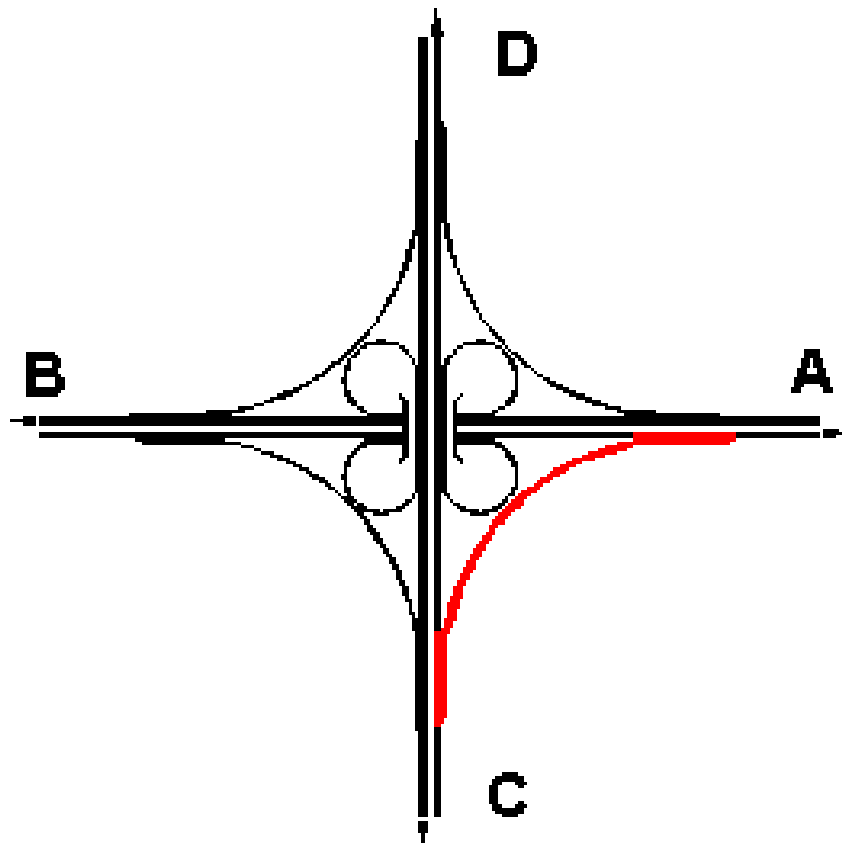


ESERCIZIO



DATI

$$V_{pCD} = 120 \text{ [km/h]} = 33.33 \text{ [m/sec]}$$

$$V_{pBA} = 120 \text{ [km/h]} = 33.33 \text{ [m/sec]}$$

Portata direzionale:

% veicoli pesanti = 10 %

% veicoli turistici = 1%

Origine / Destinazione	A	B	C	D
A		2100	270	430
B	2100		450	250
C	450	250		300
D	200	450	450	

DIMENSIONAMENTO INIZIALE

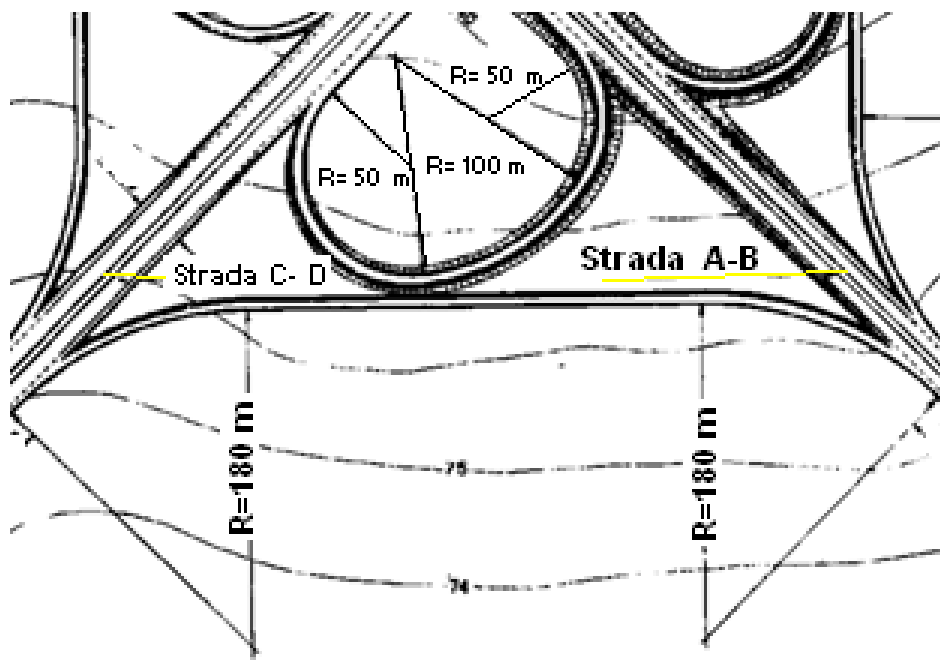
Velocità di progetto per le varie tipologie di rampe

