



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

Anno accademico 2020/2021



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;



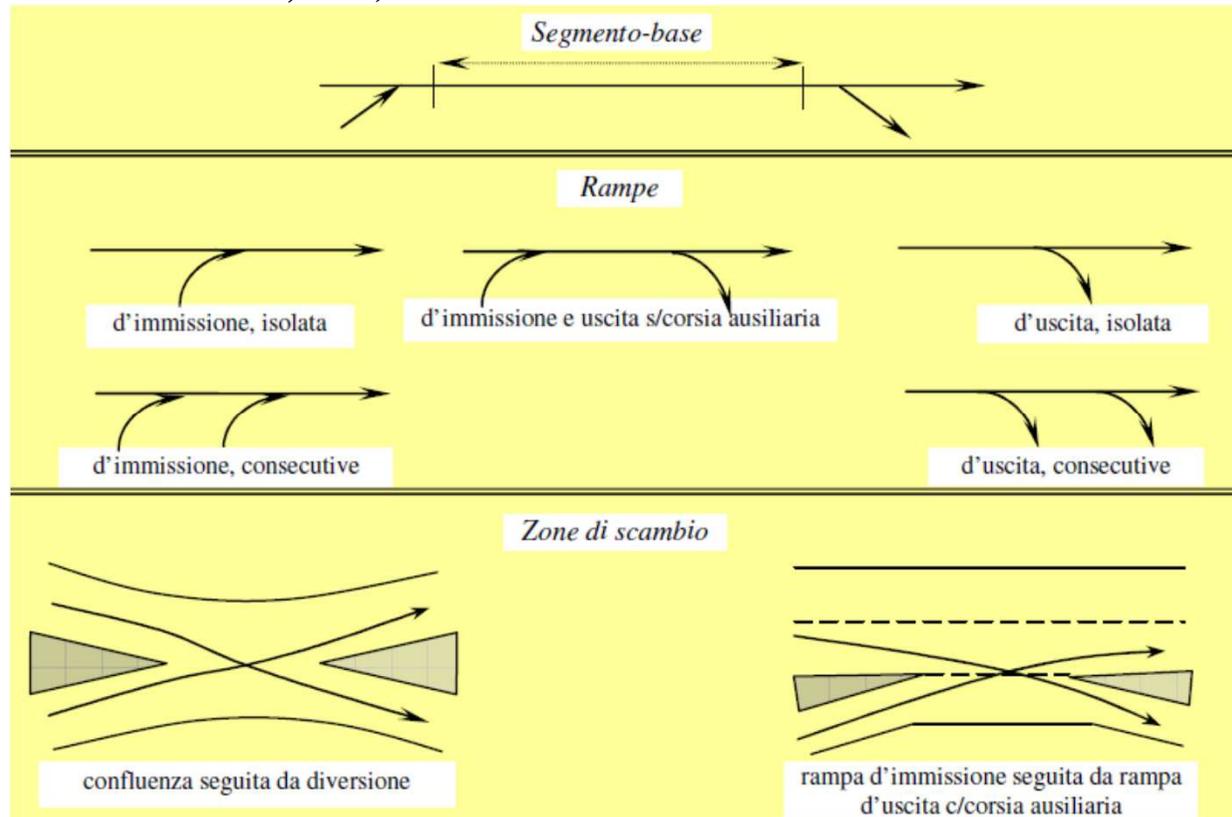
determina, come scelta progettuale, la sezione stradale e l'intervallo della velocità di progetto.

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)

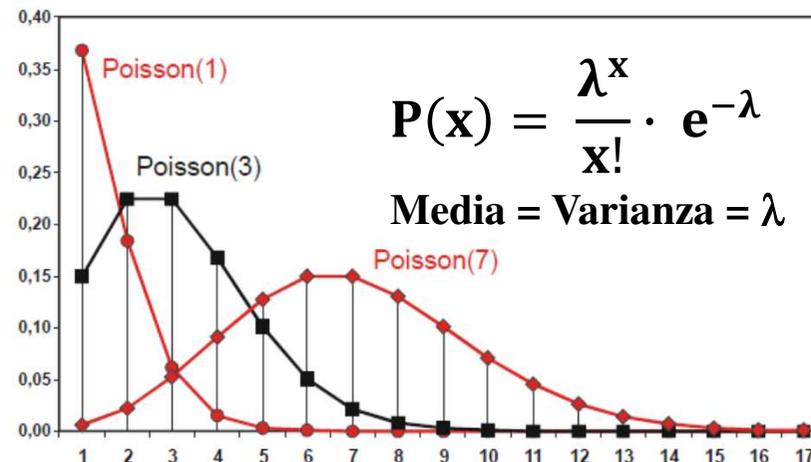
Il deflusso veicolare si può studiare attraverso modelli DETERMINISTICI o PROBABILISTICI (stocastici).

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.

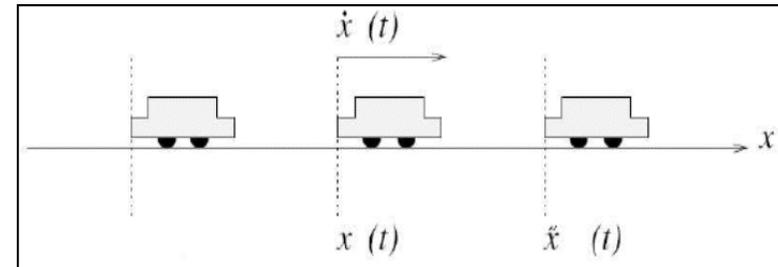
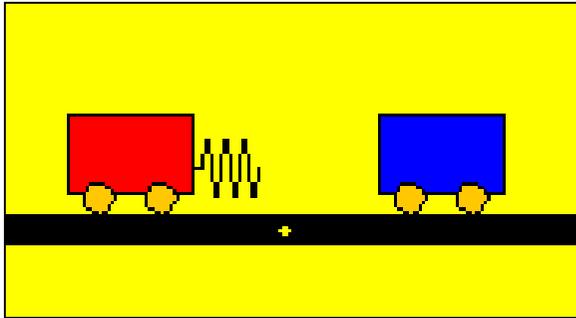
$$\bar{X}(\text{media}) = \lambda$$



Modelli di deflusso (2)

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

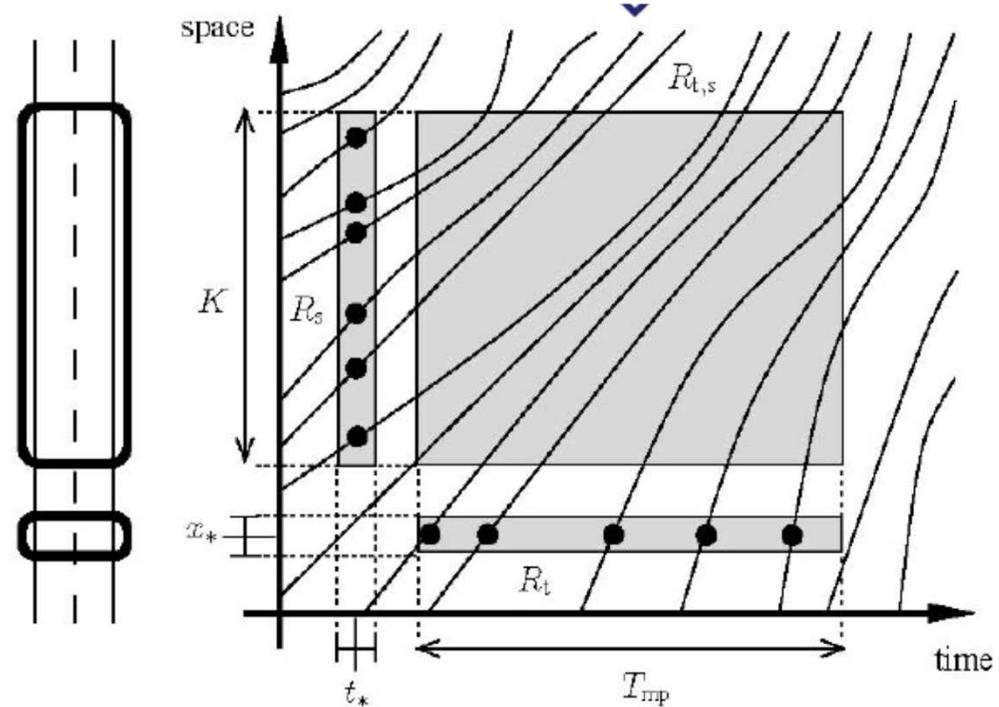
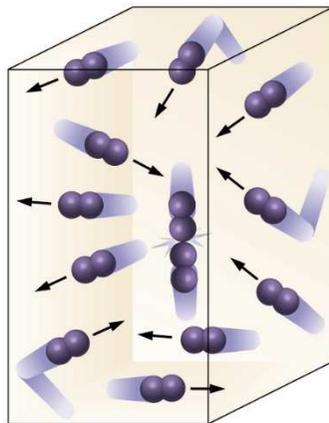
APPROCCIO MICROSCOPICO: L'analisi viene focalizzata su ogni singolo elemento che partecipa all'intero fenomeno. Esempio tipico le leggi della meccanica. Consideriamo ogni singolo veicolo con il relativo guidatore



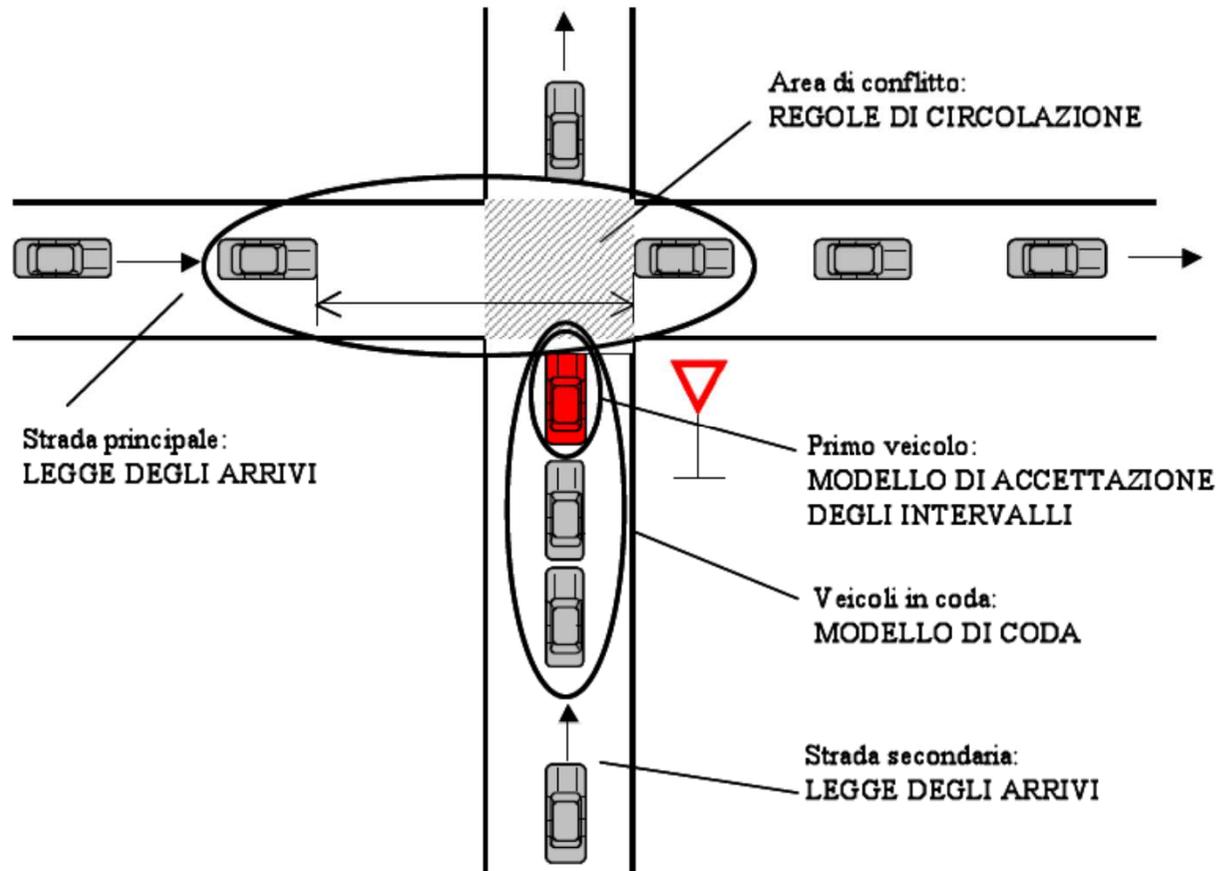
Modelli di deflusso (3)

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)



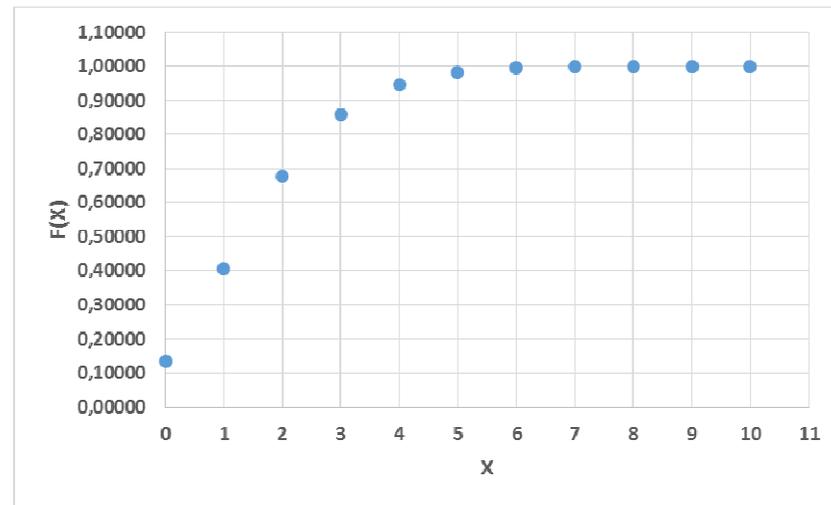
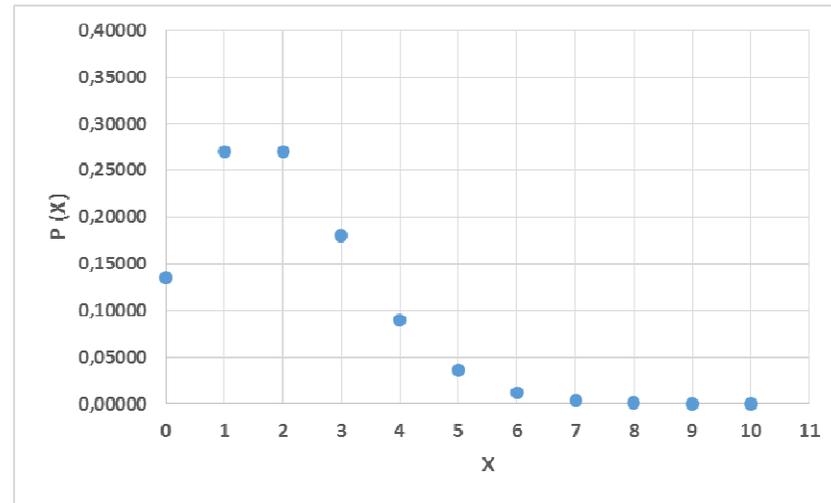
Conteggi di traffico modelli probabilistici (1)

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

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 .



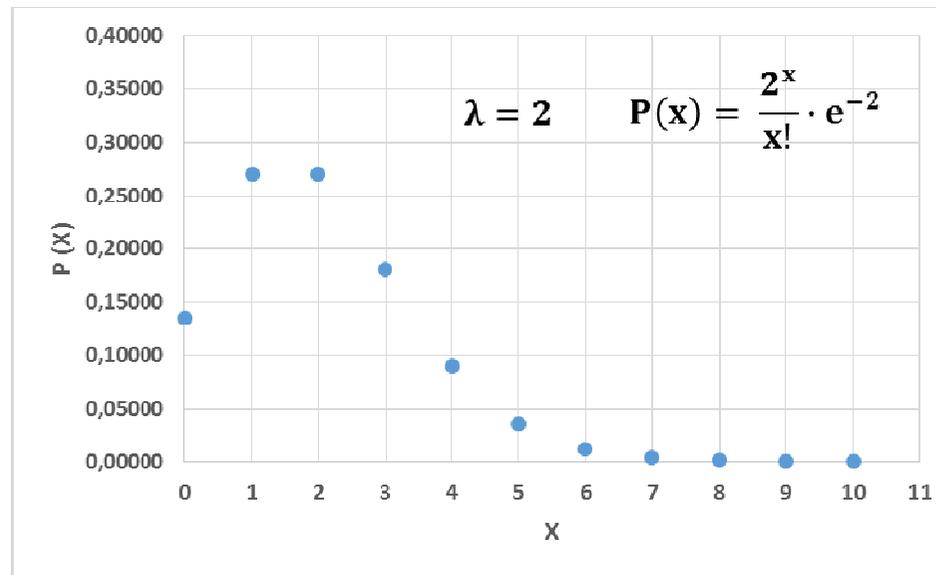
Conteggi di traffico modelli probabilistici (2)

ESEMPIO

Si supponga che l'arrivo dei veicoli in una sezione stradale costituisca un processo poissoniano (λ 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).

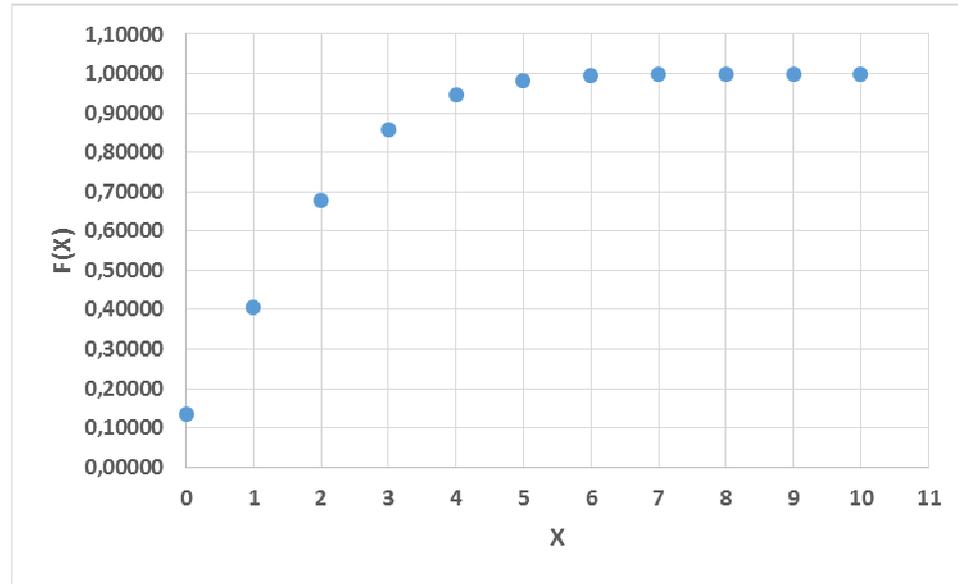
Si vuole calcolare la probabilità che in un minuto non arrivi alcun veicolo, che ne arrivino 0, 1, 2, un numero minore o uguale a 2, e più di 2.

| 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 μ | np | μ | $\frac{k \cdot (1-p)}{p}$ |
| varianza σ^2 | $np \cdot (1-p)$ | μ | $\frac{k \cdot (1-p)}{p^2}$ |
| $\frac{\mu}{\sigma^2}$ | $(1-p)^{-1} > 1$ | 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**

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

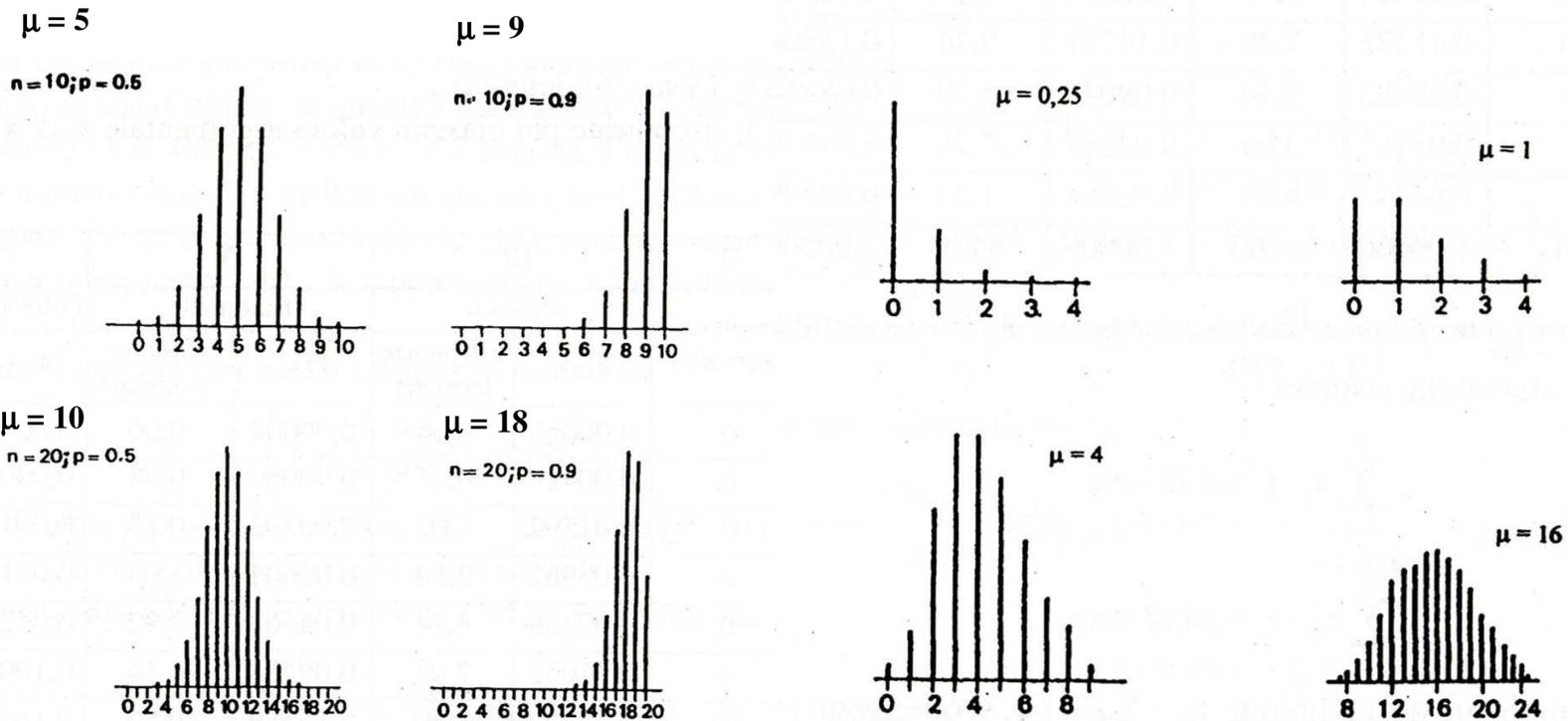
$$\lambda = k \cdot \bar{x} + 0,5 \cdot (k - 1)$$

