

1 COSTRUZIONI STRADALI

1.1 INTRODUZIONE

La redazione del progetto stradale è disciplinata, nelle sue diverse fasi, dal D.Lgs. n. 163 del 12 aprile 2006, che sostituisce il DPR n. 554 del 21 dicembre 1999 e la Legge n. 109 del 11 febbraio 1994 e successive modificazioni. Il progetto stradale è redatto su tre diversi livelli di definizione: *preliminare*, *definitivo* ed *esecutivo*, caratterizzati da differente dettaglio, integrati tra loro senza soluzione di continuità.

Il *progetto preliminare* in ambito stradale costituisce parte integrante della pianificazione territoriale ed è redatto con il principale obiettivo di definire diverse soluzioni tecniche e la spesa di larga approssimazione dell'opera; reca inoltre le principali caratteristiche degli elaborati presenti nei successivi livelli di progettazione. Esso consta dei seguenti elaborati:

- relazione illustrativa;
- relazione tecnica;
- studio di prefattibilità ambientale;
- indagini geologiche, idrogeologiche e archeologiche preliminari;
- planimetria generale e schemi grafici (in scala non inferiore a 1:25000 su carte topografiche a curve di livello);
- indicazioni per i piani di sicurezza;
- calcolo sommario della spesa.

Il *progetto definitivo* ha l'obiettivo di stabilire le caratteristiche tecniche dell'opera (es. geometria, intersezioni, opere d'arte) sulla base del progetto preliminare. Esso è costituito dai seguenti elaborati:

- relazione descrittiva;
- relazioni tecniche specialistiche;
- relazioni geologica, geotecnica, sismica, idraulica, idrogeologica;
- rilievi plano-altimetrici e studio di inserimento urbanistico;
- elaborati grafici (planimetria in scala non inferiore a 1:2000 su carte topografiche a curve di livello, profilo altimetrico in scala non inferiore a 1:200 per le altezze e 1:2000 per le distanze, sezioni trasversali nelle scale 1:500, 1:200, 1:100);
- studio di impatto ambientale o studio di fattibilità ambientale;
- calcoli preliminari di strutture e impianti;
- disciplinare descrittivo e prestazionale degli elementi tecnici;
- piano particellare di esproprio;
- computo metrico estimativo;
- quadro economico.

Il *progetto esecutivo* è il terzo livello della progettazione, ad esso è deputato l'onere di fornire gli elaborati tecnici di dettaglio non previsti dal progetto definitivo, allo scopo di fornire tutti gli elementi necessari alla costruzione della strada. È costituito dai seguenti elaborati:

- relazione generale;
- relazioni specialistiche;
- elaborati grafici, compresi quelli delle strutture, degli impianti e di ripristino e miglioramento ambientale;
- calcoli esecutivi delle strutture e degli impianti;
- piani di manutenzione;
- piani di sicurezza e coordinamento;
- computo metrico estimativo e piano economico;
- cronoprogramma;

Tab. 1.1.1. Principali riferimenti normativi.

Argomento		Riferimenti normativi	
Valutazione dei tracciati (Cap. 2)		Legge 349-1986 DPCM 377-10/08/1988 DPCM 27/12/1988 D.Lgs. 152-03/04/2006	
Elementi di tecnica del traffico (Cap. 3)		D.Lgs. 285-1992 “Nuovo Codice della Strada”	DM 6792-05/11/2001
Dimensionamento geometrico delle strade (Cap. 4)			
Opere di difesa dalle acque (Cap. 9)			
Dimensionamento geometrico delle intersezioni (Cap. 5)			DM 19/04/2006
Segnaletica stradale (Cap. 7)			Verticale: DM LLPP 31/03/1995 Orizzontale: EN 1423, 1424, 1436, 1463, 1824, 1871, 12802, 13197, 13212, 13459
Opere di contenimento del terreno ed elementi di ritenuta paramassi (Cap. 10)			DM 14/01/2008 “Norme Tecniche delle Costruzioni” CM 617-02/02/2009
Pavimentazioni, costruzione e materiali (Cap. 6)	Terre	UNI 11531 UNI CEN ISO/TS 17892 UNI EN 13286	
	Materiali non legati e legati a cemento	UNI EN 13286	
	Bitume	UNI EN 12591 UNI EN 14023	
	Aggregati per conglomerati bituminosi	UNI EN 932 UNI EN 933 UNI EN 1097 UNI EN 1367	
	Conglomerati bituminosi	UNI EN 12697	
	Cemento	UNI ENV 197	
	Aggregati per calcestruzzo	UNI 8520	
	Calcestruzzo	UNI EN 206 UNI EN 12350 UNI EN 12390	
Dispositivi di ritenuta (Cap. 8)		DM 6792-05/11/2001	DM 223-18/02/1992 DM 15/10/1996 DM 03/06/1998 DM 11/06/1999 DM 2367-21/06/2004

- elenco dei prezzi unitari ed eventuale analisi;
- quadro dell’incidenza percentuale della manodopera per le diverse categorie di cui si compone l’opera;
- schema di contratto e capitolato speciale d’appalto.

Il progetto stradale, sia per nuova costruzione sia per adeguamento, è quindi redatto su diversi livelli di dettaglio e comprende diverse attività, alcune proprie di un certo livello, altre comuni a due o più livelli.

Queste possono essere così schematizzate:

- scelta del tracciato (v. **D-1.2**);
- dimensionamento geometrico (v. **D-1.4** e **D-1.5**) nonché strutturale della pavimentazione (v. **D-1.6**), sulla base di dati di traffico rilevati o ipotizzati (v. **D-1.3**);
- progetto della segnaletica (v. **D-1.7**);

- dimensionamento dei dispositivi di ritenuta (v. **D-1.8**), delle opere di difesa dalle acque (v. **D-1.9**), delle opere di contenimento del terreno (v. **D-1.10**).

oltre al progetto delle opere strutturali e geotecniche (ponti, viadotti, gallerie) non trattate nel presente testo.

La progettazione, a qualunque grado di dettaglio, è regolata da un corposo complesso normativo, richiamato nei singoli capitoli del testo. Al fine di un primo indirizzo verso tale complesso normativo, nella Tab. 1.1.1 sono riportate le principali norme di riferimento, alcune cogenti in Italia, altre da intendersi di buona pratica progettuale.

1.2 VALUTAZIONE DEI TRACCIATI

La valutazione di diversi tracciati stradali, alternativi tra loro, è un elemento chiave della progettazione in quanto è mirata ad ottenere il massimo beneficio dalla costruzione dell'opera in termini ambientali, di servizio alla popolazione e minimizzazione del disturbo alla medesima. Tale valutazione deve avvenire nel progetto preliminare e nel progetto definitivo con diverso grado di approfondimento e dettaglio.