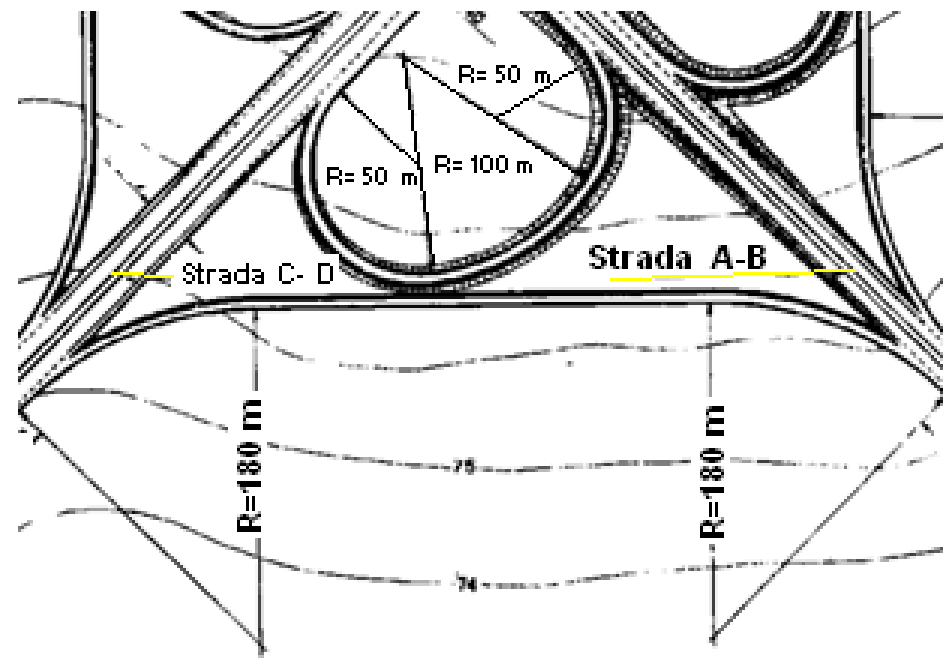
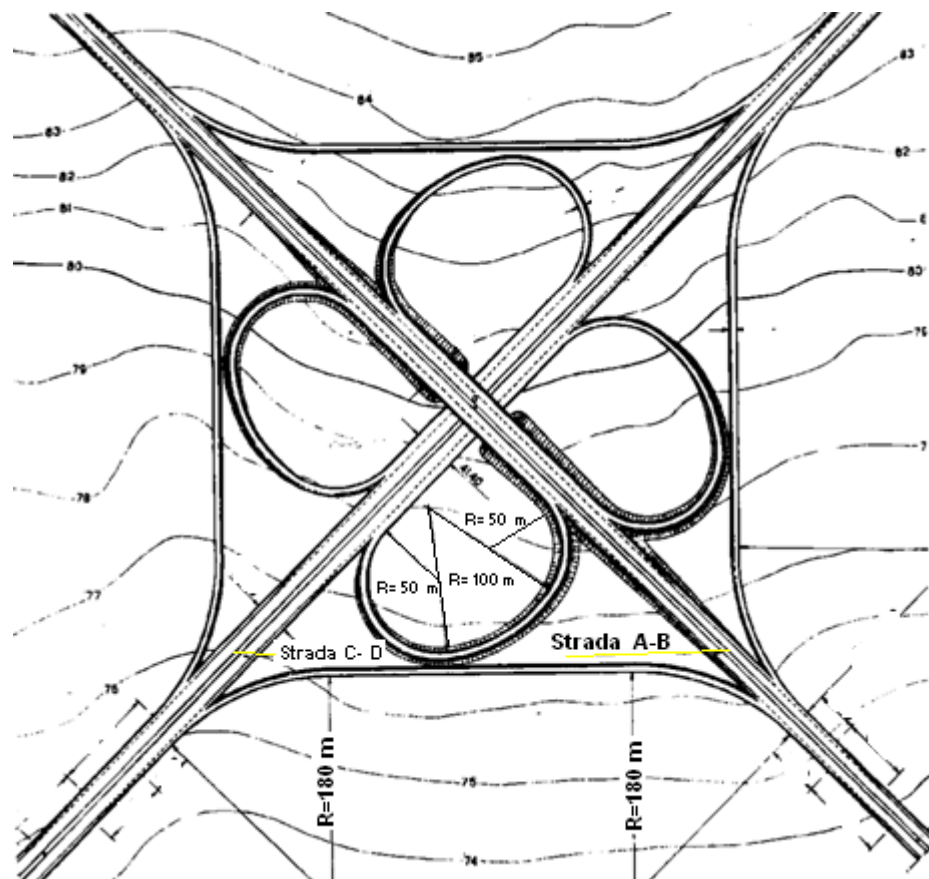
Tipi di rampe	Incroci A/A, A/B, B/A		Incroci B/B, D/D, B/D, D/B, A/C, C/A, C/B, B/C, D/C, E/A, A/E, E/B, B/E, E/D, D/E	
Curvilinea diretta	50-80 km/h		40-60 km/h	
Curvilinea semidiretta	40-70 km/h		40-60 km/h	
Curvilinea indiretta	in uscita da A	40 km/h	in uscita dalla strada di livello gerarchico superiore	40 km/h
	in entrata su A	30 km/h	in entrata sulla strada di livello gerarchico superiore	30 km/h



Caratteristiche plano-altimetriche delle rampe

Velocità di progetto (km/h)	30	40	50	60	70	80
Raggio planimetrico minimo (m)	25	45	75	120	180	250
Pendenza max salita (%)	10	7.0			5.0	
Pendenza max discesa (%)	10	8.0			6.0	
Raggi minimi verticali convessi (m)	500	1000	1500	2000	2800	4000
Raggi minimi verticali concavi (m)	250	500	750	1000	1400	2000
Pendenza trasversale minima (%)	2,5					
Pendenza trasversale max. (%)	7,0					
Visibilità longitudinale minima (m)	25	35	50	70	90	115







RAMPE DIRETTE DA C AD A E DA D A B

R 180 m raccordate ; $\Delta R=2$ m, $A=129.43$ m

$$s = A^2 / R = (129.43)^2 / 180 = 93.06 \text{ m.}$$

Dimensionamento delle corsie di immissione dalle rampe dirette (manovra da C ad A)

Al fine di dimensionare le lunghezze delle corsie di uscita e di quella di immissione è necessario valutare la velocità della corrente principale e quella di uscita dalla rampa.

La velocità della corrente circolante sulla corsia di marcia lenta delle strade A-B e D-C, può essere posta pari al limite di velocità legale dei veicoli commerciali, oppure ad una media pesata delle velocità delle autovetture (velocità di progetto) e dei veicoli commerciali, oppure alla velocità delle sole autovetture, assimilabile alla velocità di progetto del tronco. Nel caso in esame stante la non trascurabile percentuale di veicoli commerciali appare opportuno considerare quale velocità della corrente circolante sulla corsia di marcia lenta delle strade A-B e C-D la velocità massima legale dei veicoli commerciali, pari a $V_{cl}= 100$ km/h (se avessimo considerato la media pesata tra le velocità delle autovetture $V_p=130$ km/h e la velocità dei veicoli commerciali avremmo ottenuto $V_{cl}= 120 \cdot 0.89 + 100 \cdot 0.11 = 106.8 + 11 = 117.8$ km/h).

Per quanto concerne la velocità di uscita dalla rampa V_u essa è determinata dalla velocità di uscita dalla curva circolare che costituisce la rampa, quest'ultima può essere posta pari alla velocità di progetto, valutata con i medesimi criteri impiegati per i tronchi stradali (vedi Norme sulle caratteristiche geometriche e funzionali per la costruzione delle strade D.M. 5/11/2001). In particolare la velocità di progetto della curva circolare costituente la rampa è quella determinata dall'equilibrio del veicolo in curva per valori del raggio $R \leq R^*$, mentre per valori superiori ad R^* la velocità sarà pari all'estremo superiore dell'intervallo di velocità di progetto.

Il raggio R^* si ottiene imponendo l'equilibrio del veicolo in curva in corrispondenza dell'estremo superiore intervallo di velocità di progetto $V_{max}=60$ km/h e della pendenza trasversale massima $q_{max} = 7\%$, ed è pari in questo caso a:

$$R^* = V^2 / [127 (f_t + q)] = 60^2 / [127 \cdot (0.17 + 0.07)] = 118 \cong 120 \text{ m}$$

Nel caso in cui $R \leq R^*$ la velocità si può calcolare imponendo le condizioni di equilibrio del veicolo in curva:

$$V_R^2 = g \cdot (3.6)^2 \cdot R \cdot (tg \alpha + f_t) \quad \Rightarrow \quad V_R^2 - 127 \cdot R \cdot (tg \alpha + f_t) = 0$$

dove

V_R è la velocità che consente l'equilibrio del veicolo in curva [km/h],

$tg \alpha = q$ è la pendenza trasversale della sezione;

f_t è l'aderenza trasversale che è fornita dalla norma sulle caratteristiche geometriche e funzionali delle strade in funzione della velocità (vedi tabella sottostante).

