193	96,5
9	80,1÷85,0	82,5	05	0,025	198	99
10	85,1÷90,0	87,5	02	0,01	N=200	100

Tab. 3 - Parametri caratteristici del rilievo di Tab. 2

Simbolo	Denominazione	Espressione	Valore
$\hat{u}$	velocità media	$\sum_{i=1}^{10} f_i u_i$	63,5km/h
s	sqm	$[\sum_{i=1}^{10} f_i u_i^2 - (\sum_{i=1}^{10} f_i u_i)^2]^{1/2}$	8,5km/h
IC	interv. caratt.co	$\hat{u} \pm 1s$	63,5±8,5km/h ; 72,0÷55,0km/h
C <sub>d</sub>	coeff.te dispersione	s/ $\hat{u}$	0,134 (13,4%)

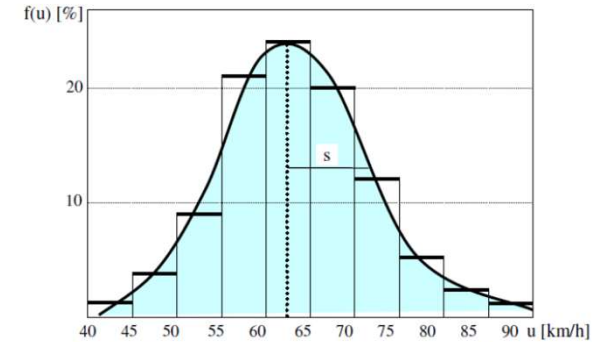


Fig. 5 - Istogramma della distribuzione di frequenza e curva approssimante del rilievo di velocità di Tab. 2

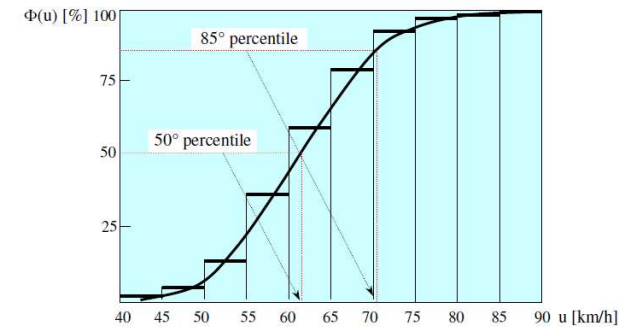


Fig. 6 - Istogramma della funz. ne cumulativa di freq.za e curva approssimante del rilievo di veloc. di Tab. 2

## Esempi variabilità della velocità (2)

EXHIBIT 8-25. NATIONAL SPOT SPEED TRENDS FOR 90-KM/H FACILITIES

Fiscal Year	Average Speed (km/h)	Median Speed (km/h)	85th Percentile Speed (km/h)	Percent > 90 km/h
Urban Interstate Highways				
1985	92.1	92.4	103.0	64.1
1987	93.3	93.3	104.3	67.4
1989	94.8	94.9	106.4	71.3
1991	94.6	94.6	106.4	69.8
Rural Interstate Highways				
1985	95.8	95.6	106.4	75.4
1987	96.1	96.8	107.0	73.7
1989	96.7	97.0	108.1	76.8
1991	96.4	95.6	108.1	75.5
Rural Streets				
1985	88.4	88.8	99.3	50.5
1987	90.0	90.3	101.1	54.3
1989	90.4	90.8	101.5	56.0
1991	90.8	90.6	101.5	54.5
Urban Principal Streets				
1985	86.1	86.3	97.4	42.1
1987	86.9	87.1	97.7	44.7
1989	87.9	88.7	98.7	47.7
1991	86.9	86.7	97.8	42.2

Note:

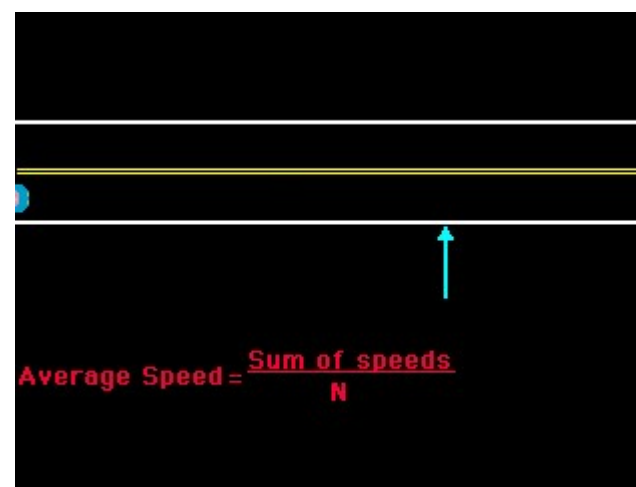
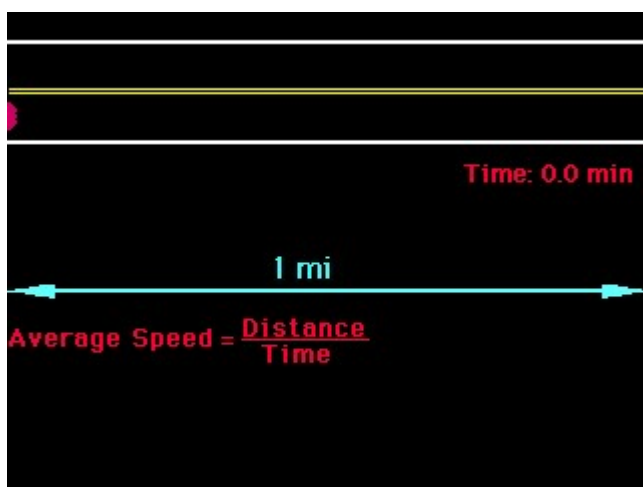
All highways have 90-km/h speed limit.

Source: Highway Statistics, Federal Highway Administration, 1992.

# La velocità del flusso veicolare (1)

Diverse VELOCITÀ vengono utilizzate nello studio del traffico veicolare

FFS (Free-Flow Speed) velocità di flusso libero; RS (Running Speed) velocità della corrente veicolare; TS (Travel Speed) velocità di percorrenza.



Le velocità si possono misurare nello spazio e nel tempo

# La velocità del flusso veicolare (2)

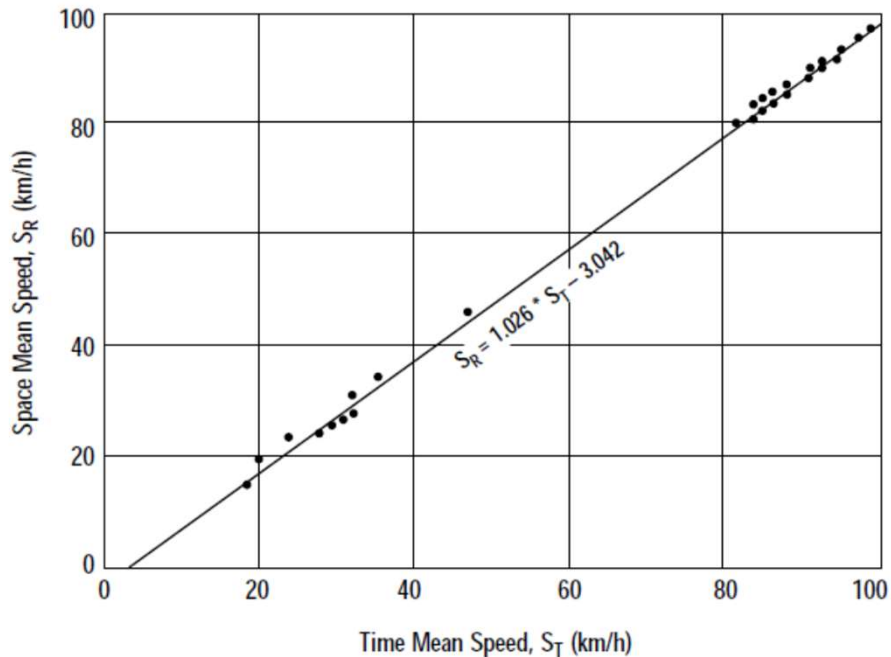
Velocità istantanea, media nel tempo

$$\bar{S}_t = \frac{\sum_{i=1}^n s_i}{n}$$

Velocità media del viaggio, media nello spazio

$$\bar{S}_r = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{t_i}{n}} = \frac{n \cdot L}{\sum_{i=1}^n t_i} = \frac{L}{t_a}$$

EXHIBIT 7-1. TYPICAL RELATIONSHIP BETWEEN TIME MEAN AND SPACE MEAN SPEED



Source: Drake et al. (1).

$$\bar{S}_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{t_i}{L}} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{S_{r,i}}} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{s_i}} = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{s_i}}$$

$s_{r,i} = s_i$  se la velocità è costante nel tratto L per ogni «i»

Formula approssimata di Wardrop

$$\bar{S}_r \cong \bar{S}_t - \frac{\sigma_t^2}{\bar{S}_t}$$

$$\sigma_t^2 = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (s_i - \bar{S}_t)^2$$

# La velocità del flusso veicolare (3)

	Lunghezza	Tempo di	Velocità	Vel.viaggio	SQ(si)	
veicolo	tronco - Li	viaggio - ti	Ist. - si	sr=Li/ti		
	km	ore	km/h	km/h	(km/h)^2	
1	3	0,030	110,11	100,00	23,951236	
2	3	0,041	95,45	73,17	95,374756	
3	3	0,028	95,00	107,14	104,366666	
4	3	0,021	160,20	142,86	3023,2403	
5	3	0,025	86,10	120,00	365,42146	
Totale	15,000	0,145	546,86	543,17	3612,3544	
St(media)	109,37	km/h				
Sr(media)	103,45	km/h				
Varianza si	705,20	(km/h^2)	881,49817			
Sr(media)	102,92		Formula approssimata	St - Var(si)/St		
Sr(media)	109,17		Formula HCM	1,026 * St - 3,042		

$$\bar{S}_t = \frac{\sum_{i=1}^n s_i}{n} \qquad \bar{S}_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{t_i}{L}} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{s_{r,i}}} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{s_i}} = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{s_i}}$$

$$\bar{S}_r \cong \bar{S}_t - \frac{\sigma_t^2}{\bar{S}_t} \qquad \sigma_t^2 = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (s_i - \bar{S}_t)^2$$

$$\bar{S}_r = 1,026 \cdot \bar{S}_t - 3,042 \qquad \text{con } \bar{S}_r \text{ e } \bar{S}_t \text{ in km/h}$$



# Velocità e flusso veicolare

La distribuzione delle velocità sono influenzate dall'entità di traffico.

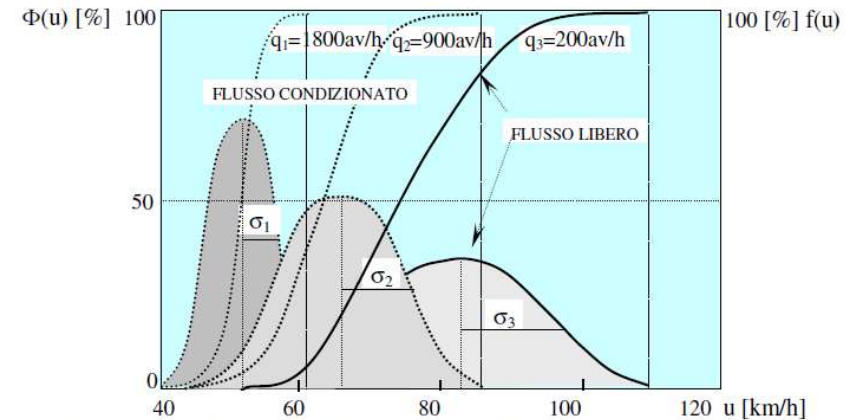
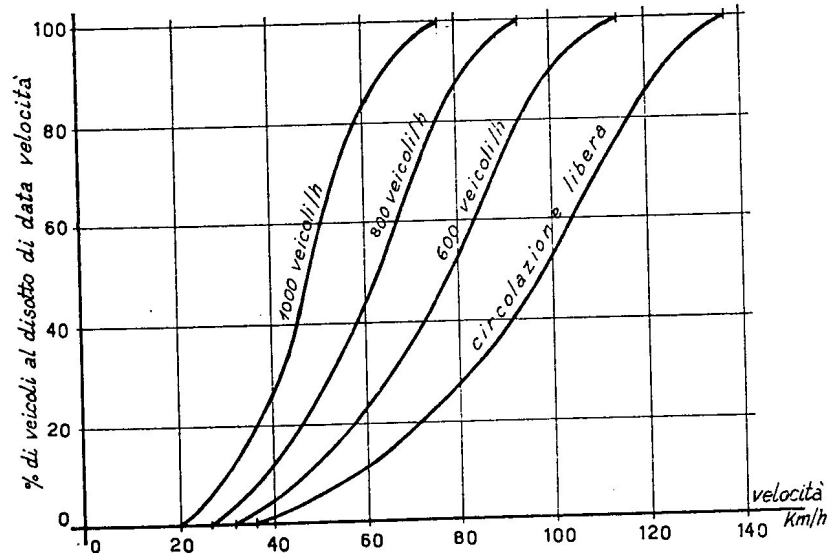
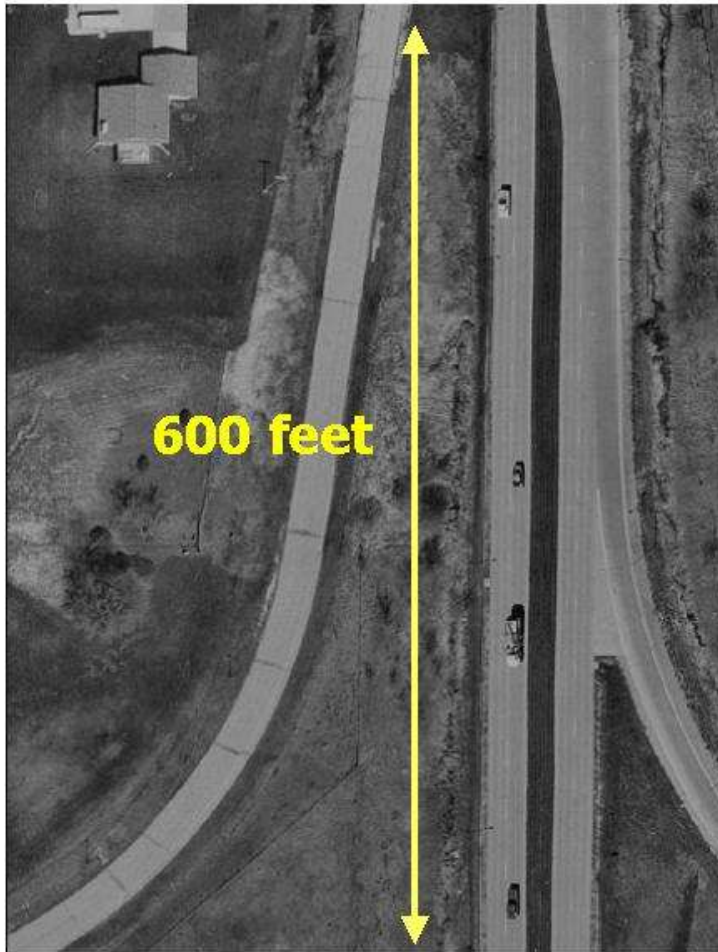


Fig. 7 - Curve qualitative di ddf e cumulative df di rilievi di velocità per portate diverse

Curve percentili al variare del flusso

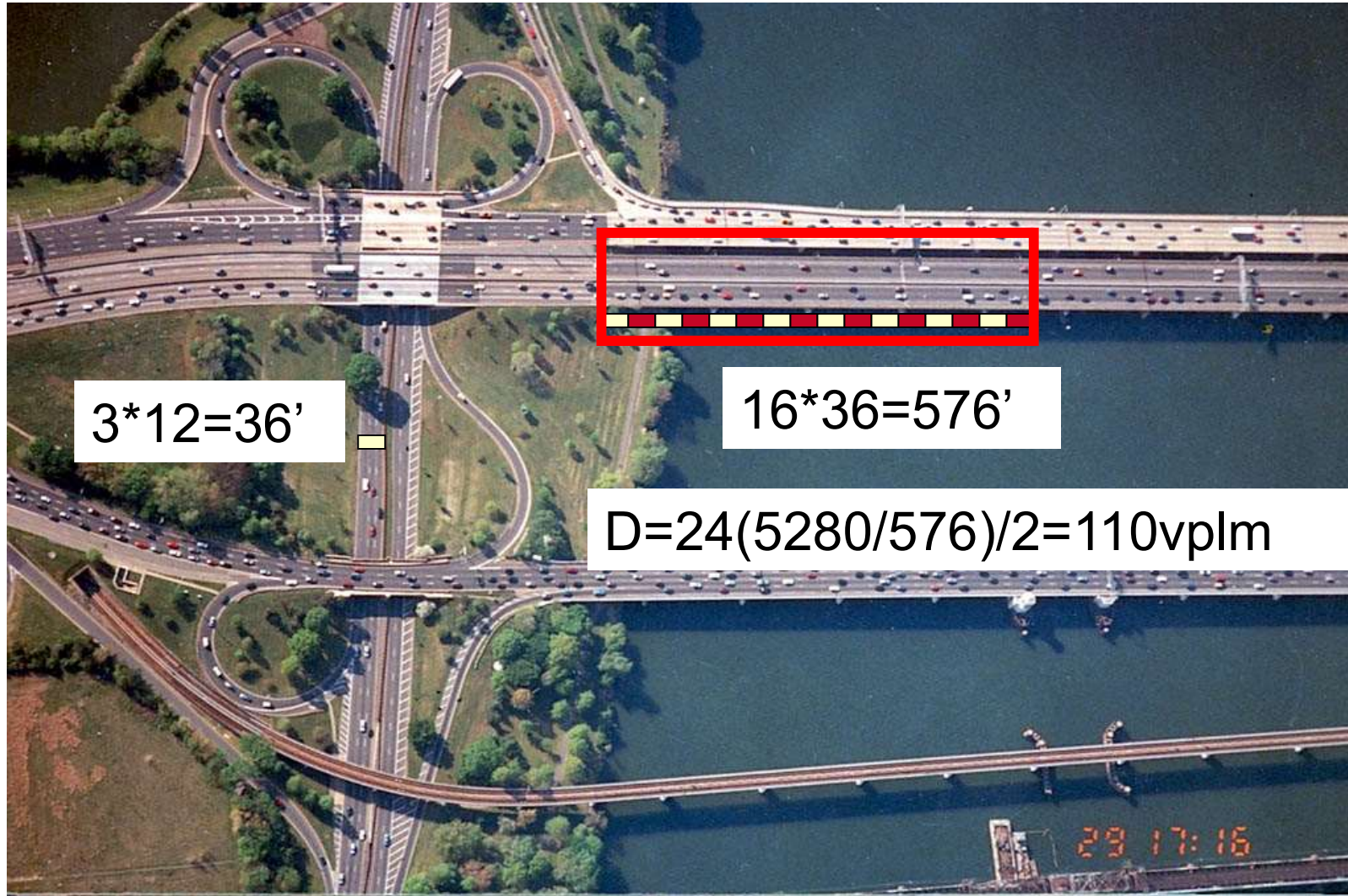
# Densità veicolare (1)



**DENSITÀ DI TRAFFICO [ $D = \text{veic/km}$ ]:** è il numero di veicoli che si trovano in un tronco stradale.

**È un parametro fondamentale che evidenzia le modalità con cui si svolge il traffico.**

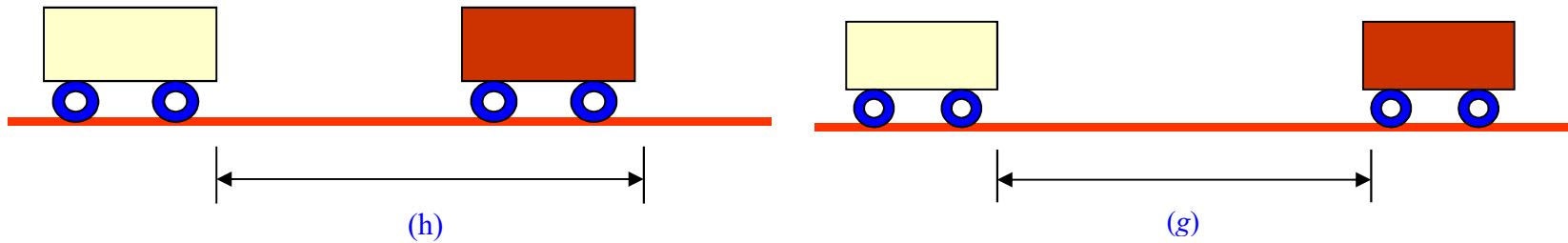
## Densità veicolare (2)



# Distanziamento e separazione veicolare (1)

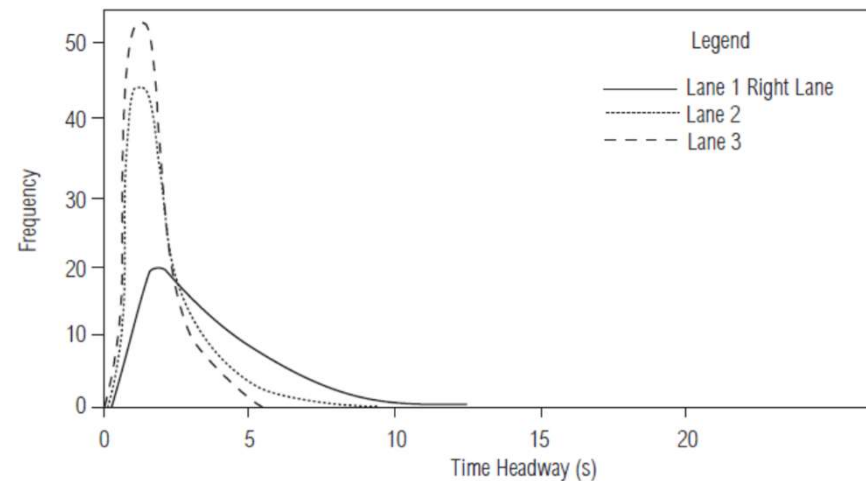
“h” è il distanziamento (headway) tra i veicoli, “g” separazione (spacing o gap)

$D = 1/h$  (relazione tra densità e distanziamento spaziale)



$V = 1/h$  (relazione tra flusso e distanziamento temporale)

EXHIBIT 8-28. TIME HEADWAY DISTRIBUTION FOR LONG ISLAND EXPRESSWAY



Source: Berry and Gandhi (13).