Media campionaria

| Valore del flusso Q [veic/h] | Valore di k | Valore di λ |
|------------------------------|-------------|-----------------------------------|
| 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 λ in funzione di Q

Conteggi di traffico modelli probabilistici (5)



Funzione di probabilità della variabile binomiale

Funzione di probabilità della variabile di Poisson

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

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

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

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 _i | Poisson | | Binomiale | | Poisson generalizzata | |
| | | P(x) | Frequenze teoriche | P(x) | Frequenze teoriche | P(x) | Frequenze teoriche |
| x ₁ = 0 | 0 | 0,00057 | 0,04 | 0,00004 | 0,00 | 0,00000 | 0,00 |
| x ₂ = 1 | 0 | 0,00426 | 0,27 | 0,00060 | 0,04 | 0,00014 | 0,01 |
| x ₃ = 2 | 0 | 0,01592 | 1,02 | 0,00393 | 0,25 | 0,00191 | 0,12 |
| x ₄ = 3 | 3 | 0,03962 | 2,54 | 0,01604 | 1,03 | 0,01190 | 0,76 |
| $\bar{x} = 1$ | 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

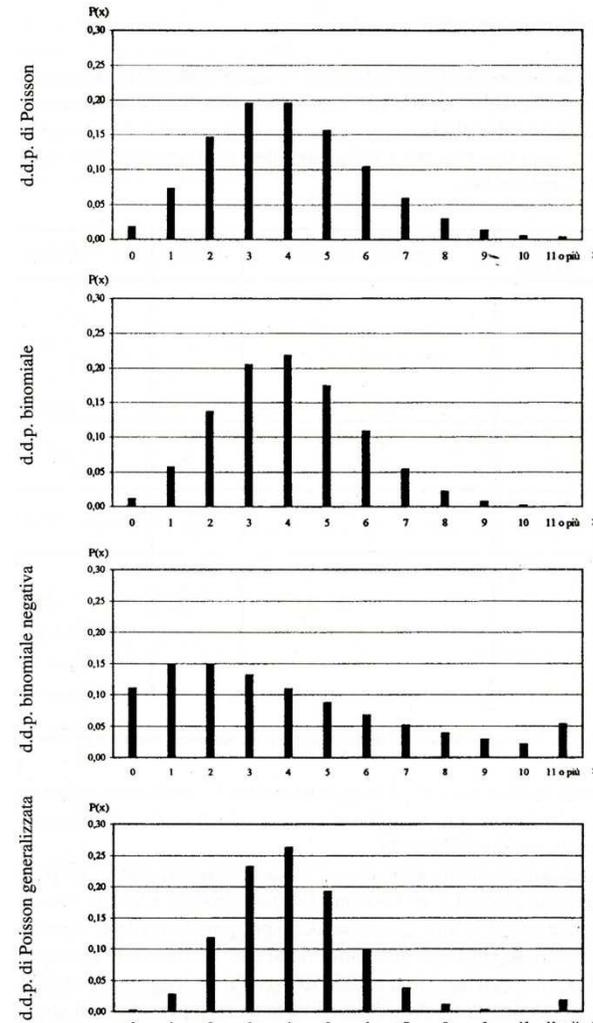


Fig.14 – Andamento di differenti leggi di probabilità a parità di media

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_j (numero di veicoli che passano in un intervallo di 30 sec) | f_i frequenza assoluta (numero di intervalli in cui sono giunti x_j 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 χ^2

Per verificare la bontà di adattamento del modello probabilistico, ipotizzato, ai dati si può utilizzare, per esempio, il test del χ^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 χ^2_{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 χ^2_{critico} come χ^2_{α} , con α , livello di significatività (per esempio 0,05).

χ^2_{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.

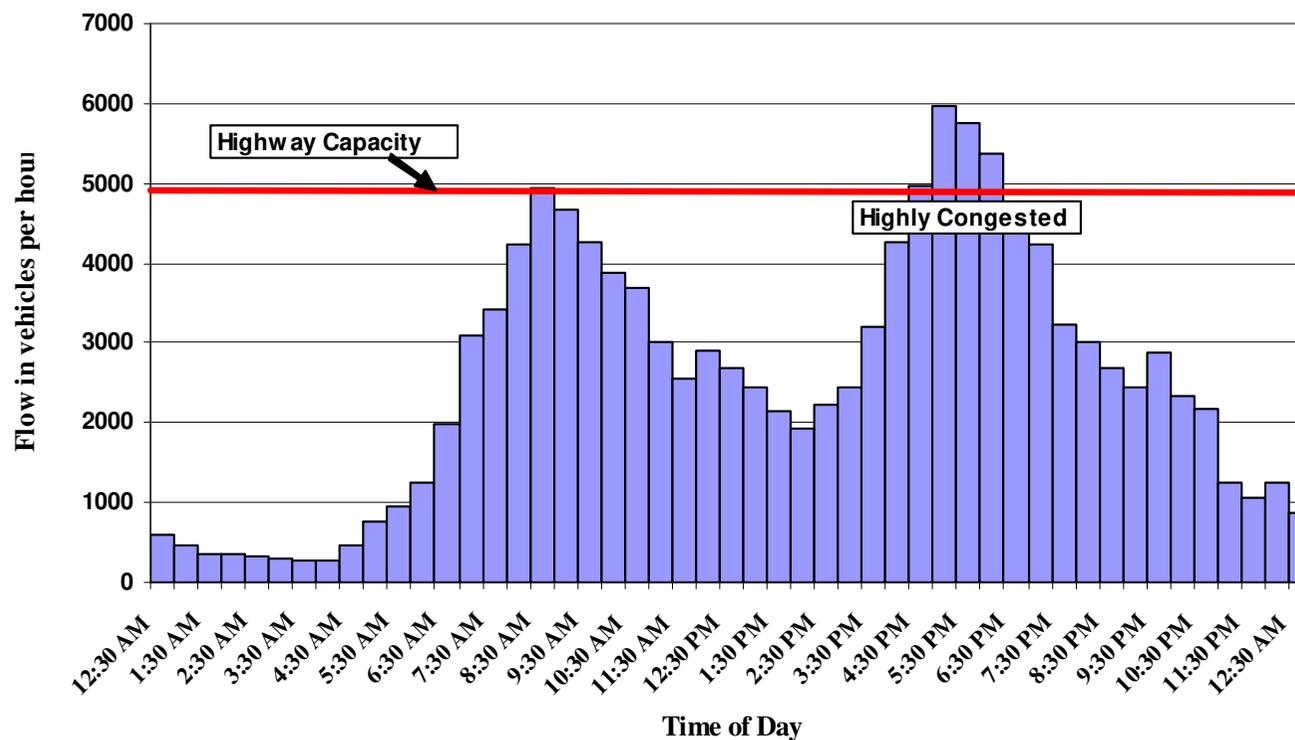
Per trovare χ^2_{critico} posso utilizzare tabelle o la funzione di excel INV.CHI(probabilità; gradi_libertà).

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_i) percorsi da ciascun veicolo e la dimensione spaziale (L)

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

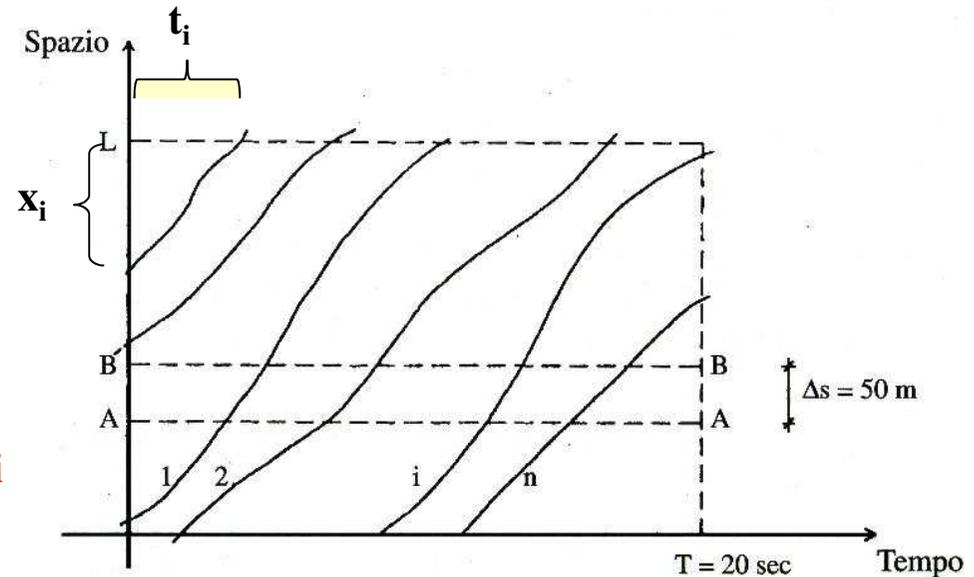


Fig.6 – Traiettorie veicolari in un dominio spazio-temporale (L-T)

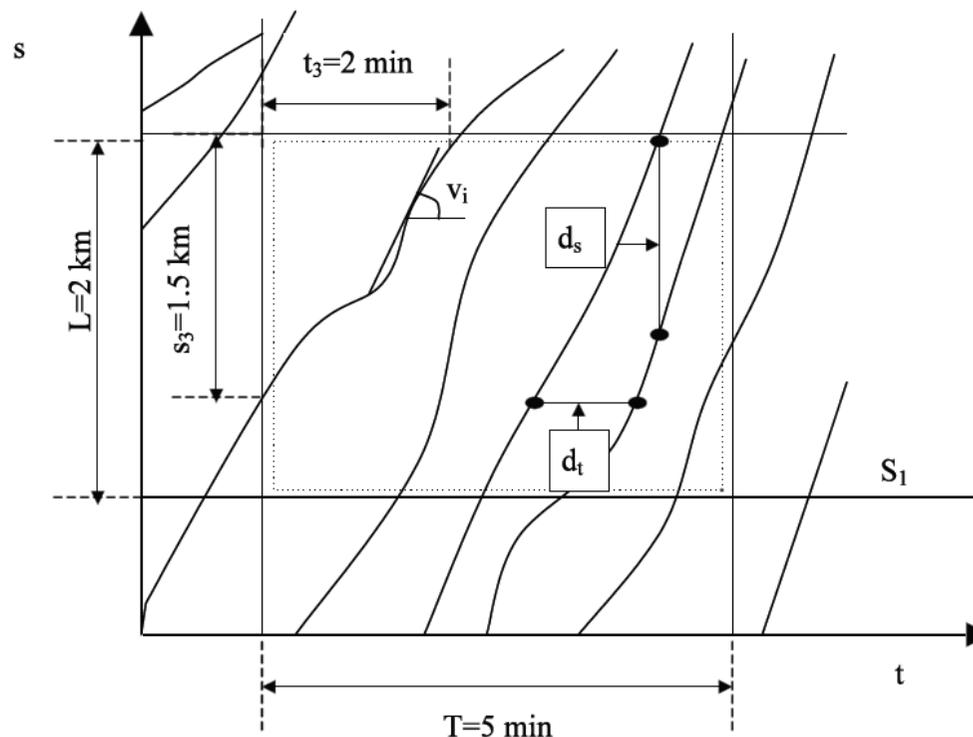
Flusso veicolare (3)

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 _d [vei/12 ^h] | Tgm _n [vei/12 ^h] | 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 |

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

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

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

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

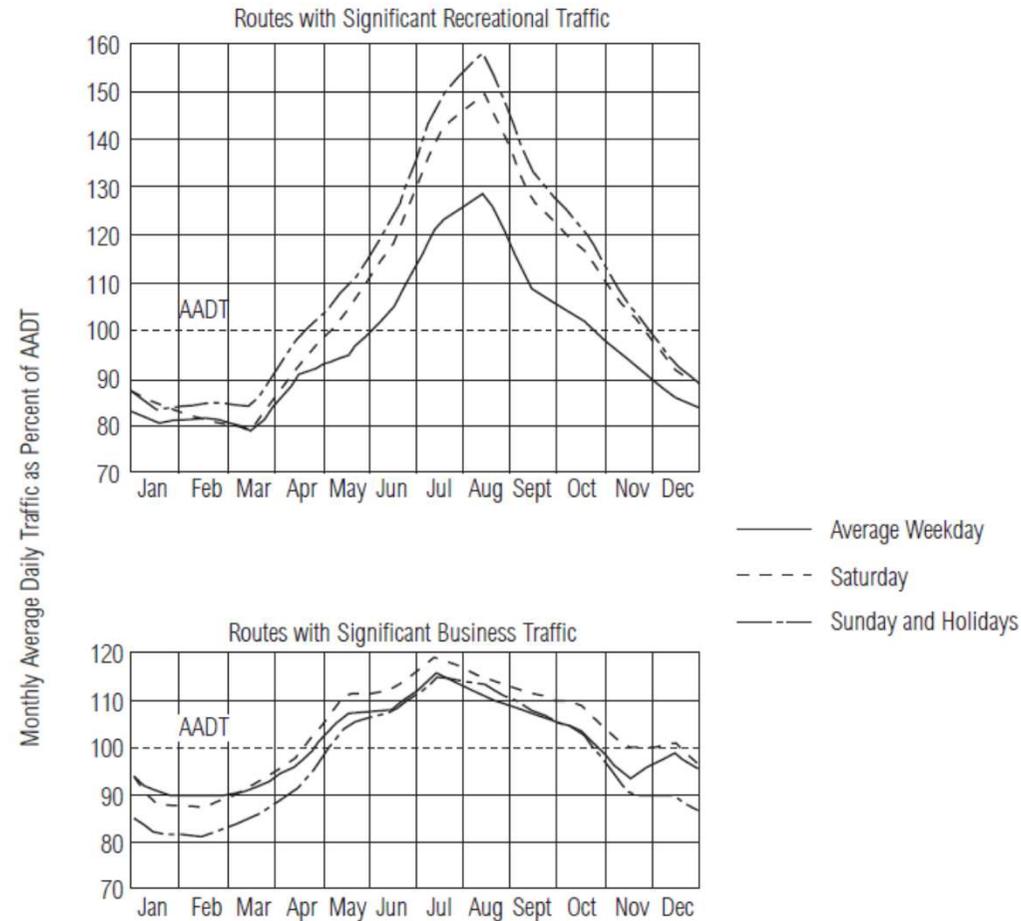
$$\text{TGM}_{\text{diurno}} = \frac{1}{2} (\text{TGM}_{E,\text{diurno}} + \text{TGM}_{I,\text{diurno}})$$

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

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

Variazioni stagionali del flusso veicolare

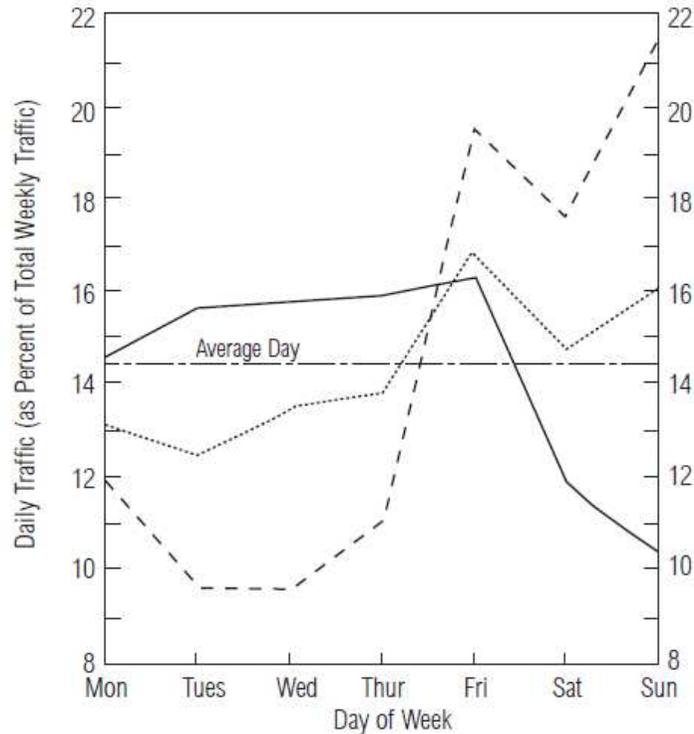
EXHIBIT 8-2. EXAMPLES OF MONTHLY TRAFFIC VOLUME VARIATIONS FOR A FREEWAY



Source: Minnesota Department of Transportation.

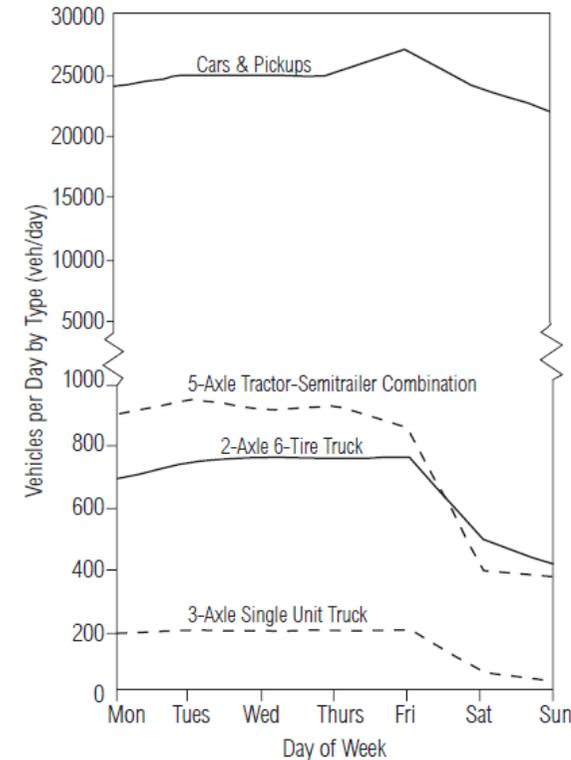
Variazioni giornaliere del flusso veicolare

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.