Velocità [km/h]	25	40	60	80	100	120	140
Strade tipo D, E ed F urbane	0.22	0.21	0.20	0.16			
Strade tipo A, B, C ed F extraurbane		0.21	0.17	0.13	0.11	0.10	0.09

Osservato che l'aderenza trasversale " f_t " può essere rappresentata attraverso una funzione quadratica della velocità:

$$f_t = a \cdot V^2 + b \cdot V + c$$

dove

V è la velocità [km/h],

a, b e c sono coefficienti che assumono i valori riportati nella tabella seguente.

	Strade tipo A, B, C ed F extraurbane	Strade tipo D, E ed F urbane
a	1.20547E-05	-2.03953E-05
b	-0.0033556	0.001099995
c	0.325297419	0.2036

Sostituendo l'espressione quadratica di "f_t" nell'equazione di equilibrio si ottiene un'equazione di 2° grado che risolta fornisce il valore della velocità "V_f":

$$(1 - 127 \cdot a \cdot R) \cdot V_R^2 - (127 \cdot b \cdot R) \cdot V_R - 127 \cdot R \cdot (q + c) = 0$$

$$V_R = \frac{(127 \cdot b \cdot R) + \sqrt{(127 \cdot b \cdot R)^2 - 4 \cdot (1 - 127 \cdot b \cdot R) \cdot (-127 \cdot R \cdot (q + c))}}{2 \cdot (127 \cdot b \cdot R)}$$

In tal caso avendo impiegato un raggio R=180 > R* la velocità di progetto è V_{pmax} = 60 km/h.

La pendenza trasversale da assegnare alla curva circolare di raggi R=180 m, che costituisce parte della rampa, si ricava adottando il criterio già impiegato nei tronchi stradali, e riportato del D.M. 5/11/2001 (vedi anche Decreto 19 aprile 2006 sulle intersezioni):

$$\ln(q) = a \cdot \ln(R) + b = \frac{\ln\left(\frac{0.07}{0.025}\right)}{\ln\left(\frac{R^*}{R_{2.5}}\right)} \ln(R) + \ln\left(0.07 \cdot (R^*)^{-a}\right) = -0.63975 \cdot \ln(R) + \ln\left(0.07 \cdot (R^*)^{0.63975}\right) =$$

$$= 0.054 \text{ (5.4 \%)}$$

Per valutare la velocità di uscita dalla rampa si ipotizza che il veicolo abbia la possibilità di accelerare lungo il tratto a curvatura variabile (clotoide) con un'accelerazione acc=1 m/sec², pertanto la velocità di uscita dalla rampa è :

$$L = \frac{v_f^2 - v_i^2}{2 \cdot acc} \Rightarrow v_f = \sqrt{L \cdot 2 \cdot acc + v_i^2} = \sqrt{93.06 \cdot 2 + \left(\frac{60}{3.6}\right)^2} = 21.54 \text{ [m/sec]} = 77.54 \text{ [km/h]}$$

Poiché tale velocità di uscita risulta essere inferiore all'80% della velocità della corrente principale (corrente viaggiante sulla corsia di marcia lenta della strada A-B) è opportuno inserire un tratto di accelerazione. La lunghezza del tratto di accelerazione sarà quindi pari a:

$$L_{acc,imm} = \frac{v_f^2 - v_i^2}{2 \cdot a} = \frac{\left(\frac{0.8 \cdot 100}{3.6}\right)^2 - (21.54)^2}{2 \cdot 1} = 14.93 \approx 15 \text{ [m]}$$

La velocità con cui i veicoli percorrono la corsia di immissione, uscendo dal tratto di accelerazione, è pertanto pari a: V_{corsia} = 80 km/h = 22.22 m/sec

Si valuta quindi l'intervallo critico

$$T = \frac{v_{B-A} - v_{corsia}}{2 \cdot a} + 2 \cdot \delta = \frac{27.78 - 22.22}{2 \cdot 1} + 2 \cdot 1 = 4.78 \text{ sec}$$

dove

v_{B-A} è la velocità della corrente diretta da B ad A [m/sec];

v_{corsia} è la velocità alla quale si suppone che i veicoli percorrano il tratto di immissione della corsia (in questo caso 0.8*v_{B-A}) [m/sec];

a viene posto pari a 1 [m/sec²];

δ è il distanziamento temporale minimo di sicurezza tra i veicoli di una corrente paria 1 sec

La portata "Q_{AA}" che transita sulla ramo B-A in corrispondenza della sezione di immissione con rampa diretta da C-A, può essere valutata facendo riferimento alla matrice origine-destinazione:

$$Q_{AA} = Q_{BA} + Q_{DA} = 2100 + 200 = 2300 \text{ veicoli/ora}$$

La percentuale della portata "Q_{AA}" che transita sulla corsia n.1 di marcia lenta in corrispondenza dell'immissione (portata interferente) può essere posta pari al 30% del totale (vedi tabella sottostante tratta dal HCM), pertanto la portata della corrente che interferisce con la manovra di immissione da C sarà pari a:

$$Q_1 = 2300 \cdot 0.30 = 690 \text{ [veic/h]} = 0.1917 \text{ veicoli / sec}$$

Percentuale della volume di traffico totale che viaggia sulla corsia di marcia lenta

Volume di traffico diretto per senso di marcia [veic/ora]	Traffico diretto	Restante nella corsia n.1 [%]	
	Autostrada a 8 corsie	Autostrada a 6corsie	Autostrada a 4 corsie
≥6500	10	-	-
6000÷6499	10	-	-
5500÷5999	10	-	-
5000÷5499	9	-	-
4500÷4999	9	18	-
4000÷4499	8	14	-
3500÷3999	8	10	-
3000÷3499	8	6	40
2500÷2999	8	6	35
2000÷2499	8	6	30
1500÷1999	8	6	25
1499≤	8	6	20

La portata virtuale della corrente principale risulta essere:

$$Q_1^* = Q_1 \frac{v_{B-A} - v_{corsia}}{v_{B-A}} = 690 \cdot \frac{27.78 - 22.22}{27.78} = 138.7 \text{ [veic/h]} = 0.03853 \text{ [veic/sec]}$$

Si applicano quindi i criteri per il calcolo dei tempi medi di attesa in corrispondenza di una manovra di immissione di una corrente di traffico utilizzando come valore dell'intervallo critico quello precedentemente valutato e come portata della corrente principale quella virtuale precedentemente calcolata. Il valore di k, della distribuzione di Erlang dei distanziamenti temporali nella corrente principale, viene valutato in base alla portata reale (Q₁=690 veic/ora) e non a quella fittizia (Q₁* = 138 veicoli/ora), e pertanto risulta pari a k=2. Si ha pertanto:

$$b = E[s] = T + \frac{e^{kQ_1^*T} - \sum_{i=0}^k \frac{(kQ_1^*T)^i}{i!}}{Q_1^* \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kQ_1^*T)^i}{i!}} =$$

$$= 4.78 + \frac{e^{2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78} - \sum_{i=0}^2 \frac{(2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78)^i}{i!}}{0.03853 \cdot \left(1 + \frac{(2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78)}{1} \right)} = 4.95$$