# Densità, flusso e velocità dei veicoli (1)

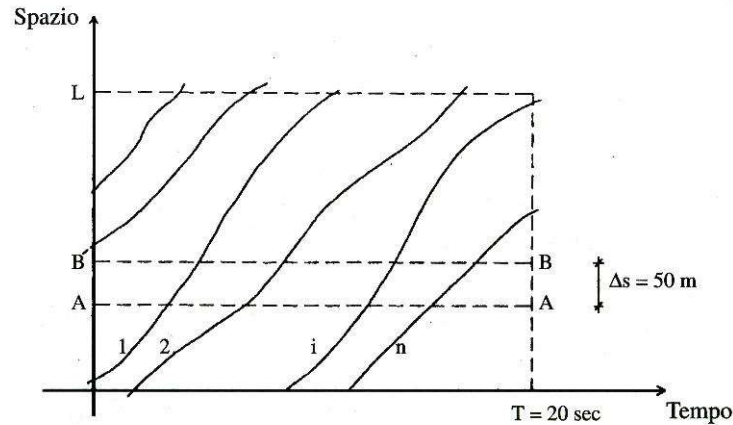


Fig. 6 – Traiettorie veicolari in un dominio spazio-temporale (L-T)

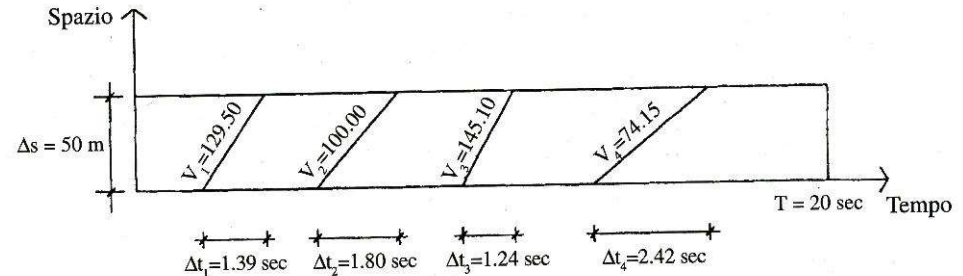


Fig. 7 – Traiettorie veicolari in un dominio spazio-temporale elementare

$$\left. \begin{aligned}
 V &= \frac{1}{T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{L} = \frac{1}{T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \Delta s}{\Delta s} = \frac{n}{T} \\
 \bar{S}_r &= \frac{n \cdot \Delta s}{\sum_{i=1}^n \Delta t_i}
 \end{aligned} \right\} \quad \left. \begin{aligned}
 \frac{V}{\bar{S}_r} &= \frac{n}{T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \Delta t_i}{n \cdot \Delta s} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta t_i}{T \cdot \Delta s}
 \end{aligned} \right\} \quad D = \frac{V}{\bar{S}_r}$$

$$D = \frac{1 \cdot \frac{\Delta t_1}{T} + \dots + 1 \cdot \frac{\Delta t_i}{T} + \dots + 1 \cdot \frac{\Delta t_n}{T}}{\Delta s} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta t_i}{T \cdot \Delta s}$$

# Densità, flusso e velocità dei veicoli (2)

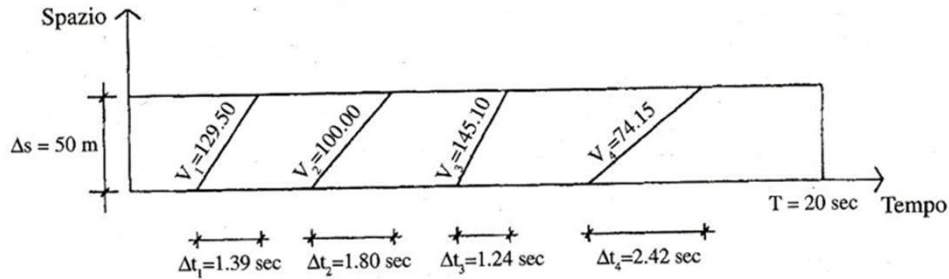


Fig.7 - Traiettorie veicolari in un dominio spazio-temporale elementare

	$\Delta s_i$	$t_i$	$s_r = s_i$	$s_r = s_i$
	[m]	[s]	[m/s]	[km/h]
1	50,00	1,3900	35,97	129,50
2	50,00	1,8000	27,78	100,00
3	50,00	1,2405	40,31	145,10
4	50,00	2,4275	20,60	74,15
Totale	200,00	6,86		
$S_t =$	media			112,19
$Var(s_i) =$	varianza			744,59
$S_r =$	media formula approssimata			105,55
$S_r =$	media		29,16	104,99
$S_r =$	formula HCM			112,06

$$V = \frac{1}{T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{L} = \frac{1}{T} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \Delta s}{\Delta s} = \frac{n}{T} = \frac{4}{20} \left[ \frac{\text{veic.}}{\text{s}} \right] = 720 \left[ \frac{\text{veic.}}{\text{h}} \right]$$

$$\bar{s}_r = \frac{n \cdot \Delta s}{\sum_{i=1}^n \Delta t_i} = 104,99 \left[ \frac{\text{km}}{\text{h}} \right]$$

$$D = \frac{V}{\bar{s}_r} = \frac{720}{104,99} = 6,8 \left[ \frac{\text{veic.}}{\text{km}} \right]$$

$$D = \frac{1 \cdot \frac{\Delta t_1}{T} + \dots + 1 \cdot \frac{\Delta t_i}{T} + \dots + 1 \cdot \frac{\Delta t_n}{T}}{\Delta s} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta t_i}{T \cdot \Delta s} = \frac{1,39 + 1,80 + 1,24 + 2,42}{20 \cdot 0,05} = 6,8 \left[ \frac{\text{veic.}}{\text{km}} \right]$$

## Densità, flusso e velocità dei veicoli (2)

**DENSITÀ DI TRAFFICO [D = veic/km]:** rapporto tra il **VOLUME** di traffico [V] misurato in un determinato tronco stradale in un breve intervallo di tempo (15 min.) e la media delle **VELOCITÀ** [S] dei veicoli:

$$D = V/S = [\text{veic/h} / \text{km/h} = \text{veic/km}]$$

**RELAZIONE FONDAMENTALE DEL DEFLUSSO (valida per flusso stazionario)**

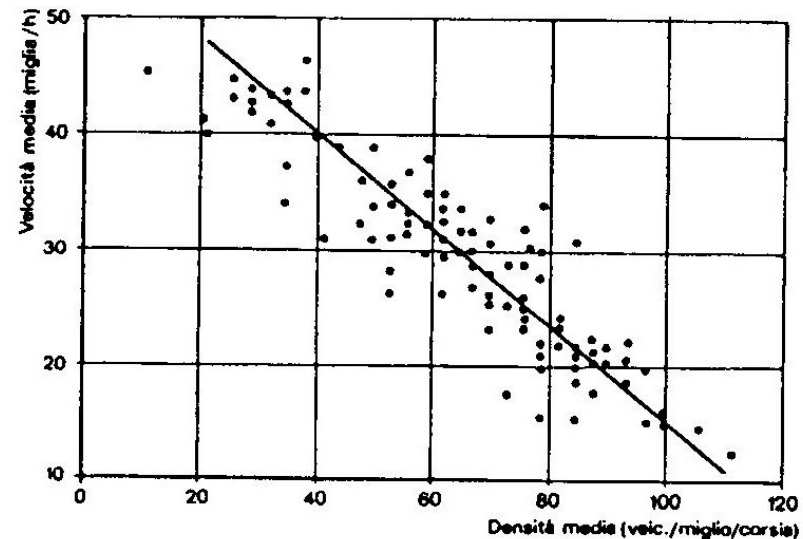
Esempio:  $D = 1000 \text{ veic/h} / 50 \text{ km/h} = 20 \text{ veic/km}$

Se “h” e “t” sono rispettivamente il distanziamento medio tra i veicoli in distanza e tempo valgono le seguenti relazioni:

$$D = 1/h$$

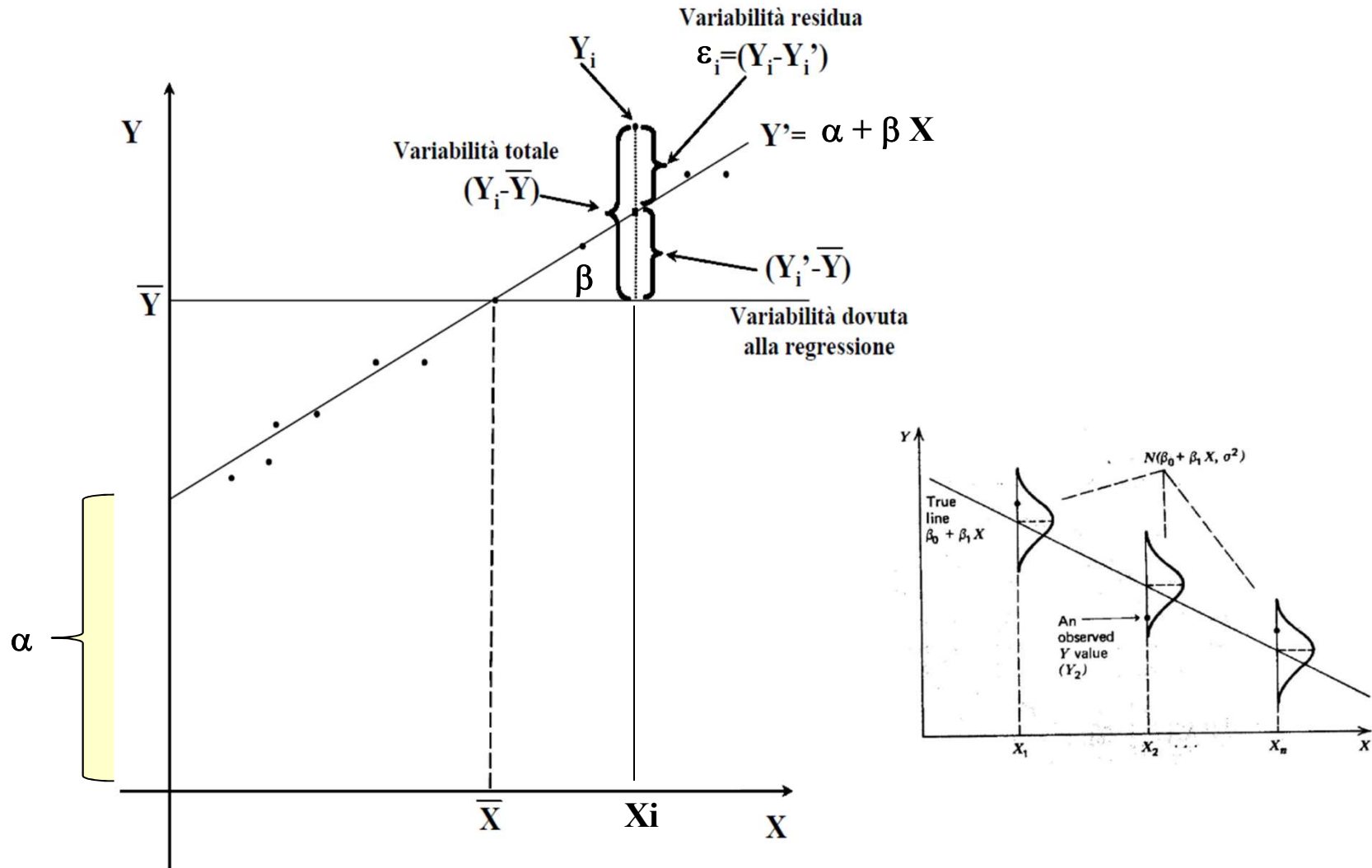
$$V = 1/t$$

$$h = S * t$$

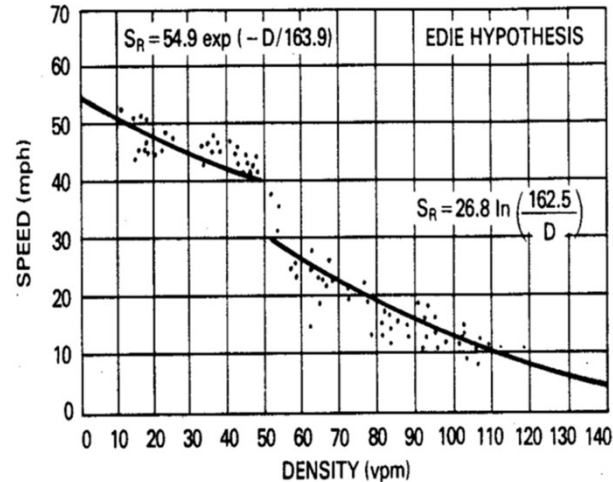
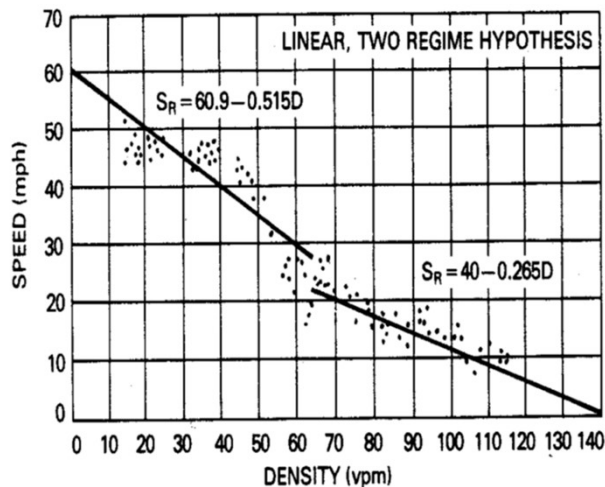
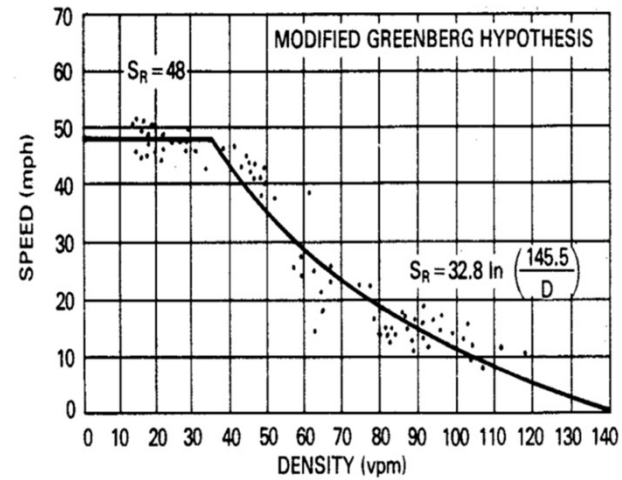
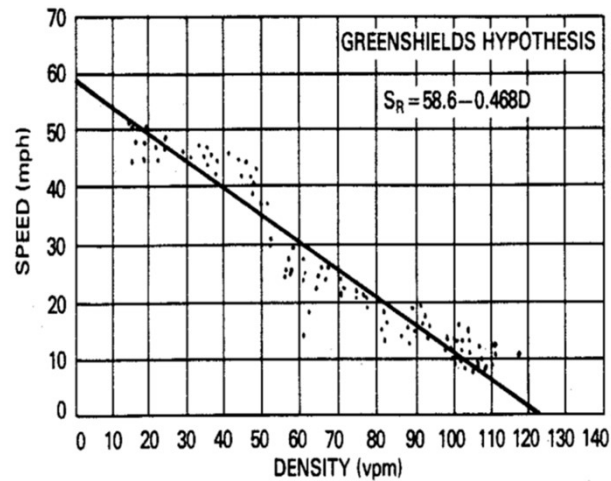




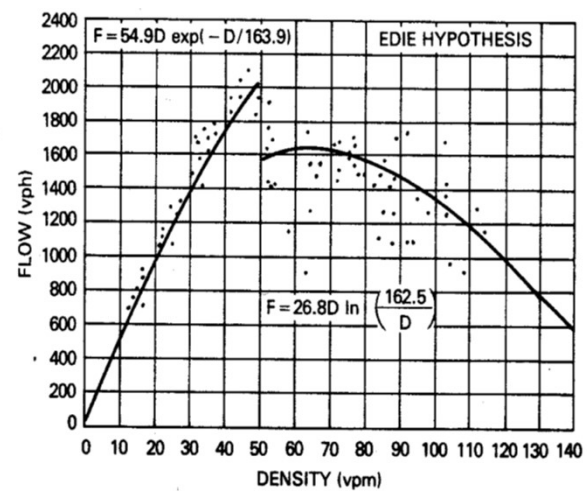
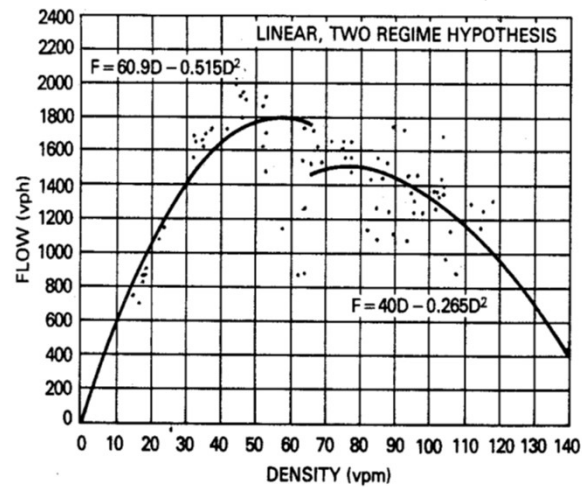
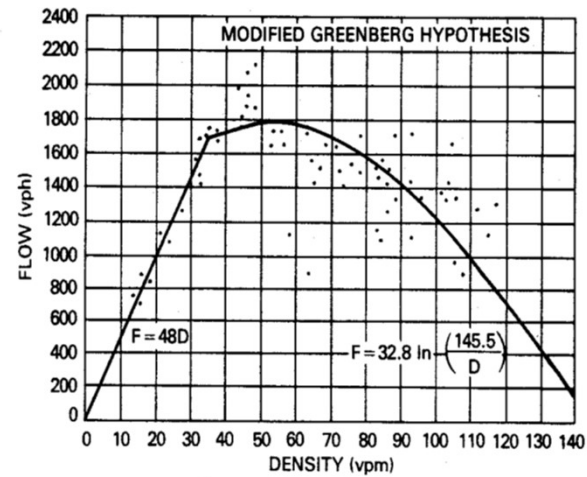
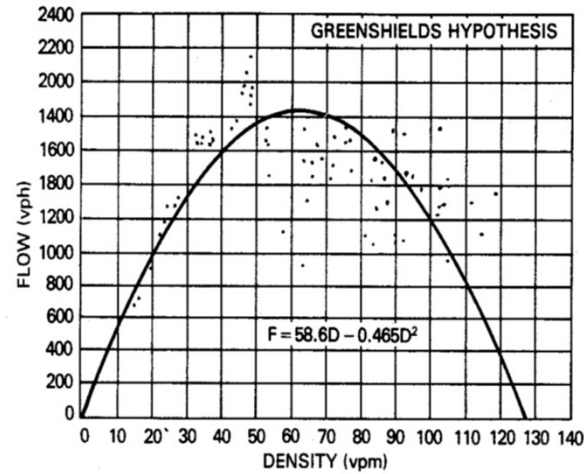
# Regressioni (modelli)



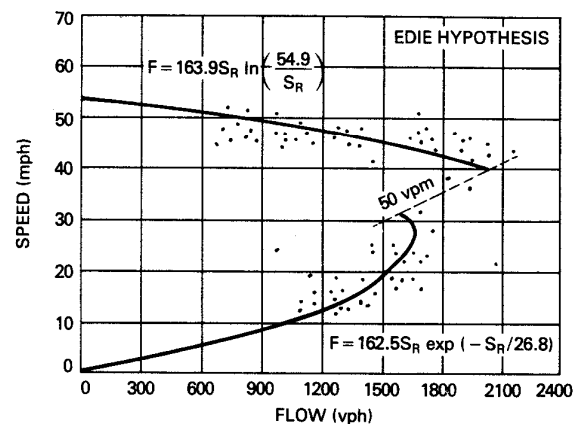
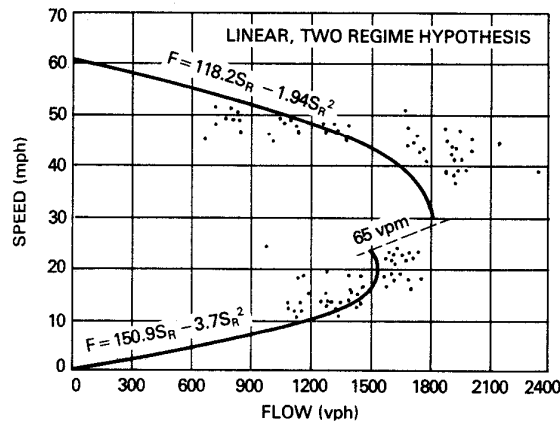
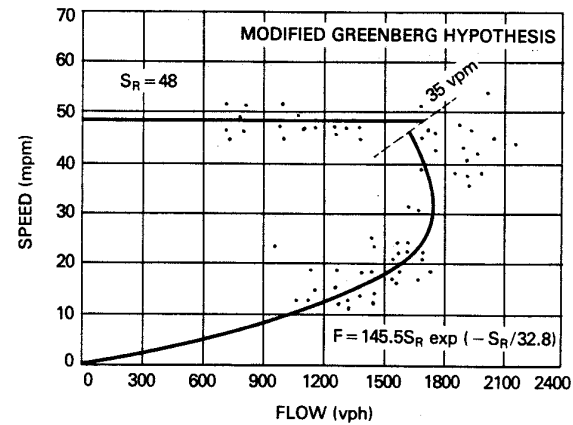
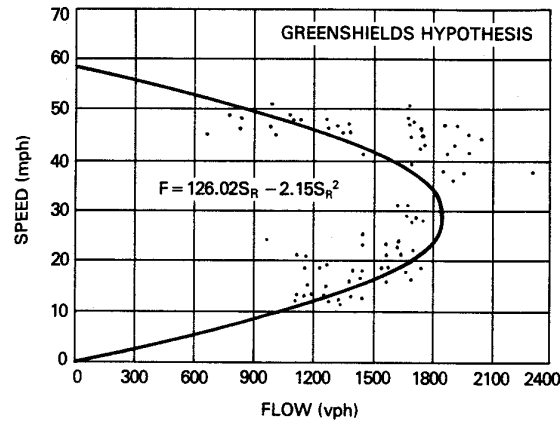
# Modelli sperimentali: relazione densità velocità