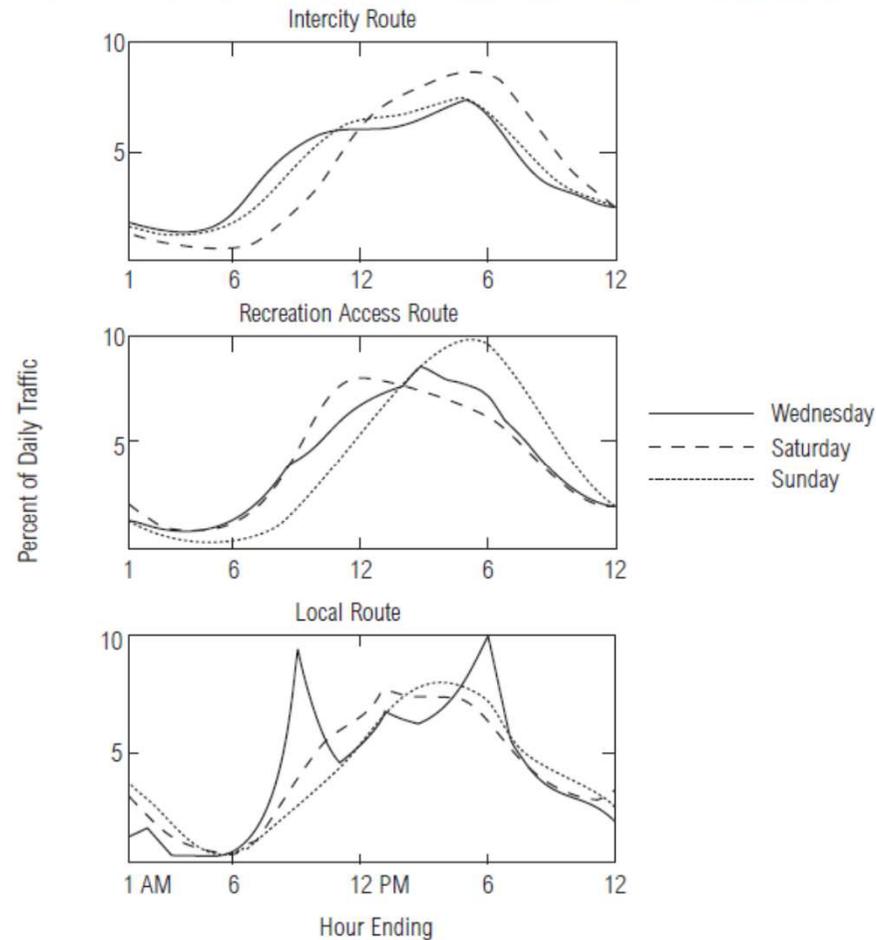
EXHIBIT 8-5. DAILY VARIATION IN TRAFFIC BY VEHICLE TYPE FOR RIGHT LANE OF AN URBAN FREEWAY



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

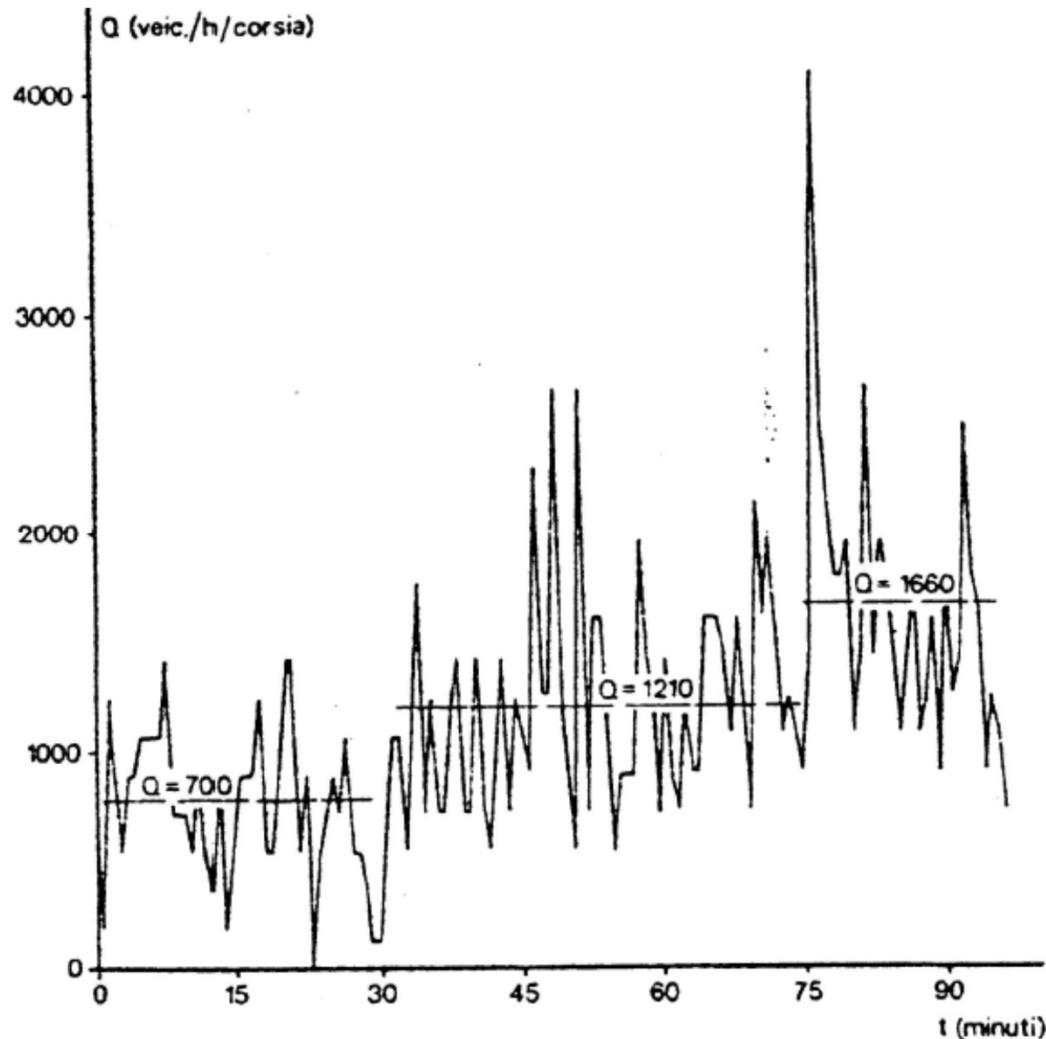
Variazioni orarie del flusso veicolare

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)

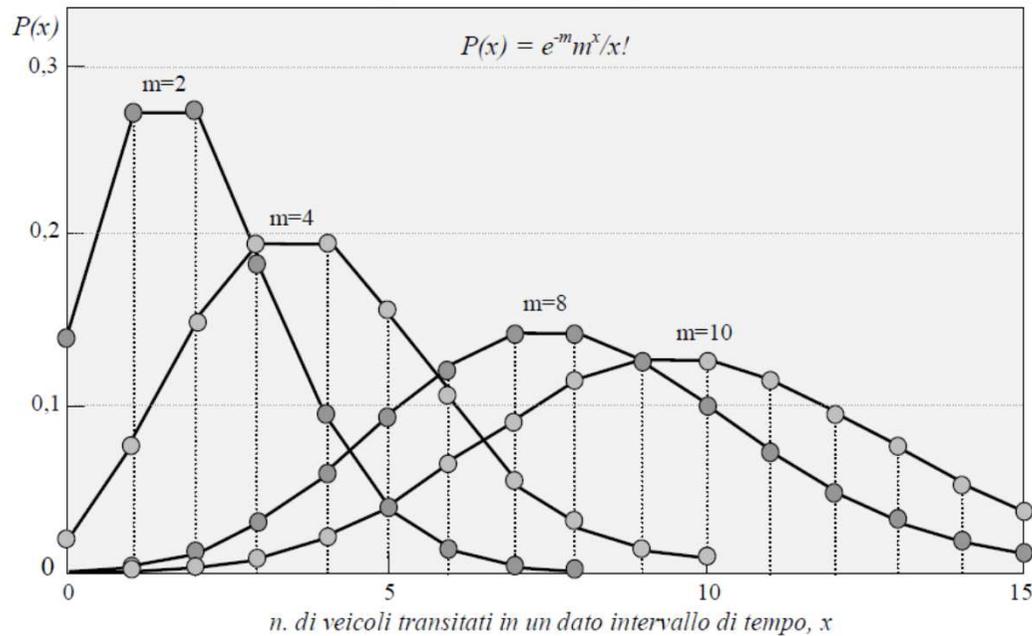


Fig. 1. Distribuzioni discontinue di Poisson per valori diversi di “m”

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

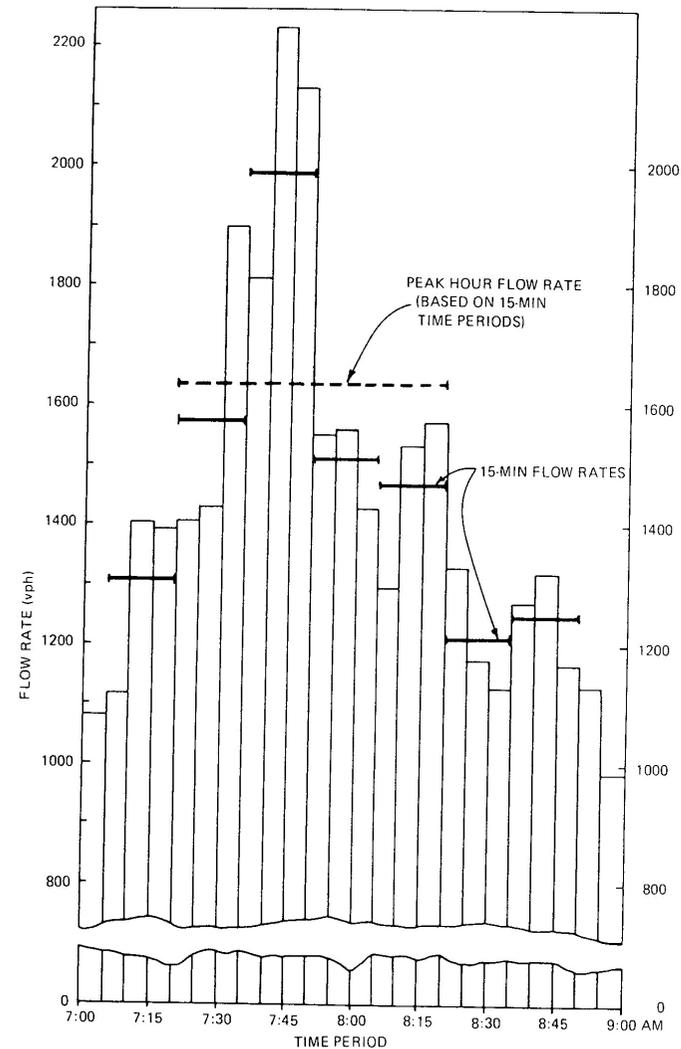
$$C_d = \frac{sqm}{E} = \frac{\sqrt{m}}{m} = \frac{1}{\sqrt{m}}$$

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

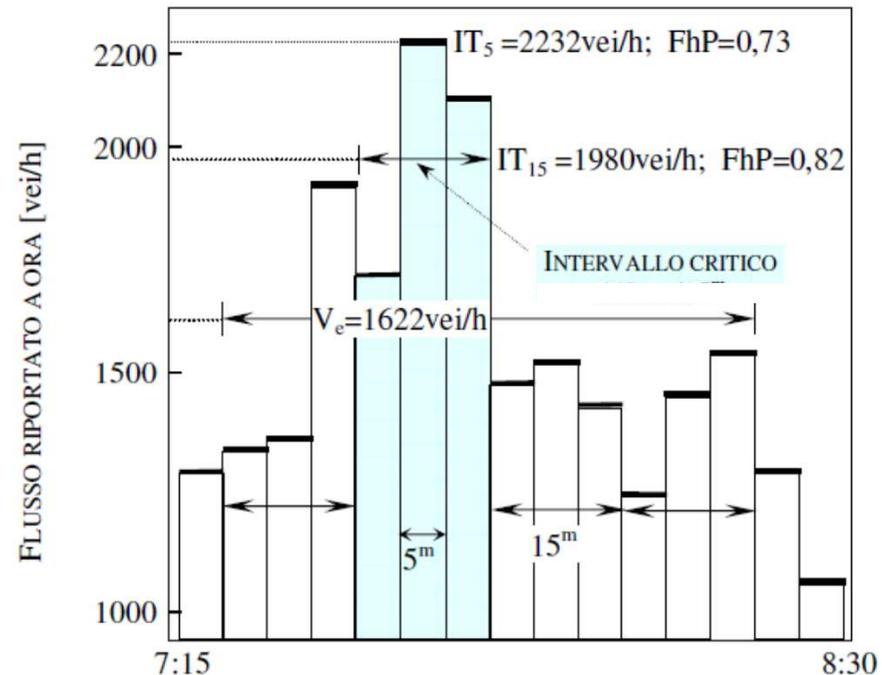
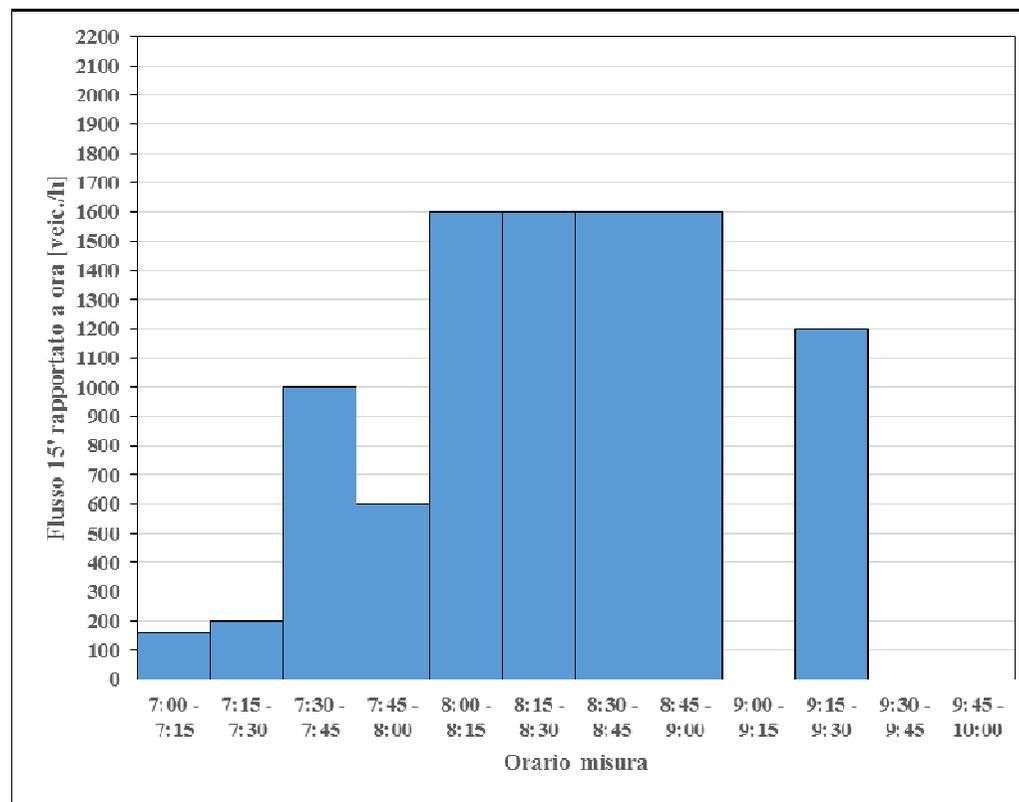


Fig. 1 - Rilievo di flusso in frazioni d'ora di 5^{min} (strada urbana, Hcm, 1985)

Portata veicolare di progetto (3)

| | Flusso | Flusso | Flusso | PHF |
|--------------|-----------------|------------|-----------|------|
| | 15 min. | 15 min. | ora | V/v |
| | V ₁₅ | 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

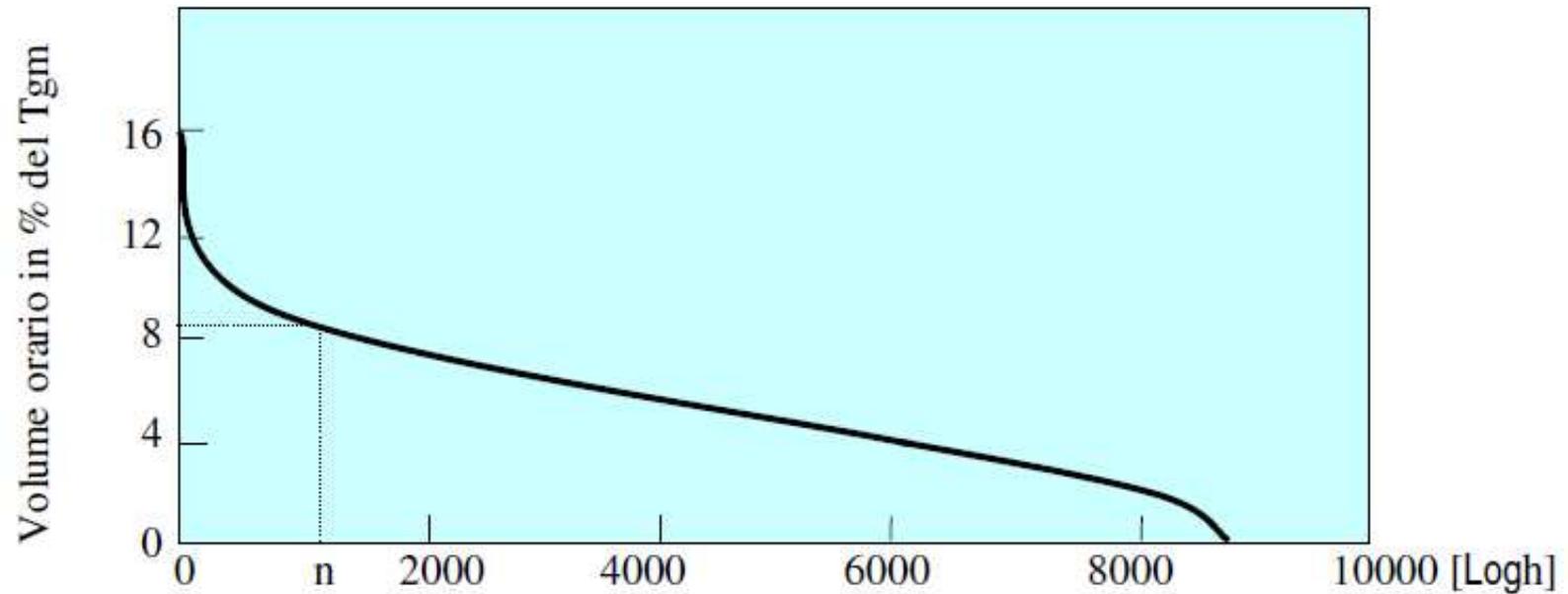
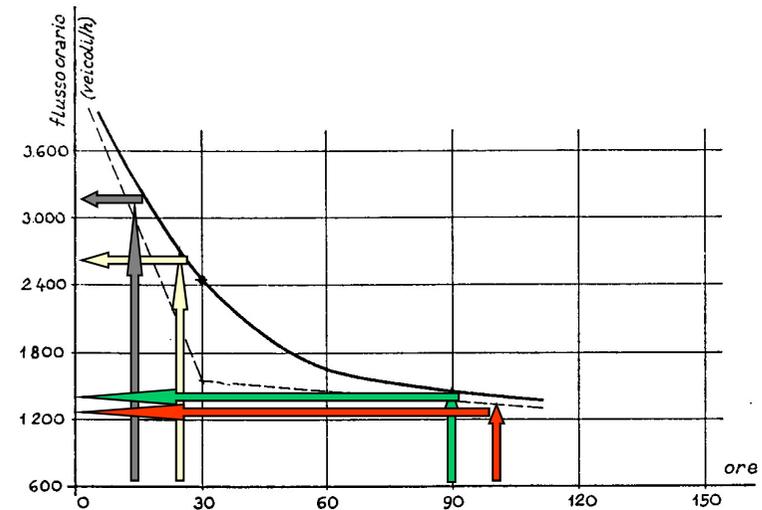
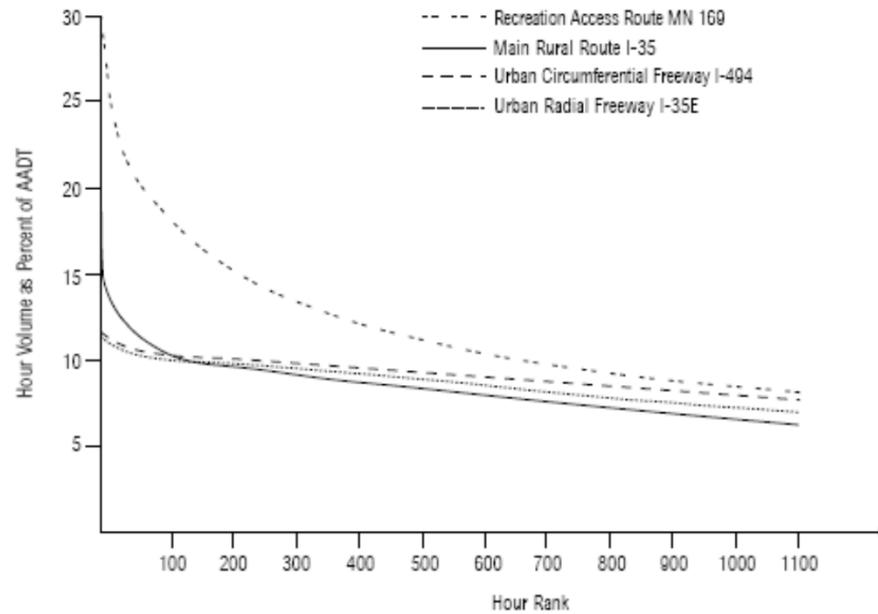


Fig. 2 - Distribuzione-tipo delle n ore di punta di un intero anno (Hcm, 1985)

Portata veicolare di progetto (5)

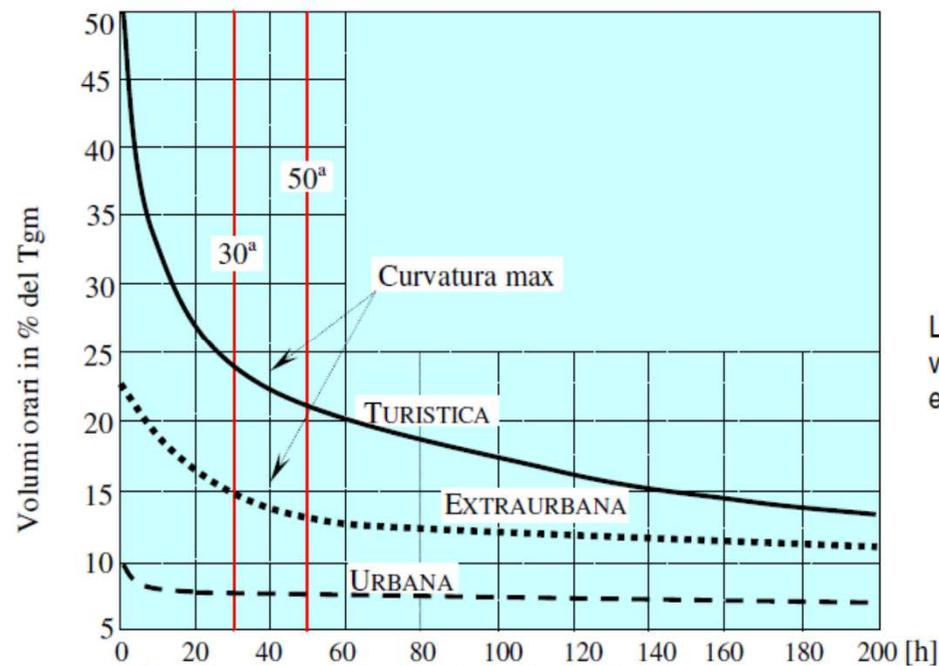
Curva delle frequenze del flusso orario



Portata veicolare di progetto (6)