Nel progetto preliminare, è solitamente richiesta la redazione di uno studio di prefattibilità ambientale allo scopo di ricercare le condizioni che consentano un miglioramento della qualità ambientale e paesaggistica del contesto territoriale nel quale l'opera è inserita. Nel progetto definitivo si richiede un maggior grado di dettaglio, attraverso lo studio di impatto ambientale e di fattibilità ambientale con l'obiettivo di approfondire e verificare le analisi della fase preliminare, analizzando e determinando misure atte a ridurre o compensare gli effetti dell'intervento.

Per raggiungere tale obiettivo sono correntemente utilizzate due tecniche: la *Valutazione di Impatto Ambientale* (VIA), espressamente richiesta dal D.Lgs. n. 163/2006, o l'*Analisi Multicriteria* (AMC).

1.2.1 VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE. La *Valutazione di Impatto Ambientale* (VIA) è uno strumento di supporto alle decisioni che ha lo scopo di individuare, descrivere e valutare, in via preventiva, l'impatto ambientale di determinati progetti pubblici e privati. La VIA si esplica attraverso una procedura tecnico-amministrativa finalizzata a valutare sistematicamente la compatibilità ambientale di un'opera o di un intervento, sulla base dell'analisi degli effetti esercitati da questi sulle componenti ambientali e socio-economiche interessate.

In ambito europeo è vigente la direttiva n. 337 del 17 giugno 1985, in seguito modificata ed integrata dalla direttiva comunitaria 97/11, in parte recepita in Italia con la Legge n. 349 del 1986, la quale evidenzia gli obiettivi di tale strumento.

In Italia, il campo di applicazione, il contenuto, le fasi e le norme tecniche di redazione dello *Studio di Impatto Ambientale* (SIA), documento di analisi redatto durante la Valutazione di Impatto Ambientale, sono stabilite da due successivi decreti: il DPCM n. 377 del 10 agosto 1988 e il DPCM del 27 dicembre 1988. Tale istituto normativo è stato poi modificato ed integrato dal D.Lgs. n. 152 del 3 aprile 2006 con conseguente necessità di adeguare anche la normativa tecnica.

La Valutazione di Impatto Ambientale ha lo scopo primario di permettere la redazione di un progetto coordinato con un elevato grado di protezione ambientale, realizzando l'obiettivo di migliorare la qualità della vita, mantenere la varietà della specie e conservare la capacità di riproduzione dell'ecosistema in quanto risorsa essenziale.

La VIA è basata sulla valutazione sistematica degli effetti prodotti dalla realizzazione di un nuovo progetto sull'ambiente, il quale è visto come sistema complesso di risorse umane e naturali e loro interazioni.

Le fasi di redazione della Valutazione di Impatto Ambientale sono di seguito elencate.

- 1) Preparazione e individuazione delle alternative progettuali.
- 2) Notifica all'Autorità competente.
- 3) Screening. Fase di verifica nella quale si stabilisce se il progetto o l'intervento sia soggetto a VIA. Tale valutazione si effettua sulla base della significatività degli impatti, stimata attraverso la compilazione di liste o la definizione di una procedura in grado di determinare in modo discrezionale quali azioni valutare.

- 4) Scoping. Processo di identificazione dei contenuti e dell'estensione delle informazioni ambientali da sottoporre a valutazione. Lo scopo è definire quali problematiche considerare nella VIA, focalizzando l'attenzione su quelle ritenute di maggior impatto e interesse.
- 5) Redazione dello Studio di Impatto Ambientale (SIA), da presentare e sottoporre a verifica da parte dell'Autorità competente.
- 6) Revisione pubblica. Fase di consultazione nella quale gli enti coinvolti e la collettività sono chiamati a esprimere il loro contributo, proponendo soluzioni alternative o evidenziando criticità della soluzione proposta.
- 7) Decisione. L'Autorità competente valuta lo Studio di Impatto Ambientale e i commenti ricevuti durante la fase di revisione pubblica, assumendo una decisione.
- 8) Monitoraggio. Diviso in monitoraggio di base (da eseguire prima della realizzazione del progetto e necessario per conoscere lo stato attuale), monitoraggio degli effetti (in grado di valutare gli impatti durante e dopo la realizzazione dell'opera) e monitoraggio di conformità (indispensabile per verificare le prescrizioni imposte e il rispetto degli standard stabiliti).

La VIA deve rispondere a determinati requisiti, in particolare deve essere:

- dinamica, ovvero in grado di confrontare la situazione prima, durante e dopo la realizzazione dell'opera;
- equilibrata, in grado cioè di soppesare le necessità di sviluppo della società;
- proiettata verso il futuro;
- equa, ovvero deve evitare i privilegi;
- etica.

Nel caso delle infrastrutture stradali, l'indagine analizza principalmente le seguenti problematiche:

- atmosfera, inquinamento indotto nella fase di cantiere e successivamente dal traffico veicolare;
- ambiente idrico, previsione dei cambiamenti nei regimi superficiali o sotterranei dei corsi d'acqua;
- suolo e sottosuolo, quantità di suolo occupato e non più fruibile, possibili dissesti;
- vegetazione, scomparsa di alcune specie arboree, limitazione delle colture e, in generale, conseguenze sulla flora;
- salute pubblica, incidentalità;
- rumore e vibrazioni, con particolare attenzione a zone sensibili come scuole e ospedali;
- paesaggio, previsione sugli effetti visivi.

I documenti progettuali su cui è basata una VIA sono essenzialmente due:

1. *Relazione di Impatto Ambientale* (RIA). In tale documento, redatto nella fase preliminare del progetto, sono contenute le valutazioni necessarie ad analizzare le conseguenze a lungo termine della mancata realizzazione del progetto, opzione zero, considerando le caratteristiche funzionali, economiche e ambientali che verranno modificate e i vincoli paesistico-territoriali-urbanistici che potrebbero interferire nella realizzazione dell'opera.
2. *Studio di Impatto Ambientale* (SIA). Documento redatto allo scopo di ottimizzare il progetto e valutare gli effetti che l'opera in programma potrebbe provocare sull'ambiente sia in fase di costruzione sia in fase di esercizio. Esso necessita di almeno due figure professionali: il *progettista*, che valuta gli effetti sull'ambiente delle diverse scelte tecniche al fine di individuare l'alternativa migliore; l'*analista ambientale*, che redige un piano in grado di evidenziare il livello di impatto conseguente a ciascuna scelta.

Nell'applicazione della VIA a un progetto stradale è necessario scomporre l'ambiente in fattori ambientali, raggruppabili nelle seguenti categorie:

- *socio-economica*: turismo, industria, occupazione, ecc.;
- *chimico-fisico-ecologica*: qualità dell'aria, rumorosità, geologia, flora e fauna, ecc.;
- *culturale-sociale*: qualità paesaggistiche, patrimonio storico, ecc.