Una volta valutato il tempo medio di servizio è opportuno verificare subito se si raggiungono condizioni di stazionarietà, cioè se l'intensità di traffico $\rho < 1$: $\rho = Qc \cdot b = 0.6874 < 1$. Poiché la verifica è soddisfatta si procede alla valutazione della varianza del tempo di servizio:

$$V(s) = \frac{(K+1) \left(e^{KQ_1^*T} - \sum_{i=0}^{K+1} \frac{(KQ_1^*T)^i}{i!} \right)}{K(Q_1^*)^2 \cdot \sum_{i=0}^{K-1} \frac{(KQ_1^*T)^i}{i!}} + (E[s] - T)^2 =$$

$$= \frac{3 \cdot \left(e^{2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78} - \sum_{i=0}^3 \frac{(2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78)^i}{i!} \right)}{2 \cdot (0.03853)^2 \cdot [1 + 2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78]} + (4.95 - 4.78)^2 = 0.6398 \text{ sec}^2$$

Valutate media e varianza del tempo di servizio si può procedere alla determinazione del tempo medio di attesa:

$$E[w] = b + \frac{Q_2(b^2 + V(s))}{2(1 - Q_2 \cdot b)} = 4.95 + \frac{(0.1250) \cdot ((4.95)^2 + 0.6398)}{2 \cdot (1 - 0.1250 \cdot 4.95)} = 9.08 \text{ sec}$$

Noto il tempo medio di attesa si può procedere alla valutazione della lunghezza del tratto di immissione "**L_{i,e}**"; a tal fine si considera come tempo di attesa di riferimento il doppio del tempo medio di attesa, in quanto a quest'ultimo valore corrisponde una probabilità bassa di essere superato (pari a circa il 5÷10 %):

$$L_{i,e} = 2 * E[w] * v_{corsia} = 2 * 9.08 * 22.22 \approx 403 \text{ m}$$

La corsia di immissione è completata dal tratto di raccordo "**L_{v,e}**", per il quale si assume un valore pari a 75 m poiché la velocità di progetto della strada è $V_p > 80 \text{ km/h}$ ($L_{v,e} = 50 \text{ m}$ per $V_p \leq 80 \text{ km/h}$).

La lunghezza complessiva della corsia di immissione sarà pertanto pari a:

$$L_i = L_{a,e} + L_{i,e} + L_{v,e} = 15 + 403 + 75 = 493 \text{ m}$$

La lunghezza calcolata risulta essere accettabile poiché inferiore al valore limite di 500 m oltre il quale è consigliabile riprogettare l'insieme rampa/corsia per elevare le velocità di ingresso, oppure adottare altri schemi di intersezioni sfalsate.

Dimensionamento delle corsie di uscita

La corsia di uscita è composta da un tratto di manovra $L_{m,u}$ e da un tratto di decelerazione $L_{d,u}$.

Per valutare la lunghezza degli elementi costituenti la corsia di decelerazione è necessario valutare la velocità della corrente di provenienza e la velocità di progetto della rampa.

La velocità della corrente di provenienza è posta pari alla velocità di progetto del tronco stradale, che nel caso in esame può essere posto pari al limite superiore dell'intervallo di velocità di progetto (120 km/h).

La velocità di progetto della rampa è pari a 60 km/h per le rampe dirette (vedi paragrafo precedente).

Il tratto di manovra è pari a $L_{m,u} = 90 \text{ m}$ (vedi tabella 7 delle norme funzionali e geometrica per la costruzione delle strade) poiché la velocità di progetto del tronco di provenienza è stata ipotizzata pari a $V_p = 120 \text{ km/h}$.

La lunghezza del tratto di decelerazione della corsia di uscita sarà pari a:

$$L_{d,u} = \frac{v_i^2 - v_f^2}{2 \cdot a} = \frac{\left(\frac{120}{3.6}\right)^2 - \left(\frac{60}{3.6}\right)^2}{2 \cdot 2} = 208.3 \approx 208 \text{ [m]}$$

Al fine di ridurre la lunghezza del tratto di decelerazione della corsia di uscita parallelo alla carreggiata della strada di provenienza ($L_{d,u}$) si può ipotizzare che la decelerazione avvenga in parte sul tratto a curvatura variabile della rampa (clotoide), pertanto

$$L_{d,u} = L_{d,u}'' + L_{d,u}'$$

dove $L_{d,u}''$ è la parte del tronco di decelerazione che si sviluppa nel tratto iniziale a curvatura variabile della rampa di lunghezza pari a $L_{clotoide} = 93 \text{ m}$.

Pertanto si ha: $L_{d,u}' = L_{d,u} - L_{d,u}'' = 208 - 93 = 115 \text{ m}$

RAMPE INDIRETTE

La rampa indiretta è costituita da tre curve circolari i raggio rispettivamente $R=50 \text{ m}$, $R=100 \text{ m}$ e $R=50 \text{ m}$, raccordate tra loro ed ai tratti rettilinei delle corsie di uscita e di immissione attraverso raccordi clotoidici. I parametri A dei raccordi clotoidici che raccordano la curve circolari terminali di raggio 50 m alle corsie di uscita ed immissione e le curve circolari intermedie di raggio pari a 100 m a queste ultime, possono essere calcolati una volta fissato lo scostamento ΔR :

clotoide rettilino-curva

$$R=50 \text{ m } \Delta R=1.5 \text{ m}, A=46.13 \text{ m}, L_{clotoide} = s = A^2 / R = (46.13)^2 / 50 = 42.56 \text{ m}$$

clotoide di continuità

$$R_1=50 \text{ m ed } R_2=100 \text{ m posto } \Delta R=1.5 \text{ m}, A=74.08 \text{ m},$$

$$L_{clotoide} = A^2 \left(\frac{1}{R_2} - \frac{1}{R_1} \right) = (74.08)^2 \left(\frac{1}{100} - \frac{1}{50} \right) = 54.87 \approx 55 \text{ m}$$

Dimensionamento delle corsie di immissione al termine della rampa indirette (manovra da D ad A)

Per dimensionare gli elementi della corsia di immissione è necessario valutare preliminarmente la velocità di ingresso nella corsia di immissione e la velocità della corrente in cui ci si deve immettere.

Come già illustrato precedentemente la velocità di uscita dalla rampa può essere posta pari a 41.9 km/h mentre quella della corrente principale a 100 km/h .