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

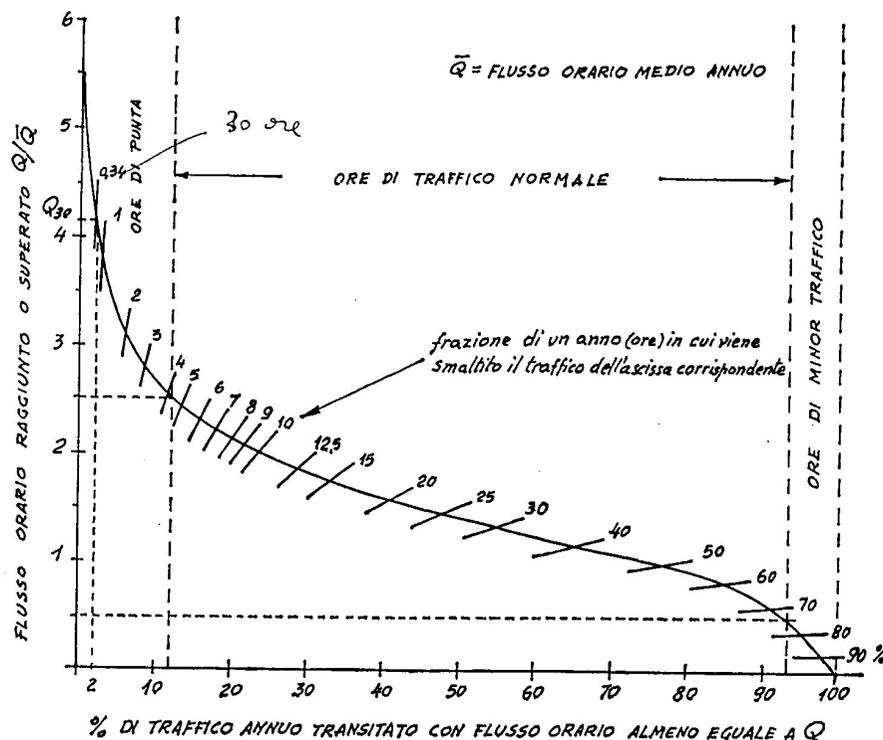
Curva delle frequenze del flusso orario



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 ^a | 5.7 ^a | 1299 ^a |
| | I-75 N. of CBD at University Ave. | 1984 | 8 | 146,050 | 8179 | 5.6 ^a | 2045 ^a |
| | I-75 N. of CBD (N. of I-85) | 1984 | 8 | 82,830 | 5135 | 6.2 ^a | 1284 ^a |
| | 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 ^a | 8.6 ^a | 2471 ^a |
| | Anacostia Freeway at Howard Rd. | 1984 | 6 | 121,700 | 6085 ^a | 5.0 ^a | 2028 ^a |

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 ^b | Lane 2 | Lane 3 |
| Lodge Freeway, Detroit | Light ^a | 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 ^a | 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 |

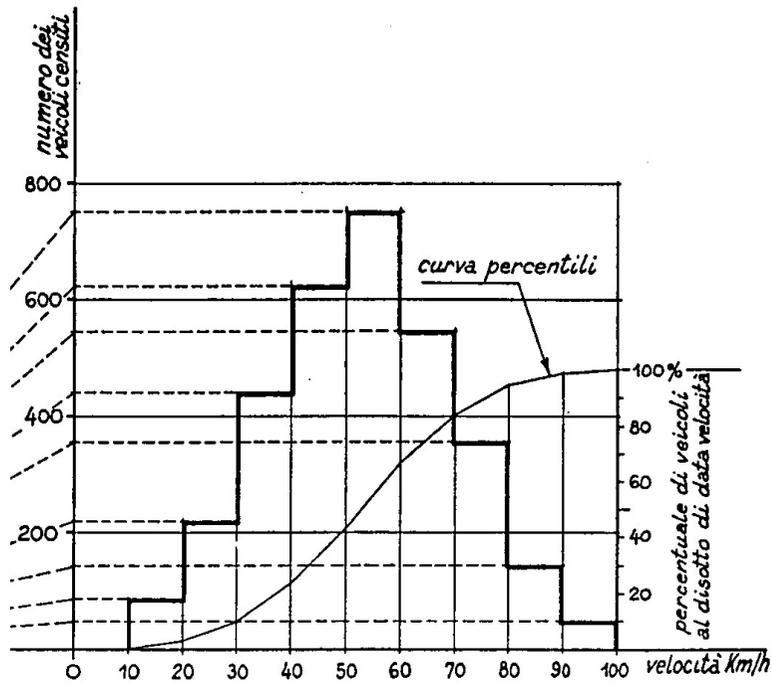
Notes:

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

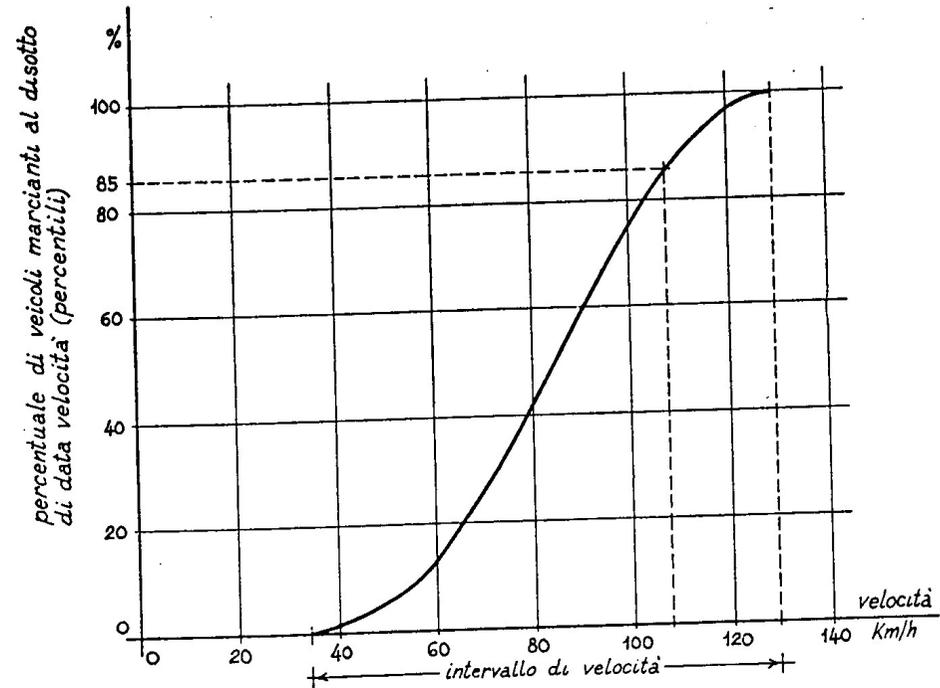
b. Lane 1 = shoulder lane; lanes numbered from shoulder to median.

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).

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

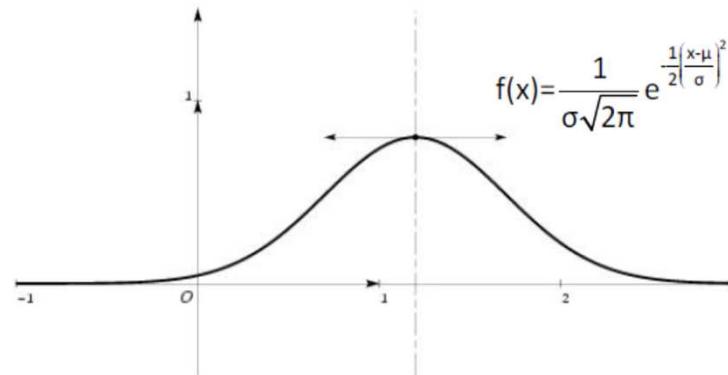
La funzione di ripartizione, $\Phi(a)$, rappresenta la probabilità che la variabile x assuma un valore inferiore o uguale ad «a».

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

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 μ e σ^2 , allora la variabile casuale

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

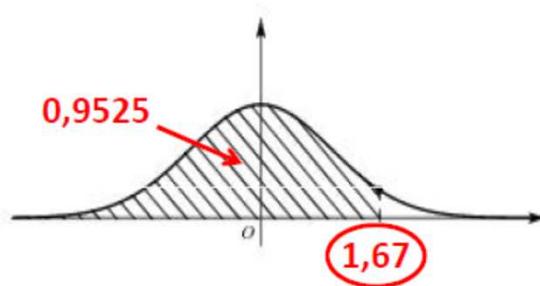
è ancora normale con media nulla e varianza unitaria, $Z \sim (1, 0)$, ed chiamata normale standardizzata.

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

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 _{med} di classe, u _i [km/h] | Frequenze di classe | | Frequenze cumulate | |
|-------------------|-------------------------|---|----------------------------|---|-----------------------------|-----------------------------|
| | | | assolute [n _i] | relative f _i = n _i /N | assolute [Σn _i] | in % 100 Σn _i /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 | $\frac{\sum_{i=1}^{10} f_i u_i}{\sum_{i=1}^{10} f_i}$ | 63,5km/h |
| s | sqm | $[\frac{\sum_{i=1}^{10} f_i u_i^2}{\sum_{i=1}^{10} f_i} - (\frac{\sum_{i=1}^{10} f_i u_i}{\sum_{i=1}^{10} f_i})^2]^{1/2}$ | 8,5km/h |
| IC | interv. caratt.co | $\hat{u} \pm 1s$ | 63,5±8,5km/h ; 72,0÷55,0km/h |
| C _d | coeff.te dispersione | s/ \hat{u} | 0,134 (13,4%) |

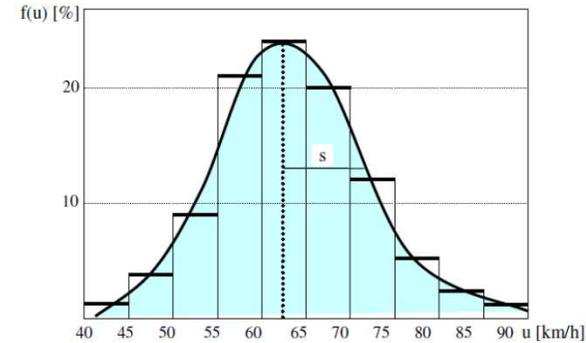


Fig. 5 - Istogramma della distribuzione di frequenza e curva approssimante del rilievo di velocità di Tab. 2

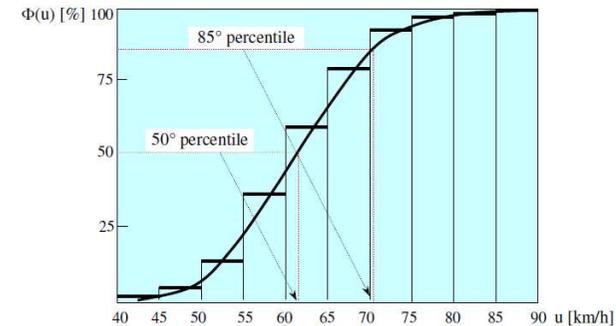


Fig. 6 - Istogramma della funz. ne cumulativa di freq.za e curva approssimante del rilievo di veloc. di Tab. 2

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:

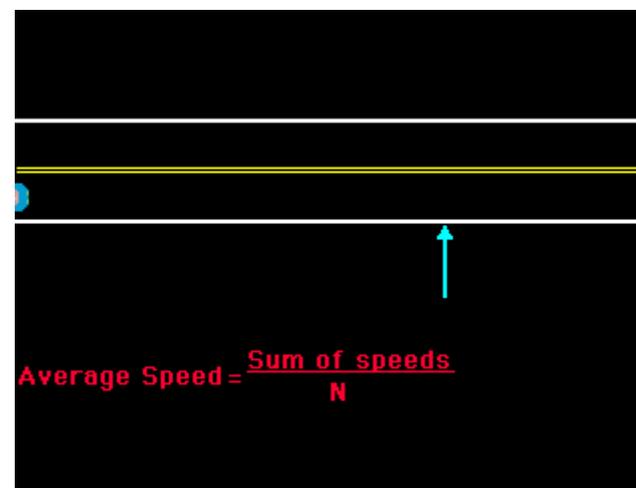
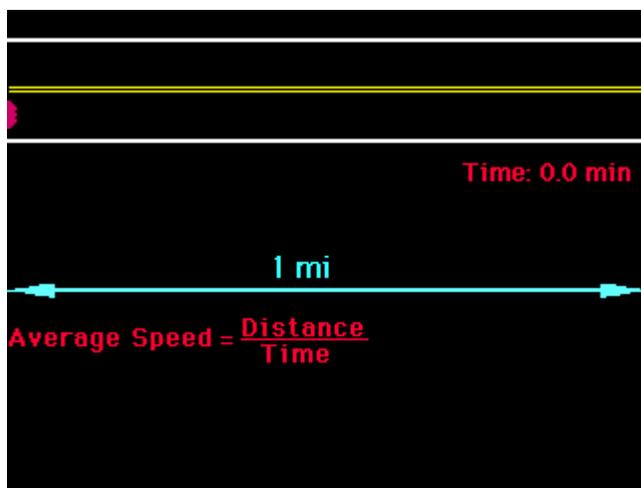
All highways have 90-km/h speed limit.

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)

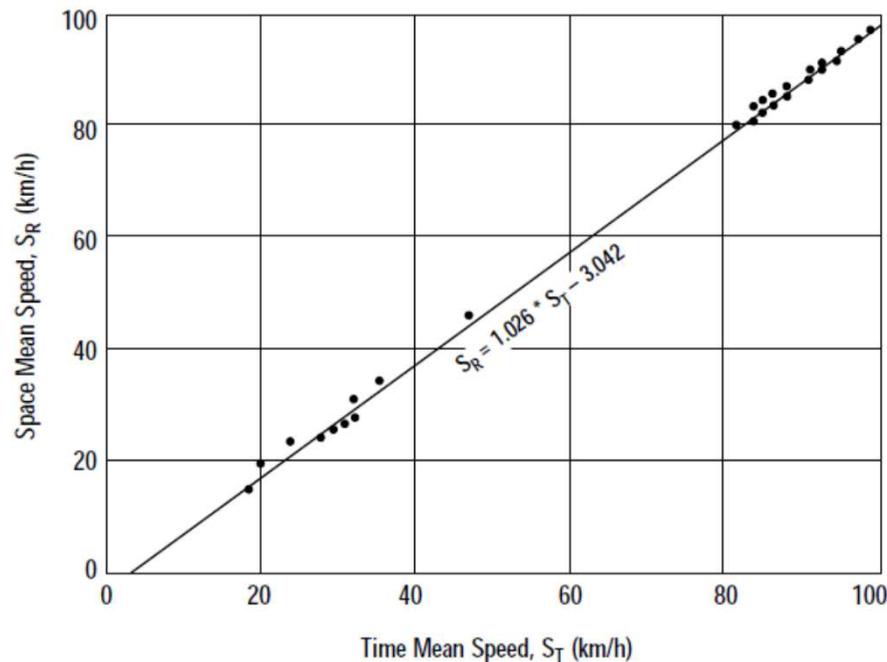
Velocità istantanea, media nel tempo

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

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.

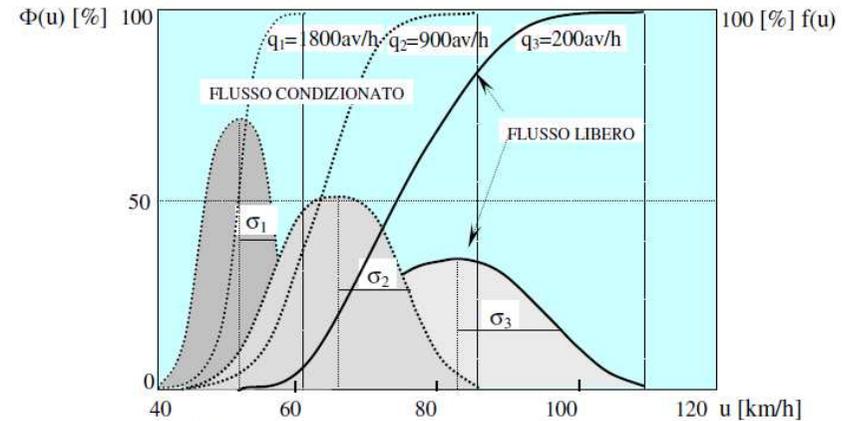
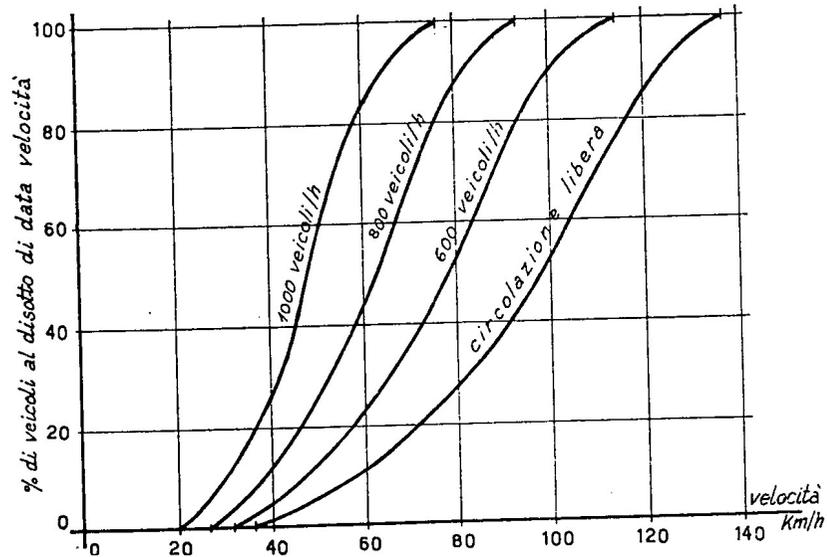


Fig. 7 - Curve qualitative di ddf e cumulative df di rilievi di velocità per portate diverse

Curve percentili al variare del flusso

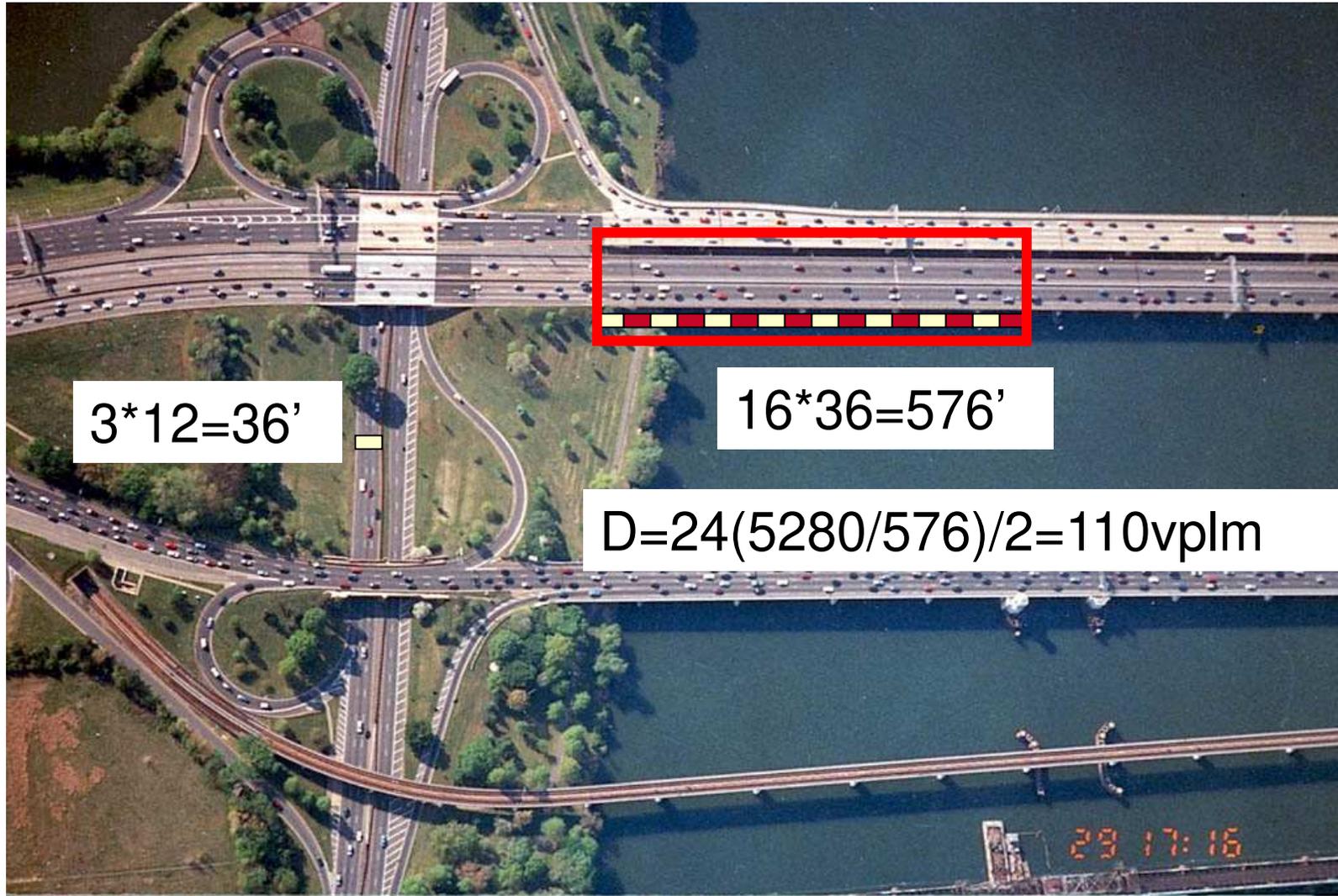
Densità veicolare (1)



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.