Le fasi di redazione dello Studio di Impatto Ambientale sono le seguenti:

- 1) definizione dei pesi percentuali (P_k) ai diversi fattori ambientali appartenenti alle tre categorie soprac-

- tate (es. se un territorio è fortemente antropizzato i pesi percentuali relativi ai fattori ambientali appartenenti alla categoria socio-economica saranno elevati);
- 2) assegnazione a ciascun fattore di un indice di qualità ambientale (Q_k), il quale risulterà crescente con le migliori condizioni ambientali (es. in una scala da 1 a 5);
 - 3) determinazione del *Valore Ambientale Iniziale* ($VAI = \sum P_k \cdot Q_k$);
 - 4) assegnazione di un coefficiente di impatto ambientale (I_k) da applicare ad ogni fattore ambientale a seconda dell'effetto che l'opera ha sull'ambiente (es. I_k può essere compreso tra 0, danno irreversibile, 1, impatto nullo, 2, vantaggio sensibile);
 - 5) calcolo del *Valore Ambientale Finale* ($VAF = \sum P_k \cdot Q_k \cdot I_k$);
 - 6) determinazione della VIA ($VIA = VAI - VAF$);
 - 7) confronto tra le diverse soluzioni, la soluzione più idonea è quella con VIA maggiore.

1.2.2 ANALISI MULTICRITERIA. L'*Analisi Multicriteria* (AMC) è una tecnica di supporto alle decisioni che permette di valutare diverse alternative progettuali in funzione di differenti criteri di giudizio, i quali sono definiti in relazione al sistema degli obiettivi fissati dal decisore (solitamente politico). La procedura operativa della AMC consiste nella costruzione di una matrice di decisione, in cui nelle colonne sono riportate le differenti alternative progettuali mentre nelle righe vengono definiti i criteri di giudizio (obiettivi dettati dal decisore politico).

Le fasi di redazione dell'Analisi Multicriteria sono:

- individuazione delle alternative progettuali;
- definizione del sistema degli obiettivi e delle componenti della collettività interessate al progetto;
- riempimento della matrice di decisione;
- trasformazione delle misure di rispondenza in misure di utilità;
- confronto delle alternative e scelta finale.

Individuazione delle alternative progettuali

Tra le alternative possibili si individuano quelle in grado di soddisfare il problema decisionale in esame, la scelta considera: capacità di soddisfare la domanda di trasporto; realizzabilità tecnica; volontà politiche.

Le diverse alternative progettuali possono essere:

- *incompatibili*, la realizzazione di una alternativa rende impossibile o superflue le altre;
- *indipendenti*, possono essere realizzate simultaneamente più alternative possibili, la redditività della singola alternativa non è influenzata dalle altre e pertanto la redditività globale, beneficio globale, è la somma dei singoli benefici;
- *dipendenti*, i singoli benefici possono essere sommati in modo che il beneficio globale sia maggiore di ciascun singolo beneficio.

Definizione del sistema degli obiettivi e delle componenti della collettività interessate al progetto

Si individuano gli scopi e gli obiettivi che si intendono raggiungere con il progetto in esame, spesso sono di natura ampia e scarsamente decifrabile pertanto è necessario definire una serie di criteri di giudizio, i quali possono essere raggruppati in:

- *criteri relativi alla tutela ambientale* e aspetti generali (località servite, impatto visivo, interferenza con le attività antropiche, interferenza con il regime idrico, ecc.);
- *criteri relativi all'utente* (capacità di smaltimento, ovvero distribuzione del traffico sulla rete, costo del viaggio, tortuosità del tracciato, ecc.);
- *criteri relativi alla stazione appaltante* (accessibilità, aree da espropriare, viadotti, gallerie, costi di costruzione, ecc.).

Occorre quindi fornire un peso ad ogni criterio per stabilirne l'importanza, tipicamente tale scelta è eseguita dal decisore politico, tuttavia esistono diversi metodi atti a stabilire una gerarchia tra gli aspetti considerati:

- ordinando i criteri di giudizio per importanza decrescente; assegnando a ogni criterio un punteggio (es. da 0 a 10) in ragione dell'importanza attribuitagli;
- costruendo una matrice di dimensione $n \cdot n$ (dove n è il numero dei criteri di giudizio considerati) e assegnando a ogni elemento ij della matrice:
 - valore +1 se il criterio nella colonna j è più importante dell'elemento nella riga i ;
 - valore 0 se il criterio nella colonna j ha ugual importanza dell'elemento nella riga i ;
 - valore -1 se il criterio nella colonna j ha minore importanza rispetto al criterio nella riga i ; le somme dei punteggi per ciascuna colonna misurano l'importanza assegnata ad ogni obiettivo, giungendo così alla definizione dell'ordine gerarchico dei criteri scelti;
- utilizzando il metodo *Delphi*, che consiste in una serie di colloqui con i singoli rappresentanti della classe politica.

Riempimento della matrice di decisione

Consiste nell'assegnare ad ogni elemento ij della matrice una valutazione che rappresenti la misura in cui ogni alternativa (colonna j della matrice) può contribuire al raggiungimento di ognuno degli obiettivi predeterminati (riga i della matrice).

Tale valutazione è chiamata *misura di rispondenza* e può essere:

- qualitativa *ordinale*, utilizzando dei voti (per esempio A, B, C, ecc.);
- qualitativa *nominale*, mediante l'attribuzione di aggettivi (per esempio, ottimo, buono, sufficiente, mediocre, scarso);
- qualitativa *cardinale* utilizzando numeri (per esempio 1, 2, 3, ecc.).

La stima di ogni criterio di giudizio viene effettuata da esperti di diversi settori, a seconda dei criteri adottati.

Trasformazione delle misure di rispondenza in misure di utilità

Consiste nella trasformazione dei giudizi e delle valutazioni eseguite nella precedente fase in misure di utilità che la collettività attribuisce ad essi. Per *utilità* si intende il beneficio che la collettività ricava dal possesso di un bene o dall'utilizzo di un servizio. Occorre fare attenzione al legame che esiste tra utilità e misura di rispondenza, il quale non ha quasi mai una proporzionalità lineare. Ciò è imputabile alla validità di una legge economica, la legge dell'utilità marginale decrescente, la quale afferma che più si possiede un bene e meno si è disposti a pagare per averne un'unità addizionale. Le curve che rappresentano il legame tra misure di rispondenza e utilità sono chiamate funzioni di utilità.