Supponendo che il veicolo acceleri nel tronco a curvatura variabile (clotoide) con un moto uniformemente accelerato, si ottiene una velocità di ingresso nella corsia di immissione pari a (accelerazione = 1 m/sec^2):

$$L = \frac{v_f^2 - v_i^2}{2 \cdot acc} \Rightarrow v_f = \sqrt{L \cdot 2 \cdot acc + v_i^2} = \sqrt{42.56 \cdot 2 + \left(\frac{41.9}{3.6}\right)^2} = 14.84 \text{ [m/sec]} = 53.44 \approx 53 \text{ [km/h]}$$

Poiché tale velocità di uscita risulta essere inferiore all'80% della velocità della corrente principale (corrente viaggiante sulla corsia di marcia lenta della strada A-B) è opportuno inserire un tratto di accelerazione. La lunghezza del tratto di accelerazione sarà quindi pari a:

$$L_{acc,e} = \frac{v_f^2 - v_i^2}{2 \cdot a} = \frac{\left(\frac{0.8 \cdot 100}{3.6}\right)^2 - (14.84)^2}{2 \cdot 1} = 136.75 \approx 137 \text{ [m]}$$

La velocità con cui i veicoli percorrono la corsia di immissione, uscendo dal tratto di accelerazione, è pertanto pari a: $V_{corsia} = 80 \text{ km/h} = 22.22 \text{ m/sec}$

Si valuta quindi l'intervallo critico

$$T = \frac{v_{B-A} - v_{corsia}}{2 \cdot a} + 2 \cdot \delta = \frac{27.78 - 22.22}{2 \cdot 1} + 2 \cdot 1 = 4.78 \text{ sec}$$

dove

v_{B-A} è la velocità della corrente diretta da B ad A nella corsia di marcia lenta [m/sec];

v_{corsia} è la velocità alla quale si suppone che i veicoli percorrano il tratto di immissione della corsia (in questo caso $0.8 \cdot v_{B-A}$) [m/sec];

a viene posto pari a 1 [m/sec²];

δ è il distanziamento temporale minimo di sicurezza tra i veicoli di una corrente paria 1 sec

La portata che si immette è pari a:

$$Q_{DA} = 200 \text{ veicoli/ora} = 0.0556 \text{ [veic/sec]}$$

La portata della corrente diretta che transita in corrispondenza dell'immissione è:

$$Q_{BA} = 2100 \text{ veicoli/ora}$$

La percentuale della portata "Q_{DA}" che transita sulla corsia n.1 di marcia lenta può essere posta pari al 30% del totale (vedi tabella tratta dal HCM precedentemente introdotta), pertanto la portata della corrente che interferisce con la manovra di immissione da D ad A dalla rampa indiretta sarà pari a:

$$Q_1 = 2100 \cdot 0.30 = 630 \text{ [veic/h]} = 0.1750 \text{ veicoli / sec}$$

La portata virtuale della corrente principale risulta essere:

$$Q_1^* = Q_1 \frac{V_{B-A} - V_{corsia}}{V_{B-A}} = 630 \cdot \frac{100 - 80}{100} = 126 \text{ [veic/h]} = 0.035 \text{ [veic/sec]}$$

Si applicano quindi i criteri per il calcolo dei tempi medi di attesa in corrispondenza di una manovra di immissione di una corrente di traffico utilizzando come valore dell'intervallo critico quello precedentemente valutato e come portata della corrente principale quella virtuale precedentemente calcolata. Il valore di k, della distribuzione di Erlang dei distanziamenti temporali nella corrente principale, viene valutato in base alla portata reale ($Q_1=630$ veic/ora) e non a quella fittizia ($Q_1^* = 126$ veicoli/ora), e pertanto risulta pari a $k=2$. Si ha pertanto:

$$b = E[s] = T + \frac{e^{-kQ_1^*T} - \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kQ_1^*T)^i}{i!}}{Q_1^* \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kQ_1^*T)^i}{i!}} =$$

$$= 4.78 + \frac{e^{-3 \cdot 0.035 \cdot 4.78} - \sum_{i=0}^2 \frac{(3 \cdot 0.035 \cdot 4.78)^i}{i!}}{0.035 \cdot \left(1 + \frac{(3 \cdot 0.035 \cdot 4.78)}{1} \right)} = 4.92$$

Una volta valutato il tempo medio di servizio è opportuno verificare subito se si raggiungono condizioni di stazionarietà, cioè se l'intensità di traffico $\rho < 1$: $\rho = Q_{C-B} \cdot b = 0.273 < 1$. Poiché la verifica è soddisfatta si procede alla valutazione della varianza del tempo di servizio:

$$V(s) = \frac{(K+1) \left(e^{KQ_1^*T} - \sum_{i=0}^{K+1} \frac{(KQ_1^*T)^i}{i!} \right)}{K(Q_1^*)^2 \cdot \sum_{i=0}^{K-1} \frac{(KQ_1^*T)^i}{i!}} + (E[s] - T)^2 = 0.533 \text{ sec}^2$$

Valutate media e varianza del tempo di servizio si può procedere alla determinazione del tempo medio di attesa:

$$E[w] = b + \frac{Q_2(b^2 + V(s))}{2(1 - Q_2 \cdot b)} = 4.92 + \frac{(0.0556) \cdot ((4.92)^2 + 0.533)}{2 \cdot (1 - 0.0556 \cdot 4.92)} = 5.870 \text{ sec}$$

Noto il tempo medio di attesa si può procedere alla valutazione della lunghezza del tratto di immissione " $L_{i,e}$ "; a tal fine si considera come tempo di attesa di riferimento il doppio del tempo medio di attesa, in quanto a quest'ultimo valore corrisponde una probabilità bassa di essere superato (pari a circa il 5÷10 %):

$$L_{i,e} = 2 * E[w] * v_{corsia} = 2 * 5.870 * 22.22 \approx 260 \text{ m}$$

La corsia di immissione è completata dal tratto di manovra " $L_{m,e}$ ", per il quale si assume un valore pari a 90 m poiché la velocità di progetto della strada è $V_p \geq 120 \text{ km/h}$.

La lunghezza complessiva della corsia di immissione sarà pertanto pari a:

$$L_i = L_{a,e} + L_{i,e} + L_{m,e} = 137 + 260 + 90 = 487 \text{ m}$$

La lunghezza calcolata risulta essere accettabile poiché inferiore al valore limite di 500 m oltre il quale è consigliabile riprogettare l'insieme rampa/corsia per elevare le velocità di ingresso, oppure adottare altri schemi di intersezioni sfalsate.

Dimensionamento delle corsie di uscita sulla strada B-D

La corsia di uscita è composta da un tratto di manovra $L_{m,u}$ e da un tratto di decelerazione $L_{d,u}$.

Per valutare la lunghezza degli elementi costituenti la corsia di decelerazione è necessario valutare la velocità della corrente di provenienza e la velocità di progetto della rampa.

La velocità della corrente di provenienza è posta pari alla velocità di progetto del tronco stradale, che nel caso in esame può essere posto pari al limite superiore dell'intervallo di velocità di progetto (120 km/h); mentre la velocità di progetto della rampa è pari a 60 km/h per le rampe dirette (vedi paragrafo precedente) ed a per le rame a cappio

Il tratto di manovra è pari a $L_{m,u} = 90$ (vedi tabella 4 delle norme funzionali e geometrica per la costruzione delle intersezioni stradali) poiché la velocità di progetto del tronco di provenienza è stata ipotizzata pari a $V_p = 120 \text{ km/h}$.