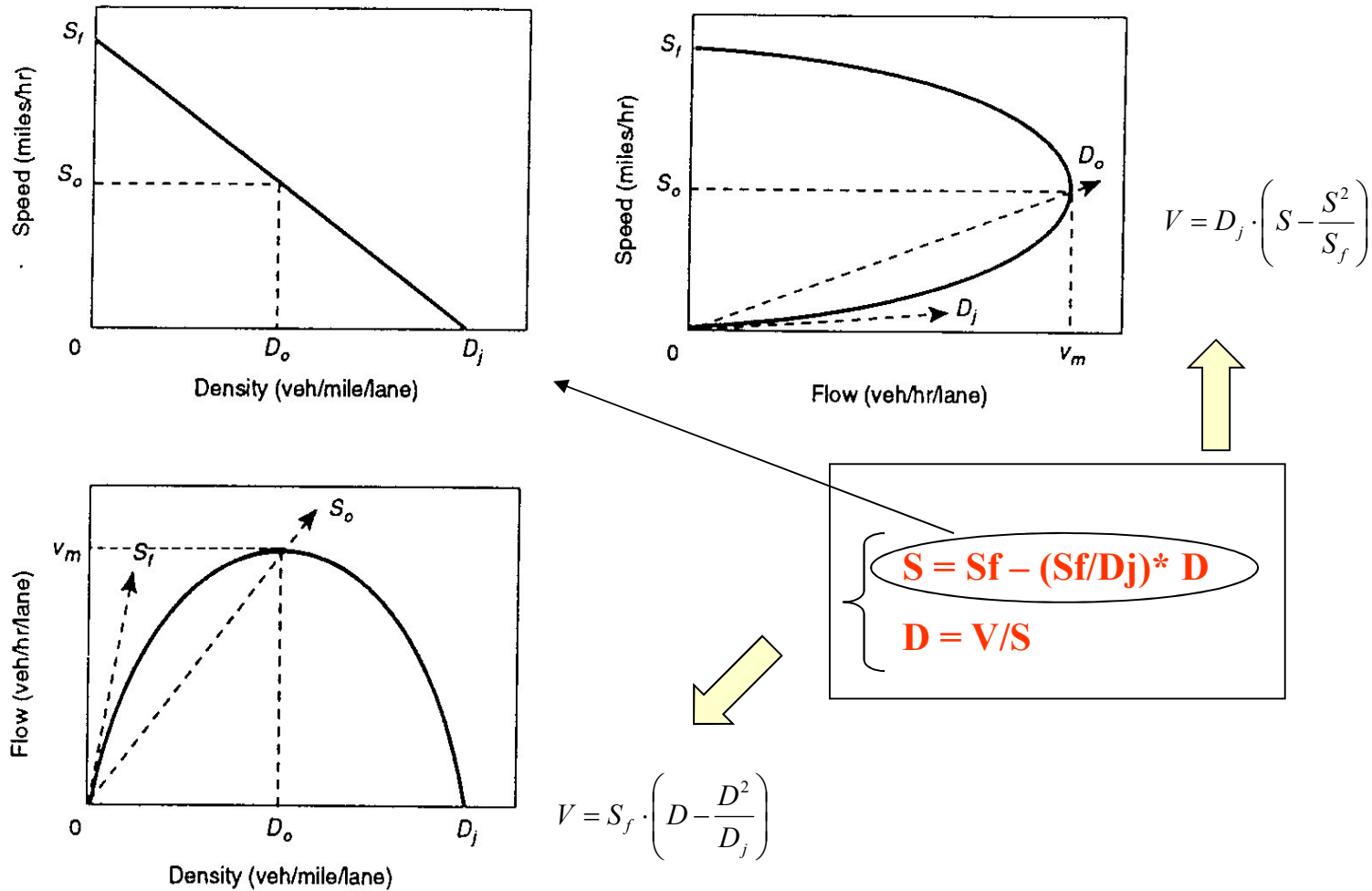
# Modelli sperimentali: diagramma fondamentale



# Modelli sperimentali: Diagramma di Deflusso



# Caratteristiche dei modelli



# Capacità e livelli di servizio

**CAPACITÀ:** massimo volume orario di traffico in una generica sezione e in determinate condizioni operative, relativo ad un intervallo di tempo che generalmente è fissato in 15 min.

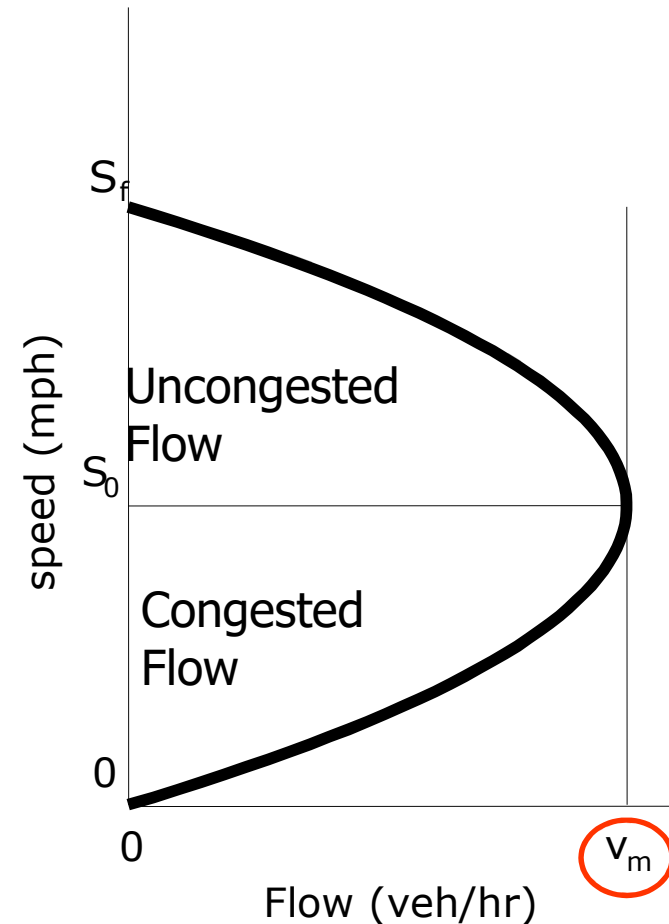
**LIVELLI DI SERVIZIO:** è definito come misura della prestazione della strada nello smaltire traffico.

I livelli di servizio (LOS – Level Of Service) sono 6 da LOS “A” a LOS “F”.

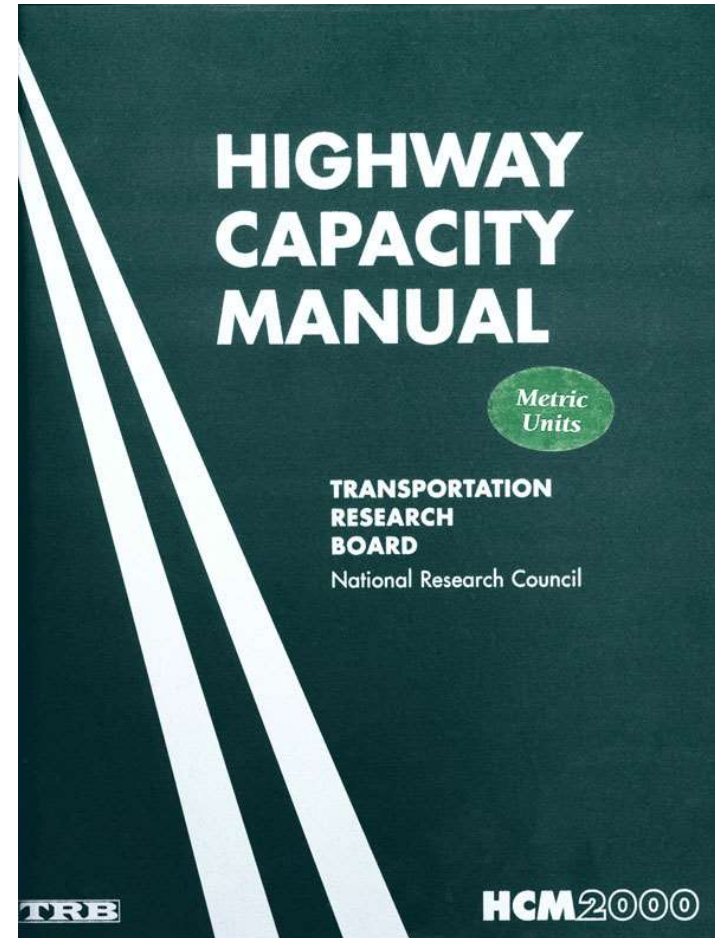
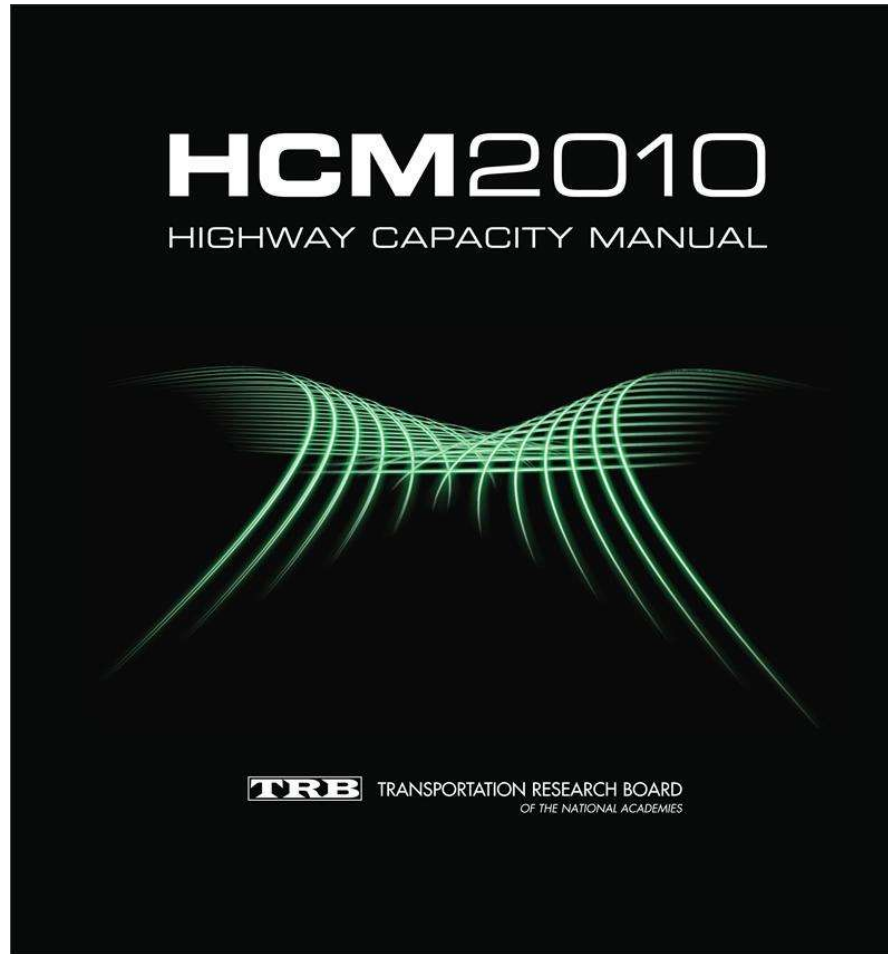
I LOS da “A” a “D” hanno una densità inferiore a quello corrispondente alla capacità.

Il LOS E corrisponde alla densità critica e quindi alla capacità della strada.

Il LOS “F” ha densità maggiori e quindi siamo in presenza di flusso instabile.

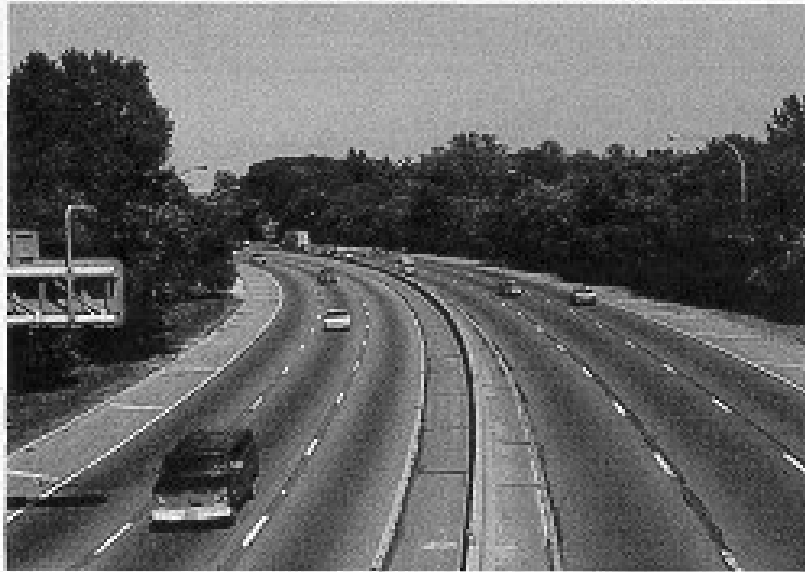


# Highway Capacity Manual





# Livelli di servizio per autostrade (1)



*Illustration 3-5. LOS A.*



*Illustration 3-6. LOS B.*

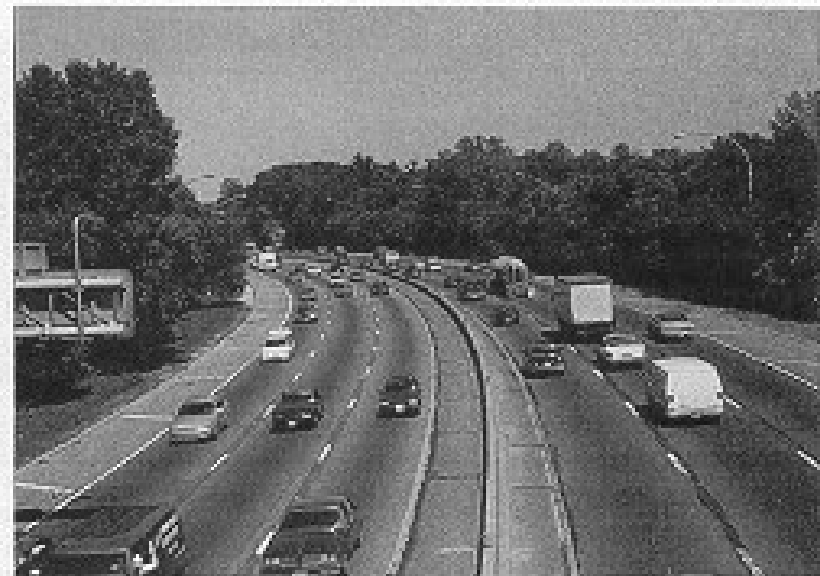
**LOS “A”:** circolazione libera, massimo comfort, flusso stabile (Densità  $\leq 7$  veic/km/cosia);

**LOS “B”** circolazione libera, modesta riduzione della velocità, comfort accettabile, flusso stabile ( $7 < \text{Densità} \leq 11$  veic/km/corsia);

## Livelli di servizio per autostrade (2)



*Illustration 3-7. LOS C.*



*Illustration 3-8. LOS D.*

**LOS “C”:** primi vincoli alla circolazione, riduzione velocità, si riduce il comfort, flusso stabile ( $11 < \text{Densità} \leq 16$  veic/km/corsia);

**LOS “D”:** vincoli alla circolazione, basso comfort, flusso che può iniziare ad essere instabile ( $16 < \text{Densità} \leq 22$  veic/km/corsia);

## Livelli di servizio per autostrade (3)



*Illustration 3-9. LOS E.*



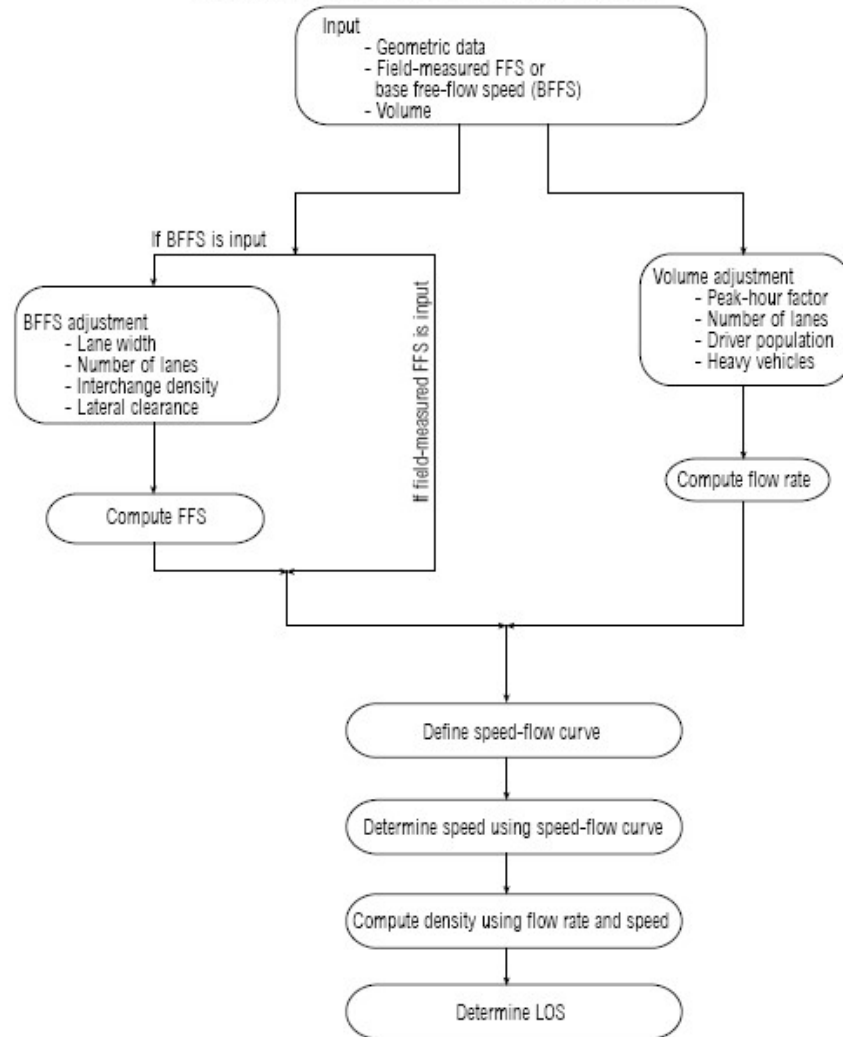
*Illustration 3-10. LOS F.*

**LOS “E”:** flusso al limite della capacità, flusso instabile ( $22 < \text{Densità} \leq 28$  veic/km/corsia)

**LOS “F”:** flusso forzato ( $\text{Densità} > 28$  veic/km/corsia)

# Livelli di servizio per autostrade (4)

EXHIBIT 23-1. BASIC FREEWAY SEGMENT METHODOLOGY



## Condizioni base:

- **Larghezza minima delle corsie 3,6 m;**
- **Larghezza minima della banchina in destra 1,8 m;**
- **Larghezza minima della banchina in sinistra 0,60 m;**
- **Traffico composto da solo autovetture;**
- **5 a più corsie per direzione di marcia (solo in ambito urbano);**
- **Svincoli distanziati più di 3 km;**
- **Strada pianeggiante con pendenze longitudinali inferiori al 2 %;**
- **Utenti abituali della strada in oggetto;**
- **Condizioni meteo buone;**
- **Andamento planimetrico della strada che consenta velocità di flusso libero (FFS) non inferiori a 110 km/h per autostrade urbane e 120 km/h per autostrade extraurbane**

# Livelli di servizio per autostrade (5)

EXHIBIT 23-2. LOS CRITERIA FOR BASIC FREEWAY SEGMENTS

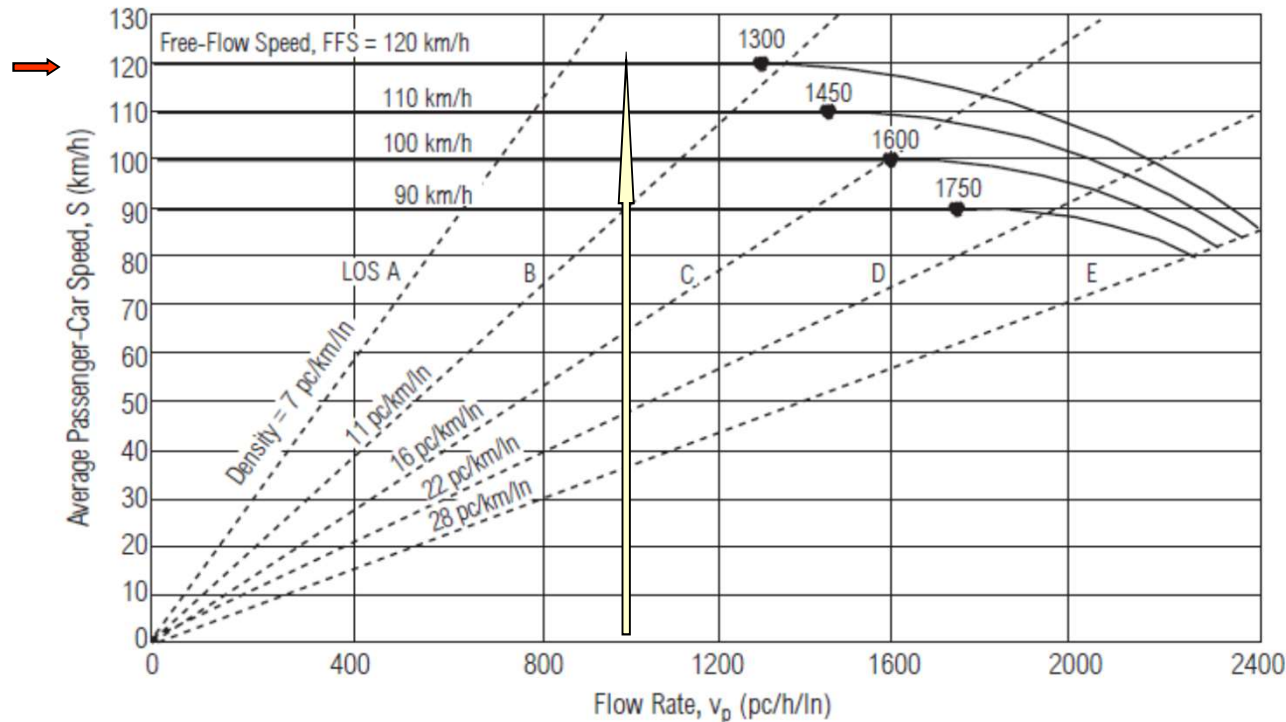
Criteria	LOS				
	A	B	C	D	E
FFS = 120 km/h					
Maximum density (pc/km/ln)	7	11	16	22	28
Minimum speed (km/h)	120.0	120.0	114.6	99.6	85.7
Maximum v/c	0.35	0.55	0.77	0.92	1.00
Maximum service flow rate (pc/h/ln)	840	1320	1840	2200	2400
FFS = 110 km/h					
Maximum density (pc/km/ln)	7	11	16	22	28
Minimum speed (km/h)	110.0	110.0	108.5	97.2	83.9
Maximum v/c	0.33	0.51	0.74	0.91	1.00
Maximum service flow rate (pc/h/ln)	770	1210	1740	2135	2350
FFS = 100 km/h					
Maximum density (pc/km/ln)	7	11	16	22	28
Minimum speed (km/h)	100.0	100.0	100.0	93.8	82.1
Maximum v/c	0.30	0.48	0.70	0.90	1.00
Maximum service flow rate (pc/h/ln)	700	1100	1600	2065	2300
FFS = 90 km/h					
Maximum density (pc/km/ln)	7	11	16	22	28
Minimum speed (km/h)	90.0	90.0	90.0	89.1	80.4
Maximum v/c	0.28	0.44	0.64	0.87	1.00
Maximum service flow rate (pc/h/ln)	630	990	1440	1955	2250

Note:

The exact mathematical relationship between density and v/c has not always been maintained at LOS boundaries because of the use of rounded values. Density is the primary determinant of LOS. The speed criterion is the speed at maximum density for a given LOS.