Confronto tra le alternative e scelta finale

Per compiere il confronto e la scelta tra le diverse alternative, possono utilizzarsi tre diverse metodologie:

1. *Analisi disaggregata*. Consiste in semplici valutazioni sulla validità di ciascuna alternativa rispetto a ciascun criterio senza però scegliere l'alternativa migliore per tutti i criteri.
2. *Metodo lessicografico*. A ciascun criterio vengono assegnate a priori una soglia minima e massima per i valori degli indici di rispondenza. Si suddivide nelle seguenti fasi: si considerano gli indici di rispondenza di tutte le alternative rispetto a ciascun criterio di giudizio; si ordinano per importanza decrescente i criteri di giudizio; per ogni criterio si eliminano le alternative caratterizzate da un valore dell'indice di rispondenza esterno alle soglie minime e massime stabilite, rimangono solo le alternative accettabili.
3. *Metodo Electre*. Necessita di una matrice di decisione completa in ogni sua parte. Fissati i pesi di ciascun criterio di giudizio, il metodo confronta due alternative; la scelta ricade su un'alternativa quando il numero di criteri di valutazione ponderati (ossia moltiplicati per il peso a loro attribuito) che indicano una alternativa come migliore dell'altra è maggiore di una quantità stabilita, ovvero quando la massima delle differenze di utilità relative ai criteri che indicano una alternativa migliore dell'altra è inferiore ad una soglia prestabilita.

1.3 ELEMENTI DI TECNICA DEL TRAFFICO

1.3.1 GENERALITÀ. Nella progettazione o nell'adeguamento di strade esistenti è necessario misurare o prevedere il traffico che transiterà sull'infrastruttura in esercizio, in modo da ottimizzare la progettazione geometrica; a tale scopo è opportuno richiamare i principali aspetti della tecnica della circolazione, definendo alcune grandezze di interesse.

L'analisi delle condizioni di circolazione viene normalmente effettuata, con riferimento al tipo di infrastruttura, per due distinte situazioni, denominate flusso ininterrotto e flusso interrotto. Il primo fa riferimento alla situazione in cui le correnti di traffico che percorrono l'infrastruttura non subiscono interruzioni derivanti dall'interferenza con altri flussi, mentre possono esservi perturbazioni date da motivi interni alla corrente medesima (es. incidente, rientro da sosta in piazzola o in emergenza). Le condizioni di flusso interrotto si verificano invece quando le correnti di traffico subiscono interferenze da altre correnti di traffico (es. presenza di intersezioni, corsie di immissione). Perché la condizione di flusso sia considerata ininterrotta è necessario che la distanza tra due interferenze di flusso sia almeno pari a 3,5 km.

Con riferimento alle correnti di traffico, l'analisi delle condizioni di circolazione in tratti a flusso interrotto e ininterrotto è particolarmente complessa essendo dipendente da diversi fattori quali il tipo di strada, la composizione del traffico, la tipologia di utente, le condizioni meteorologiche e di illuminazione. Al fine di semplificare tale analisi è possibile far riferimento alla metodologia proposta dallo *Highway Capacity Manual* (HCM, ed. 2000), secondo cui la qualità della circolazione è individuata mediante i *Livelli di Servizio* (LOS, *Level of Service*), definiti come una misura qualitativa delle condizioni di circolazione e della loro percezione da parte degli utenti. Sono pertanto definiti sei LOS, indicati con le lettere da A ad F, i cui parametri descrittivi variano in ragione della tipologia di flusso (ininterrotto, interrotto), della tipologia di strada (per il flusso ininterrotto) e del tipo di intersezione (per il flusso interrotto).

Nel seguito si limiterà l'esame del calcolo dei LOS per le condizioni di flusso ininterrotto, rimandando al Manuale HCM (ed. 2000) per il calcolo dei LOS in condizioni di flusso interrotto.

1.3.2 LIVELLI DI SERVIZIO IN CONDIZIONI DI FLUSSO ININTERROTTO. I *Livelli di Servizio*, secondo HCM, possono essere così definiti:

- LOS A: condizioni di flusso libero senza condizionamenti tra i veicoli, elevato comfort di guida;
- LOS B: deflusso con qualche limitazione alla libertà di manovra, buon comfort di guida;
- LOS C: maggiori condizionamenti che portano a cambi di corsia frequenti per mantenere la velocità desiderata, notevole attenzione del guidatore;
- LOS D: flusso stabile e libertà di manovra ridotta, basso comfort di guida;
- LOS E: condizionamenti totali e scadente comfort di guida;
- LOS F: condizioni di flusso forzato con frequenti *stop and go* (marcia a singhiozzo).

Le grandezze da considerare nel calcolo dei LOS sono di seguito definite.

- *Portata oraria o tasso di flusso (Q)*. In generale espressa come rapporto tra il volume orario dell'ora di punta (*VHP*) e il fattore dell'ora di punta (*phf*), dove *VHP* è calcolato come prodotto tra un coefficiente compreso tra 0,08 e 0,20 e il *TGM* (traffico giornaliero medio, dato dal rapporto tra il numero di veicoli che transitano in un anno ed il numero di giorni dello stesso); mentre *phf* è dato dal rapporto tra il volume orario e il volume misurato nei quindici minuti di punta, assumendo valori compresi tra 0,80 e 0,95.
- *Velocità a flusso libero (VFL)*. È la velocità media data dalle sole autovetture in condizioni di flusso libero; essa va misurata sul campo o, in alternativa, calcolata. In quest'ultimo caso, il calcolo è basato sulla determinazione della velocità di base a flusso libero (*VBFL*), determinata come media pesata ottenuta dal diagramma delle velocità della strada in esame (v. **D-1.4.6**), utilizzando come pesi le lunghezze dei singoli elementi planimetrici con limiti superiori a 120 km/h per autostrade extraurbane e 110 km/h per autostrade urbane.
- *Velocità media (V_m)*. Data dal rapporto tra la lunghezza di un determinato tratto di strada e la media aritmetica dei tempi di percorrenza.

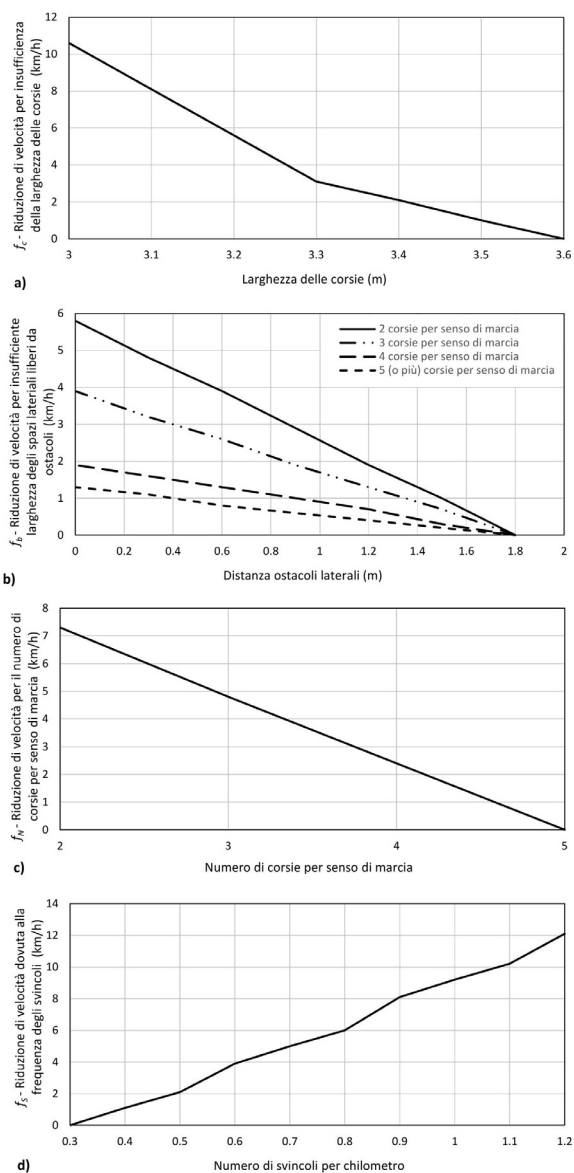


Fig. 1.3.1. Riduzione di velocità dovuta a: a) insufficiente larghezza delle corsie; b) insufficiente larghezza degli spazi laterali liberi; c) numero di corsie per senso di marcia (solo per autostrade urbane); d) frequenza degli svincoli.