La lunghezza del tratto di decelerazione della corsia di uscita sarà pari a:

$$L_{d,u} = \frac{v_i^2 - v_f^2}{2 \cdot a} = \frac{\left(\frac{120}{3.6}\right)^2 - \left(\frac{41.9}{3.6}\right)^2}{2 \cdot 2} = 243.9 \approx 244 \text{ [m]}$$

Al fine di ridurre la lunghezza del tratto di decelerazione della corsia di uscita parallelo alla carreggiata della strada di provenienza ($L_{d,u}$) si può ipotizzare che la decelerazione avvenga in parte sul tratto a curvatura variabile della rampa (clotoide), pertanto

$$L_{d,u} = L_{d,u} + L_{d,u}$$

dove $L_{d,u}$ è la parte del tronco di decelerazione che si sviluppa nel tratto iniziale a curvatura variabile della rampa di lunghezza pari a $L_{clotoide} = 42.6 \text{ m}$.

Pertanto si ha: $L_{d,u} = L_{d,u} + L_{d,u} = 244 - L_{clotoide} = 244 - 42.6 \approx 201 \text{ m}$

VERIFICA L.S. CON HCM

Corsia di immissione rampa diretta da C ad A

Dopo avere eseguito il dimensionamento della corsia di immissione è necessario verificare che il livello di servizio che si realizza nel sistema in corrispondenza dell'immissione sia quello desiderato. A tal fine si utilizza la procedura suggerita nel Manuale della Capacità (HCM) sviluppato negli Stati Uniti d'America di seguito illustrata.

Calcolo delle portate equivalenti

Il tasso di flusso in autovetture equivalenti per il picco di 15 minuti è calcolato con la formula:

$$q_p = V / (PHF \cdot f_{HV} \cdot f_p)$$

dove:

q_p = tasso di flusso per il picco di 15 minuti in autovetture equivalenti (autovetture/ora per corsie),

V = volume orario (veicoli/ora),

PHF = fattore dell'ora di punta,

N = numero di corsie,

f_{HV} = fattore correttivo per la presenza di veicoli pesanti,

f_p = fattore correttivo per la presenza di utenti non abituali.

$$f_{HV} = 1 / [1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)]$$

dove:

f_{HV} = fattore correttivo per la presenza di veicoli pesanti,

P_T = proporzione di veicoli commerciali nella corrente di traffico,

P_R = proporzione di veicoli ricreativi nella corrente di traffico,

E_T = coefficiente di equivalenza dei veicoli commerciali,

E_R = coefficiente di equivalenza dei veicoli ricreativi.

Coefficienti di equivalenza dei veicoli pesanti per segmenti estesi

Coefficiente di equivalenza	Tipo di terreno		
	Pianeggiante	Ondulato	Montuoso
ET	1.5	2.5	4.5
ER	1.2	2.0	4.0

Pertanto si ha nel caso di andamento altimetrico di tipo pianeggiante:

$$f_{HV} = 1 / [1 + 0.10 * (1.5 - 1) + 0.01 * (1.2 - 1)] = 0.9505$$

$$V_F = q_p = 2300 / (0.9 * 0.9505 * 1) = 2689 \text{ [veic/h]}$$

$$V_R = q_i = 450 / (0.9 * 0.9505 * 1) = 526 \text{ [veic/h]}$$

Valutazione dei flussi di traffico entrante nella zona di influenza e uscente dalla stessa:

$$V_{12} = V_F * P_{FM}$$

$$V_{R12} = V_{12} + V_R$$

$V_{12} = V_F * P_{FM}$	
Autostrade a 4 corsie (2 corsie per senso di marcia)	$P_{FM} = 1.00$
Autostrade a 6 corsie (3 corsie per senso di marcia)	$P_{FM} = 0.5775 + 0.000092 * L_A$ (equazione 1)
	$P_{FM} = 0.7289 - 0.0000135 * (v_F + v_R) - 0.002048 * S_{FR} + 0.0002 * L_p$ (equazione 2)
	$P_{FM} = 0.5487 + 0.0801 * v_D / L_d$ (equazione 3)
Autostrade a 8 corsie (4 corsie per senso di marcia)	$P_{FM} = 0.2178 + 0.000125 * v_R + 0.05887 * L_A / S_{FR}$ (equazione 4)

In questo caso (solo due corsie) $P_{FM} = 1$, da cui si ha:

$$v_{12} = v_F * P_{FM} = 2689 \text{ [veic/h]}$$

$$v_{R12} = v_{12} + v_R = 2689 + 526 = 3215 \text{ [veic/h]}$$

Si verifica che non sia stato superato il valore della capacità sia sull'autostrada che nella zona di influenza:

Velocità di flusso libero [km/h]	Massimo flusso sull'autostrada al termine della zona di influenza [autovetture / ora]				Massimo tasso di flusso consigliato per la zona di influenza v_{R12} [autovetture / ora]
	Numero di corsie per senso di marcia				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400 (corsia)	4600
110	4700	7050	9400	2350 (corsia)	4600
100	4600	6900	9200	2300 (corsia)	4600
90	4500	6750	9000	2250 (corsia)	4600

Determinazione della densità

Si determina la densità all'interno della zona di influenza attraverso l'espressione:

$$D_R = 3.402 + 0.00456 * v_R + 0.0048 * v_{12} - 0.01278 * L_A$$

dove

D_R è la densità veicolare all'interno dell'area di influenza [autovetture / km / corsia]

L_A è la lunghezza complessiva della corsia di immissione ($L_i = L_{a,e} + L_{i,e} + L_{v,e} = 15 + 403 + 75 = 493 \text{ m}$)

In tal caso si ottiene:

$$D_R = 3.402 + 0.00456 * 526 + 0.0048 * 2689 - 0.01278 * 493 = 12.40 \text{ [veic/km]}$$

Confrontando tale densità con gli intervalli relativi a ciascun L.S. si determina la qualità della circolazione che in questo caso risulta C.

Livello di Servizio	Densità [autovetture / km / corsia]
A	≤ 6
B	$6 < D < 12$
C	$12 < D < 17$
D	$17 < D < 22$
E	> 22
F	I valori sono superiori alla capacità

Valutazione della velocità media di viaggio

Ai fini della determinazione del livello di servizio globale di sistemi infrastrutturali (tronchi autostradali terminali delle rampe nel loro insieme) risulta necessario valutare la velocità media di viaggio che si realizza sul sistema infrastrutturale nel suo insieme. Per effettuare tale valutazione è

necessario conoscere la velocità media di viaggio di ciascun componente del sistema e quindi anche dei terminali delle rampe, ed in particolare interessa conoscere la velocità media di viaggio sia nell'area di influenza che quella delle corsie adiacenti all'area di influenza stessa (i.e. corsie 4 e 5 dell'autostrada). La velocità media di viaggio viene valutata, per quanto concerne i terminali delle rampe, attraverso le espressioni riportate in .