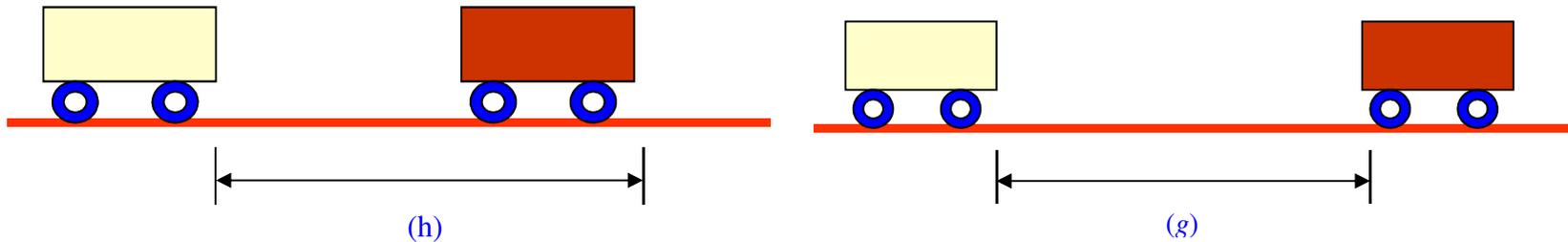
Densità veicolare (2)



Distanziamento e separazione veicolare (1)

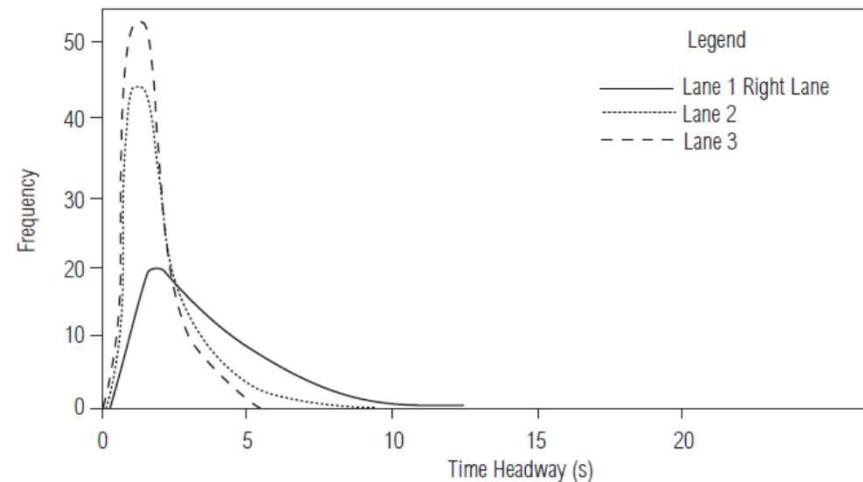
“h” è il distanziamento (headway) tra i veicoli, “g” separazione (spacing o gap)

$D = 1/h$ (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)

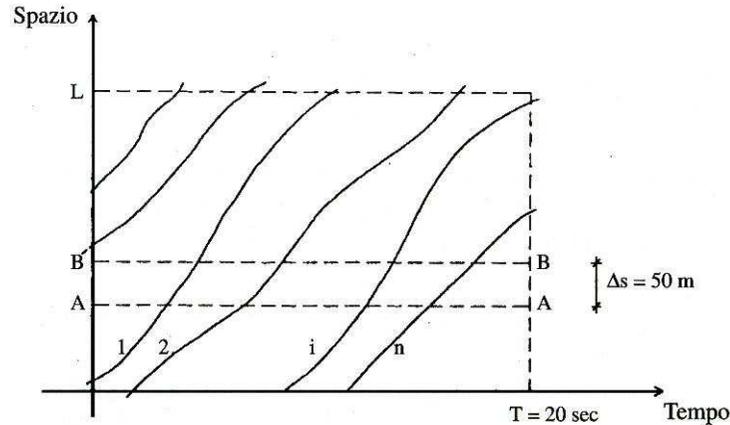


Fig. 6 – Traiettorie veicolari in un dominio spazio-temporale (L-T)

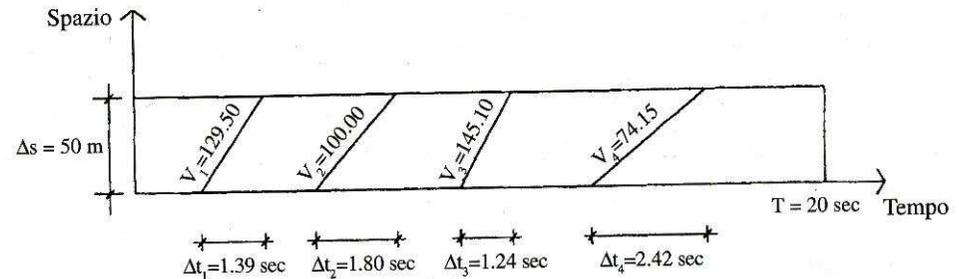


Fig. 7 – Traiettorie veicolari in un dominio spazio-temporale elementare

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

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

Densità, flusso e velocità dei veicoli (2)

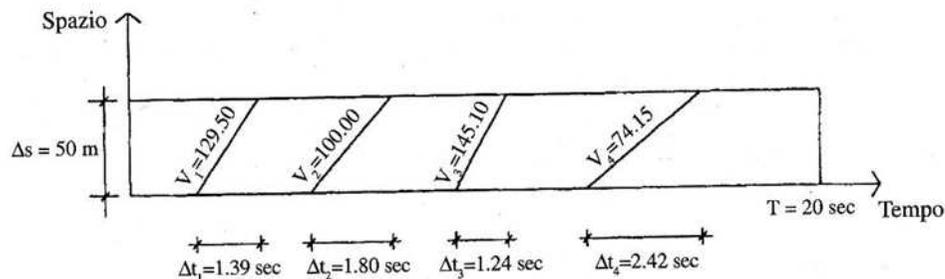


Fig.7 – Traiettorie veicolari in un dominio spazio-temporale elementare

| | Δsi | ti | sr=si | sr=si |
|-----------|----------------------------|--------|-------|--------|
| | [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 | | |
| St = | media | | | 112,19 |
| Var(si) = | varianza | | | 744,59 |
| Sr = | media formula approssimata | | | 105,55 |
| Sr = | media | | 29,16 | 104,99 |
| Sr = | 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)

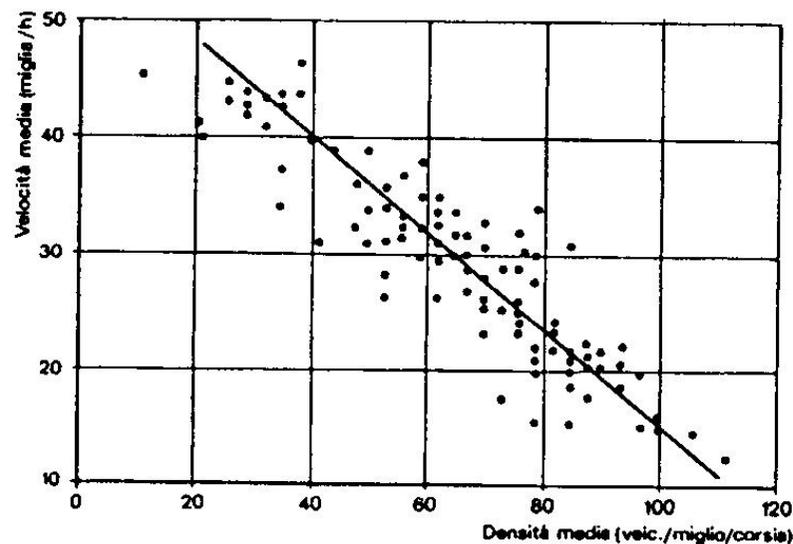
Esempio: $D = 1000 \text{ veic/h} / 50 \text{ km/h} = 20 \text{ veic/km}$

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

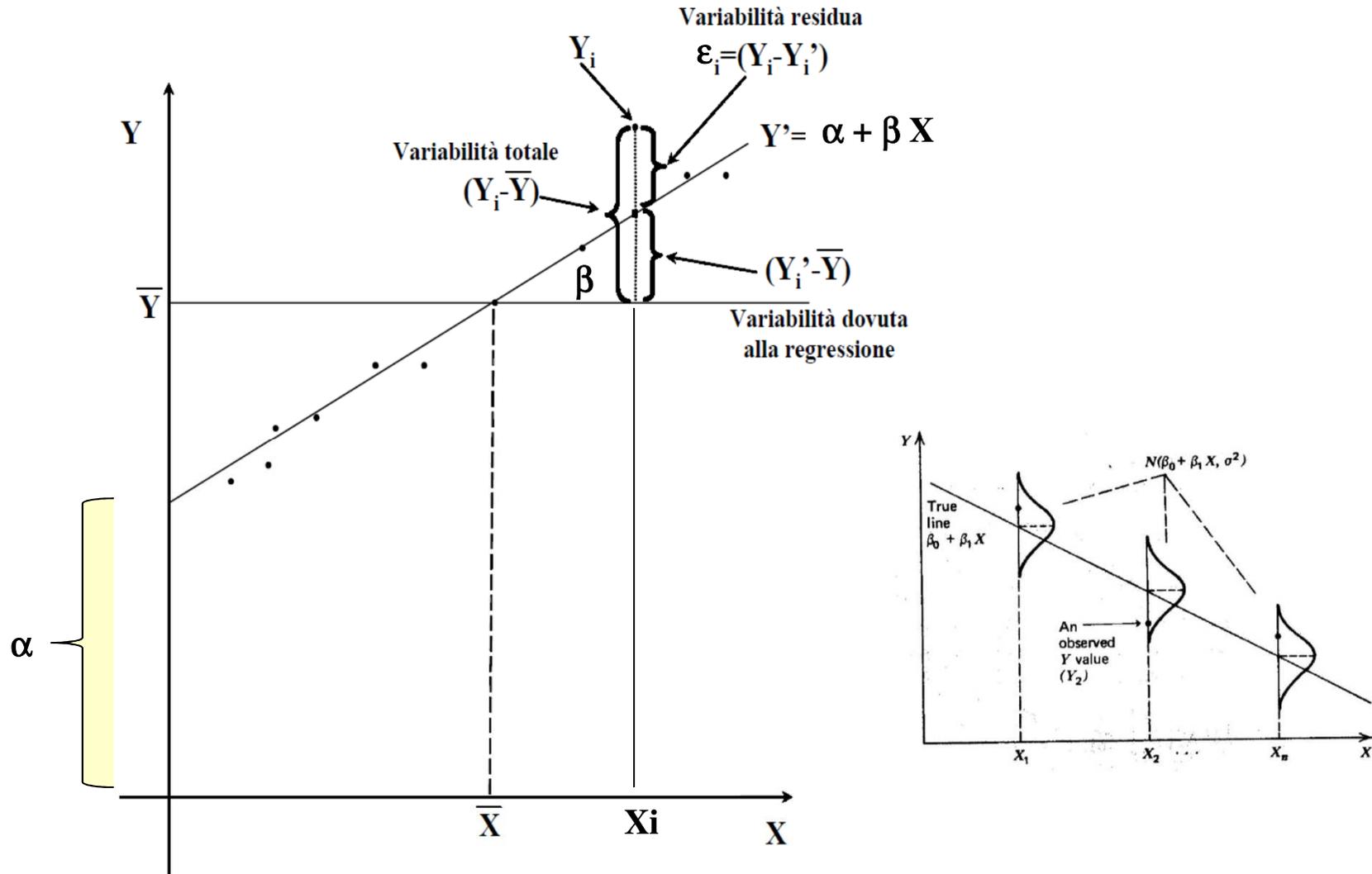
$$D = 1/h$$

$$V = 1/t$$

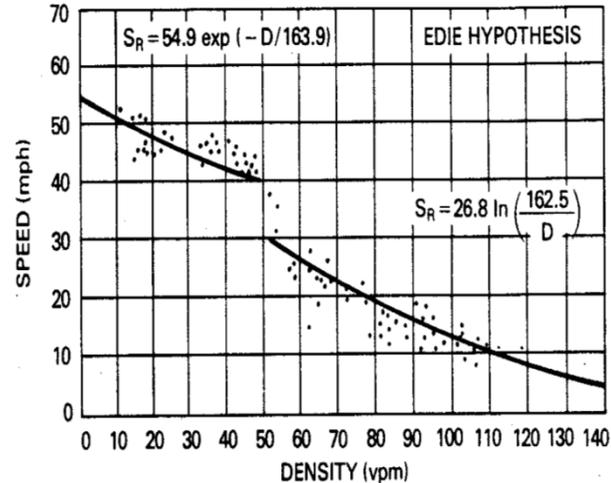
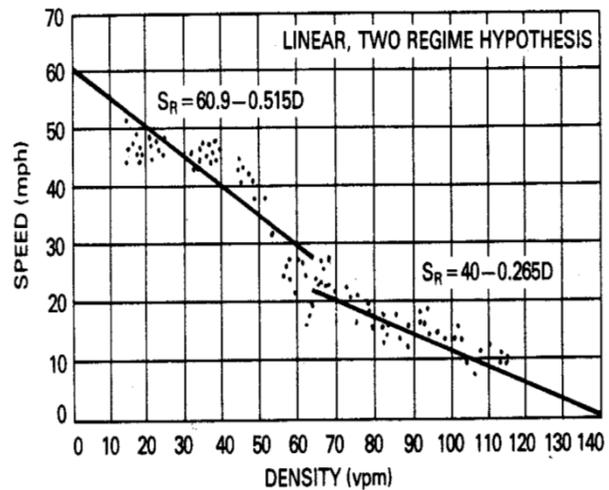
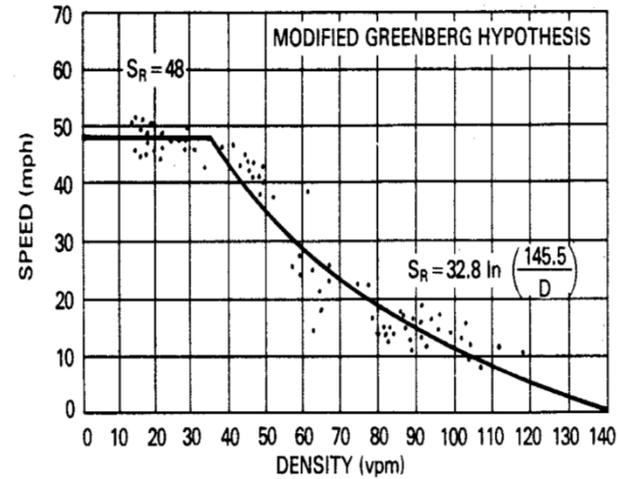
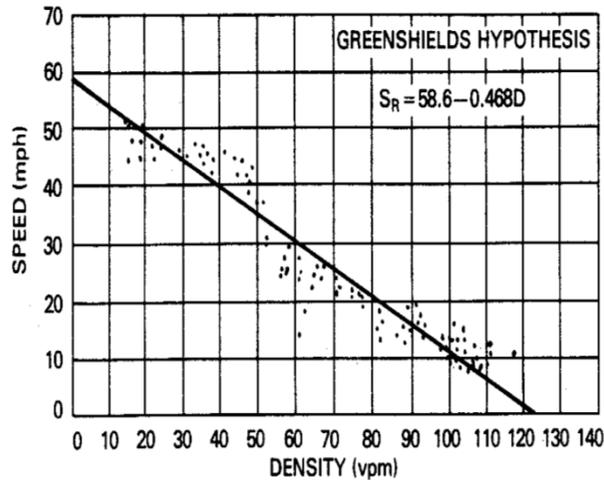
$$h = S * t$$



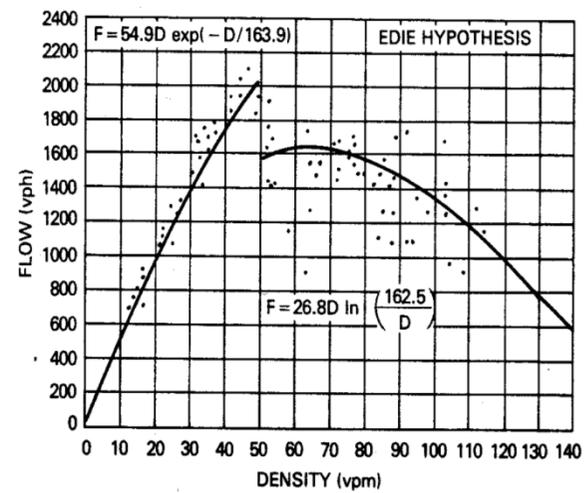
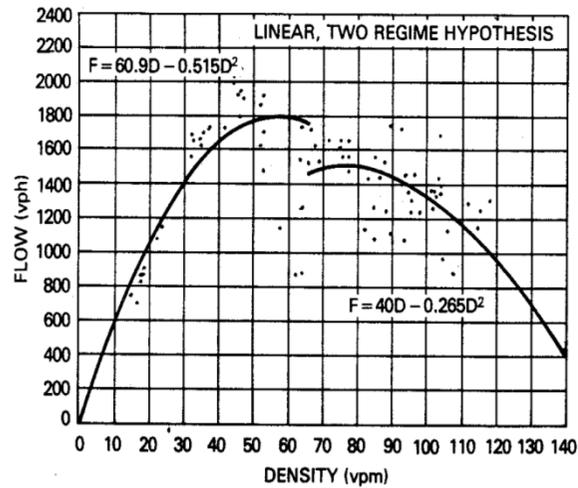
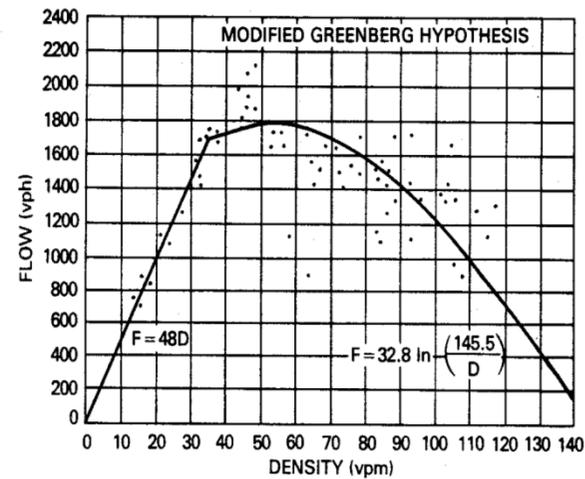
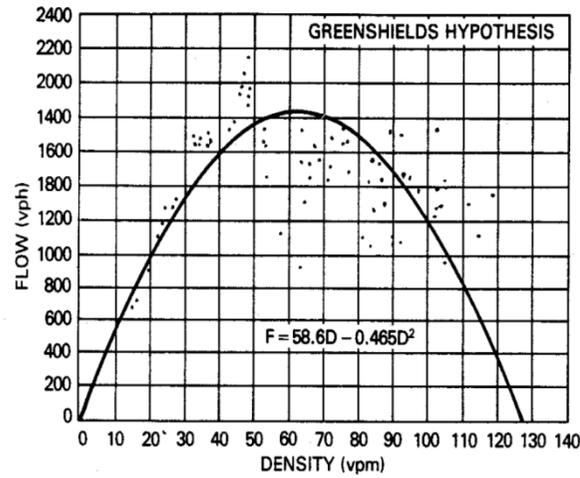
Regressioni (modelli)



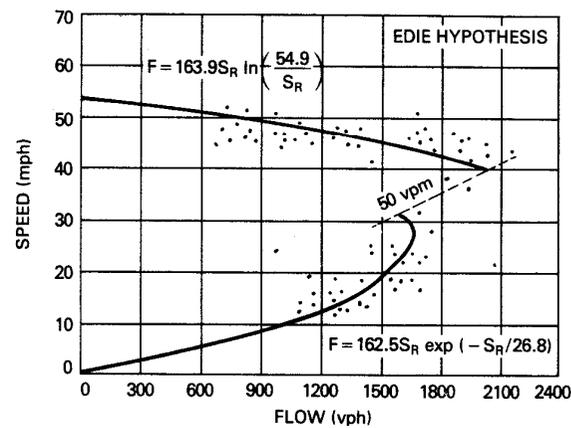
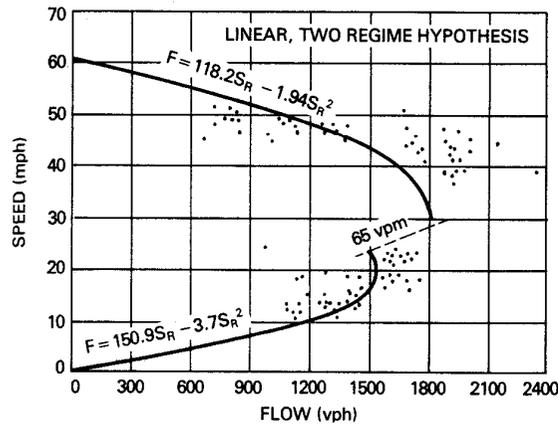
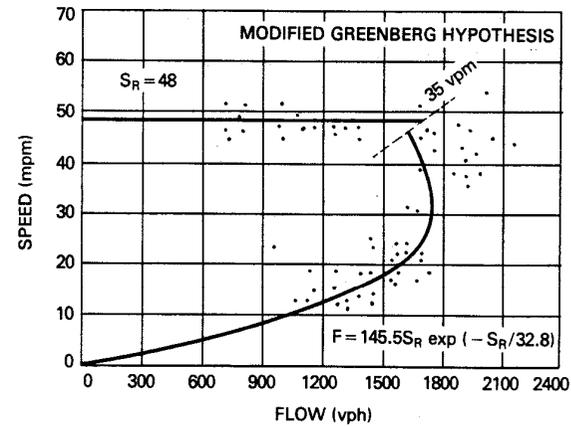
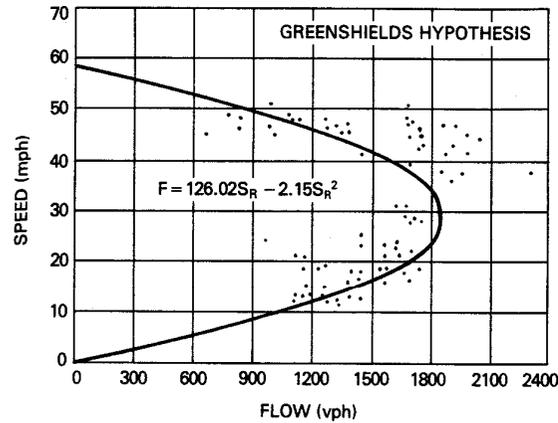
Modelli sperimentali: relazione densità velocità