- *Densità veicolare media (D)*. Espressa dal rapporto tra portata veicolare e velocità

$$D = \frac{Q}{V}$$

dove Q è il numero di transiti in una data sezione in un intervallo temporale inferiore all'ora (solitamente 15 minuti), espresso in veicoli/h.

- *Capacità (C)*. È la massima portata oraria veicolare che si prevede possa passare attraverso una sezione stradale in un dato lasso di tempo, nelle prevalenti condizioni di traffico.

L'utilizzo di tali grandezze (indicatori) per la determinazione del LOS varia a seconda che si analizzino autostrade (o assimilabili), strade a più corsie per direzione, strade a due corsie (una per senso di marcia); le tecniche di calcolo e misura nonché i fattori correttivi degli indicatori sono ampiamente descritti nel Manuale HCM, ed. 2000. Nel seguito viene descritto il procedimento logico necessario per determinare il LOS sia per autostrade e strade a più corsie per senso di marcia, sia per strade a due corsie.

Per autostrade e strade a più corsie per senso di marcia, il procedimento di calcolo del LOS è concettualmente il medesimo, seppur vi siano differenze nelle formulazioni matematiche e nel fatto che per le prime si assume una velocità compresa tra 120 e 90 km/h, mentre per le seconde una velocità compresa tra 100 e 70 km/h. Nel seguito sono trattati il caso autostradale e il caso di strada a unica carreggiata e una corsia per senso di marcia. Il caso di strade a più corsie per senso di marcia senza spartitraffico centrale non è trattato, poiché non trova corrispondenza nella normativa italiana vigente (DM 6792/2001).

1.3.2.1 Livelli di Servizio per autostrade. Di seguito si riporta il metodo di calcolo del LOS per le autostrade (o assimilabili), rientrando in questa tipologia le strade di tipo A e B definite dal DM 6792/2001 con velocità di progetto non inferiori a 90 km/h (v. **D-1.4.5**).

- *Definizione dei dati di ingresso.* Principalmente la geometria della strada (larghezza delle corsie, distanza degli ostacoli, composizione del traffico, numero di corsie, distanza tra gli svincoli, pendenze longitudinali, tipologia di utenza), il volume orario di progetto espresso in numero di veicoli per direzione e la percentuale di veicoli pesanti e turistici.
- *Determinazione di VFL da misure dirette o da stima di VBFL.* Nel caso di calcolo della VFL in base alla VBFL si ha:

$$VFL = VBFL - f_c - f_b - f_N - f_s$$

dove:

- * f_c è la riduzione di velocità data da insufficiente larghezza delle corsie;
- * f_b è la riduzione di velocità associata alla distanza degli ostacoli dalla corsia;
- * f_N è applicato solo per autostrade urbane e rappresenta la diminuzione di velocità per numero di corsie per senso di marcia;
- * f_s è la riduzione di velocità dovuta alla presenza di svincoli.

I valori assunti da tali parametri sono riportati nella Fig. 1.3.1.

* *Determinazione del tasso di flusso*, dato dall'equazione:

$$Q = \frac{VHP}{N \cdot phf \cdot f_{hv} \cdot f_p}$$

dove:

- * N è il numero di corsie per direzione;
- * f_{hv} tiene conto della presenza di veicoli lenti (valutabile con tabelle HCM, al massimo pari all'unità in assenza di veicoli lenti);
- * f_p coefficiente che tiene conto della presenza di utenti non abituali (compreso tra 0,8 e 1);
- * VHP e phf sono i medesimi definiti in **D-1.3.2**;
- *Determinazione della Velocità Media (\bar{V}).* A tal fine si utilizza la relazione tra flusso e velocità come definita dall'abaco di Fig. 1.3.2, in cui è riportata la variazione di \bar{V} in funzione di Q per quattro valori di

VFL ; sono inoltre delimitate le regioni del piano che individuano i LOS nelle condizioni base e le relative densità (D) sempre nelle condizioni base.

Si noti che:

– per $90 \text{ km/h} \leq VFL \leq 120 \text{ km/h}$ e per $Q \leq (Q^* = 3100 - 15 \cdot VFL)$ si ha:

$$\bar{V} = VFL$$

– per valori maggiori di Q , e comunque non superiori alla *Capacità* ($C = 1800 + 5 \cdot VFL$), si ha:

$$\bar{V} = VFL - \left[\frac{1}{28} (23 \cdot VFL - 1800) \cdot \left(\frac{Q + 15 \cdot VFL - 3100}{20 \cdot VFL - 1300} \right)^{2,6} \right]$$

– *Calcolo della Densità* (D), espressa dal rapporto:

$$D = \frac{Q}{\bar{V}}$$

– *Determinazione del LOS*, sempre mediante l'abaco della Fig. 1.3.2.

1.3.2.2 Livelli di Servizio per strade a due corsie e unica carreggiata. Per la determinazione dei livelli di servizio di strade ad unica carreggiata e due corsie (assimilabili alle categorie C ed F extraurbane del DM 6792/2001) è necessario tener conto delle condizioni di circolazione e, in particolare, del fatto che i sorpassi avvengono per occupazione della corsia opposta (v. **D-1.2.2**). A tal fine il Manuale HCM individua la percentuale di tempo speso in coda (PTC) e la velocità media del viaggio (V_m) come parametri descrittivi del LOS. Senza addentrarsi nelle formulazioni riportate nel Manuale HCM è possibile assumere come riferimento i valori riportati nella Tab. 1.3.1 per calcolare i LOS dei tipi di strade C e F extraurbane.

È infine opportuno evidenziare che, secondo il DM 6792/2001, i Livelli di Servizio e la Portata di Servizio minimi da assicurare alle strade di nuova realizzazione sono quelli riportati nella Tab. 1.3.2.