# Livelli di servizio per autostrade (6)

EXHIBIT 23-3. SPEED-FLOW CURVES AND LOS FOR BASIC FREEWAY SEGMENTS



$$D = v / S$$

Note:

Capacity varies by free-flow speed. Capacity is 2400, 2350, 2300, and 2250 pc/h/ln at free-flow speeds of 120, 110, 100, and 90 km/h, respectively.

For  $90 \leq \text{FFS} \leq 120$  and for flow rate ( $v_p$ )  
 $(3100 - 15\text{FFS}) < v_p \leq (1800 + 5\text{FFS})$ ,

$$S = \text{FFS} - \left[ \frac{1}{28} (23\text{FFS} - 1800) \left( \frac{v_p + 15\text{FFS} - 3100}{20\text{FFS} - 1300} \right)^{2.6} \right]$$

For  $90 \leq \text{FFS} \leq 120$  and  
 $v_p \leq (3100 - 15\text{FFS})$ ,  
 $S = \text{FFS}$

# Stima delle velocità di flusso libero

$$\mathbf{FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID}}$$

**FFS = velocità di flusso libero (km/h);**

**BFFS = velocità base di flusso libero, 110 km/h (autostrade urbane) or 120 km/h (autostrade extraurbane);**

**$f_{LW}$  = correzione per diversa larghezza della corsia [Exhibit 23-4] (km/h);**

**$f_{LC}$  = correzione per diversa larghezza della banchina in destra [Exhibit 23-5] (km/h);**

**$f_N$  = correzione per il numero di corsie [Exhibit 23-6] (km/h);**

**$f_{ID}$  = correzione per la presenza di svincoli [Exhibit 23-7] (km/h).**



# Correzioni per larghezze corsie

$f_{LW}$  = correzione per diversa larghezza della corsia [Exhibit 23-4] (km/h);

EXHIBIT 23-4. ADJUSTMENTS FOR LANE WIDTH

Lane Width (m)	Reduction in Free-Flow Speed, $f_{LW}$ (km/h)
3.6	0.0
3.5	1.0
3.4	2.1
3.3	3.1
3.2	5.6
3.1	8.1
3.0	10.6



# Correzioni per larghezze banchine

$f_{LC}$  = correzione per diversa larghezza della banchina in destra [Exhibit 23-5] (km/h);

EXHIBIT 23-5. ADJUSTMENTS FOR RIGHT-SHOULDER LATERAL CLEARANCE

Right-Shoulder Lateral Clearance (m)	Reduction in Free-Flow Speed, $f_{LC}$ (km/h)			
	Lanes in One Direction			
	2	3	4	$\geq 5$
$\geq 1.8$	0.0	0.0	0.0	0.0
1.5	1.0	0.7	0.3	0.2
1.2	1.9	1.3	0.7	0.4
0.9	2.9	1.9	1.0	0.6
0.6	3.9	2.6	1.3	0.8
0.3	4.8	3.2	1.6	1.1
0.0	5.8	3.9	1.9	1.3



# Correzioni per numero di corsie

$f_N$  = correzione per il numero di corsie [Exhibit 23-6] (km/h);

EXHIBIT 23-6. ADJUSTMENTS FOR NUMBER OF LANES

Number of Lanes (One Direction)	Reduction in Free-Flow Speed, $f_N$ (km/h)
$\geq 5$	0.0
4	2.4
3	4.8
2	7.3

Note: For all rural freeway segments,  $f_N$  is 0.0.

# Correzioni per numero svincoli

$f_{ID}$  = correzione per la presenza di svincoli [Exhibit 23-7] (km/h).

EXHIBIT 23-7. ADJUSTMENTS FOR INTERCHANGE DENSITY

Interchanges per Kilometer	Reduction in Free-Flow Speed, $f_{ID}$ (km/h)
≤ 0.3	0.0
0.4	1.1
0.5	2.1
0.6	3.9
0.7	5.0
0.8	6.0
0.9	8.1
1.0	9.2
1.1	10.2
1.2	12.1

# Flusso di servizio in condizioni reali

**Il Flusso di una strada in condizioni reali sarà:**

$$v = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p}$$

**$v$  = flusso orario di picco (valutato nei 15 min) [autovetture equivalenti/ora/corsia]**

**$V$  = flusso orario [Veicoli/ora], flusso della XXX ora di punta**

**PHF = fattore dell'ora di punta**

**$N$  = numero corsie;**

**$f_{HV}$  = coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli;**

**$f_p$  = coefficiente che tiene conto del tipo di utenti**

**In fase di progetto è possibile definire il numero di corsie necessarie per smaltire un determinato flusso orario con un certo livello di servizio**

$$N = \frac{V}{PHF \cdot v_i \cdot f_{HV} \cdot f_p}$$

# Coefficiente per il tipo di veicoli (1)

$$v = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p}$$

$f_{HV}$  = coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli;  $f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$

$P_T$ ,  $P_R$  rappresentano rispettivamente le percentuali dei veicoli pesanti e degli autobus o veicoli turistici sul traffico totale;

$E_T$ ,  $E_R$  numero di autovetture equivalenti rispettivamente a un veicolo pesante e un autobus.

La correzione che tiene conto dei veicoli lenti si può fare:

- per tratti estesi di autostrada (analisi globale);
- per livellette specifiche in salita (analisi specifica);
- per livellette specifiche in discesa (analisi specifica).

## Coefficiente per il tipo di veicoli (2)

$$v = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p}$$

$f_{HV}$  = coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli;  $f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$

### ANALISI GLOBALE (tratti estesi)

Come regola generale la valutazione estesa può essere fatta quando non sono presenti livellette con pendenza  $\geq 3\%$  lunghe più di 0,5 km, oppure quando non sono presenti livellette con pendenza  $< 3\%$  lunghe più di 1 km.

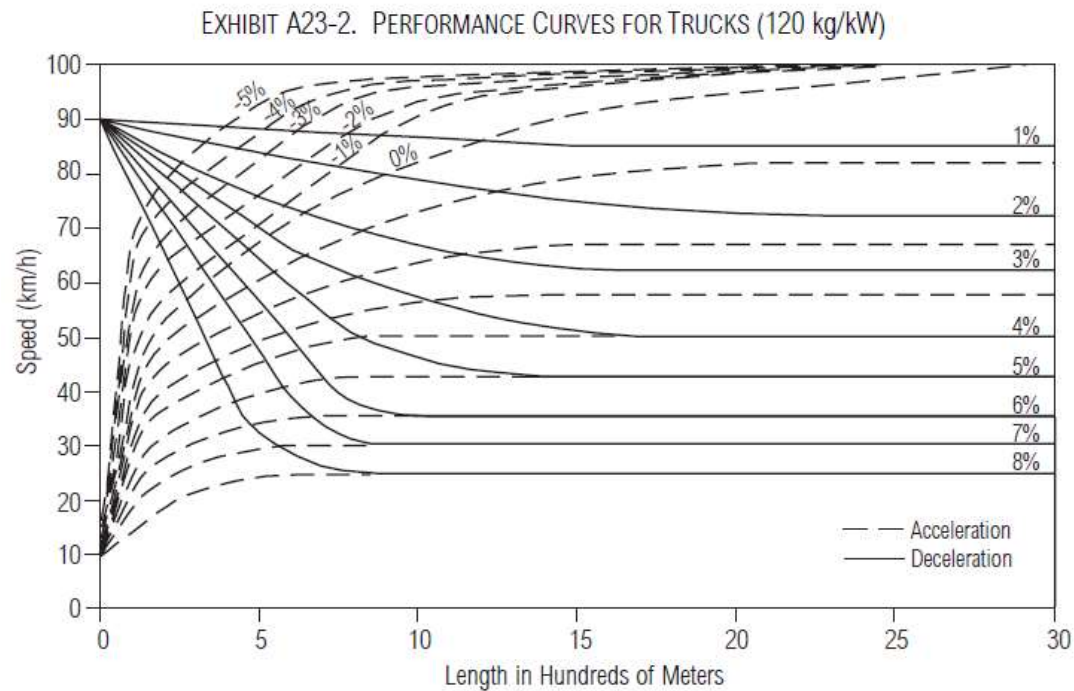
EXHIBIT 23-8. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS ON EXTENDED FREEWAY SEGMENTS

Factor	Type of Terrain		
	Level	Rolling	Mountainous
$E_T$ (trucks and buses)	1.5	2.5	4.5
$E_R$ (RVs)	1.2	2.0	4.0



## Coefficiente per il tipo di veicoli (3)

Nel caso di valutazioni di tipo globale, si considera il terreno pianeggiante (level), quando le combinazioni di andamento plano-altimetrico permettono ai veicoli pesanti di mantenere la stessa velocità dei veicoli leggeri (o non avere riduzioni di velocità considerevoli); questo tipo di terreno include livellette corte di non più del 2% di pendenza. Si considera il terreno collinare (rolling) quando le combinazioni di andamento plano-altimetrico causano ai veicoli pesanti una riduzione sostanziale delle velocità rispetto ai veicoli leggeri, ma che non causa una riduzione di velocità fino a quella di regime (velocità che un veicolo pesante può mantenere su una determinata pendenza quando questa è molto estesa). Si considera il terreno montagnoso (mountainous) quando le combinazioni di andamento plano-altimetrico causano ai veicoli pesanti una riduzione delle velocità a quella di regime (è molto difficile che questa ultima condizione non violi le regole per l'adozione delle valutazioni di tipo globale, quindi in genere questa tipologia di terreno è utilizzata nelle valutazioni estese solo a fini pianificatori quando non si conoscano ancora le pendenze delle livellette).



# Coefficiente per il tipo di veicoli (4)

EXHIBIT 23-9. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND BUSES ON UPGRADES

Upgrade (%)	Length (km)	$E_T$								
		Percentage of Trucks and Buses								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
< 2	All	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
≥ 2-3	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4-0.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.8-1.2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 1.2-1.6	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 1.6-2.4	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	> 2.4	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
> 3-4	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4-0.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	> 0.8-1.2	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	> 1.2-1.6	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 1.6-2.4	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
	> 2.4	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
> 4-5	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4-0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	> 0.8-1.2	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	> 1.2-1.6	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	> 1.6	5.0	4.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0
> 5-6	0.0-0.4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4-0.5	4.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	> 0.5-0.8	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	> 0.8-1.2	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	> 1.2-1.6	5.5	5.0	4.5	4.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	> 1.6	6.0	5.0	5.0	4.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
> 6	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 0.4-0.5	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	> 0.5-0.8	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	> 0.8-1.2	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0
	> 1.2-1.6	6.0	5.5	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5
	> 1.6	7.0	6.0	5.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	4.0

EXHIBIT 23-10. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR RVs ON UPGRADES

Upgrade (%)	Length (km)	$E_R$								
		Percentage of RVs								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
≤ 2	All	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
> 2-3	0.0-0.8	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	> 0.8	3.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2
> 3-4	0.0-0.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	> 0.4-0.8	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	> 0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
> 4-5	0.0-0.4	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	> 0.4-0.8	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	> 0.8	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
> 5	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5
	> 0.4-0.8	6.0	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0
	> 0.8	6.0	4.5	4.0	4.5	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0

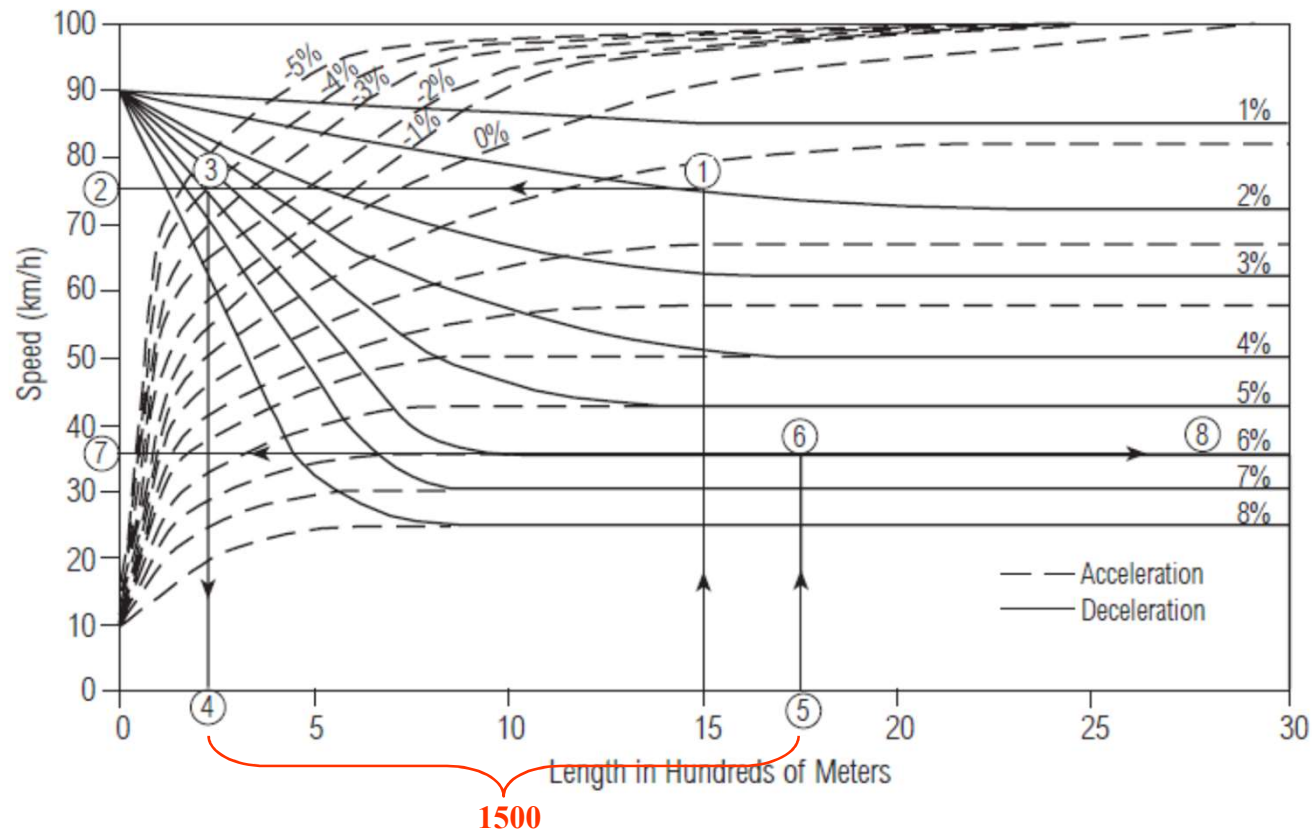
$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

**ANALISI SPECIFICA, salite.**

# Coefficiente per il tipo di veicoli (5)

Nel caso ci siano più livellette successive si può utilizzare una pendenza media se le singole livellette hanno una pendenza < del 4%, o la lunghezza complessiva è < di 1,2 km, altrimenti si utilizza la procedura del figura (esempio con due livelle di 1,5 km di pendenza 2% e 6%).

EXHIBIT A23-1. SAMPLE SOLUTION FOR COMPOSITE GRADE



# Coefficiente per il tipo di veicoli (6)

ANALISI SPECIFICA, discese.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

EXHIBIT 23-11. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND BUSES ON DOWNGRADES

Downgrade (%)	Length (km)	$E_T$			
		Percentage of Trucks			
		5	10	15	20
< 4	All	1.5	1.5	1.5	1.5
4-5	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
4-5	> 6.4	2.0	2.0	2.0	1.5
> 5-6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 5-6	> 6.4	5.5	4.0	4.0	3.0
> 6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 6	> 6.4	7.5	6.0	5.5	4.5

Per i veicoli turistici si utilizza  $E_R$  dei terreni pianeggianti delle analisi estese.

## Coefficiente per il tipo di utenti

$$v = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p}$$

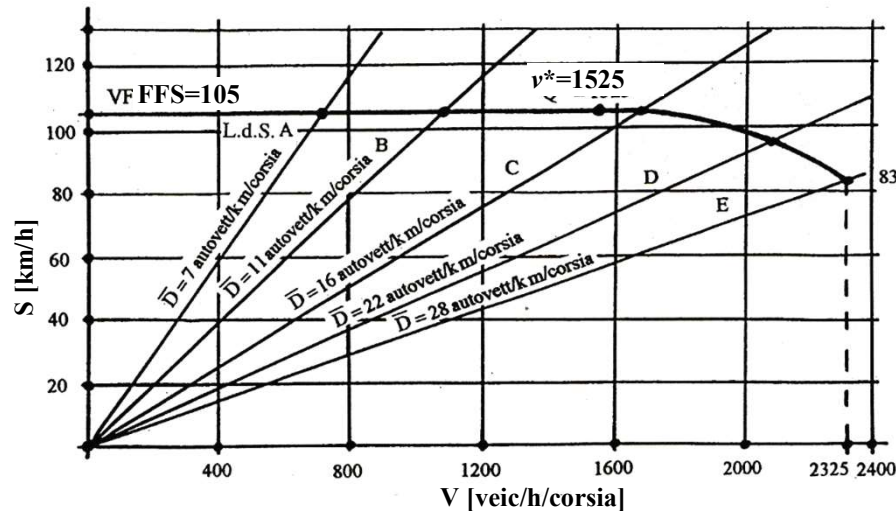
**$f_p$  = coefficiente che tiene conto del tipo di utenti variabile da 0,85 a 1,00 i valori più bassi si utilizzano in presenza di utenti non abituali.**

# Esempio di calcolo (1)

## ANALISI DEL LIVELLO DI SERVIZIO DI UNA STRADA ESISTENTE

Un'autostrada extraurbana a 4 corsie (2 per ogni senso di marcia) con una velocità base di flusso libero di 110 km/h deve smaltire un traffico orario, nell'ora di punta, in una direzione di 2200 v/h con 8 % di veicoli pesanti 2 % di veicoli turistici e un PHF di 0,90. Le corsie hanno una larghezza di 3,50 m, larghezza banchine 0,90 m ed il tracciato è di tipo collinare (rolling), gli utenti sono abituali. Valutare il livello di servizio della strada, ed i volumi compatibili con i LOS da A ad E; 0,4 svincoli /km

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} = 110 - 1 - 2,9 - 0 - 1,1 = 105 \text{ km/h}$$



$$v^* = 3100 - 15 \cdot FFS = 3100 - 15 \cdot 105 = 1525 \text{ Veic/h}$$

$$v_E = 1800 + 5 \cdot FFS = 1800 + 5 \cdot 105 = 2325 \text{ Veic/h}$$

$$S = FFS - \left[ \frac{23 \cdot FFS - 1800}{28} \cdot \left( \frac{v + 15 \cdot FFS - 3100}{20 \cdot FFS - 1300} \right)^{2,6} \right]$$

## Esempio di calcolo (2)

$$v = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p} = \frac{2200}{0,90 \cdot 2 \cdot 0,877 \cdot 1} = 1394 \quad [\text{autovetture / h / corsia}]$$

$$f_{HV} = \frac{1}{[1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)]} = \frac{1}{[1 + 0,08 \cdot (2,5 - 1) + 0,02 \cdot (2 - 1)]} = 0,877$$

$$D = v/S = 1394/105 = 13,3 \quad [\text{autovetture/km/corsia}]$$

Il livello di servizio è di tipo C

### PORTATE SERVIZIO

$$v_A = D \cdot S = 7 \cdot 105 = 735 \quad \text{autovetture/h/corsia}$$

$$v_B = D \cdot S = 11 \cdot 105 = 1155 \quad \text{autovetture/h/corsia}$$

$$v_C = D \cdot S = 16 \cdot 104,8 = 1677 \quad \text{autovetture/h/corsia}$$

$$v_D = D \cdot S = 22 \cdot 95 = 2090 \quad \text{autovetture/h/corsia}$$

$$v_E = D \cdot S = 28 \cdot 83 = 2325 \quad \text{autovetture/h/corsia}$$

### Volumi di Traffico

$$V_A = v_A \cdot PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p = 735 \cdot 0,90 \cdot 2 \cdot 0,877 \cdot 1 = 1160 \quad \text{veic/h}$$

$$V_B = v_B \cdot PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p = 1155 \cdot 0,90 \cdot 2 \cdot 0,877 \cdot 1 = 1825 \quad \text{veic/h}$$

$$V_C = v_C \cdot PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p = 1667 \cdot 0,90 \cdot 2 \cdot 0,877 \cdot 1 = 2650 \quad \text{veic/h}$$

$$V_D = v_D \cdot PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p = 2090 \cdot 0,90 \cdot 2 \cdot 0,877 \cdot 1 = 3300 \quad \text{veic/h}$$

$$V_E = v_E \cdot PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p = 2325 \cdot 0,90 \cdot 2 \cdot 0,877 \cdot 1 = 3670 \quad \text{veic/h}$$



## Esempio di calcolo (3)

### PROGETTO DI UNA SEZIONE STRADALE

Un'autostrada suburbana su terreno pianeggiante deve essere progettata per almeno un LOS "D". Il volume orario di traffico per cui l'autostrada deve essere progettata è 4000 veic/h per direzione, con 15 % di veicoli pesanti, 3 % di veicoli ricreativi e un PHF di 0,85, gli utenti sono di tipo abituale, 0,9 svincoli/km, corsie da 3,75 m banchine da 2,50 m. Quante corsie sono necessarie per una velocità di flusso libero in condizioni ideali di 120 km/h ?