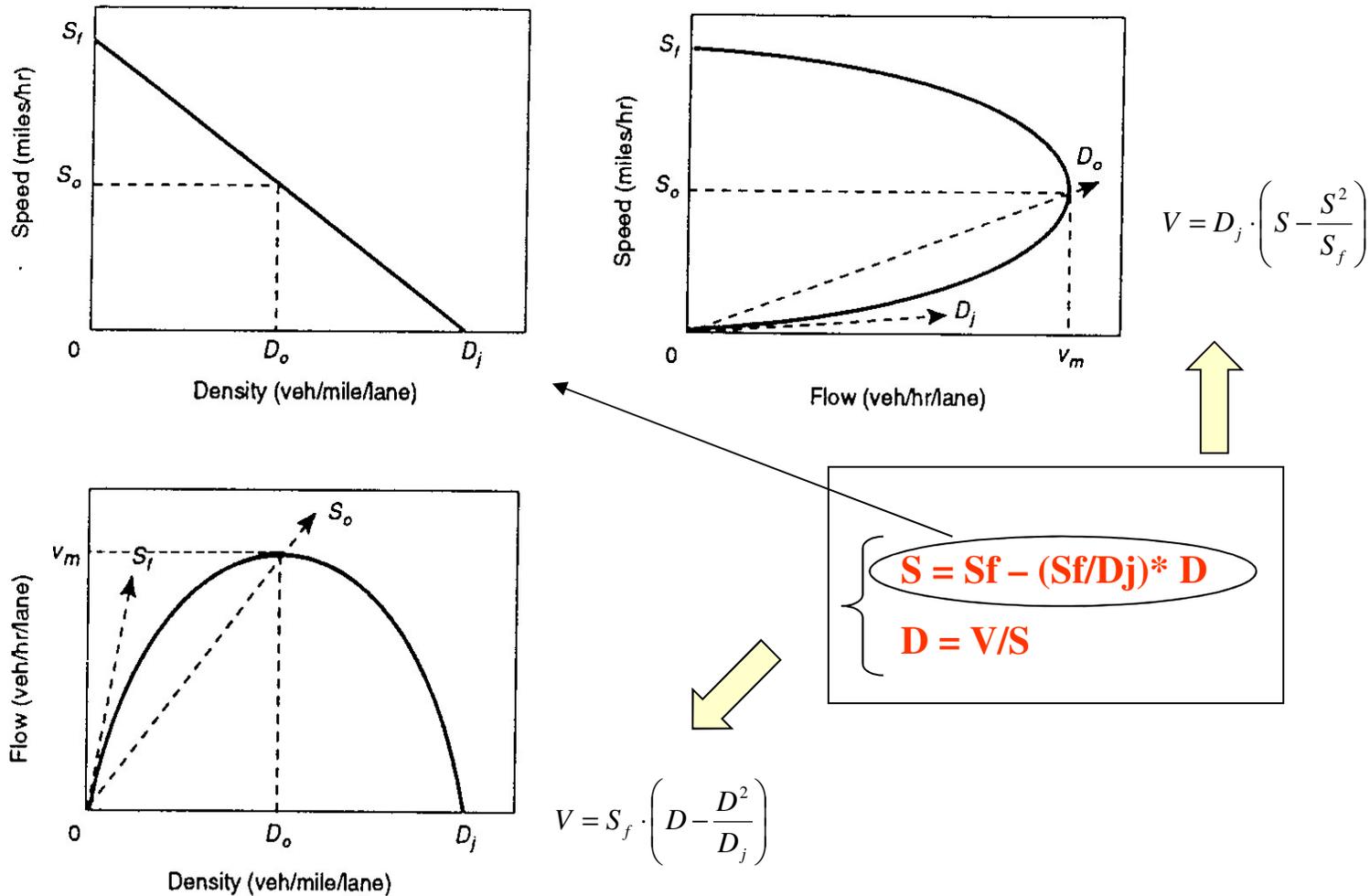
Modelli sperimentali: diagramma fondamentale



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.

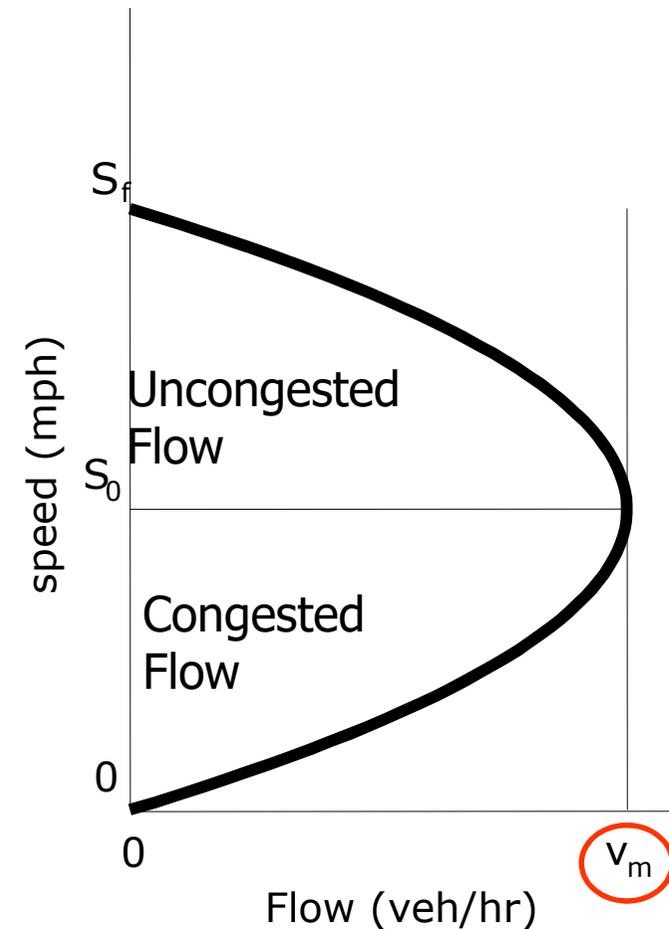
LIVELLI DI SERVIZIO: è definito come misura della prestazione della strada nello smaltire traffico.

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

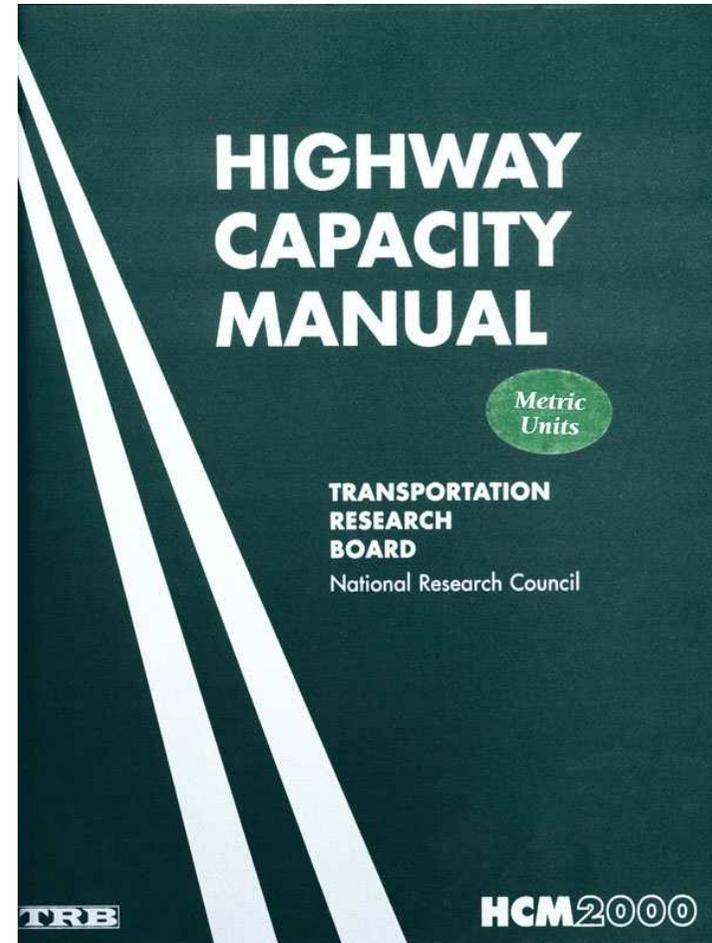
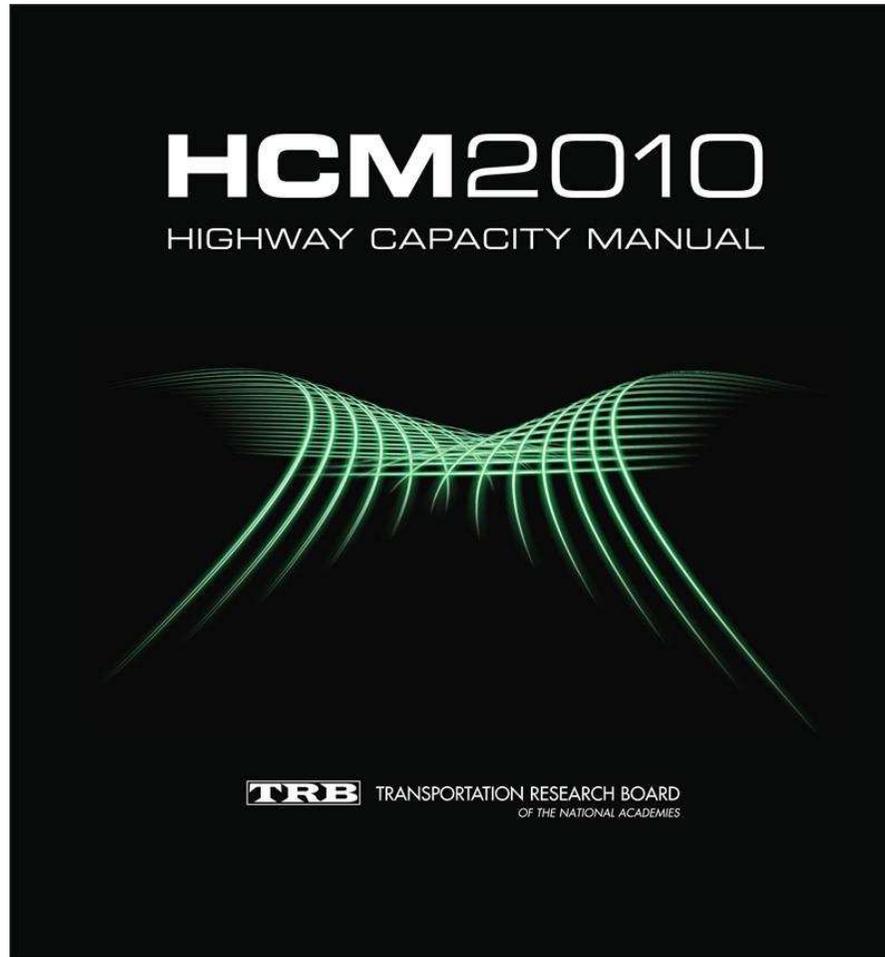
I LOS da “A” a “D” hanno una densità inferiore a quello corrispondente alla capacità.

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 ≤ 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.



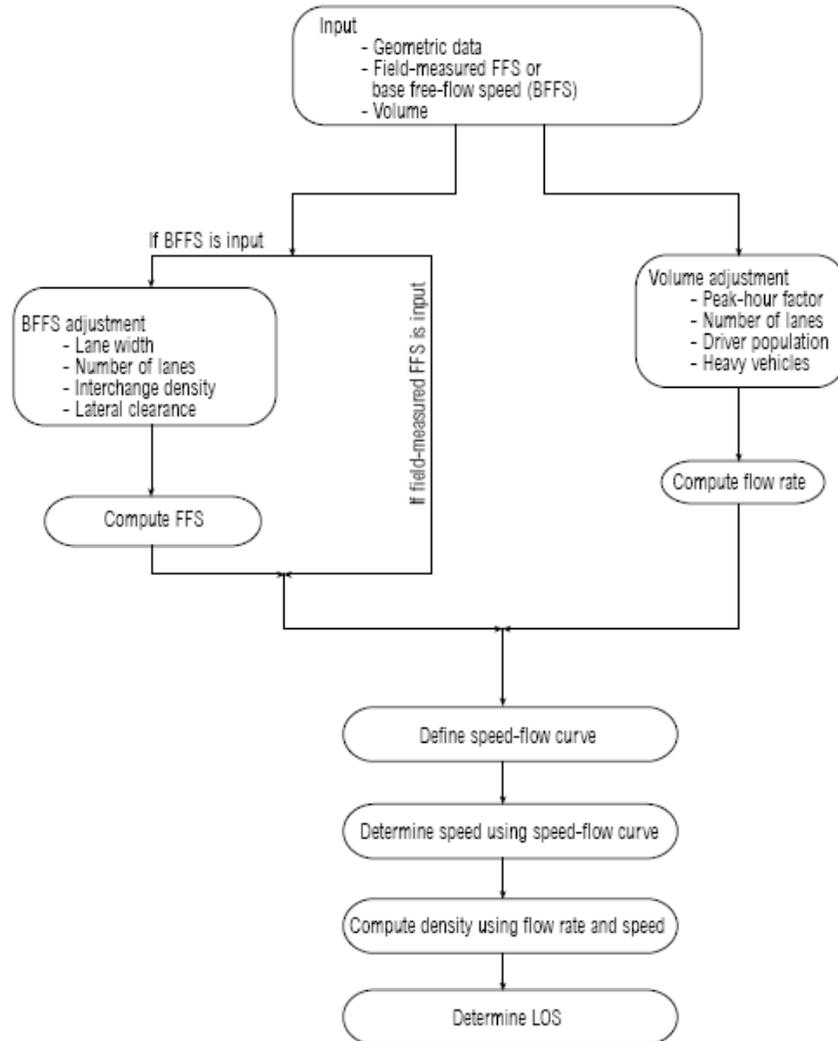
Illustration 3-10. LOS F.

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

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

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

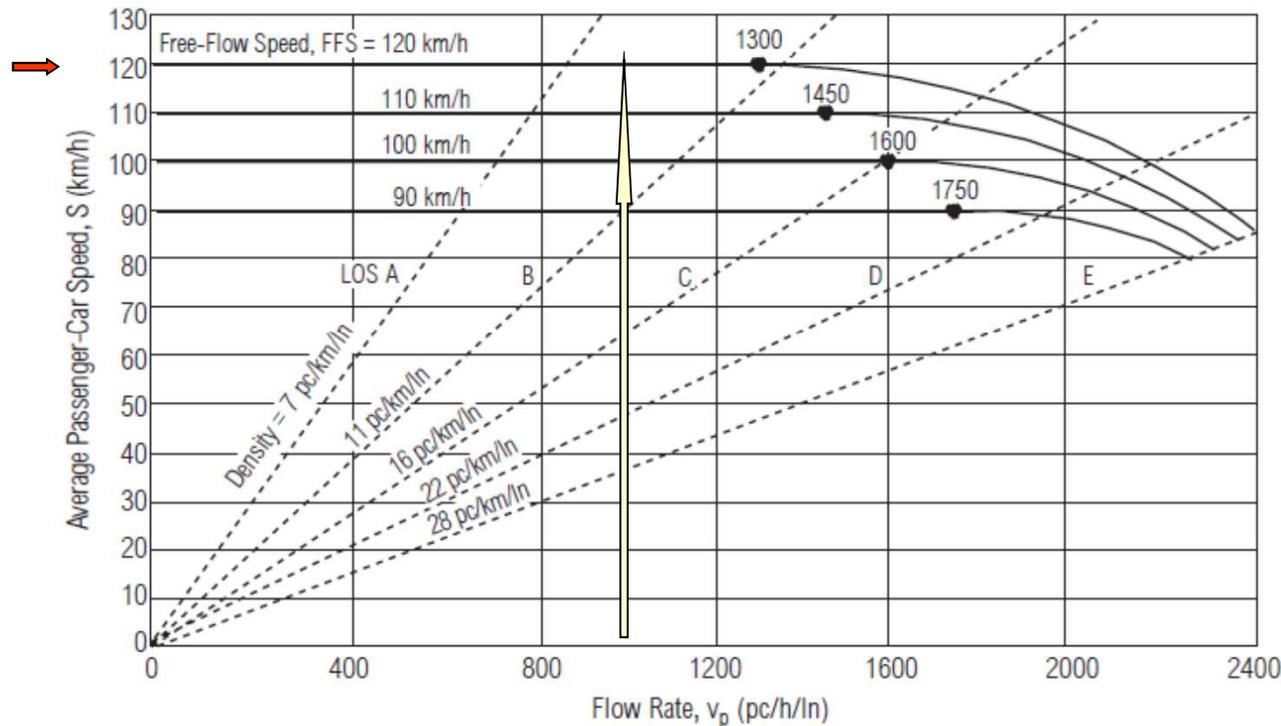
| Criteria | LOS | | | | |
|-------------------------------------|-------|-------|-------|------|------|
| | A | B | C | D | E |
| FFS = 120 km/h | | | | | |
| Maximum density (pc/km/ln) | 7 | 11 | 16 | 22 | 28 |
| Minimum speed (km/h) | 120.0 | 120.0 | 114.6 | 99.6 | 85.7 |
| Maximum v/c | 0.35 | 0.55 | 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

$$\text{FFS} = \text{BFFS} - f_{\text{LW}} - f_{\text{LC}} - f_{\text{N}} - f_{\text{ID}}$$

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 | ≥ 5 |
| ≥ 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) |
|---------------------------------|--|
| ≥ 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)

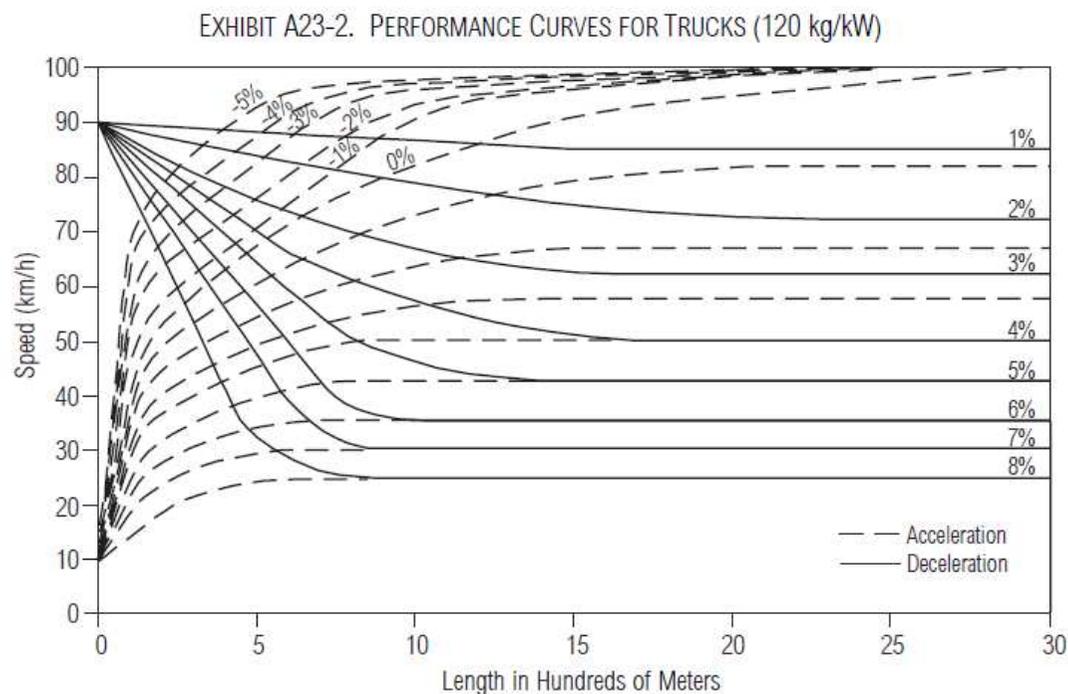
Come regola generale la valutazione estesa può essere fatta quando non sono presenti livellette con pendenza $\geq 3\%$ lunghe più di 0,5 km, oppure quando non sono presenti livellette con pendenza $< 3\%$ lunghe più di 1 km.