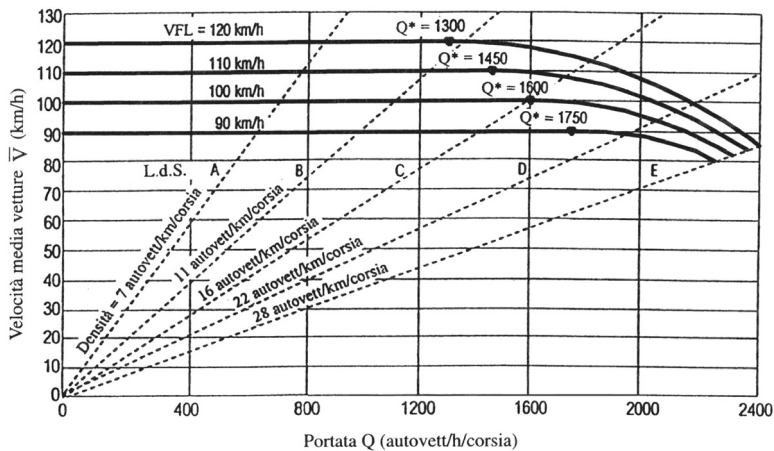


Fig. 1.3.2. Curve velocità-portata media per quattro velocità a flusso libero

(da: T. Esposito, R. Mauro - Fondamenti di infrastrutture viarie, Vol. 2 - La progettazione funzionale delle strade - Hevelius edizioni, 1ª ed. marzo 2003, Fig. 2, p. 75).

Tab. 1.3.1. Limiti dei LOS per strade di tipo C e F extraurbane
(da: T. Esposito, R. Mauro - Fondamenti di infrastrutture viarie, Vol. 2 -
La progettazione funzionale delle strade - Hevelius edizioni, 1^a ed. marzo 2003, Tab. 14, p. 91)

Livello di Servizio	Strade C		Strade F
	Percentuale di tempo in coda	Velocità media di viaggio (km/h)	Percentuale di tempo in coda
A	≤ 35	> 90	≤ 40
B	$> 35; \leq 50$	$> 80; \leq 90$	$> 40; \leq 55$
C	$> 50; \leq 65$	$> 70; \leq 80$	$> 55; \leq 70$
D	$> 65; \leq 80$	$> 60; \leq 70$	$> 70; \leq 85$
E	> 80	≤ 60	> 85
F	Il tasso di flusso supera la capacità		

Tab. 1.3.2. LOS e Portata di Servizio per i diversi tipi di strade, secondo il DM 6792/2001.

Categoria	Ambito territoriale		Livello di servizio, LOS	Portata di servizio per corsia (autoveicoli equiv./h)
A – Autostrada	Extraurbano	Strada principale	B (2 o più corsie)	1100
		Strada di servizio (eventuale)	C (1 corsia)	650 ^(b)
			C (2 o più corsie)	1350
	Urbano	Strada principale	C (2 o più corsie)	1550
		Strada di servizio (eventuale)	D (1 corsia)	1150 ^(b)
			D (2 o più corsie)	1650
B – Extraurbana principale	Extraurbano	Strada principale	B (2 o più corsie)	1000
		Strada di servizio (eventuale)	C (1 corsia)	650 ^(b)
			C (2 o più corsie)	1200
C – Extraurbana secondaria	Extraurbano	C1	C (1 corsia)	600 ^(c)
		C2	C (1 corsia)	600 ^(c)
D – Urbana di scorrimento	Urbano	Strada principale	Capacità ^(a)	950
		Strada di servizio (eventuale)	Capacità ^(a)	800
E – Urbana di quartiere	Urbano	–	Capacità ^(a)	800
F – Locale	Extraurbano	F1	C (1 corsia)	450 ^(c)
		F2	C (1 corsia)	450 ^(c)
	Urbano	–	Capacità ^(a)	800

Note:

^(a) In questo caso il livello di servizio non dipende solo dagli elementi geometrici, ma anche dalla regolazione delle intersezioni (es. durata di un ciclo semaforico, tempo di verde).

^(b) Nell'ipotesi di flusso 100% in una direzione e percentuale di visibilità per il sorpasso 0%.

^(c) Nell'ipotesi di flussi bilanciati nei due sensi (percentuale di visibilità per il sorpasso 100%).

1.4 DIMENSIONAMENTO GEOMETRICO

La progettazione geometrica di nuove strade, in Italia, è vincolata alle disposizioni contenute nel DM 5 novembre 2001 n. 6792 dal titolo “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade” e dal successivo DM 22 aprile 2004, che limita l’osservanza del predetto DM n. 6792/01 al solo caso di strade di nuova costruzione, indicandolo come di riferimento per l’adeguamento delle strade esistenti, in attesa dell’emanazione di una specifica normativa. Tali DM sono in attuazione del Nuovo Codice della Strada (D.Lgs. 285/92 e successive modificazioni).

Il principio alla base dei criteri di dimensionamento geometrico della strada, secondo il citato DM n.

6792/01, è che la geometria della stessa deve essere compatibile con la velocità tenuta dall'utente di progetto. A tal fine per ogni elemento geometrico è necessario:

- definire la velocità di progetto, compresa tra un valore minimo (V_{Pmin}) e uno massimo (V_{Pmax}), prescritti dallo stesso DM in ragione della categoria di strada;
- progettare l'elemento geometrico in modo che sia compatibile con questa, facendo in modo che l'utente percepisca detta velocità e non sia indotto dall'infrastruttura stessa a superarla.

L'intero dimensionamento geometrico è inoltre basato su due ipotesi iniziali:

1. la strada è in condizioni bagnate;
2. il veicolo che procede sulla strada è unico, ovvero non vengono tenute in conto le interazioni tra i veicoli durante la marcia.

1.4.1 RETI STRADALI E CATEGORIE DI TRAFFICO. Le reti stradali sono il complesso di tutti i collegamenti stradali posti al servizio di un dato territorio; l'elemento base è la strada, definita come area a uso pubblico destinata alla circolazione di pedoni, veicoli, animali. La rappresentazione delle reti stradali è effettuata mediante grafi costituiti da nodi e archi: i *nodi* sono il centro del territorio di origine e/o destinazione degli spostamenti, oppure i punti di incontro (intersezione) tra due o più strade; gli *archi* sono il collegamento (stradale) tra due nodi.

Il DM 6792/01 effettua una classificazione funzionale delle strade sulla base dei seguenti fattori:

- il tipo di movimento servito (transito, distribuzione, accesso);
- la funzione nel contesto territoriale (nazionale, regionale, provinciale);
- le componenti e le categorie di traffico (veicoli leggeri e pesanti, motoveicoli, pedoni).

Sempre il succitato DM 6792/01 individua una gerarchizzazione delle strade mediante quattro livelli di rete:

- (I) *Rete Primaria* per traffico di scorrimento e transito su lunghe distanze;
- (II) *Rete Principale* con funzione di collegamento tra il livello precedente e quello successivo;
- (III) *Rete Secondaria* con funzione di penetrazione nella rete locale;
- (IV) *Rete Locale* con funzione di accesso su scala locale.