$$f_{HV} = \frac{1}{[1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)]} = \frac{1}{[1 + 0,15 \cdot (1,5 - 1) + 0,03 \cdot (1,2 - 1)]} = 0,925$$

$$v(N=2) = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p} = \frac{4000}{0,85 \cdot 2 \cdot 0,925 \cdot 1} = 2544 \text{ autovet. / h / corsia}$$

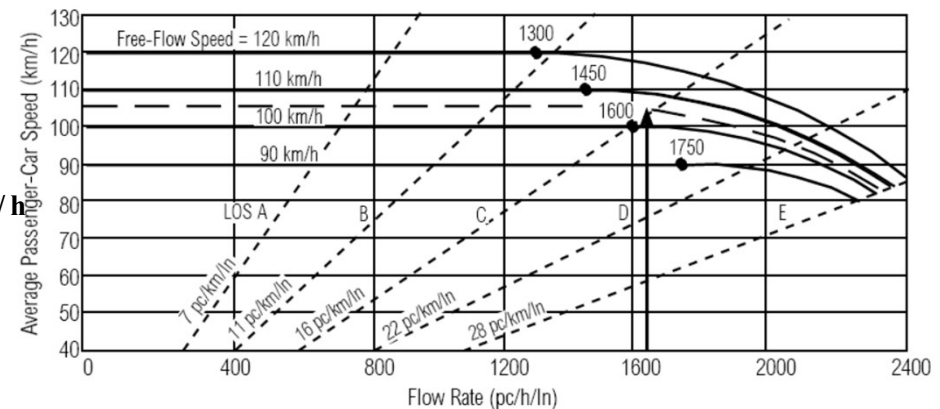
$$v(N=3) = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p} = \frac{4000}{0,85 \cdot 3 \cdot 0,925 \cdot 1} = 1696 \text{ autovet. / h / corsia}$$

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} = 120 - 0 - 0 - 4,8 - 8,1 = 107,1 \text{ km/h}$$

$$\frac{v}{D} = S = FFS - \left[ \frac{23 \cdot FFS - 1800}{28} \cdot \left( \frac{v + 15 \cdot FFS - 3100}{20 \cdot FFS - 1300} \right)^{2,6} \right] = 106,5 \text{ km/h}$$

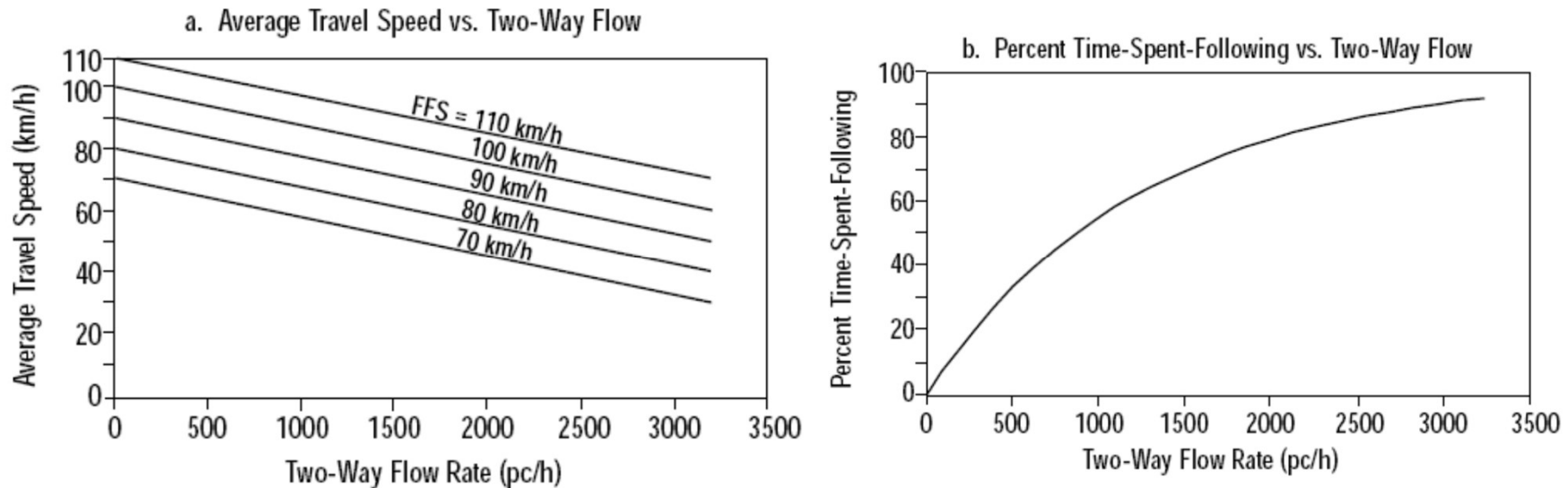
$$D = v/S = 1696/106,5 = 15,9 \text{ autov. equ./h/corsia}$$

LOS "C"



# LOS per strade bidirezionali a due corsie (1)

In questo tipo di strade i flussi nelle due direzioni si influenzano per cui si introduce il concetto di percentuale di tempo perso in coda dai veicoli per l'impossibilità del sorpasso; tale tempo, assieme alla velocità, definisce il Livello di Servizio (LOS) della strada.

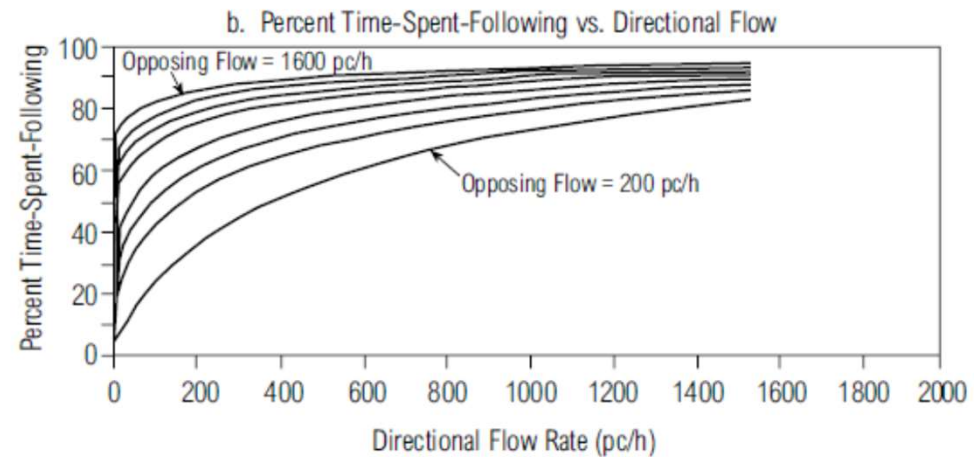
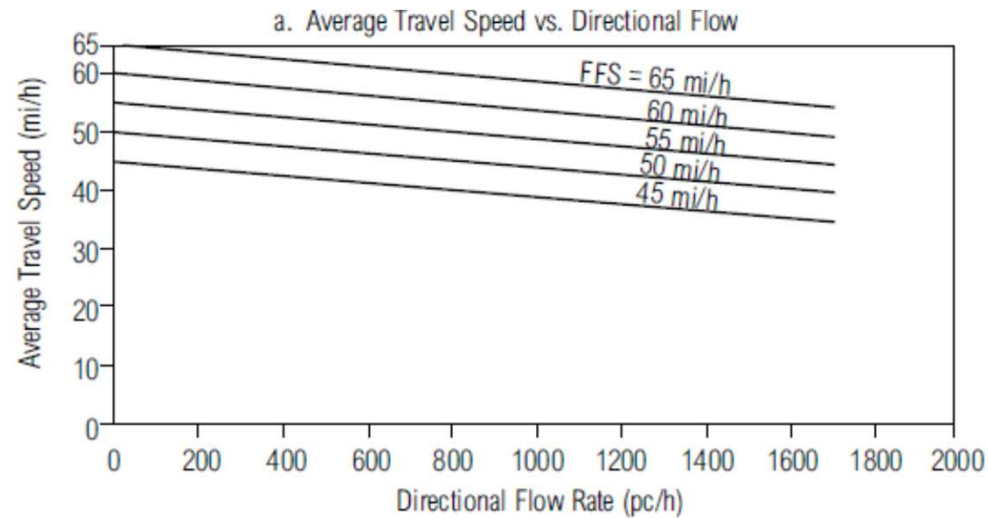


L'HCM considera due classi di strade assimilabili a quelle italiane "C" (classe I) e "F" (Classe II).

Le condizioni base prevedono: larghezza corsie 3,6 m, larghezza banchine 1,8 m, sorpasso consentito lungo tutto il tracciato, solo autovetture, terreno pianeggiante, assenza di accessi, flusso ripartito al 50 % sulle due direzioni di marcia.

# LOS per strade bidirezionali a due corsie (2)

La valutazione si può fare anche per singole direzioni.



# LOS per strade bidirezionali a due corsie (3)

La valutazione dei LOS, per le strade bidirezionali a carreggiata unica, può essere fatta:

- globalmente per le due direzioni, e per tratti estesi ( $\geq 3$  km), che possono essere presenti in terreni pianeggianti (level) o collinari (rolling), quando la sezione stradale, il flusso e la tipologia di veicoli sono relativamente costanti;
- per singola direzione e per tratti estesi, quando la sezione stradale, il flusso e la tipologia di veicoli sono relativamente costanti;
- per singola direzione e tratto specifico in salita;
- per singola direzione e tratto specifico in discesa;
- per singola direzione e tratto specifico in discesa forte.

In terreni montagnosi (mountainous), o con livellette di pendenza  $\geq 3$  % per lunghezze  $\geq 1$  km, o ancora in presenza di corsie supplementari di sorpasso, si deve fare la valutazione in maniera direzionale e specifica.

I terreni pianeggianti sono da considerarsi quelli con pendenze inferiori al 2%, dove i veicoli pesanti possono mantenere approssimativamente la stessa velocità delle autovetture. I terreni collinari sono quelli quando le combinazioni di andamento plano-altimetrico causano ai veicoli pesanti una riduzione sostanziale delle velocità rispetto ai veicoli leggeri, ma che non causa una riduzione di velocità fino a quella di regime; in genere questo succede per livellette corte con pendenza inferiore al 4%.

La capacità di una strada bidirezionale a carreggiata unica con una corsia per senso di marcia è di 3.200 autovetture equivalenti/ora, solamente per tratti di modesta lunghezza, come ponti o gallerie, la capacità può arrivare a 3.400 autovetture equivalenti/ora; mentre la capacità di una singola corsia di queste strade è di 1.700 autovetture equivalenti/ora.

# LOS per strade bidirezionali a due corsie (4)

EXHIBIT 20-2. LOS CRITERIA FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS I

LOS	Percent Time-Spent-Following	Average Travel Speed (km/h)
A	≤ 35	> 90
B	> 35–50	> 80–90
C	> 50–65	> 70–80
D	> 65–80	> 60–70
E	> 80	≤ 60

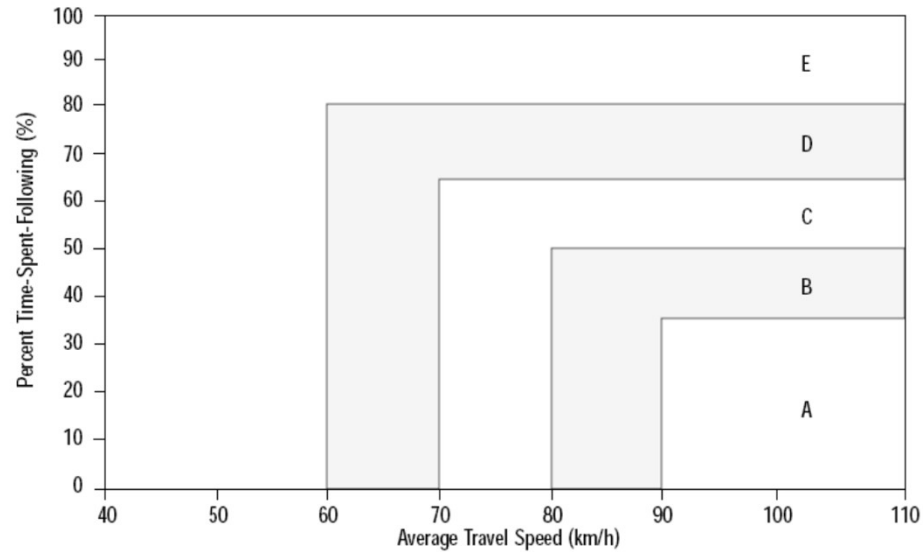
Note:  
LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

EXHIBIT 20-4. LOS CRITERIA FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS II

LOS	Percent Time-Spent-Following
A	≤ 40
B	> 40–55
C	> 55–70
D	> 70–85
E	> 85

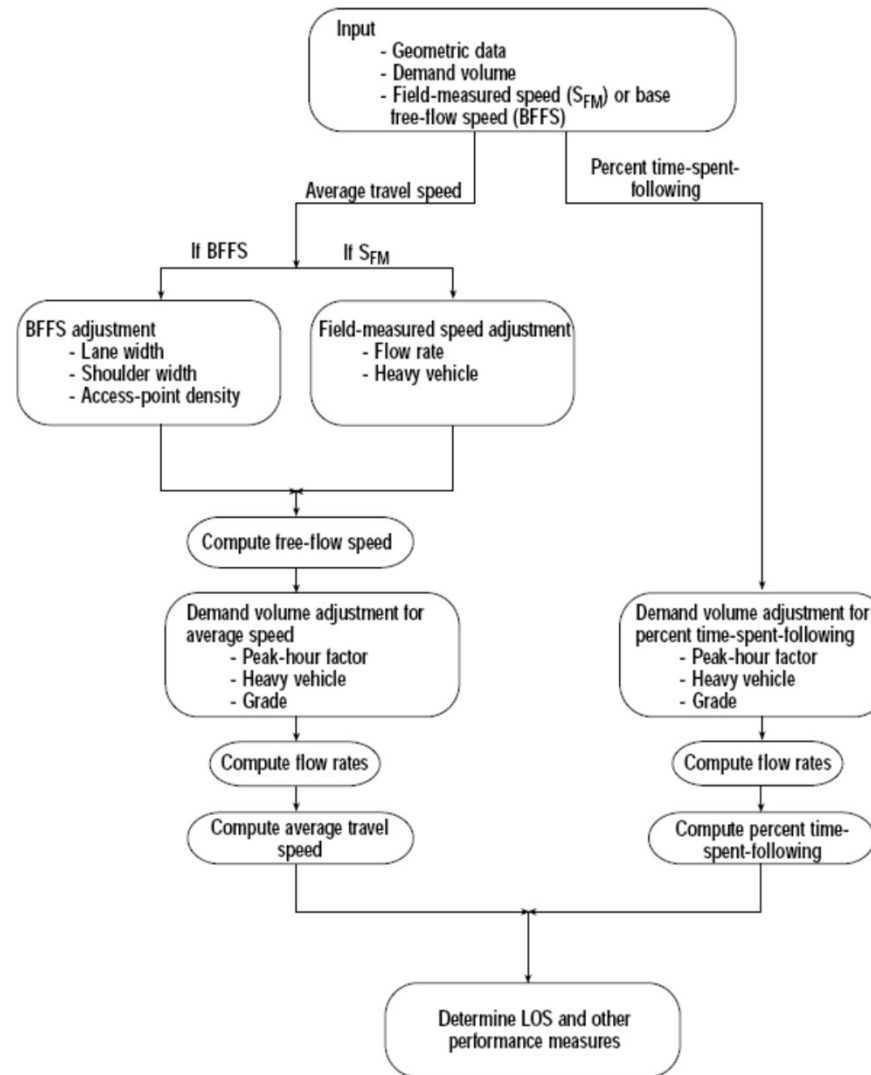
Note:  
LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

EXHIBIT 20-3. LOS CRITERIA (GRAPHICAL) FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS I



# LOS per strade bidirezionali a due corsie (5)

EXHIBIT 20-1. TWO-LANE HIGHWAY METHODOLOGY



# Stima della velocità flusso libero (1)

## MISURE DI CAMPO

$$\text{FFS} = S_{\text{FM}} \text{ [km/h] se } V_{\text{F}} \leq 200 \text{ [autovetture/ora]}$$

$$\text{FFS} = S_{\text{FM}} + 0,0125 \cdot (V_{\text{F}} / f_{\text{HV}}) \text{ [km/h] se } V_{\text{F}} / f_{\text{HV}} > 200 \text{ [autovet./ora]}$$

FFS = velocità di flusso libero (km/h),  $S_{\text{MF}}$  velocità media misurata,  $V_{\text{F}}$  Flusso misurato [veic/ora],  $f_{\text{HV}}$  correzione per la presenza di veicoli pesanti (Exhibit 20-9).

$$f_{\text{HV}} = \frac{1}{1 + P_{\text{T}} \cdot (E_{\text{T}} - 1) + P_{\text{R}} \cdot (E_{\text{R}} - 1)}$$

## STIME TEORICHE

$$\text{FFS} = \text{BFFS} - f_{\text{LS}} - f_{\text{A}}$$

FFS = velocità di flusso libero (km/h);

BFFS = velocità base di flusso libero, desunta come media ponderata delle velocità dei tratti, valutata dal diagrama delle velocità, in alternativa viene fissata dal progettista;

$f_{\text{LS}}$  = correzione per diversa larghezza della corsia e banchina (Exhibit 20-5) [km/h];

$f_{\text{A}}$  = correzione per presenza di accessi (Exhibit 20-6) [km/h];



# Stima della velocità flusso libero (2)

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$$

$f_{LS}$  = correzione per diversa larghezza della corsia e banchina (Exhibit 20-5) [km/h];

$f_A$  = correzione per presenza di accessi (Exhibit 20-6) [km/h];

EXHIBIT 20-5. ADJUSTMENT ( $f_{LS}$ ) FOR LANE WIDTH AND SHOULDER WIDTH

Lane Width (m)	Reduction in FFS (km/h)			
	Shoulder Width (m)			
	$\geq 0.0 < 0.6$	$\geq 0.6 < 1.2$	$\geq 1.2 < 1.8$	$\geq 1.8$
2.7 < 3.0	10.3	7.7	5.6	3.5
$\geq 3.0 < 3.3$	8.5	5.9	3.8	1.7
$\geq 3.3 < 3.6$	7.5	4.9	2.8	0.7
$\geq 3.6$	6.8	4.2	2.1	0.0

EXHIBIT 20-6. ADJUSTMENT ( $f_A$ ) FOR ACCESS-POINT DENSITY

Access Points per km	Reduction in FFS (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
$\geq 24$	16.0

# Calcolo del flusso di servizio

**Il Flusso di una strada in condizioni reali sarà:**

$$v_p = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

**$v_p$  = flusso orario di picco (valutato nei 15 min), [autovetture/h]**

**$V$  = flusso orario reale di progetto [veic./h], XXX ora di punta o simile**

**PHF = fattore dell'ora di punta**

**$f_G$  = coefficiente che tiene conto delle tipo di ambiente (pianeggiante, collinare, ecc.);**

**$f_{HV}$  = coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli**

# Coefficiente per il tipo di ambiente (1)

$$v_p = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

EXHIBIT 20-7. GRADE ADJUSTMENT FACTOR ( $f_G$ ) TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0–600	0–300	1.00	0.71
> 600–1200	> 300–600	1.00	0.93
> 1200	> 600	1.00	0.99

EXHIBIT 20-8. GRADE ADJUSTMENT FACTOR ( $f_G$ ) TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0–600	0–300	1.00	0.77
> 600–1200	> 300–600	1.00	0.94
> 1200	> 600	1.00	1.00

# Coefficiente per il tipo di veicoli (1)

$$v_p = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$$f_{HV} = \text{coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli; } f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

$P_T$ ,  $P_R$  rappresentano rispettivamente le percentuali dei veicoli pesanti e degli autobus o veicoli turistici sul traffico totale;

$E_T$ ,  $E_R$  numero di autovetture equivalenti rispettivamente a un veicolo pesante e un autobus.

EXHIBIT 20-9. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.7	2.5
	> 600-1,200	> 300-600	1.2	1.9
	> 1,200	> 600	1.1	1.5
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.1
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.1
	> 1,200	> 600	1.0	1.1

## Coefficiente per il tipo di veicoli (2)

$$v_p = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$f_{HV}$  = coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli;  $f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$

$P_T$ ,  $P_R$  rappresentano rispettivamente le percentuali dei veicoli pesanti e degli autobus o veicoli turistici sul traffico totale;

$E_T$ ,  $E_R$  numero di autovetture equivalenti rispettivamente a un veicolo pesante e un autobus.