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 |

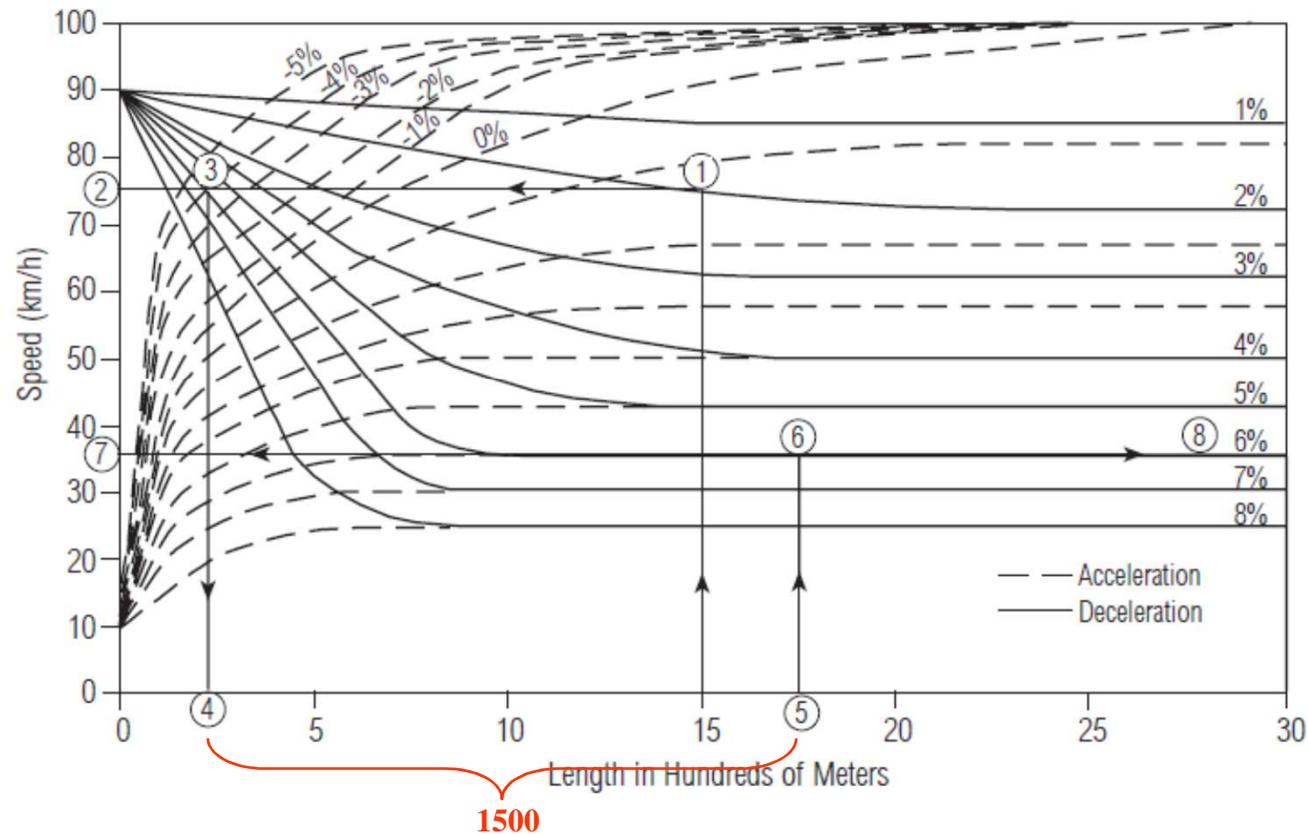
$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

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

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

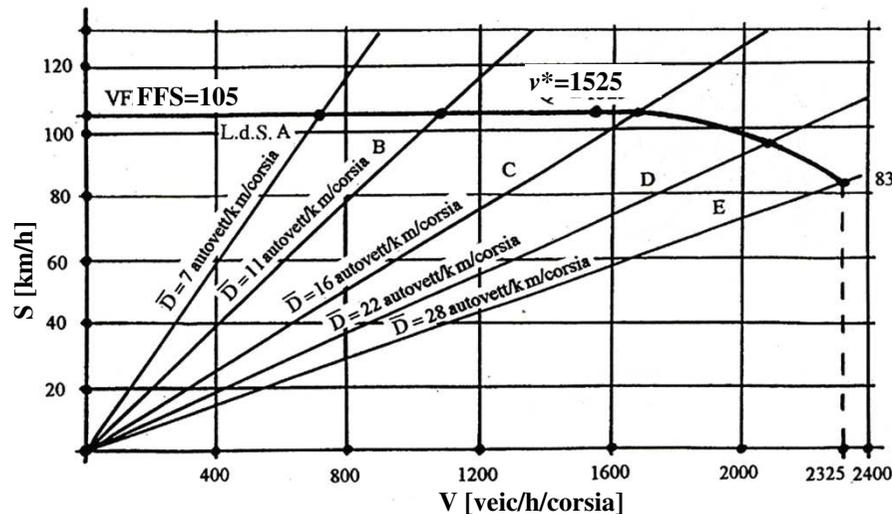
f_p = coefficiente che tiene conto del tipo di utenti variabile da 0,85 a 1,00 i valori più bassi si utilizzano in presenza di utenti non abituali.

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 ?

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

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

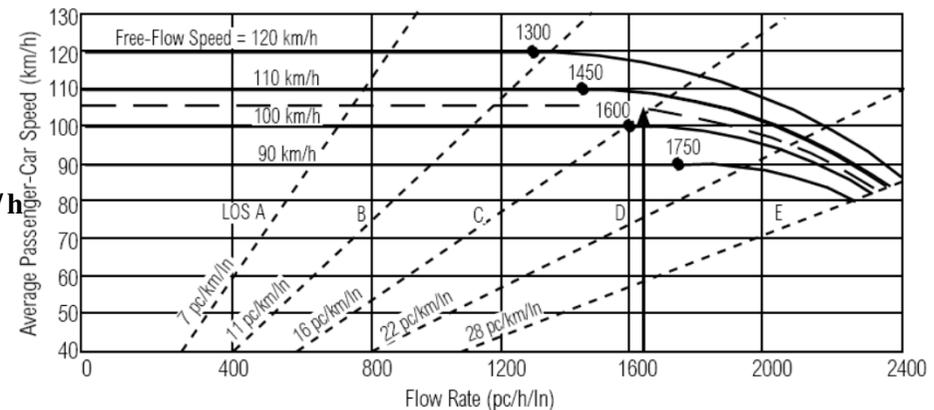
$$v(N=3) = \frac{V}{PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p} = \frac{4000}{0,85 \cdot 3 \cdot 0,925 \cdot 1} = 1696 \text{ autovet./h/corsia}$$

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

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

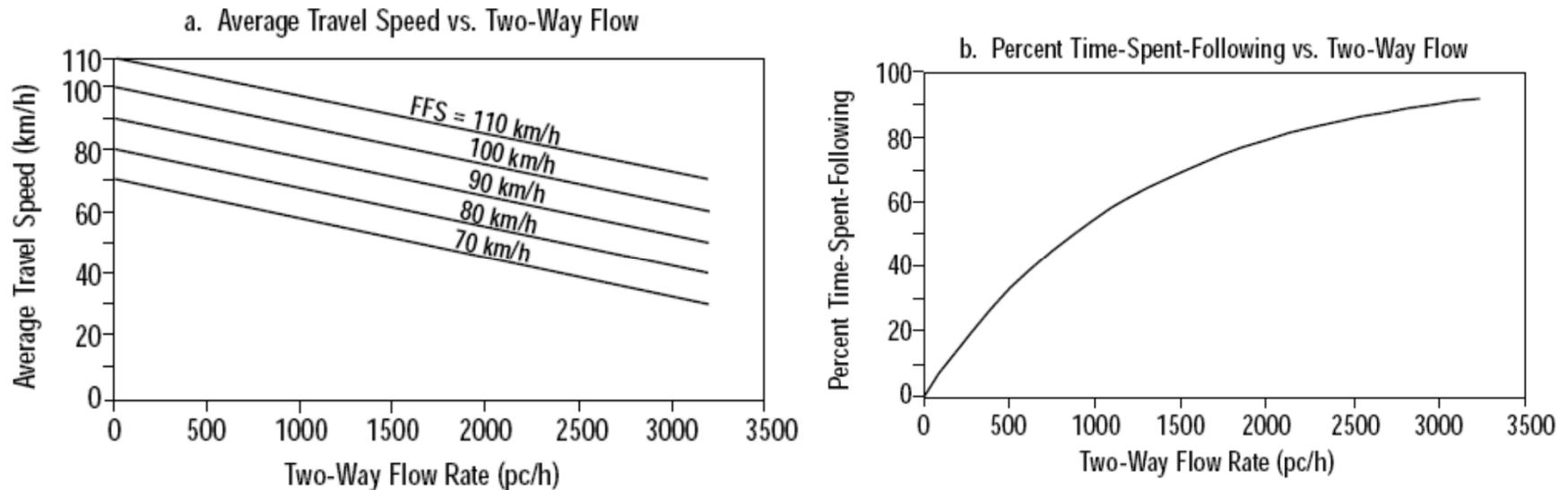
$$D = v/S = 1696/106,5 = 15,9 \text{ autov. equ./h/corsia}$$

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.

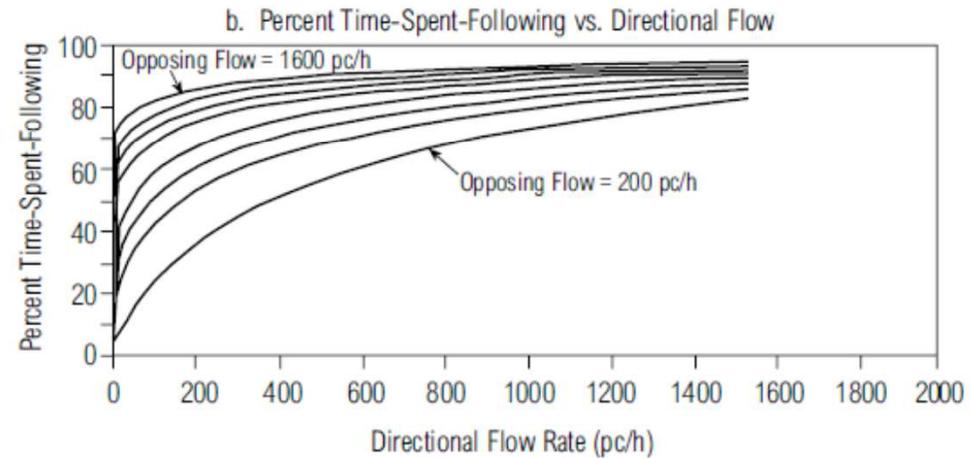
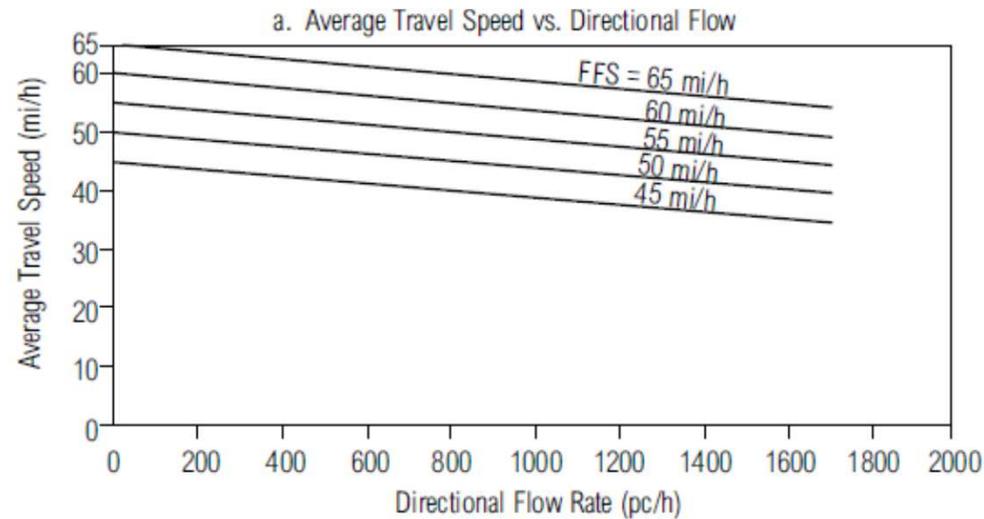


L'HCM considera due classi di strade assimilabili a quelle italiane "C" (classe I) e "F" (Classe II).

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 (≥ 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 ≥ 3 % per lunghezze ≥ 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 |

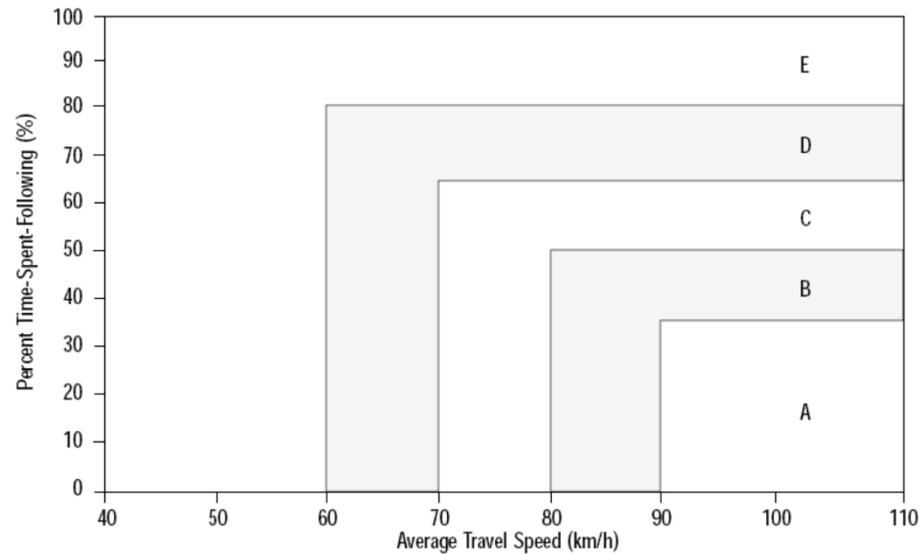
Note:
LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

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 |

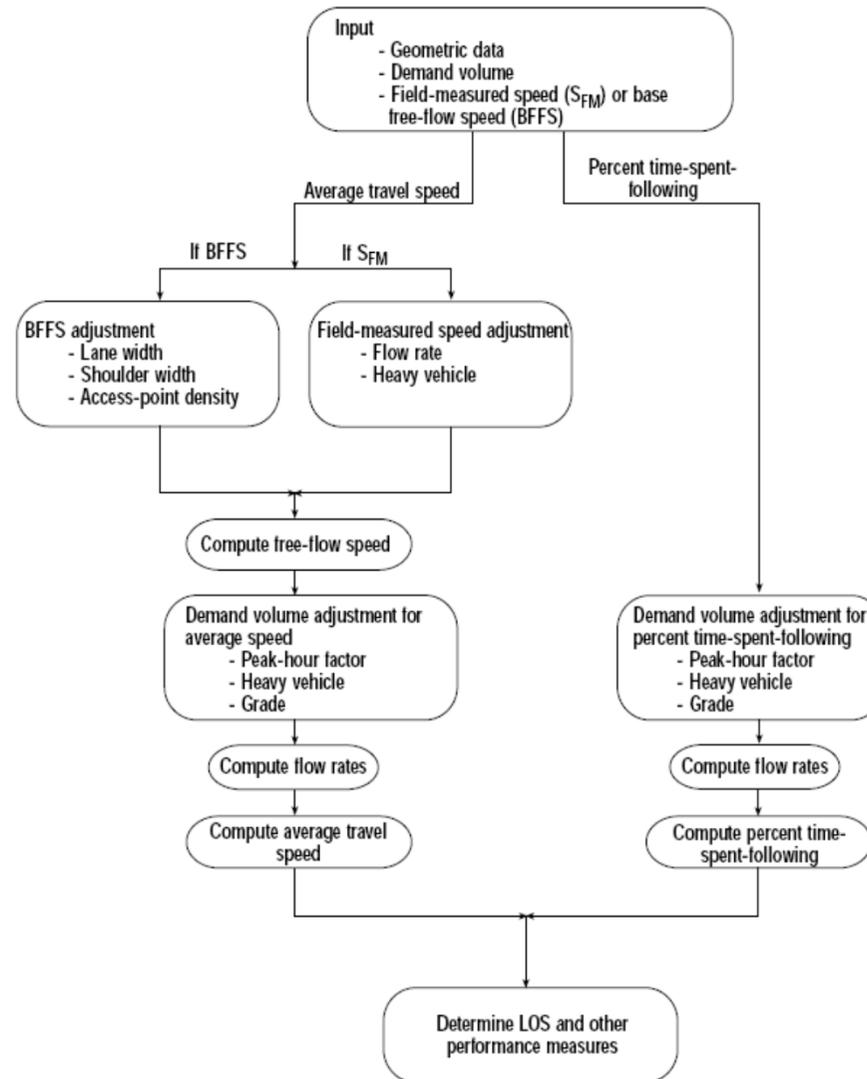
Note:
LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

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

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

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

FFS = velocità di flusso libero (km/h), S_{MF} velocità media misurata, V_{F} Flusso misurato, f_{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_{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];

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) | | | |
| | $\geq 0.0 < 0.6$ | $\geq 0.6 < 1.2$ | $\geq 1.2 < 1.8$ | ≥ 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 |
| ≥ 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 |
| ≥ 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:

BFSS = 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;

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

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

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

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

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

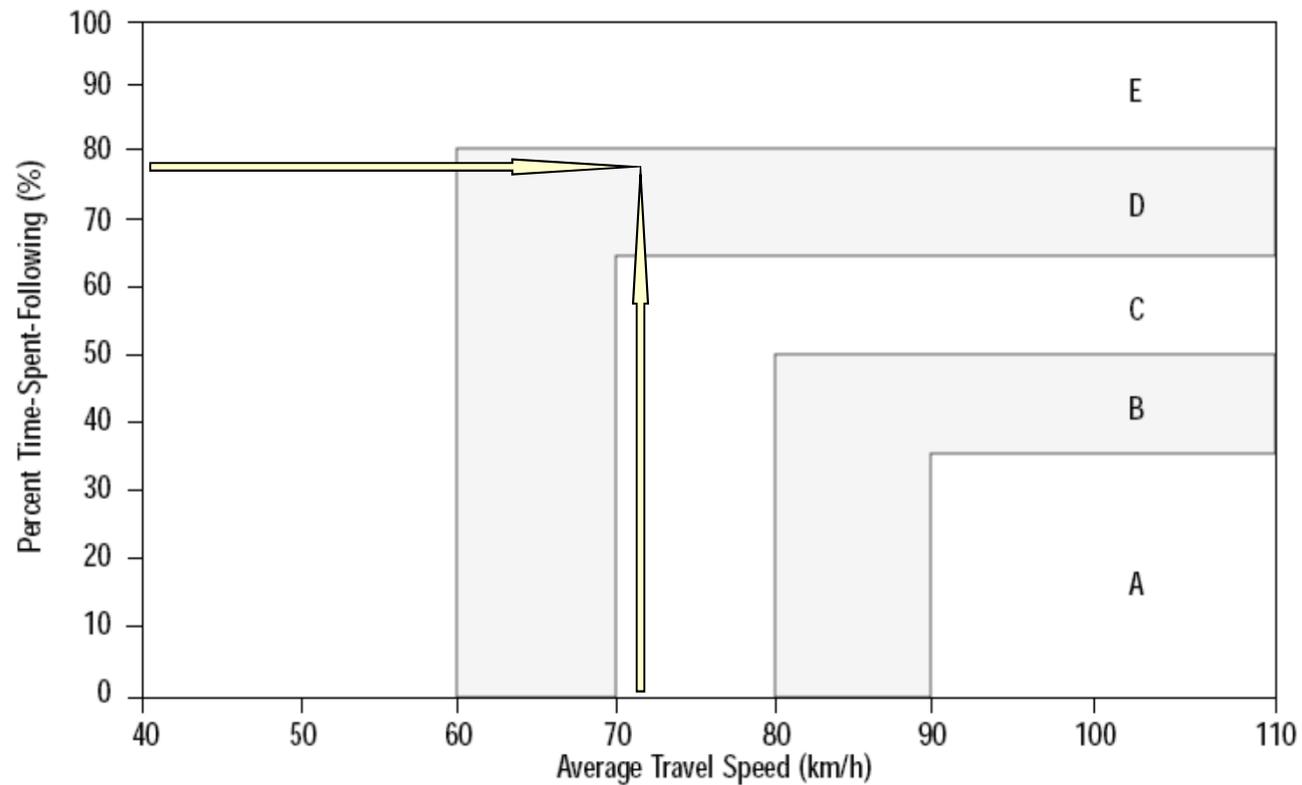
$$\mathbf{PTSF = BPTSF + f_{d/np} = 70 + 7,5 = 77,5\%}$$

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

$$\text{FFS}_d = S_{\text{FM}} + 0,0125*(V_F/f_{\text{HV}}) \quad [\text{km/h}]$$

FFS_d = velocità di flusso libero (km/h), S_{MF} velocità media misurata, V_F Flusso misurato, f_{HV} correzione per la presenza di veicoli pesanti.

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

FFS_d = 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_{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);

Analisi Direzionali, v (1)

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

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

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 (1)

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

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, f_G (2)

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

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 ≥ 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 |
| | ≥ 6.4 | 0.75 | 0.95 | 0.97 |
| $\geq 3.5 < 4.5$ | 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 |
| | ≥ 6.4 | 0.65 | 0.91 | 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 |
| | ≥ 6.4 | 0.56 | 0.84 | 0.97 |
| $\geq 5.5 < 6.5$ | 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 |
| | ≥ 6.4 | 0.46 | 0.76 | 0.93 |
| ≥ 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 |
| | ≥ 6.4 | 0.39 | 0.66 | 0.88 |

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 |
| | ≥ 6.4 | 1.00 | 0.97 | 0.96 |
| $\geq 3.5 < 4.5$ | 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 |
| | ≥ 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 |
| | ≥ 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 |
| | ≥ 6.4 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| ≥ 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 |
| | ≥ 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} = 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_d (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 ≥ 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 e un autobus.