A tali quattro livelli va aggiunto il *Livello Terminale*, deputato alla sosta.

Il Nuovo Codice della Strada (D.Lgs. 285/92 e successive modificazioni) classifica le strade in base alle loro caratteristiche costruttive, tecniche e funzionali, nelle seguenti categorie:

- A – Autostrade (extraurbane e urbane);
- B – Strade extraurbane principali;
- C – Strade extraurbane secondarie;
- D – Strade urbane di scorrimento;
- E – Strade urbane di quartiere;
- F – Strade locali (extraurbane e urbane).

Con riferimento alle precedenti definizioni del DM 6792/01 e del D.Lgs. 285/92, la gerarchizzazione delle reti e la classificazione delle strade permettono di individuare, per ogni livello di rete, le relative categorie di strade:

- per la Rete Primaria sono impiegate le categorie A, B e D;
- per la Rete Principale le categorie B e D;
- per la Rete Secondaria le categorie C ed E;
- per la Rete Locale la categoria F.

Come per gli archi, anche i nodi hanno una propria gerarchia in ragione del livello di rete servito e della funzione svolta. Si individuano le seguenti quattro classi di nodi:

- Interconnessione Primaria, nella Rete Primaria e tra Rete Primaria e Rete Principale;
- Interconnessione Principale, nella Rete Principale e tra Rete Principale e Rete Secondaria;
- Interconnessione Secondaria, nella Rete secondaria e tra Rete Secondaria e Rete Locale;

– Interconnessione Locale, nella Rete Locale.

Le categorie di traffico che possono essere presenti in sede stradale sono definite dal DM 6792/01 e dal D. Lgs. 285/92. Prima di individuare le categorie di traffico, è necessario definire le *componenti di traffico*: pedoni, animali e veicoli. Per questi ultimi, il D.Lgs. 285/92, negli articoli 47 e 73, riporta una classificazione dei veicoli in 13 classi veicolari principali.

È poi opportuno definire le quattro *funzioni di traffico* ammesse sulla sede stradale:

1. movimento;
2. sosta;
3. sosta in emergenza;
4. accesso privato diretto.

Sulla base di tali definizioni, le componenti di traffico, le classi veicolari e le funzioni ammesse sono raggruppate in quattordici *categorie di traffico*, omogenee per caratteristiche ed esigenze funzionali:

1. pedoni;
2. animali;
3. veicoli a braccia e a trazione animale;
4. velocipedi;
5. ciclomotori;
6. autovetture;
7. autobus;
8. autocarri;
9. autotreni e autoarticolati;
10. macchine operatrici;
11. veicoli su rotaia in sede promiscua;
12. sosta di emergenza;
13. sosta;
14. accesso privato diretto.

In ragione di tale suddivisione è possibile definire una corrispondenza tra le categorie di traffico e le diverse categorie di strada, come riportato nella Tab. 1.4.1, riprodotta dal DM 6792/01.

1.4.2 VISUALI LIBERE E DISTANZE DI VISIBILITÀ. La *distanza di visuale libera* (sulla strada e nelle intersezioni) è la lunghezza del tratto stradale che il conducente riesce a vedere dinanzi a sé a prescindere dalle condizioni di traffico, atmosferiche e di illuminazione, costituisce quindi primaria ed inderogabile condizione di sicurezza della circolazione. Tale distanza di visuale libera deve essere sempre confrontata in fase progettuale, a seconda dei casi discussi in seguito, con le seguenti distanze di visibilità, risultando sempre maggiore di queste ultime.

1.4.2.1 Distanza di visibilità per l'arresto. La *distanza di visibilità per l'arresto* (D_A) è lo spazio minimo necessario al conducente per arrestare il veicolo in sicurezza dinanzi a un ostacolo improvviso. Essa è data dalla somma della *distanza di percezione* (D_1) e dello *spazio di arresto* (D_2).

$$D_A = D_1 + D_2$$

La *distanza di percezione* (D_1) è data dalla seguente equazione:

$$D_1 = v_0 \cdot t = \frac{V_0}{3,6} \cdot t$$

dove:

– v_0 [m/s], oppure V_0 [km/h], è la velocità all'inizio della frenatura, desunta dal diagramma delle velocità (v.

D-1.4.6);

Tab. 1.4.1. Categorie di strade e categorie di traffico ammesse secondo il DM 6792/01.

	Tipi secondo il codice	Ambito territoriale	Denominazione	Categorie di traffico													
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Autostrada	A	Extraurbano	Strada principale	o	o	o	o	o	+	+	+	+	o	o	x	o	no
			Strada di servizio (eventuale)	x	x	+	+	+	+	+	+	+	+	o	x	x	si
		Urbano	Strada principale	o	o	o	o	o	+	+	+	+	o	o	x	o	no
			Strada di servizio (eventuale)	o	x	+	+	+	+	+	+	+	+	x	x	x	si
Extraurbana principale	B	Extraurbano	Strada principale	o	o	o	o	o	+	+	+	+	o	o	*	o	no
			Strada di servizio (eventuale)	x	x	+	+	+	+	+	+	+	+	o	*	x	si
Extraurbana secondaria	C	Extraurbano	—	x	x	+	+x ⁽¹⁾	+	+	+	+	+	+	o	*	x	si
			Strada principale	o	o	o	o	o	+	+	+	+	+	o	*	o	no
Urbana di scorrimento	D	Urbano	Strada principale	o	o	o	x	+	+	+	+	+	+	o	*	x	si
			Strada di servizio (eventuale)	o	*	+	+	+	+	+	+	+	+	x	*	x	si
Urbana di quartiere	E	Urbano	—	o	+	+	+x ⁽¹⁾	+	+	+	+	+	+	x	+	x	si
			Strada di servizio (eventuale)	o	+	+	+	+	+	+	+	+	+	x	+	x	si
Locale	F	Extraurbano	—	x	+	+	+x ⁽¹⁾	+	+	+	+	+	+	o	x	x	si
		Urbano	—	o	+	+	+	+	+	+	+	o	+	x ⁽²⁾	x	x	si

Legenda:

o – non ammessa in piattaforma ⁽¹⁾;

x – non ammessa in carreggiata (in piattaforma);

+ – in carreggiata;

* – parzialmente in carreggiata.

Categorie: 1) pedoni; 2) animali; 3) veicoli a braccia e a trazione animale; 4) velocipedi; 5) ciclomotori; 6) autovetture; 7) autobus; 8) autocarri; 9) autotreni e autoarticolati; 10) macchine operatrici; 11) veicoli su rotaia in sede promiscua; 12) sosta di emergenza; 13) sosta; 14) accesso privato diretto.

Note:

⁽¹⁾ – Vale se è presente una pista ciclabile.