EXHIBIT 20-10. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.1	1.8
	> 600-1,200	> 300-600	1.1	1.5
	> 1,200	> 600	1.0	1.0
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.0
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.0
	> 1,200	> 600	1.0	1.0

# Determinazione della velocità media

$$ATS = FFS - 0,0125 * v_p - f_{np} \quad [\text{km/h}]$$

ATS = (Average Travel Speed) velocità media per entrambi i sensi (km/h);

FFS = velocità di flusso libero (km/h);

$v_p$  = flusso di servizio calcolato [autov./h];

$f_{np}$  = correzione per presenza di zone con sorpasso impedito [Exhibit 20-11] (km/h);

EXHIBIT 20-11. ADJUSTMENT ( $f_{np}$ ) FOR EFFECT OF NO-PASSING ZONES ON AVERAGE TRAVEL SPEED ON TWO-WAY SEGMENTS

Two-Way Demand Flow Rate, $v_p$ (pc/h)	Reduction in Average Travel Speed (km/h)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.0	1.0	2.3	3.8	4.2	5.6
400	0.0	2.7	4.3	5.7	6.3	7.3
600	0.0	2.5	3.8	4.9	5.5	6.2
800	0.0	2.2	3.1	3.9	4.3	4.9
1000	0.0	1.8	2.5	3.2	3.6	4.2
1200	0.0	1.3	2.0	2.6	3.0	3.4
1400	0.0	0.9	1.4	1.9	2.3	2.7
1600	0.0	0.9	1.3	1.7	2.1	2.4
1800	0.0	0.8	1.1	1.6	1.8	2.1
2000	0.0	0.8	1.0	1.4	1.6	1.8
2200	0.0	0.8	1.0	1.4	1.5	1.7
2400	0.0	0.8	1.0	1.3	1.5	1.7
2600	0.0	0.8	1.0	1.3	1.4	1.6
2800	0.0	0.8	1.0	1.2	1.3	1.4
3000	0.0	0.8	0.9	1.1	1.1	1.3
3200	0.0	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1

# Determinazione della % di tempo perso

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np}$$

**PTSF = (Percent Time Spent Following) percentuale di tempo perso (%), tiene conto delle zone con sorpasso impedito e della distribuzione dei flussi nelle due direzioni;**

**BPTS = percentuale base di tempo perso (%);**

**$f_{d/np}$  = correzione per presenza di zone con sorpasso impedito [Exhibit 20-12] (km/h);**

$$BPTSF = 100 \cdot \left(1 - e^{-0,000879 \cdot v_p}\right)$$

**$v_p$  = flusso di servizio calcolato [autov./h];**

EXHIBIT 20-12. ADJUSTMENT ( $f_{d/np}$ ) FOR COMBINED EFFECT OF DIRECTIONAL DISTRIBUTION OF TRAFFIC AND PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES ON PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY SEGMENTS

Two-Way Flow Rate, $v_p$ (pc/h)	Increase in Percent Time-Spent-Following (%)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
Directional Split = 50/50						
≤ 200	0.0	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
400	0.0	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
600	0.0	11.2	16.0	18.7	19.7	20.5
800	0.0	9.0	12.3	14.1	14.5	15.4
1400	0.0	3.6	5.5	6.7	7.3	7.9
2000	0.0	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
2600	0.0	1.1	1.6	2.0	2.3	2.4
≥ 3200	0.0	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
Directional Split = 60/40						
≤ 200	1.6	11.8	17.2	22.5	23.1	23.7
400	0.5	11.7	16.2	20.7	21.5	22.2
600	0.0	11.5	15.2	18.9	19.8	20.7
800	0.0	7.6	10.3	13.0	13.7	14.4
1400	0.0	3.7	5.4	7.1	7.6	8.1
2000	0.0	2.3	3.4	3.6	4.0	4.3
≥ 2600	0.0	0.9	1.4	1.9	2.1	2.2
Directional Split = 70/30						
≤ 200	2.8	13.4	19.1	24.8	25.2	25.5
400	1.1	12.5	17.3	22.0	22.6	23.2
600	0.0	11.6	15.4	19.1	20.0	20.9
800	0.0	7.7	10.5	13.3	14.0	14.6
1400	0.0	3.8	5.6	7.4	7.9	8.3
≥ 2000	0.0	1.4	4.9	3.5	3.9	4.2
Directional Split = 80/20						
≤ 200	5.1	17.5	24.3	31.0	31.3	31.6
400	2.5	15.8	21.5	27.1	27.6	28.0
600	0.0	14.0	18.6	23.2	23.9	24.5
800	0.0	9.3	12.7	16.0	16.5	17.0
1400	0.0	4.6	6.7	8.7	9.1	9.5
≥ 2000	0.0	2.4	3.4	4.5	4.7	4.9
Directional Split = 90/10						
≤ 200	5.6	21.6	29.4	37.2	37.4	37.6
400	2.4	19.0	25.6	32.2	32.5	32.8
600	0.0	16.3	21.8	27.2	27.6	28.0
800	0.0	10.9	14.8	18.6	19.0	19.4
≥ 1400	0.0	5.5	7.8	10.0	10.4	10.7



# Esempio di calcolo (1)

**Determinare il LOS per una strada extraurbana di tipo C1 (Corsie 3,75 m banchine 1,75 m) con:**

**BFBS = 95 km/h, terreno ondulato, 60 % di zone in cui non è consentito il sorpasso, frequenza accessi 3/km.**

**V = 1200 veic./h; PHF = 0,88; Distribuzione traffico nei due sensi 60 % e 40 %, 6 % di veicoli pesanti, 2 % veicoli ricreativi;**

$$\mathbf{FFS = BFBS - f_{LS} - f_A = 95 - 2,1 - 2,0 = 90,9 \text{ km/h}}$$

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}} = \frac{1200}{0,88 \cdot 0,99 \cdot 0,969} = 1421 \text{ [autov./h]} \quad f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0,06 \cdot (1,5 - 1) + 0,02 \cdot (1,1 - 1)} = 0,969$$

$$\mathbf{ATS = FFS - 0,0125 * v_p - f_{np} = 90,9 - 0,0125 * 1421 - 1,88 = 71,3}$$

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}} = \frac{1200}{0,88 \cdot 1 \cdot 1} = 1364 \text{ [autov./h]} \quad f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0,06 \cdot (1,0 - 1) + 0,02 \cdot (1,0 - 1)} = 1$$

$$\mathbf{BPTSF = 100 \cdot (1 - e^{-0,000879 \cdot v}) = 100 \cdot (1 - e^{-0,000879 \cdot 1364}) = 70\%}$$

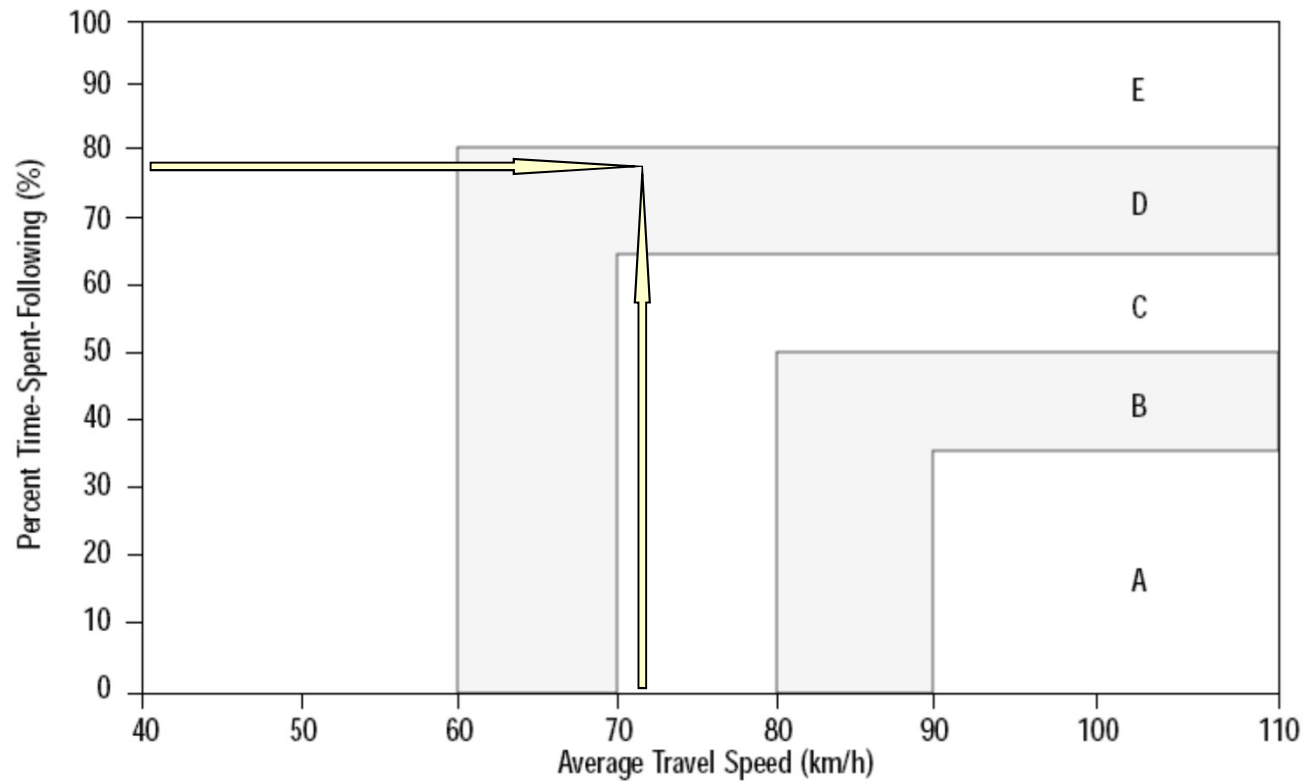
$$\mathbf{PTSF = BPTSF + f_{d/np} = 70 + 7,5 = 77,5\%}$$

## Esempio di calcolo (2)

**ATS = 71,3 km/h**

**PTSF = 77,5 %**

EXHIBIT 20-3. LOS CRITERIA (GRAPHICAL) FOR TWO-LANE HIGHWAYS IN CLASS I



**LOS = D**

# Analisi Direzionale, FSS

## MISURE DI CAMPO

$$\text{FFS}_d = S_{\text{FM},d} \text{ [km/h] se } V_F \leq 200 \text{ [autovetture/ora]}$$

$$\text{FFS}_d = S_{\text{FM},d} + 0,0125*(V_F/f_{\text{HV}}) \text{ [km/h] se } V_F / f_{\text{HV}} > 200 \text{ [autovet./ora]}$$

$\text{FFS}_d$  = velocità di flusso libero (km/h) nella direzione analizzata,  $S_{\text{MF},d}$  velocità media misurata nella direzione analizzata,  $V_F$  Flusso misurato [veic/ora] per entrambe le direzioni,  $f_{\text{HV}}$  correzione per la presenza di veicoli pesanti (Exhibit 20-9).

## STIME TEORICHE

$$\text{FFS}_d = \text{BFFS}_d - f_{\text{LS}} - f_{\text{A}}$$

$\text{FFS}_d$  = velocità di flusso libero, nella direzione analizzata (km/h);

$\text{BFFS}_d$  = velocità base di flusso libero nella direzione analizzata, desunta come media ponderata delle velocità dei tratti, valutata dal diagrama delle velocità, in alternativa viene fissata dal progettista;

$f_{\text{LS}}$  = correzione per diversa larghezza della corsia e banchina (Exhibit 20-5) [km/h];

$f_{\text{A}}$  = correzione per presenza di accessi (Exhibit 20-6) [km/h];

# Analisi Direzionali, $v$

$$v_d = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$$v_o = \frac{V_o}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$v_d$  = flusso orario di picco (valutato nei 15 min) nella direzione analizzata, [autovetture/h]

$v_o$  = flusso orario di picco (valutato nei 15 min) nella direzione opposta, [autovetture/h]

$V$  = flusso orario reale di progetto nella direzione analizzata [veic./h]

$V_o$  = flusso orario reale di progetto nella direzione opposta [veic./h]

PHF = fattore dell'ora di punta

$f_G$  = coefficiente che tiene conto delle tipo di ambiente (pianeggiante, collinare, ecc.);

$f_{HV}$  = coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli

# Analisi Direzionale Estesa, $f_G$

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

EXHIBIT 20-7. GRADE ADJUSTMENT FACTOR ( $f_G$ ) TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0–600	0–300	1.00	0.71
> 600–1200	> 300–600	1.00	0.93
> 1200	> 600	1.00	0.99

EXHIBIT 20-8. GRADE ADJUSTMENT FACTOR ( $f_G$ ) TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0–600	0–300	1.00	0.77
> 600–1200	> 300–600	1.00	0.94
> 1200	> 600	1.00	1.00

# Analisi Direzionale specifica, salite, $f_G$

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

**In terreni pianeggianti e collinari, su salite con pendenze  $\geq 3\%$  e lunghezze  $\geq 0,4$  km ma  $< 1$  km si può fare un'analisi specifica, mentre se la lunghezza è  $\geq 1$  km si è obbligati a fare un'analisi specifica. Per terreni montagnosi si utilizza sempre l'analisi specifica.**

EXHIBIT 20-13. GRADE ADJUSTMENT FACTOR ( $f_G$ ) FOR ESTIMATING AVERAGE TRAVEL SPEED ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Grade Adjustment Factor, $f_G$		
		Range of Directional Flow Rates $v_d$ (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
$\geq 3.0 < 3.5$	0.4	0.81	1.00	1.00
	0.8	0.79	1.00	1.00
	1.2	0.77	1.00	1.00
	1.6	0.76	1.00	1.00
	2.4	0.75	0.99	1.00
	3.2	0.75	0.97	1.00
	4.8	0.75	0.95	0.97
	$\geq 6.4$	0.75	0.94	0.95
$\geq 3.5 < 4.5$	0.4	0.79	1.00	1.00
	0.8	0.76	1.00	1.00
	1.2	0.72	1.00	1.00
	1.6	0.69	0.93	1.00
	2.4	0.68	0.92	1.00
	3.2	0.66	0.91	1.00
	4.8	0.65	0.91	0.96
	$\geq 6.4$	0.65	0.90	0.96
$\geq 4.5 < 5.5$	0.4	0.75	1.00	1.00
	0.8	0.65	0.93	1.00
	1.2	0.60	0.89	1.00
	1.6	0.59	0.89	1.00
	2.4	0.57	0.86	0.99
	3.2	0.56	0.85	0.98
	4.8	0.56	0.84	0.97
	$\geq 6.4$	0.55	0.82	0.93
$\geq 5.5 < 6.5$	0.4	0.63	0.91	1.00
	0.8	0.57	0.85	0.99
	1.2	0.52	0.83	0.97
	1.6	0.51	0.79	0.97
	2.4	0.49	0.78	0.95
	3.2	0.48	0.78	0.94
	4.8	0.46	0.76	0.93
	$\geq 6.4$	0.45	0.76	0.93
$\geq 6.5$	0.4	0.59	0.86	0.98
	0.8	0.48	0.76	0.94
	1.2	0.44	0.74	0.91
	1.6	0.41	0.70	0.91
	2.4	0.40	0.67	0.91
	3.2	0.39	0.67	0.89
	4.8	0.39	0.66	0.88
	$\geq 6.4$	0.38	0.66	0.87

EXHIBIT 20-14. GRADE ADJUSTMENT FACTOR ( $f_G$ ) FOR ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Grade Adjustment Factor, $f_G$		
		Range of Directional Flow Rates $v_d$ (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
$\geq 3.0 < 3.5$	0.4	1.00	0.92	0.92
	0.8	1.00	0.93	0.93
	1.2	1.00	0.93	0.93
	1.6	1.00	0.93	0.93
	2.4	1.00	0.94	0.94
	3.2	1.00	0.95	0.95
	4.8	1.00	0.97	0.96
	$\geq 6.4$	1.00	1.00	0.97
$\geq 3.5 < 4.5$	0.4	1.00	0.94	0.92
	0.8	1.00	0.97	0.96
	1.2	1.00	0.97	0.96
	1.6	1.00	0.97	0.97
	2.4	1.00	0.97	0.97
	3.2	1.00	0.98	0.98
	4.8	1.00	1.00	1.00
	$\geq 6.4$	1.00	1.00	1.00
$\geq 4.5 < 5.5$	0.4	1.00	1.00	0.97
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	$\geq 6.4$	1.00	1.00	1.00
$\geq 5.5 < 6.5$	0.4	1.00	1.00	1.00
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	$\geq 6.4$	1.00	1.00	1.00
$\geq 6.5$	0.4	1.00	1.00	1.00
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	$\geq 6.4$	1.00	1.00	1.00

# Analisi Direzionale Estesa, $f_{HV}$ (1)

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$$f_{HV} = \text{coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli; } f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

$P_T$ ,  $P_R$  rappresentano rispettivamente le percentuali dei veicoli pesanti e degli autobus o veicoli turistici sul traffico totale;

$E_T$ ,  $E_R$  numero di autovetture equivalenti rispettivamente a un veicolo pesante e un autobus.

EXHIBIT 20-9. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.7	2.5
	> 600-1,200	> 300-600	1.2	1.9
	> 1,200	> 600	1.1	1.5
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.1
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.1
	> 1,200	> 600	1.0	1.1



## Analisi Direzionale Estesa, $f_{HV}$ (2)

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$f_{HV}$  = coefficiente che tiene conto del tipo di veicoli;  $f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$

$P_T$ ,  $P_R$  rappresentano rispettivamente le percentuali dei veicoli pesanti e degli autobus o veicoli turistici sul traffico totale;

$E_T$ ,  $E_R$  numero di autovetture equivalenti rispettivamente a un veicolo pesante e un autobus.

EXHIBIT 20-10. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.1	1.8
	> 600-1,200	> 300-600	1.1	1.5
	> 1,200	> 600	1.0	1.0
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.0
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.0
	> 1,200	> 600	1.0	1.0

# Analisi Direzionale Specifica salite, $f_{HV}$ (1)

$$V = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

EXHIBIT 20-15. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS FOR ESTIMATING AVERAGE SPEED ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for Trucks, $E_T$		
		Range of Directional Flow Rates, $v_d$ (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.4	2.5	1.9	1.5
	0.8	3.5	2.8	2.3
	1.2	4.5	3.9	2.9
	1.6	5.1	4.6	3.5
	2.4	6.1	5.5	4.1
	3.2	7.1	5.9	4.7
	4.8	8.2	6.7	5.3
	≥ 6.4	9.1	7.5	5.7
≥ 3.5 < 4.5	0.4	3.6	2.4	1.9
	0.8	5.4	4.6	3.4
	1.2	6.4	6.6	4.6
	1.6	7.7	6.9	5.9
	2.4	9.4	8.3	7.1
	3.2	10.2	9.6	8.1
	4.8	11.3	11.0	8.9
	≥ 6.4	12.3	11.9	9.7
≥ 4.5 < 5.5	0.4	4.2	3.7	2.6
	0.8	6.0	6.0	5.1
	1.2	7.5	7.5	7.5
	1.6	9.2	9.0	8.9
	2.4	10.6	10.5	10.3
	3.2	11.8	11.7	11.3
	4.8	13.7	13.5	12.4
	≥ 6.4	15.3	15.0	12.5
≥ 5.5 < 6.5	0.4	4.7	4.1	3.5
	0.8	7.2	7.2	7.2
	1.2	9.1	9.1	9.1
	1.6	10.3	10.3	10.2
	2.4	11.9	11.8	11.7
	3.2	12.8	12.7	12.6
	4.8	14.4	14.3	14.2
	≥ 6.4	15.4	15.2	15.0
≥ 6.5	0.4	5.1	4.8	4.6
	0.8	7.8	7.8	7.8
	1.2	9.8	9.8	9.8
	1.6	10.4	10.4	10.3
	2.4	12.0	11.9	11.8
	3.2	12.9	12.8	12.7
	4.8	14.5	14.4	14.3
	≥ 6.4	15.4	15.3	15.2

EXHIBIT 20-16. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs FOR ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for Trucks, $E_T$			RVs, $E_R$
		Range of Directional Flow Rates, $v_d$ (pc/h)			
		0-300	> 300-600	> 600	
≥ 3.0 < 3.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	4.8	1.4	1.0	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.5	1.0	1.0	1.0
≥ 3.5 < 4.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0	1.0
	4.8	1.7	1.1	1.2	1.0
	≥ 6.4	2.0	1.5	1.4	1.0
≥ 4.5 < 5.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.2	1.2	1.0
	3.2	1.6	1.3	1.5	1.0
	4.8	2.3	1.9	1.7	1.0
	≥ 6.4	3.3	2.1	1.8	1.0
≥ 5.5 < 6.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.2	1.2	1.0
	2.4	1.5	1.6	1.6	1.0
	3.2	1.9	1.9	1.8	1.0
	4.8	3.3	2.5	2.0	1.0
	≥ 6.4	4.3	3.1	2.0	1.0
≥ 6.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.3	1.0
	1.6	1.3	1.4	1.6	1.0
	2.4	2.1	2.0	2.0	1.0
	3.2	2.8	2.5	2.1	1.0
	4.8	4.0	3.1	2.2	1.0
	≥ 6.4	4.8	3.5	2.3	1.0

# Analisi Direzionale Specifica salite, $f_{HV}$ (2)

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

EXHIBIT 20-17. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR RVs FOR ESTIMATING AVERAGE TRAVEL SPEED ON SPECIFIC UPGRADES

Grade (%)	Length of Grade (km)	Passenger-Car Equivalent for RVs, $E_R$		
		Range of Directional Flow Rates, $v_p$ (pc/h)		
		0-300	> 300-600	> 600
≥ 3.0 < 3.5	0.4	1.1	1.0	1.0
	0.8	1.2	1.0	1.0
	1.2	1.2	1.0	1.0
	1.6	1.3	1.0	1.0
	2.4	1.4	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.5	1.0	1.0
≥ 3.5 < 4.5	0.4	1.3	1.0	1.0
	0.8	1.3	1.0	1.0
	1.2	1.3	1.0	1.0
	1.6	1.4	1.0	1.0
	2.4	1.4	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.4	1.0	1.0
≥ 4.5 < 5.5	0.4	1.5	1.0	1.0
	0.8	1.5	1.0	1.0
	1.2	1.5	1.0	1.0
	1.6	1.5	1.0	1.0
	2.4	1.5	1.0	1.0
	3.2	1.5	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.6	1.0	1.0
≥ 5.5 < 6.5	0.4	1.5	1.0	1.0
	0.8	1.5	1.0	1.0
	1.2	1.5	1.0	1.0
	1.6	1.6	1.0	1.0
	2.4	1.6	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.6	1.2	1.0
≥ 6.5	0.4	1.6	1.0	1.0
	0.8	1.6	1.0	1.0
	1.2	1.6	1.0	1.0
	1.6	1.6	1.0	1.0
	2.4	1.6	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.0	1.0
	≥ 6.4	1.6	1.3	1.3
	≥ 6.4	1.6	1.5	1.4

# Analisi Direzionale Specifica discese

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}} \quad f_G = 1 \quad f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

In terreni pianeggianti o collinari le discese con pendenze  $\geq 3\%$  e lunghezze  $\geq 1$  km si è obbligati a fare un'analisi specifica. Per terreni montagnosi si utilizza sempre l'analisi specifica. Per il calcolo di  $E_T$  ed  $E_R$  si utilizzano le tabelle per le valutazioni estese, e si utilizzano sempre i valori per il terreno "level"

EXHIBIT 20-9. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs TO DETERMINE SPEEDS ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.7	2.5
	> 600-1,200	> 300-600	1.2	1.9
	> 1,200	> 600	1.1	1.5
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.1
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.1
	> 1,200	> 600	1.0	1.1

EXHIBIT 20-10. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR TRUCKS AND RVs TO DETERMINE PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING ON TWO-WAY AND DIRECTIONAL SEGMENTS

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.1	1.8
	> 600-1,200	> 300-600	1.1	1.5
	> 1,200	> 600	1.0	1.0
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.0
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.0
	> 1,200	> 600	1.0	1.0

# Analisi Direzionale Specifica discese forti

$$v = \frac{V}{PHF \cdot f_G \cdot f_{HV}} \quad f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{TC} \cdot P_T \cdot (E_{TC} - 1) + (1 - P_{TC}) \cdot P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

$P_{TC}$ ,  $P_T$ ,  $P_R$  rappresentano rispettivamente le percentuali dei veicoli pesanti con velocità ridotta, veicoli pesanti + autobus, e veicoli turistici sul traffico totale;

$E_{TC}$ ,  $E_T$ ,  $E_R$  numero di autovetture equivalenti rispettivamente a un veicolo pesante con velocità ridotta, un veicolo pesante o autobus, veicoli ricreativi.