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

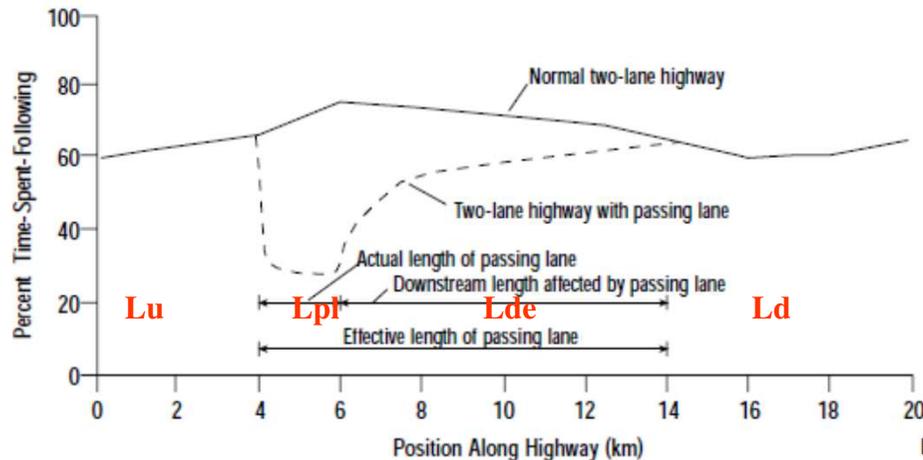
| Opposing Demand Flow Rate, v_o (pc/h) | a | b |
|---|--------|-------|
| ≤ 200 | -0.013 | 0.668 |
| 400 | -0.057 | 0.479 |
| 600 | -0.100 | 0.413 |
| 800 | -0.173 | 0.349 |
| 1000 | -0.320 | 0.276 |
| 1200 | -0.430 | 0.242 |
| 1400 | -0.522 | 0.225 |
| ≥ 1600 | -0.665 | 0.199 |

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;

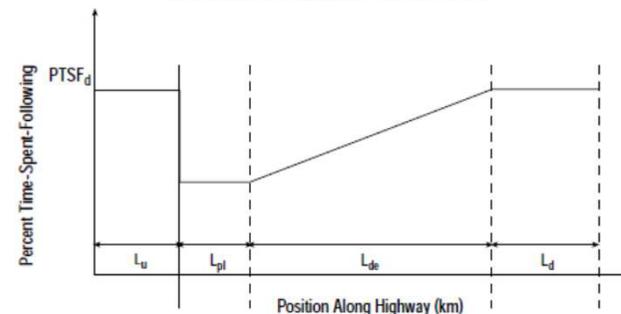
$PTSF_d$ = percentuale di tempo perso in coda per l'intera sezione senza la corsia di sorpasso;

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)

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

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;

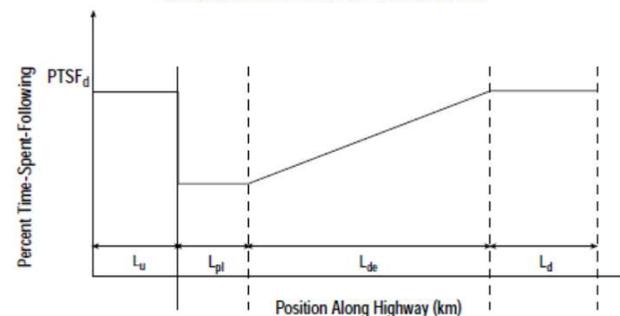
$PTSF_d$ = percentuale di tempo perso in coda per l'intera sezione senza la corsia di sorpasso;

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;

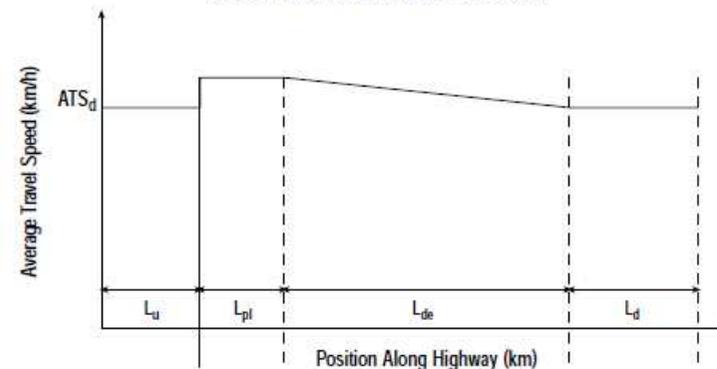
ATS_d = velocità media per l'intera sezione senza la corsia di sorpasso;

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)

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

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

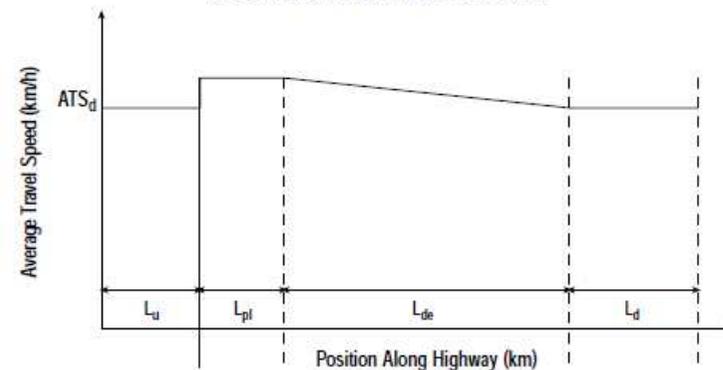
ATS_d = velocità media per l'intera sezione senza la corsia di sorpasso;

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]

$L_u = 0$;

$L_d = 0$;

$L_{de} = 0$;

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.

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

where

$$\begin{aligned} VkmT_{15} &= \text{total travel on the analysis segment during the peak 15-min period} \\ &\quad \text{(veh-km), and} \\ L_t &= \text{total length of the analysis segment (km).} \end{aligned}$$

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

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

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.

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

where

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

LOS Strade urbane

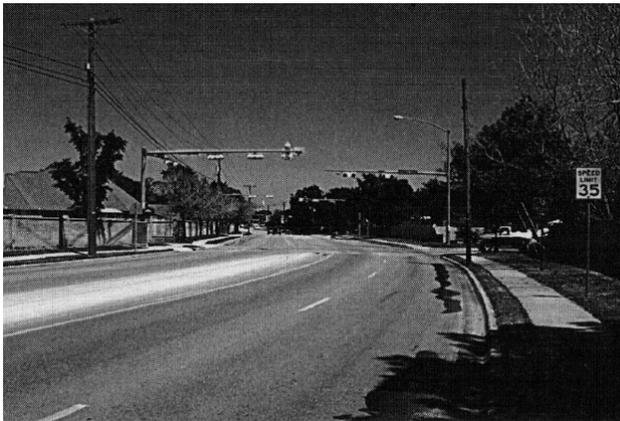
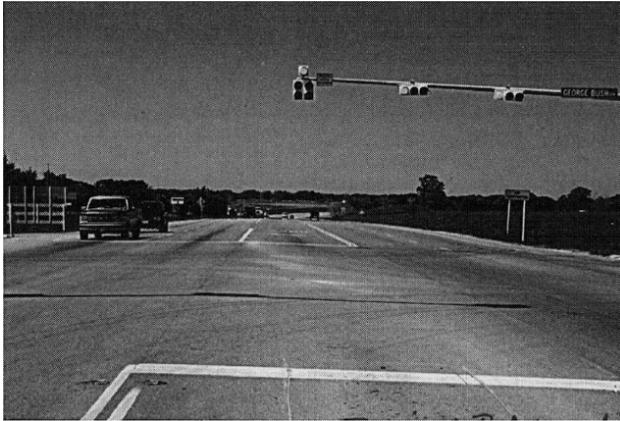
Per le strade urbane i livelli di servizio vengono definiti attraverso la velocità media tenendo conto di eventuali fermate.

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

EXHIBIT 15-2. URBAN STREET LOS BY CLASS

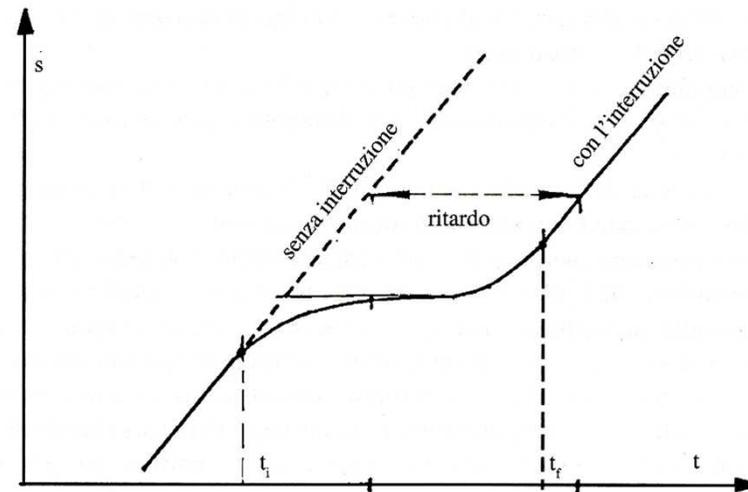
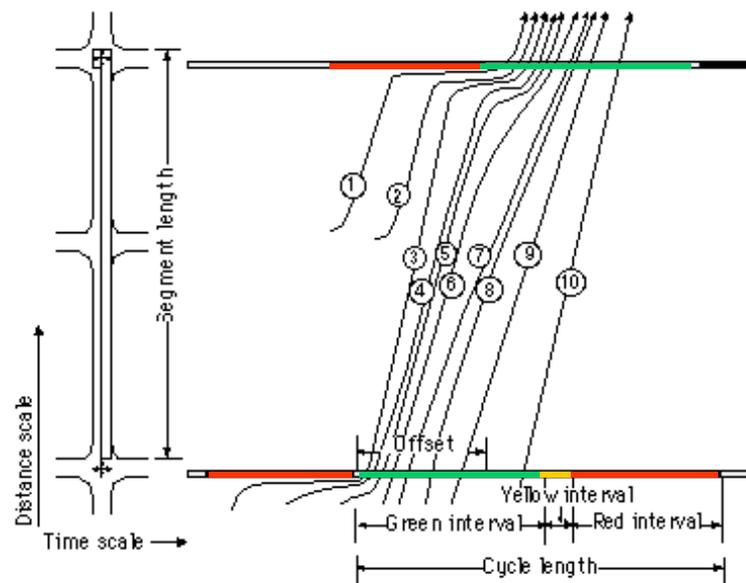
| Urban Street Class | I | II | III | IV |
|---------------------------------|-----------------------------|---------------|---------------|---------------|
| Range of free-flow speeds (FFS) | 90 to 70 km/h | 70 to 55 km/h | 55 to 50 km/h | 55 to 40 km/h |
| Typical FFS | 80 km/h | 65 km/h | 55 km/h | 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

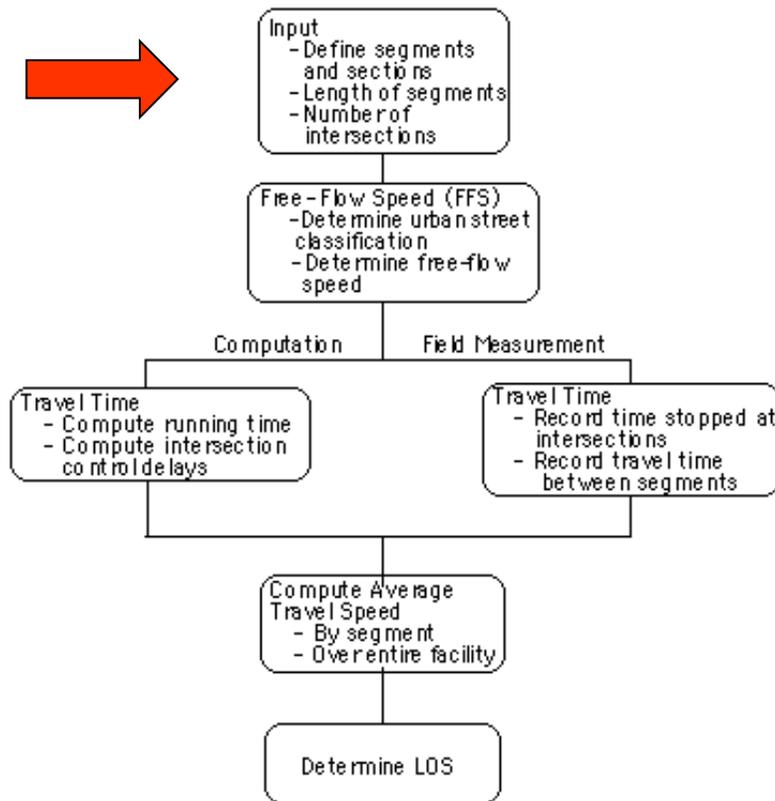
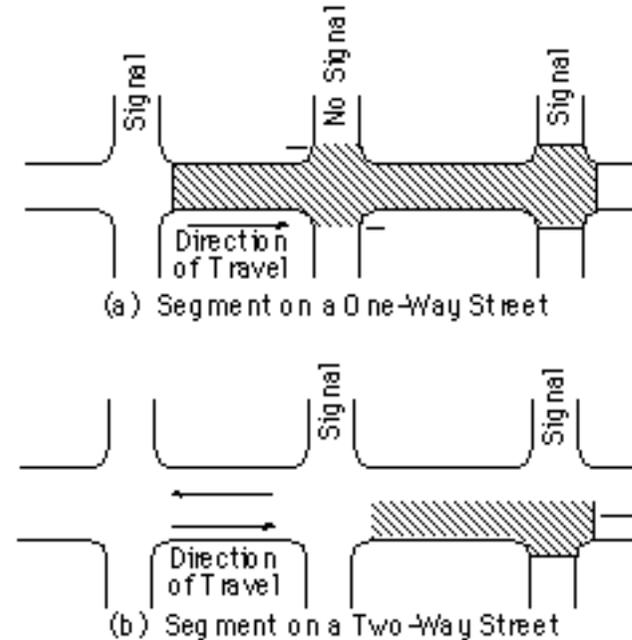


EXHIBIT 15-13. TYPES OF URBAN STREET SEGMENTS



Determinazione dei Livelli di servizio (2)

EXHIBIT 15-1. URBAN STREET METHODOLOGY

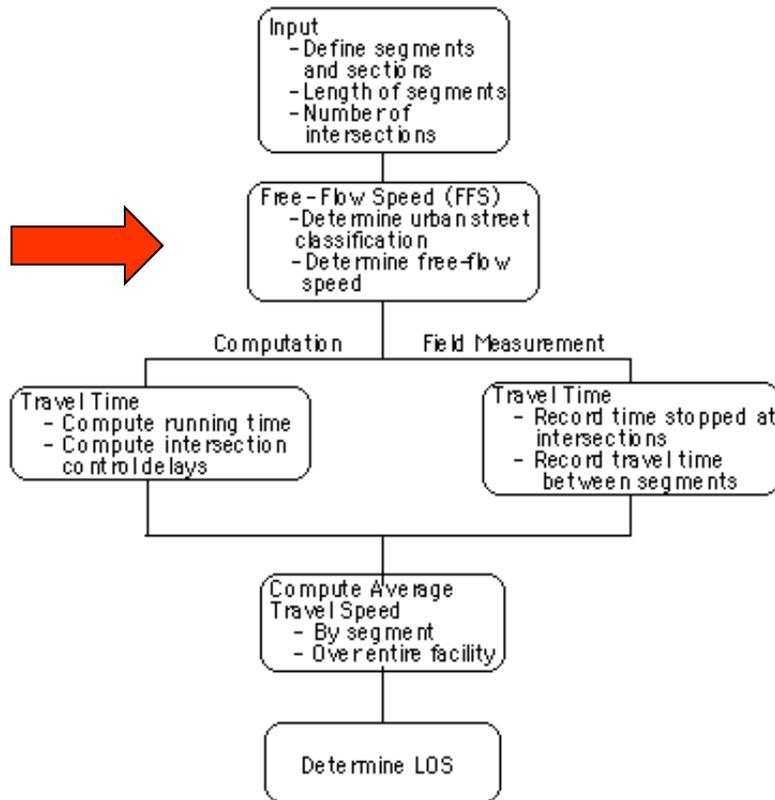


EXHIBIT 10-4. FUNCTIONAL AND DESIGN CATEGORIES

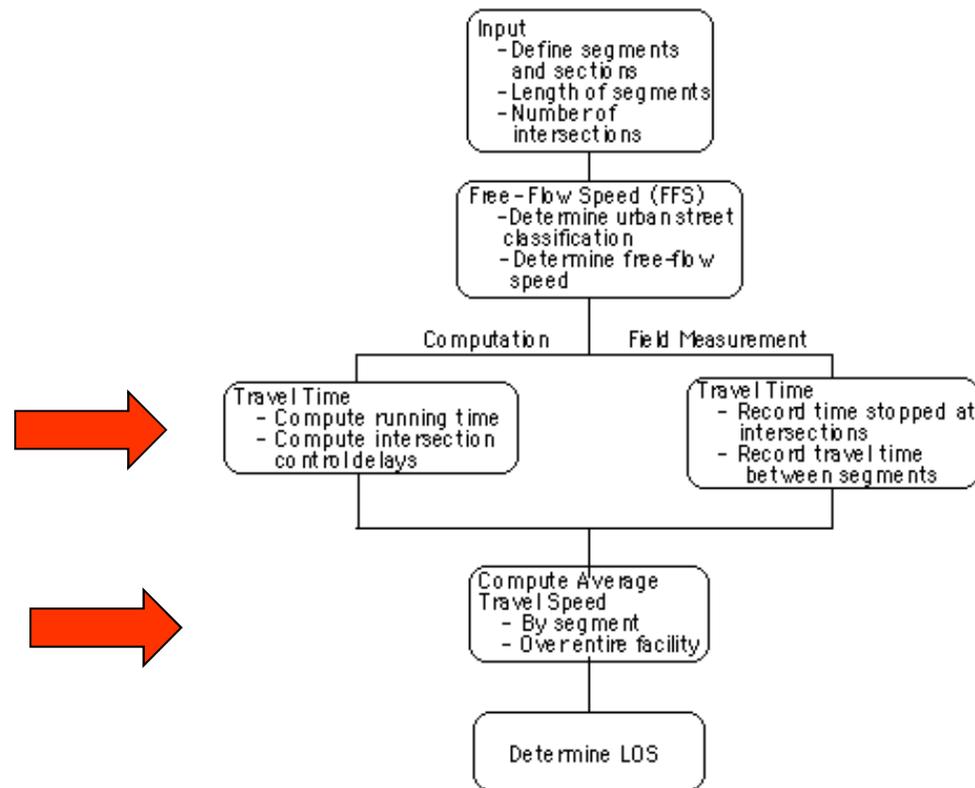
| Criterion | Functional Category | | | |
|--------------------------|--|---|---|---|
| | Principal Arterial | | Minor Arterial | |
| Mobility function | Very important | | Important | |
| Access function | Very minor | | Substantial | |
| Points connected | Freeways, important activity centers, major 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 _p) | | <input type="checkbox"/> Planning (LOS) | | <input type="checkbox"/> Planning (v _p) | 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 ₀ (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 _R (s) (Exhibit 15-3) | 32.9 | 32.9 | 32.9 | 32.9 | 32.9 | 32.9 | 32.9 | | |
| Delay Computation | | | | | | | | | |
| Uniform delay, d ₁ (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 | 0.751 | 0.757 | 0.757 | 0.772 | 0.776 | | |
| Incremental delay, d ₂ (s) $d_2 = 900 \left[(X-1) + \sqrt{[(X-1)^2 + 8kX]} \right]$ | 1.4 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | | |
| Initial queue delay, d ₃ (s) (Ch. 16 Appendix C) | 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 _A (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 = $\sum ST$ | 247.2 s | | | | | | | | |
| Total length = $\sum L$ | 3.5 km | | | | | | | | |
| Total travel speed, S _A = $\frac{3600 * \text{Total length}}{\text{Total travel time}}$ | 51.0 km/h | | | | | | | | |
| Total urban street LOS (Exhibit 15-2) | B | | | | | | | | |

Determinazione dei Livelli si servizio (5)

EXHIBIT 15-1. URBAN STREET METHODOLOGY

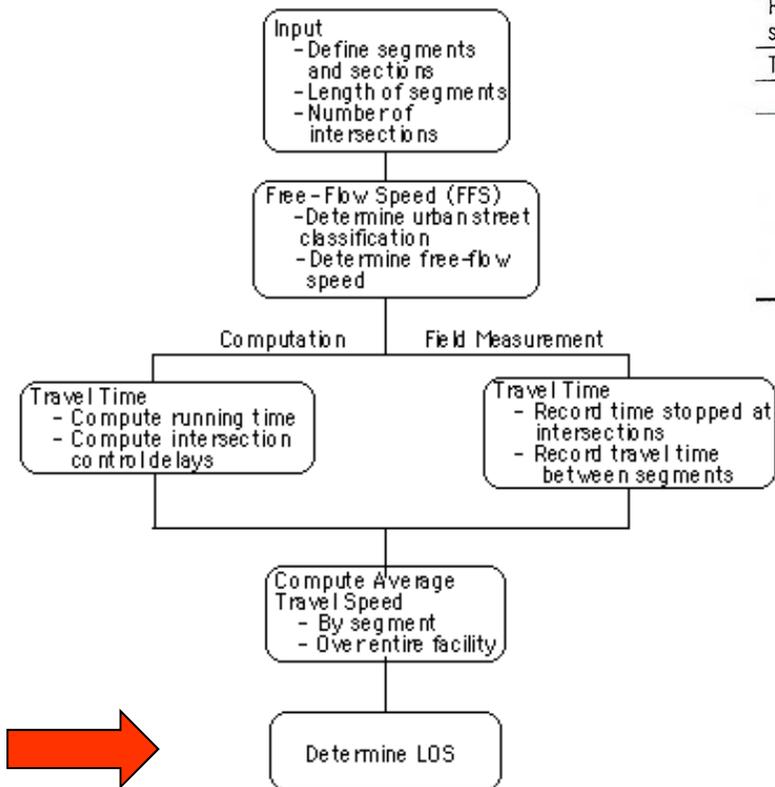


EXHIBIT 15-2. URBAN STREET LOS BY CLASS

| 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)**