Velocità medie in prossimità dei terminali delle rampe autostradali.

	Velocità Media di viaggio nell'area di influenza dei terminali delle rampe [km/h]	Velocità media di viaggio nelle corsie adiacenti all'area di influenza dei terminali delle rampe [km/h]
Immissioni	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67) * M_s$	$S_O = S_{FF}$ dove $v_{OA} < 500$ aut./ora
	$M_s = 0.321 + 0.0039 \cdot e^{(v_{R12}/1000)} - 0.004 \cdot \left(\frac{L_A \cdot S_{FR}}{1000} \right)$	$S_O = S_{FF} - 0.0058 * (v_{OA} - 500)$ dove $500 < v_{OA} \leq 2300$ aut./ora
		$S_O = S_{FF} - 10.52 - 0.01 * (v_{OA} - 2300)$ dove $v_{OA} > 2300$ aut./ora
Uscite	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67) * D_s$	$S_O = 1.06 * S_{FF}$ dove $v_{OA} < 1000$ aut./ora
	$D_s = 0.883 + 0.00009 * v_R - 0.008 * S_{FR}$	$S_O = 1.06 * S_{FF} - 0.062 * (v_{OA} - 1000)$ dove $v_{OA} \geq 1000$ aut./ora

Le variabili contenute nella hanno il seguente significato

S_R è la velocità media di viaggio dei veicoli all'interno dell'area di influenza della rampa [km/h], per le rampe di immissione tale velocità riguarda tutti i veicoli del flusso v_{R12} , mentre per le rampe di uscita riguarda tutti i veicoli del flusso v_{12} ;

S_O è la velocità media di viaggio dei veicoli che viaggiano nelle corsie esterne all'area di influenza [km/h] lungo lo sviluppo di quest'ultima (450 m);

S_{FF} è la velocità di flusso libero del tronco autostradale a monte dell'area di influenza dei terminali delle rampe [km/h];

S_{FR} è la velocità di flusso libero delle rampe (media pesata delle velocità dei vari elementi componenti la rampa) [km/h];

L_A è la lunghezza della corsia di immissione [m];

v_R è il tasso di flusso nella rampa [autoveicoli/ora];

$v_{R12} = v_R + v_{12}$ [autoveicoli/ora];

v_{OA} è il tasso di flusso medio delle corsie esterne all'area di influenza del terminale (i.e. corsie 3 e 4 dell'autostrada) [autoveicoli/ora], che può essere calcolata attraverso l'espressione di seguito riportata

$$v_{OA} = \frac{v_F - v_{12}}{N_O}$$

N_O è il numero delle corsie esterne all'area di influenza in una direzione di marcia;

v_F è il tasso di flusso totale sull'autostrada nella sezione che precede l'area di influenza [autoveicoli/ora];

v_{12} è il tasso di flusso in ingresso all'area di influenza nella rampa [autoveicoli/ora].

Nel nostro caso risulta:

$$M_s = 0.321 + 0.0039 \cdot e^{(v_{R12}/1000)} - 0.004 \cdot \left(\frac{L_A \cdot S_{FR}}{1000} \right) =$$

$$= 0.321 + 0.0039 \cdot e^{(3215/1000)} - 0.004 \cdot \left(\frac{493 \cdot 60}{1000} \right) = 0.30$$

Quindi

$$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67) \cdot M_S = 120 - (120 - 67) \cdot 0.30 = 104.10 \text{ [km/h]}$$

È opportuno osservare che tale velocità è molto simile a quella media ipotizzata per la corrente di traffico che viaggia sulle corsie del tronco stradale ($V_{\text{media}} = (120 + 100) / 2 = 110 \text{ km/h}$) nel dimensionamento effettuato con l'ausilio della teoria delle code.

Nel caso in esame la velocità media di viaggio calcolata è anche quella dell'intero sistema strada in corrispondenza dell'immissione; nel caso in cui le corsie fossero state > 2 la velocità del sistema andava valutata come di seguito illustrato.

Una volta determinate le velocità medie spaziali è possibile valutare la velocità media spaziale totale nel tronco autostradale di lunghezza pari a 450 in corrispondenza dell'immissione o dell'uscita come media armonica delle due velocità medie spaziali:

per i terminali delle rampe di immissione

$$S = \frac{v_{R12} + v_{OA} \cdot N_O}{\left(\frac{v_{R12}}{S_R}\right) + \left(\frac{v_{OA} \cdot N_O}{S_O}\right)}$$

per i terminali delle rampe di immissione

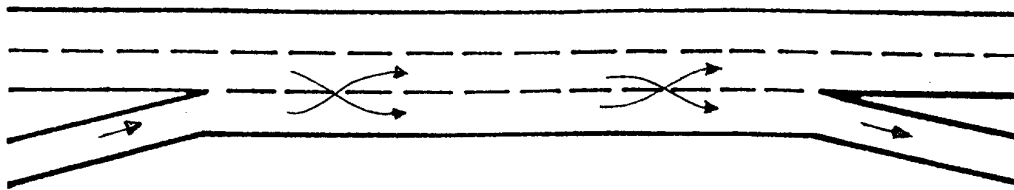
$$S = \frac{v_{12} + v_{OA} \cdot N_O}{\left(\frac{v_{12}}{S_R}\right) + \left(\frac{v_{OA} \cdot N_O}{S_O}\right)}$$

Bisogna infine osservare che per le immissioni la velocità media nelle corsie esterne risulta essere sempre inferiore a quella dei tronchi autostradali a flusso ininterrotto, mentre per i terminali di uscita la velocità media delle corsie esterne può essere leggermente superiore alla velocità del tronco. In ogni caso la velocità media spaziale totale non può mai risultare superiore a quella del tronco autostradale di approccio al terminale.

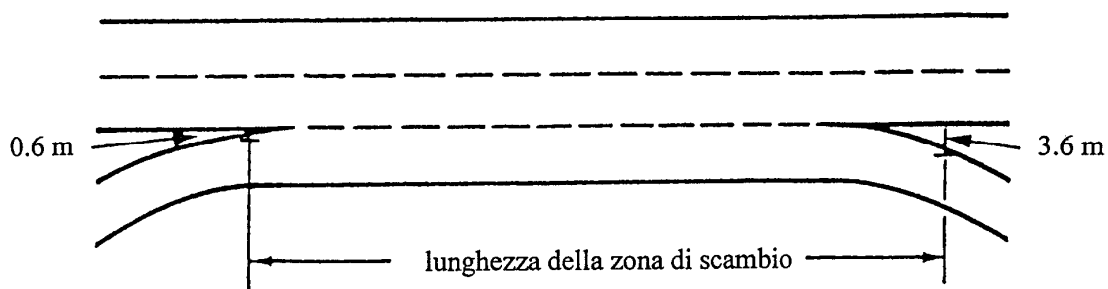
VERIFICA DELL'AREA DI SCAMBIO TRA INGRESSO E USCITA DELLE RAMPE INDIRETTE

Si definisce *scambio* su una carreggiata stradale l'attraversamento reciproco, lungo una significativa lunghezza della carreggiata, di due correnti di traffico che procedono nella stessa direzione.