EXHIBIT 20-18. PASSENGER-CAR EQUIVALENTS FOR ESTIMATING THE EFFECT ON AVERAGE TRAVEL SPEED OF TRUCKS THAT OPERATE AT CRAWL SPEEDS ON LONG STEEP DOWNGRADES

Difference Between FFS and Truck Crawl Speed (km/h)	Passenger-Car Equivalent for Trucks at Crawl Speeds, $E_{TC}$		
	Range of Directional Flow Rates, $v_d$ (pc/h)		
	0-300	> 300-600	> 600
≤ 20	4.4	2.8	1.4
40	14.3	9.6	5.7
≥ 60	34.1	23.1	13.0

# Determinazione della velocità media

$$ATS_d = FFS_d - 0,0125 * (v_d + v_o) - f_{np} \quad [\text{km/h}]$$

$ATS_d$  = velocità media nella direzione di analisi (km/h);

$FFS_d$  = velocità di flusso libero nella direzione di analisi (km/h);

$v_d$  = flusso di servizio calcolato nella direzione di analisi [autov./h];

$v_o$  = flusso di servizio calcolato nella direzione opposta [autov./h];

$f_{np}$  = correzione per presenza di zone con sorpasso impedito [Exhibit 20-19] (km/h);

EXHIBIT 20-19. ADJUSTMENT ( $f_{np}$ ) TO AVERAGE TRAVEL SPEED FOR PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES IN DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, $v_o$ (pc/h)	No-Passing Zones (%)				
	≤ 20	40	60	80	100
FFS = 110 km/h					
≤ 100	1.7	3.5	4.5	4.8	5.0
200	3.5	5.3	6.2	6.5	6.8
400	2.6	3.7	4.4	4.5	4.7
600	2.2	2.4	2.8	3.1	3.3
800	1.1	1.6	2.0	2.2	2.4
1000	1.0	1.3	1.7	1.8	1.9
1200	0.9	1.3	1.5	1.6	1.7
1400	0.9	1.2	1.4	1.4	1.5
≥ 1600	0.9	1.1	1.2	1.2	1.3
FFS = 100 km/h					
≤ 100	1.2	2.7	4.0	4.5	4.7
200	3.0	4.6	5.9	6.4	6.7
400	2.3	3.3	4.1	4.4	4.6
600	1.8	2.1	2.6	3.0	3.2
800	0.9	1.4	1.8	2.1	2.3
1000	0.9	1.1	1.5	1.7	1.9
1200	0.8	1.1	1.4	1.5	1.7
1400	0.8	1.0	1.3	1.3	1.4
≥ 1600	0.8	1.0	1.1	1.1	1.2
FFS = 90 km/h					
≤ 100	0.8	1.9	3.6	4.2	4.4
200	2.4	3.9	5.6	6.3	6.6
400	2.1	3.0	3.8	4.3	4.5
600	1.4	1.8	2.5	2.9	3.1
800	0.8	1.1	1.7	2.0	2.2
1000	0.8	0.9	1.3	1.5	1.8
1200	0.8	0.9	1.2	1.4	1.6
1400	0.8	0.9	1.1	1.2	1.4
≥ 1600	0.8	0.8	0.9	0.9	1.1
FFS = 80 km/h					
≤ 100	0.3	1.1	3.1	3.9	4.1
200	1.9	3.2	5.3	6.2	6.5
400	1.8	2.6	3.5	4.2	4.4
600	1.0	1.5	2.3	2.8	3.0
800	0.6	0.9	1.5	1.9	2.1
1000	0.6	0.7	1.1	1.4	1.8
1200	0.6	0.7	1.1	1.3	1.6
1400	0.6	0.7	1.0	1.1	1.3
≥ 1600	0.6	0.7	0.8	0.8	1.0
FFS = 70 km/h					
≤ 100	0.1	0.6	2.7	3.6	3.8
200	1.5	2.6	5.0	6.1	6.4
400	1.5	0.8	3.2	4.1	4.3
600	0.7	0.5	2.1	2.7	2.9
800	0.5	0.5	1.3	1.8	2.0
1000	0.5	0.5	1.0	1.3	1.8
1200	0.5	0.5	1.0	1.2	1.6
1400	0.5	0.5	1.0	1.0	1.2
≥ 1600	0.5	0.5	0.7	0.7	0.9

# Determinazione della % di tempo perso

$$PTSF_d = BPTSF_d + f_{np}$$

$PTSF_d$  = percentuale di tempo perso (%) nella direzione di analisi, tiene conto delle zone con sorpasso impedito e della distribuzione dei flussi nelle due direzioni;

$BPTSF_d$  = percentuale base di tempo perso nella direzione di analisi (%);

$f_{d/np}$  = correzione per presenza di zone con sorpasso impedito nella direzione di analisi [Exhibit 20-20] (km/h);

$$BPTSF_d = 100 \cdot \left(1 - e^{a \cdot v_d^b}\right)$$

$v_d$  = flusso di servizio calcolato [autov./h];

EXHIBIT 20-21. VALUES OF COEFFICIENTS USED IN ESTIMATING PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING FOR DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, $v_o$ (pc/h)	a	b
≤ 200	-0.013	0.668
400	-0.057	0.479
600	-0.100	0.413
800	-0.173	0.349
1000	-0.320	0.276
1200	-0.430	0.242
1400	-0.522	0.225
≥ 1600	-0.665	0.199

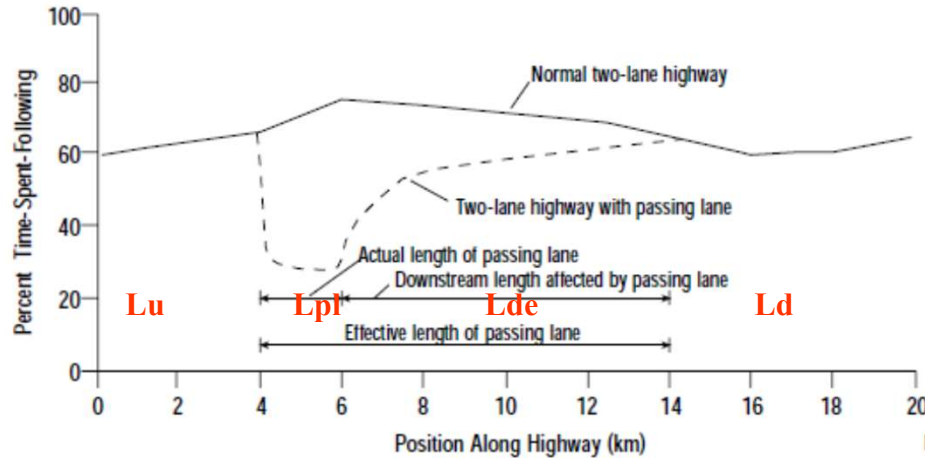
EXHIBIT 20-20. ADJUSTMENT ( $f_{np}$ ) TO PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING FOR PERCENTAGE OF NO-PASSING ZONES IN DIRECTIONAL SEGMENTS

Opposing Demand Flow Rate, $v_o$ (pc/h)	No-Passing Zones (%)				
	≤ 20	40	60	80	100
FFS = 110 km/h					
≤ 100	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
200	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
400	9.0	12.3	14.1	14.4	15.4
600	5.3	7.7	9.2	9.7	10.4
800	3.0	4.6	5.7	6.2	6.7
1000	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
1200	1.3	2.0	2.6	2.9	3.1
1400	0.9	1.4	1.7	1.9	2.1
≥ 1600	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
FFS = 100 km/h					
≤ 100	8.4	14.9	20.9	22.8	26.6
200	11.5	18.2	24.1	26.2	29.7
400	8.6	12.1	14.8	15.9	18.1
600	5.1	7.5	9.6	10.6	12.1
800	2.8	4.5	5.9	6.7	7.7
1000	1.6	2.8	3.7	4.3	4.9
1200	1.2	1.9	2.6	3.0	3.4
1400	0.8	1.3	1.7	2.0	2.3
≥ 1600	0.6	0.9	1.1	1.2	1.5
FFS = 90 km/h					
≤ 100	6.7	12.7	21.7	24.5	31.3
200	10.5	17.5	25.4	28.6	34.7
400	8.3	11.8	15.5	17.5	20.7
600	4.9	7.3	10.0	11.5	13.9
800	2.7	4.3	6.1	7.2	8.8
1000	1.5	2.7	3.8	4.5	5.4
1200	1.0	1.8	2.6	3.1	3.8
1400	0.7	1.2	1.7	2.0	2.4
≥ 1600	0.6	0.9	1.2	1.3	1.5
FFS = 80 km/h					
≤ 100	5.0	10.4	22.4	26.3	36.1
200	9.6	16.7	26.8	31.0	39.6
400	7.9	11.6	16.2	19.0	23.4
600	4.7	7.1	10.4	12.4	15.6
800	2.5	4.2	6.3	7.7	9.8
1000	1.3	2.6	3.8	4.7	5.9
1200	0.9	1.7	2.6	3.2	4.1
1400	0.6	1.1	1.7	2.1	2.6
≥ 1600	0.5	0.9	1.2	1.3	1.6
FFS = 70 km/h					
≤ 100	3.7	8.5	23.2	28.2	41.6
200	8.7	16.0	28.2	33.6	45.2
400	7.5	11.4	16.9	20.7	26.4
600	4.5	6.9	10.8	13.4	17.6
800	2.3	4.1	6.5	8.2	11.0
1000	1.2	2.5	3.8	4.9	6.4
1200	0.8	1.6	2.6	3.3	4.5
1400	0.5	1.0	1.7	2.2	2.8
≥ 1600	0.4	0.9	1.2	1.3	1.7



# Corsie di sorpasso

EXHIBIT 20-22. OPERATIONAL EFFECT OF A PASSING LANE ON PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING



Source: Harwood and Hoban (3).

EXHIBIT 20-23. DOWNSTREAM LENGTH OF ROADWAY AFFECTED BY PASSING LANES ON DIRECTIONAL SEGMENTS IN LEVEL AND ROLLING TERRAIN

Directional Flow Rate (pc/h)	Downstream Length of Roadway Affected, $L_{de}$ (km)	
	Percent Time-Spent-Following	Average Travel Speed
≤ 200	20.9	2.8
400	13.0	2.8
700	9.1	2.8
≥ 1000	5.8	2.8

$$L_d = L_t - (L_u + L_{pl} + L_{de})$$

$L_d$  = lunghezza della rimanente porzione di sezione stradale a valle della corsia di sorpasso [km];

$L_t$  = lunghezza totale della sezione di analisi [km];

$L_u$  = lunghezza del tratto a monte della corsia di sorpasso [km];

$L_{pl}$  = lunghezza della corsia di sorpasso compresi raccordi [km];

$L_{de}$  = lunghezza del tratto a valle che risente della corsia di sorpasso [km], [Exhibit 20-23];



# Determinazione della % di tempo perso (1)

$$PTSF_{pl} = \frac{PTSF_d \cdot \left[ L_u + L_d + f_{pl} \cdot L_{pl} + \left( \frac{1 + f_{pl}}{2} \right) \cdot L_{de} \right]}{L_t}$$

$PTSF_{pl}$  = percentuale di tempo perso in coda per l'intera sezione includendo la corsia di sorpasso;

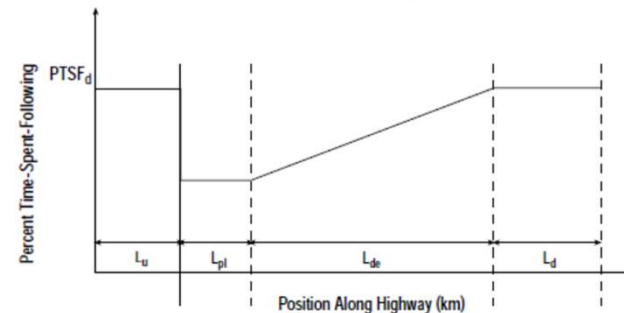
$PTSF_d$  = percentuale di tempo perso in coda per l'intera sezione senza la corsia di sorpasso;

$f_{pl}$  = fattore per effetto della corsia di sorpasso [Exhibit 20-24];

EXHIBIT 20-24. FACTORS ( $f_{pl}$ ) FOR ESTIMATION OF AVERAGE TRAVEL SPEED AND PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING WITHIN A PASSING LANE

Directional Flow Rate (pc/h)	Average Travel Speed	Percent Time-Spent-Following
0-300	1.08	0.58
> 300-600	1.10	0.61
> 600	1.11	0.62

EXHIBIT 20-25. EFFECT OF A PASSING LANE ON PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING AS REPRESENTED IN THE OPERATIONAL ANALYSIS METHODOLOGY



# Determinazione della % di tempo perso (2)

Se  $L_d = L_t - (L_u + L_{pl} + L_{de}) < 0$  si utilizza la seguente:

$$PTSF_{pl} = \frac{PTSF_d \left[ L_u + f_{pl} L_{pl} + f_{pl} L'_{de} + \left( \frac{1-f_{pl}}{2} \right) \left( \frac{(L'_{de})^2}{L_{de}} \right) \right]}{L_t} \quad (20-20)$$

where

$L'_{de}$  = actual distance from end of passing lane to end of analysis segment (km).  $L'_{de}$  must be less than or equal to the value of  $L_{de}$  from Exhibit 20-23.

$PTSF_{pl}$  = percentuale di tempo perso in coda per l'intera sezione includendo la corsia di sorpasso;

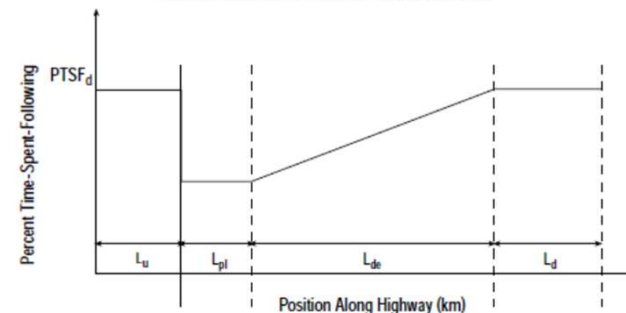
$PTSF_d$  = percentuale di tempo perso in coda per l'intera sezione senza la corsia di sorpasso;

$f_{pl}$  = fattore per effetto della corsia di sorpasso [Exhibit 20-24];

EXHIBIT 20-24. FACTORS ( $f_{pl}$ ) FOR ESTIMATION OF AVERAGE TRAVEL SPEED AND PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING WITHIN A PASSING LANE

Directional Flow Rate (pc/h)	Average Travel Speed	Percent Time-Spent-Following
0-300	1.08	0.58
> 300-600	1.10	0.61
> 600	1.11	0.62

EXHIBIT 20-25. EFFECT OF A PASSING LANE ON PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING AS REPRESENTED IN THE OPERATIONAL ANALYSIS METHODOLOGY



# Determinazione della velocità media (1)

$$ATS_{pl} = \frac{ATS_d \cdot L_t}{L_u + L_d + \frac{L_{pl}}{f_{pl}} + \frac{2 \cdot L_{de}}{1 + f_{pl}}}$$

$ATS_{pl}$  = velocità media per l'intera sezione includendo la corsia di sorpasso;

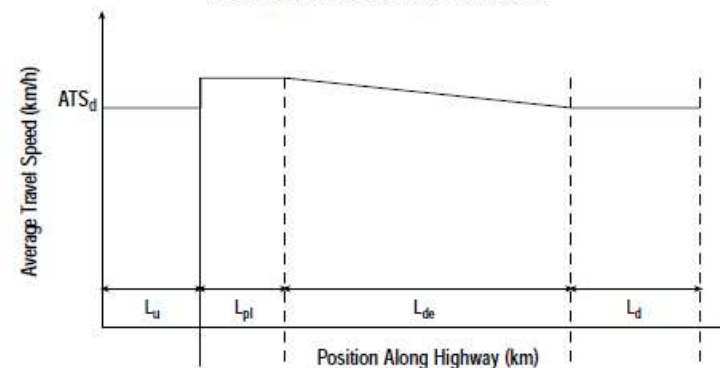
$ATS_d$  = velocità media per l'intera sezione senza la corsia di sorpasso;

$f_{pl}$  = fattore per effetto della corsia di sorpasso [Exhibit 20-24];

EXHIBIT 20-24. FACTORS ( $f_{pl}$ ) FOR ESTIMATION OF AVERAGE TRAVEL SPEED AND PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING WITHIN A PASSING LANE

Directional Flow Rate (pc/h)	Average Travel Speed	Percent Time-Spent-Following
0-300	1.08	0.58
> 300-600	1.10	0.61
> 600	1.11	0.62

EXHIBIT 20-26. EFFECT OF A PASSING LANE ON AVERAGE TRAVEL SPEED AS REPRESENTED IN THE OPERATIONAL ANALYSIS METHODOLOGY



# Determinazione della velocità media (2)

Se  $L_d = L_t - (L_u + L_{pl} + L_{de}) < 0$  si utilizza la seguente:

$$ATS_{pl} = \frac{ATS_d * L_t}{L_u + \frac{L_{pl}}{f_{pl}} + \left[ \frac{2L'_{de}}{1 + f_{pl} + (f_{pl} - 1) \frac{L_{de} - L'_{de}}{L_{de}}} \right]}$$

$ATS_{pl}$  = velocità media per l'intera sezione includendo la corsia di sorpasso;

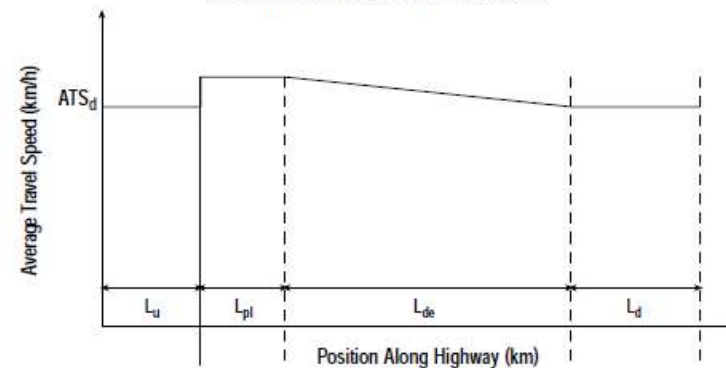
$ATS_d$  = velocità media per l'intera sezione senza la corsia di sorpasso;

$f_{pl}$  = fattore per effetto della corsia di sorpasso [Exhibit 20-24];

EXHIBIT 20-24. FACTORS ( $f_{pl}$ ) FOR ESTIMATION OF AVERAGE TRAVEL SPEED AND PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING WITHIN A PASSING LANE

Directional Flow Rate (pc/h)	Average Travel Speed	Percent Time-Spent-Following
0-300	1.08	0.58
> 300-600	1.10	0.61
> 600	1.11	0.62

EXHIBIT 20-26. EFFECT OF A PASSING LANE ON AVERAGE TRAVEL SPEED AS REPRESENTED IN THE OPERATIONAL ANALYSIS METHODOLOGY



# Corsie di arrampicamento

EXHIBIT 20-27. FACTORS ( $f_{pl}$ ) FOR ESTIMATION OF AVERAGE TRAVEL SPEED AND PERCENT TIME-SPENT-FOLLOWING WITHIN A CLIMBING LANE

Directional Flow Rate (pc/h)	Average Travel Speed	Percent Time-Spent-Following
0-300	1.02	0.20
> 300-600	1.07	0.21
> 600	1.14	0.23

La procedura è simile a quella delle corsie di sorpasso con alcune varianti:

- Nell'applicare la procedura di analisi direzionale per la strada priva di corsia di arrampicamento i fattori correttivi  $f_G$  e  $f_{HV}$  si devono riferire alla specifica livelletta in esame;
- Il fattore  $f_{pl}$  va calcolato con la [Exhibit 20-27]
- Si pone  $L_u = 0$ ;  $L_d = 0$ ;  $L_{de} = 0$ ; e quindi  $L_t = L_{pl} = L_{cl}$ , con  $L_{cl}$  lunghezza corsia di arrampicamento.

$$PTSF_{cl} = \frac{PTSF_d \cdot [f_{pl} \cdot L_{cl}]}{L_{cl}} = PTSF_d \cdot f_{pl}$$

$$ATS_{cl} = \frac{ATS_d \cdot L_{cl}}{\frac{L_{cl}}{f_{pl}}} = ATS_d \cdot f_{pl}$$

# Valutazioni complessive più tratti specifici (1)

$$ATS_c = \frac{Lt_1 + Lt_2 + \dots + Lt_n}{\frac{Lt_1}{ATS_1} + \frac{Lt_2}{ATS_2} + \dots + \frac{Lt_n}{ATS_n}}$$

$$PTSF_c = \frac{\frac{Lt_1}{ATS_1} \cdot PTSF_1 + \frac{Lt_2}{ATS_2} \cdot PTSF_2 + \dots + \frac{Lt_n}{ATS_n} \cdot PTSF_n}{\frac{Lt_1}{ATS_1} + \frac{Lt_2}{ATS_2} + \dots + \frac{Lt_n}{ATS_n}}$$

**Medie ponderate sui tempi di percorrenza**

$$\overline{ATS} = \frac{ATS_1 \cdot Lt_1 + ATS_2 \cdot Lt_2 + \dots + ATS_n \cdot Lt_n}{Lt_1 + Lt_2 + \dots + Lt_n}$$

$$\overline{PTSF} = \frac{PTSF_1 \cdot Lt_1 + PTSF_2 \cdot Lt_2 + \dots + PTSF_n \cdot Lt_n}{Lt_1 + Lt_2 + \dots + Lt_n}$$

**Medie ponderate sulle lunghezze**

## Valutazioni compressive più tratti specifici (2)

The combined percent time-spent-following for several directional segments can be determined by Equation 20-23.

$$PTSF_c = \frac{TT_1 * PTSF_1 + TT_2 * PTSF_2 + \dots + TT_n * PTSF_n}{TT_1 + TT_2 + \dots + TT_n} \quad (20-23)$$

where

- $PTSF_c$  = percent time-spent-following for all segments combined,
- $TT_x$  = total travel time (veh-h) for Segment x (determined from Equation 20-11), and
- $PTSF_x$  = percent time-spent-following for Segment x.