Nelle intersezioni stradali fenomeni di scambio si verificano quando una rampa di immissione precede una rampa di uscita, e le due rampe sono collegate da una corsia ausiliaria formata dalla unione delle due corsie di immissione e di decelerazione, in modo da dar luogo ad un allargamento della carreggiata rispetto alla sua sezione corrente. In questo caso lo scambio avviene fra il flusso di immissione che percorre la corsia ausiliaria e intende trasferirsi nella carreggiata corrente e il flusso di uscita che percorre la carreggiata corrente e vuole trasferirsi sulla corsia ausiliaria (vedi figura).



La *zona di scambio* è formata dal tratto di carreggiata in cui è stato eseguito l'allargamento. Essa è percorsa dall'insieme dei flussi di immissione e di uscita (*flusso di scambio*) e di quello lungo la carreggiata corrente che non è interessato alle manovre di immissione e di uscita (*flusso non di scambio*). La lunghezza della zona di scambio è convenzionalmente definita come la distanza fra il punto ubicato nel triangolo di immissione dove la distanza fra il margine destro della carreggiata corrente dista 0.60 m dal margine sinistro della rampa di immissione, ed il punto del triangolo di uscita dove i due margini distano m 3.60 (vedi figura).



Il metodo di progetto delle zone di scambio qui riportato è quello proposto dall'Highway Capacity Manual. Si tratta di un metodo di verifica: assegnate le caratteristiche geometriche della zona di scambio (lunghezza e numero di corsie a disposizione del flusso totale, di scambio e non di scambio), se ne calcola il livello di servizio.

In generale la geometria delle zone di scambio è tale che entrambi i flussi, di scambio e non di scambio, riescono a mantenere la stessa velocità media. Nel caso in cui la larghezza di carreggiata a disposizione del flusso di scambio risultasse insufficiente, la velocità di quest'ultimo potrebbe risultare alquanto inferiore a quella del flusso non di scambio: in questo caso si dice che il funzionamento della zona di scambio è *vincolato*.

Il punto di partenza del calcolo del livello di servizio di una zona di scambio è il calcolo della velocità media dei due flussi, di scambio e non di scambio, mediante la relazione:

$$v_i = 24 + \frac{v - 16}{1 + w} \quad (1)$$

dove:

v_i = velocità (km/h) del flusso di scambio ($i = s$) o non di scambio ($i = ns$);

v = velocità di circolazione libera nel tratto di carreggiata che attraversa la zona di scambio;

w = *fattore di intensità di scambio*, il quale è una misura dell'attività di scambio.

Il fattore w viene calcolato mediante la seguente relazione:

$$w = \frac{a(1+V)^b (f/N)^c}{(L/0.3)^d} \quad (2)$$

dove:

V = rapporto fra il flusso di scambio f_s e il flusso totale f nella zona di scambio. I flussi sono misurati in autovetture equivalenti per ora;

N = numero complessivo di corsie della zona di scambio;

L = lunghezza in metri della zona di scambio.

tab. 4.2 – Coefficienti della formula (2)								
Funzionamento della zona di scambio	Coefficienti in v_s				Coefficienti in v_{ns}			
	a	b	c	d	a	b	c	d
Non vincolato	0.226	2.20	1.00	0.90	0.020	4.00	1.30	1.00
Vincolato	0.280	2.20	1.00	0.90	0.020	4.00	0.88	0.60

I coefficienti a, b, c, d sono forniti dalla tab. 4.2 per la velocità di scambio v_s e non di scambio v_{ns} , nei due casi di funzionamento vincolato e non vincolato della zona di scambio. Si ritiene che in una zona di scambio avente la configurazione della fig. 4.8 la larghezza di carreggiata a disposizione del flusso di scambio sia uguale a 1.4 corsie. Il numero di corsie necessario per un funzionamento non vincolato è dato dalla relazione:

$$N_s = \frac{2.19 \cdot N \cdot V^{0.571} (L/30)^{0.234}}{(v_s/1.6)^{0.438}} \quad (3)$$

Se risulta $N_s > 1.4$ il funzionamento è vincolato.

Il calcolo ha inizio assumendo che il funzionamento sia non vincolato. Si leggono nella tabella 4.2 i coefficienti a, b, c, d relativi a questa ipotesi, e si calcolano mediante la (1) le velocità v_s e v_{ns} dei flussi di scambio e non di scambio. Si calcola quindi mediante la (3) il numero N_s di corsie

necessario per un funzionamento non vincolato. Se risulta $N_s > 1.4$ si ripete il calcolo di v_s e v_{ns} introducendo nella (1) i valori dei coefficienti a, b, c, d relativi al funzionamento vincolato.

Si calcola infine la velocità media nello spazio v_m (km/h) nella zona di scambio mediante la relazione:

$$v_m = \frac{\frac{f_s + f_{ns}}{\frac{f_s}{v_s} + \frac{f_{ns}}{v_{ns}}}}{\quad} \quad (4)$$

e quindi la densità veicolare D in auto/km per corsia:

$$D = \frac{f / N}{v_m} \quad (5)$$

Il livello di servizio nella zona di scambio, definito secondo la metodologia dell'Highway Capacity Manual per le carreggiate autostradali, è indicato qui di seguito nella tabella seguente in funzione della densità veicolare D :

Densità [auto/km per corsia]	Livello di servizio
6,25	A
12,50	B
17,50	C
22,00	D
≤ 27,00	E
> 27,00	F

La trattazione svolta considera la situazione più diffusa nelle ordinarie zone di scambio, in cui le correnti vengono ad intrecciarsi all'interno di un'unica corsia dedicata, cui si può anche destinare una sezione trasversale allargata, ma sempre unica, al fine di favorire la trasversalità delle traiettorie conflittuali.

In linea generale non si ritiene consigliabile l'adozione di schemi di intersezione dove i flussi di scambio siano così elevati o cinematicamente importanti da richiedere una duplicazione in senso trasversale delle corsie destinate all'intreccio delle traiettorie, in quanto la disponibilità di un doppio canale di scorrimento appare antitetica ad una precisa costrizione della manovra in termini ristretti e con velocità moderate. In tali casi il modello comportamentale di riferimento per il calcolo dei tratti necessari si modifica rispetto alla trattazione illustrata, riportandosi sostanzialmente ad una casistica intermedia tra l'intreccio veicolare ed una marcia per file parallele.

Pur venendo esaminata tale situazione nell'Highway Capacity Manual, non si ritiene conveniente introdurre la trattazione di altri schemi di tratti di scambio, che dovrebbero limitarsi a casi del tutto particolari e quindi non generalizzabili quali soluzioni tecniche di corrente riferimento per una futura normativa. Ciò anche in considerazione delle notevoli lunghezze (comunque superiori a 400-500 m complessivi) che richiederebbero tali tratti di scambio "morbido" e pluricorsia, senza considerare le difficoltà di una corretta interpretazione da parte dell'utenza del comportamento ottimale.