The combined average travel speed for several directional segments can be determined using Equation 20-24.

$$ATS_c = \frac{VkmT_1 + VkmT_2 + \dots + VkmT_n}{TT_1 + TT_2 + \dots + TT_n} \quad (20-24)$$

where

- $ATS_c$  = average travel speed for all segments combined (km/h) and
- $VkmT_x$  = total travel for Segment x, determined from Equation 20-9 (veh-km).

## Valutazioni compressive più tratti specifici (3)

The total travel on the extended two-way segment during the peak 15-min period is computed using Equation 20-9.

$$\mathbf{VkmT_x} = VkmT_{15} = 0.25 \left( \frac{V}{PHF} \right) L_t \quad (20-9)$$

where

$VkmT_{15}$  = total travel on the analysis segment during the peak 15-min period (veh-km), and

$L_t$  = total length of the analysis segment (km).

The total travel on the two-way segment during the peak hour is computed using Equation 20-10.

$$VkmT_{60} = V * L_t \quad (20-10)$$

where

$VkmT_{60}$  = total travel on the analysis segment during the peak hour (veh-km).

Equation 20-11 can be used to compute the total travel time during the peak 15-min period using Equations 20-5 and 20-9.

$$\mathbf{TT_x} = TT_{15} = \frac{VkmT_{15}}{ATS} \quad (20-11)$$

where

$TT_{15}$  = total travel time for all vehicles on the analyzed segment during the peak 15-min period (veh-h).



# LOS Strade urbane

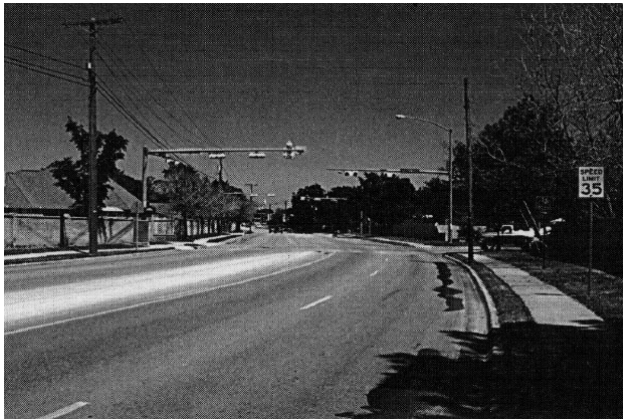
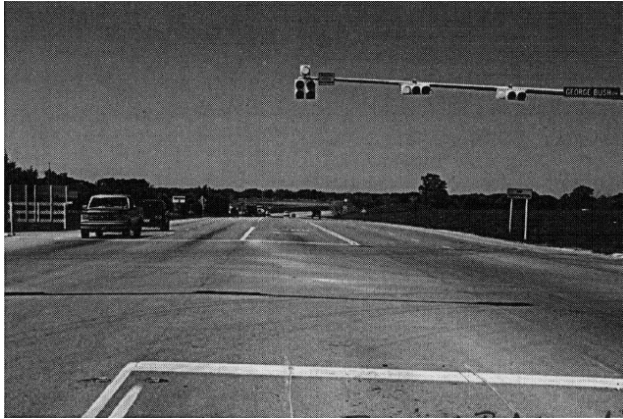
Per le strade urbane i livelli di servizio vengono definiti attraverso la velocità media tenendo conto di eventuali fermate.

Corrispondenza categorie CdS:      **A(urb.)**      **D**      **D - E**      **E**

EXHIBIT 15-2. URBAN STREET LOS BY CLASS

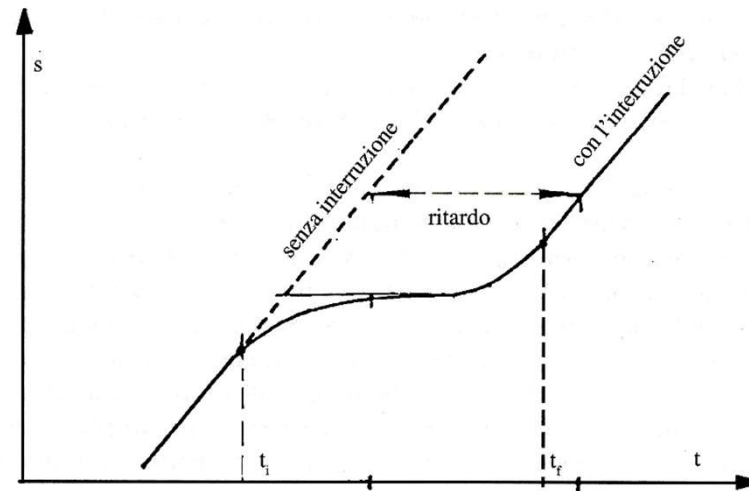
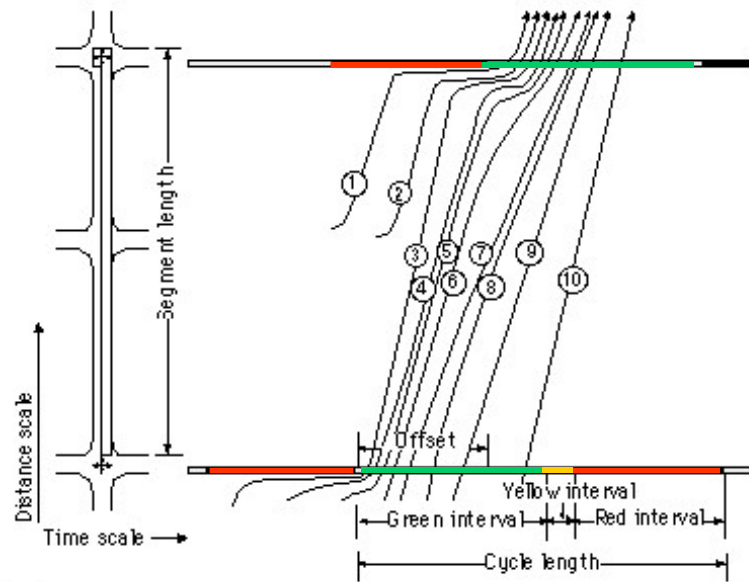
Urban Street Class	I	II	III	IV
Range of free-flow speeds (FFS)	90 to 70 km/h	70 to 55 km/h	55 to 50 km/h	55 to 40 km/h
Typical FFS	80 km/h	65 km/h	55 km/h	45 km/h
LOS	Average Travel Speed (km/h)			
A	> 72	> 59	> 50	> 41
B	> 56-72	> 46-59	> 39-50	> 32-41
C	> 40-56	> 33-46	> 28-39	> 23-32
D	> 32-40	> 26-33	> 22-28	> 18-23
E	> 26-32	> 21-26	> 17-22	> 14-18
F	≤ 26	≤ 21	≤ 17	≤ 14

# Caratteristiche delle strade urbane



# Ritardo in un nodo

EXHIBIT 10-1. TYPICAL SPEED PROFILES OF VEHICLES ON URBAN STREETS



# Determinazione dei Livelli si servizio (1)

EXHIBIT 15-1. URBAN STREET METHODOLOGY

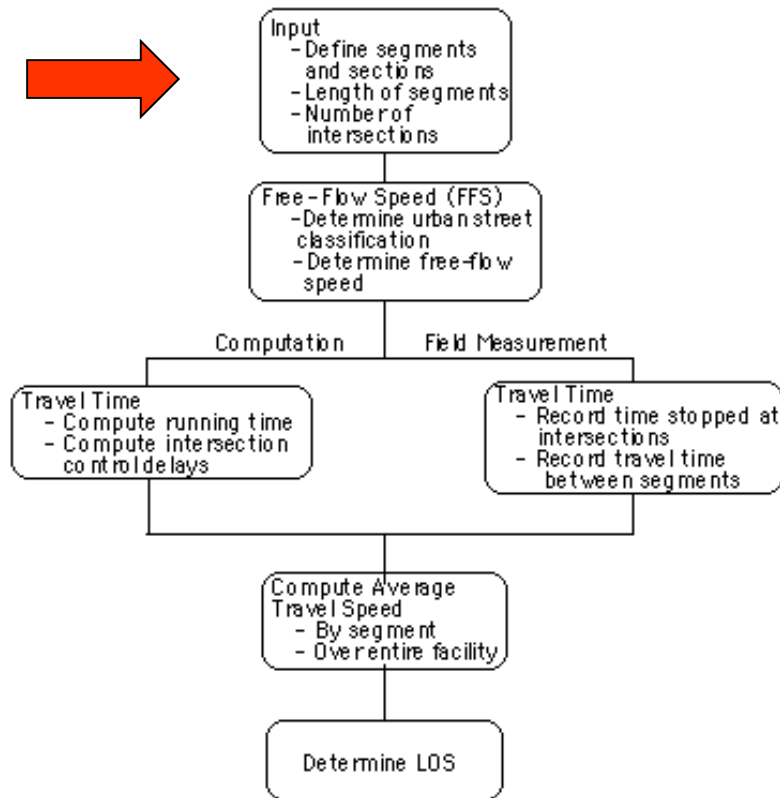
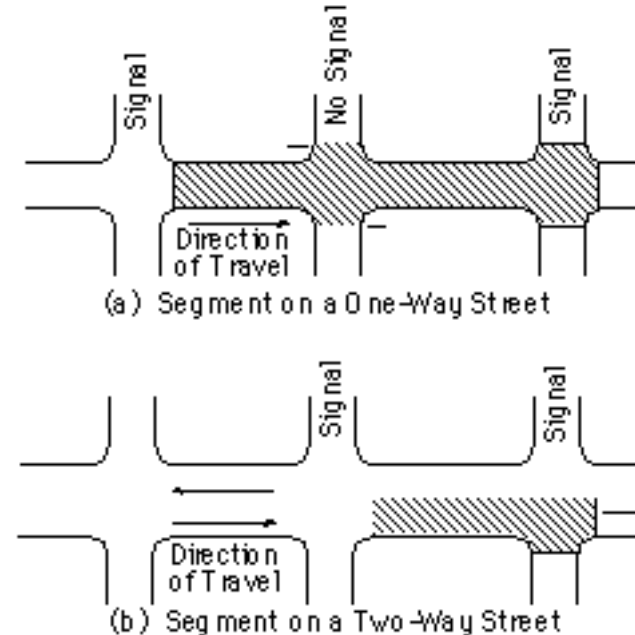


EXHIBIT 15-13. TYPES OF URBAN STREET SEGMENTS



# Determinazione dei Livelli di servizio (2)

EXHIBIT 15-1. URBAN STREET METHODOLOGY

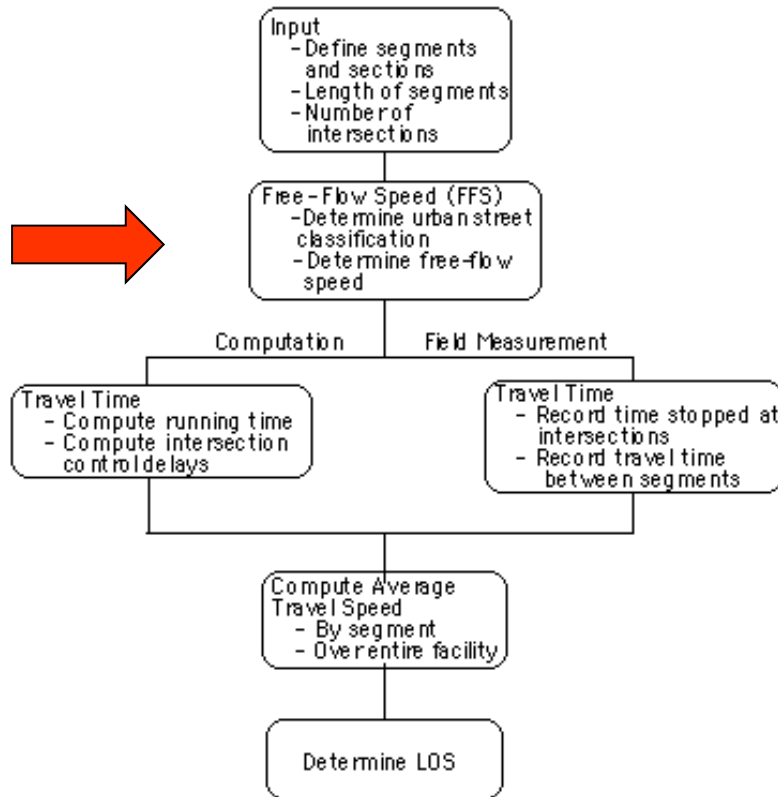


EXHIBIT 10-4. FUNCTIONAL AND DESIGN CATEGORIES

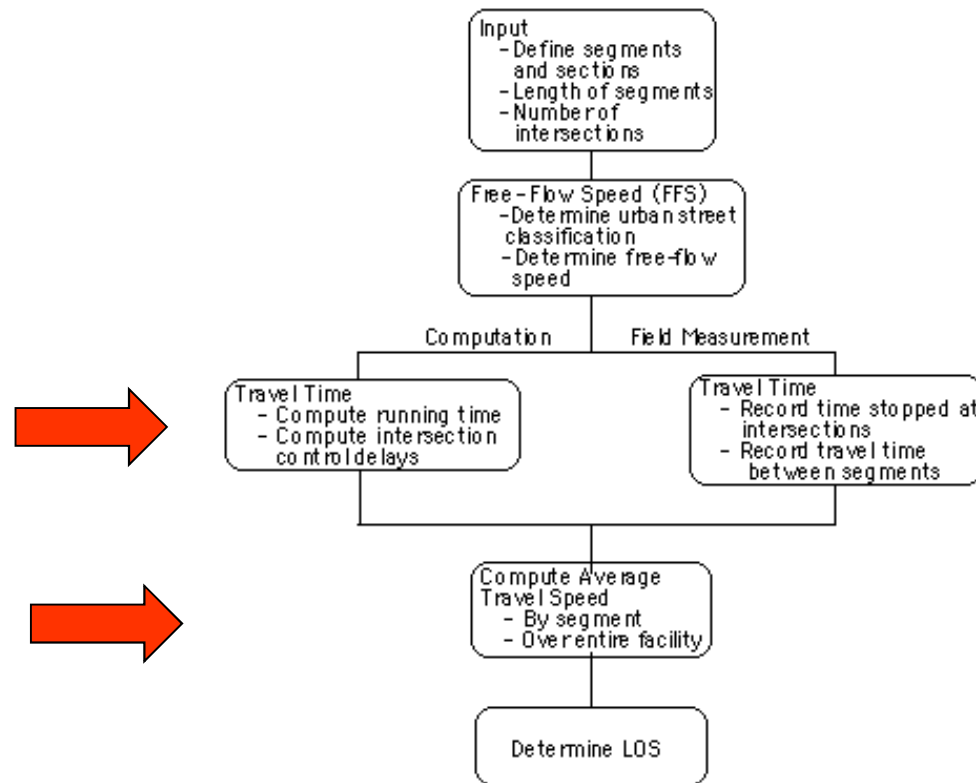
Criterion	Functional Category			
	Principal Arterial		Minor Arterial	
Mobility function	Very important		Important	
Access function	Very minor		Substantial	
Points connected	Freeways, important activity centers, major traffic generators		Principal arterials	
Predominant trips served	Relatively long trips between major points and through-trips entering, leaving, and passing through the city		Trips of moderate length within relatively small geographical areas	
Criterion	Design Category			
	High-Speed	Suburban	Intermediate	Urban
Driveway/access density	Very low density	Low density	Moderate density	High density
Arterial type	Multilane divided; undivided or two-lane with shoulders	Multilane divided; undivided or two-lane with shoulders	Multilane divided or undivided; one-way, two-lane	Undivided one-way, two-way, two or more lanes
Parking	No	No	Some	Significant
Separate left-turn lanes	Yes	Yes	Usually	Some
Signals/km	0.3-1.2	0.6-3.0	2-6	4-8
Speed limit	75-90 km/h	65-75 km/h	50-65 km/h	40-55 km/h
Pedestrian activity	Very little	Little	Some	Usually
Roadside development	Low density	Low to medium density	Medium to moderate density	High density

EXHIBIT 10-3. URBAN STREET CLASS BASED ON FUNCTIONAL AND DESIGN CATEGORIES

Design Category	Functional Category	
	Principal Arterial	Minor Arterial
High-Speed	I	N/A
Suburban	II	II
Intermediate	II	III or IV
Urban	III or IV	IV

# Determinazione dei Livelli si servizio (3)

EXHIBIT 15-1. URBAN STREET METHODOLOGY



$$S_A = \frac{3600 \cdot L}{T_R + d}$$

$$ST = T_R + d$$

$$S_A = \frac{3600 \cdot \sum L}{\sum ST}$$



# Determinazione dei Livelli si servizio (4)

URBAN STREET WORKSHEET								
General Information				Site Information				
Analyst	JMYE			Urban Street	Multilane Urban			
Agency or Company	CEI			Direction of Travel	SB			
Date Performed	5/7/99			Jurisdiction				
Analysis Time Period	AM Peak			Analysis Year	1999			
<input checked="" type="checkbox"/> Operational (LOS)		<input type="checkbox"/> Design (v <sub>p</sub> )		<input type="checkbox"/> Planning (LOS)		<input type="checkbox"/> Planning (v <sub>p</sub> )		Analysis Period, T = 1.00 h
Input Parameters								
	Segments							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Cycle length, C (s)	70	70	70	70	70	70	70	
Effective green-to-cycle-length ratio, g/C	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	
v/c ratio for lane group, X	0.583	0.611	0.611	0.611	0.597	0.593	0.593	
Capacity of lane group, c (veh/h)	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	1,800	
Arrival type, AT	3	5	5	5	5	5	5	
Length of segment, L (km)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
Initial queue, Q <sub>0</sub> (veh)	-	-	-	-	-	-	-	
Urban street class, SC (Exhibit 10-3)	II	II	II	II	II	II	II	
Free-flow speed, FFS (km/h) (Exhibit 15-2) *	63	63	63	63	63	63	63	
Running time, T <sub>R</sub> (s) (Exhibit 15-3)	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	
Delay Computation								
Uniform delay, d <sub>1</sub> (s) $d_1 = \frac{0.5C(1-g/C)^2}{1 - [(g/C)\min(X, 1.0)]}$	8.6	8.8	8.8	8.8	8.7	8.7	8.7	
Signal control adjustment factor, k (Exhibit 15-6)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
Upstream filtering/metering adjustment factor, I (Exhibit 15-7)	1.0	0.786	0.757	0.757	0.757	0.772	0.776	
Incremental delay, d <sub>2</sub> (s) $d_2 = 900 \left[ (X-1) + \frac{1}{4} \left[ (X-1)^2 + \frac{8kX}{C} \right] \right]$	1.4	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	
Initial queue delay, d <sub>3</sub> (s) (Ch. 16 Appendix 7)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Progression adjustment factor, PF (Exhibit 15-5)	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Control delay, d (s) $d = (d_1 * PF) + d_2 + d_3$	10.0	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	
Segment LOS Determination								
Segment travel time, ST (s) $ST = T_R + d + \text{Other delay}$	42.9	34.1	34.1	34.1	34.0	34.0	34.0	
Segment travel speed, S <sub>A</sub> (km/h) $S_A = \frac{3600(L)}{ST}$	42.0	52.8	52.8	52.8	52.9	52.9	52.9	
Segment LOS (Exhibit 15-2)	C	B	B	B	B	B	B	
Urban Street LOS Determination								
Total travel time = ΣST	247.2 s							
Total length = ΣL	3.5 km							
Total travel speed, S <sub>A</sub> = $\frac{3600 * \text{Total length}}{\text{Total travel time}}$	51.0 km/h							
Total urban street LOS (Exhibit 15-2)	B							

# Determinazione dei Livelli si servizio (5)

EXHIBIT 15-1. URBAN STREET METHODOLOGY

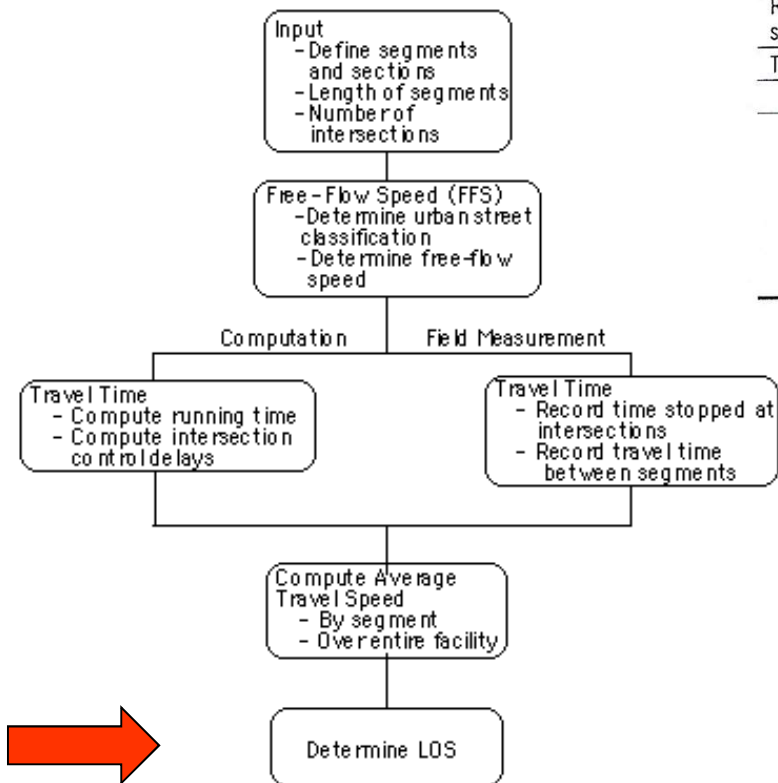


EXHIBIT 15-2. URBAN STREET LOS BY CLASS

Urban Street Class	I	II	III	IV
Range of free-flow speeds (FFS)	90 to 70 km/h	70 to 55 km/h	55 to 50 km/h	55 to 40 km/h
Typical FFS	80 km/h	65 km/h	55 km/h	45 km/h
LOS	Average Travel Speed (km/h)			
A	> 72	> 59	> 50	> 41
B	> 56-72	> 46-59	> 39-50	> 32-41
C	> 40-56	> 33-46	> 28-39	> 23-32
D	> 32-40	> 26-33	> 22-28	> 18-23
E	> 26-32	> 21-26	> 17-22	> 14-18
F	≤ 26	≤ 21	≤ 17	≤ 14



# Approfondimenti e Riflessioni



**E comunque ricordate che l'altra coda va sempre più veloce....  
(paradosso di Redelmeier)**