⁽²⁾ – Qualora le categorie 7 e 11 debbano essere ammesse, le dimensioni delle corsie e la geometria dell'asse vanno commisurate con le esigenze dei veicoli appartenenti a tali categorie.

⁽³⁾ – Quando è presente una strada di servizio (principale e servizio) è unica, la non ammissibilità sulla strada principale è da intendersi limitata alla sola parte di piattaforma che la riguarda.

– t [s] è il tempo complessivo di percezione, riflessione e reazione. È dato dalla formula:

$$t = 2,8 - (0,01 \cdot V_0)$$

Si noti come tale tempo di percezione diminuisca con la velocità, ciò perché si ritiene che l'attenzione del guidatore aumenti con l'aumentare della velocità. In casi particolari come incroci o intersezioni complesse, tale tempo t va aumentato di 1 secondo per strade extraurbane e fino a 3 secondi per strade urbane.

Per determinare la relazione analitica dello *spazio di arresto* (D_2) bisogna porre in opportuna relazione le forze che agiscono sulla ruota nella fase di frenatura, in particolare il momento frenante, la forza di inerzia, l'aderenza e le resistenze al moto. Operativamente è possibile determinare la Distanza di Visibilità per l'Arresto mediante gli abachi del DM 6792/01, divisi per autostrade e altre strade (Fig. 1.4.1).

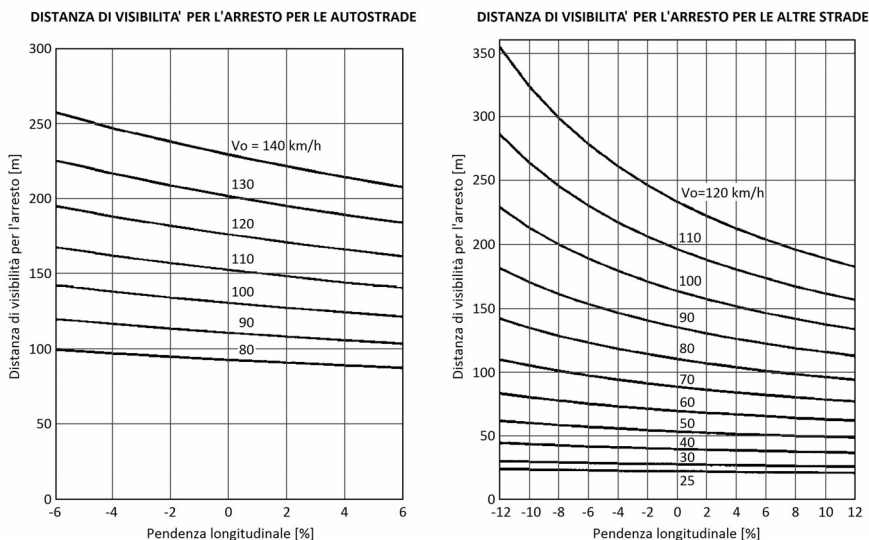


Fig. 1.4.1. Abachi per il calcolo della distanza d'arresto secondo il DM 6792/01.

1.4.2.2 Distanza di visibilità per il sorpasso. La *distanza di visibilità per il sorpasso* (D_S) è la lunghezza del tratto di strada necessario per compiere in sicurezza una manovra completa di sorpasso, quando non si possa escludere l'arrivo di un veicolo in senso opposto (strade a unica carreggiata). Il calcolo della Distanza di Visibilità per il Sorpasso risulta complesso in quanto funzione sia di parametri fisici quali velocità, accelerazione e dimensione dei veicoli implicati nella manovra, sia del comportamento dei conducenti.

Il DM 6792/01 propone un'equazione semplificata per il calcolo della Distanza di Visibilità per il Sorpasso:

$$D_S[\text{m}] = 20 \cdot v[\text{m/s}] = 5,5 \cdot V[\text{km/h}]$$

in cui la velocità (v , V) è desunta puntualmente dal diagramma delle velocità (v. **D-1.4.6**).

1.4.2.3 Distanza di visibilità per la manovra di cambio corsia. La *distanza di visibilità per la manovra di cambio corsia* (D_C) è la lunghezza del tratto di strada necessario al passaggio da una corsia a quella adiacente nella manovra di deviazione in corrispondenza di punti singolari (uscite, intersezioni o altro). La determi-

nazione della Distanza di Cambio Corsia viene calcolata, secondo il DM 6792/01, con l'espressione analitica seguente:

$$D_C[m] = 9,5 \cdot v[m/s] = 2,6 \cdot V[km/h]$$

dove:

- 9,5 è il numero di secondi ottenuti come somma dei tempi necessari a percepire e riconoscere lo stato di deflusso in corsia (5,5 s) e a decidere ed effettuare la manovra di cambiamento di una sola corsia (4 s);
- v , o V , è la velocità del veicolo desunta puntualmente dal diagramma di velocità (v. **D-1.4.6**).

1.4.3 TRACCIATO PLANIMETRICO. La progettazione planimetrica della geometria stradale consiste sostanzialmente nello studio del suo asse e della sua sezione trasversale. Nelle strade a unica carreggiata l'asse coincide con l'asse della carreggiata stessa, nelle strade a due carreggiate complanari e a unica piattaforma l'asse è posizionato a metà del margine interno, in tutti gli altri casi occorre considerare due assi distinti. Nella progettazione corrente, lo studio dell'asse stradale avviene separando l'andamento planimetrico da quello altimetrico, benché si renda comunque necessaria una verifica finale della strada in tre dimensioni.

Il tracciato planimetrico è costituito da tre principali elementi: rettilifi, curve a raggio costante, curve a raggio variabile. Nel seguito verranno analizzati i principali elementi che caratterizzano il tracciato planimetrico stradale, anche alla luce delle prescrizioni contenute nel DM 6792/01.

1.4.3.1 Rettilifi. Il DM 6792/01 impone un limite massimo e minimo per la *lunghezza dei rettilifi*. Il limite massimo è espresso dalla seguente equazione:

$$L_{rett}[m] = 22 \cdot V_{pmax} [m]$$

e deriva dalla necessità di evitare il superamento delle velocità consentite, la monotonia, la difficile valutazione delle distanze e per ridurre l'abbagliamento notturno.

Il limite minimo è posto con l'obiettivo, soprattutto nelle strade a unica carreggiata, di garantire all'utente la visibilità della strada per l'accesso in tratti a raggio non infinito (curve circolari e/o di transizione); esso varia con la massima velocità desunta dal diagramma delle velocità (v. **D-1.4.6**) in corrispondenza del rettilifo considerato (Tab. 1.4.2).

Tab. 1.4.2. Lunghezza minima dei rettilifi (DM 6792/01).

Velocità (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
Lunghezza minima (m)	30	40	50	65	90	115	150	190	250	300	360

1.4.3.2 Curve circolari. Sono due gli elementi fondamentali cui fare riferimento nella progettazione delle curve circolari secondo il DM 6792/01: lo sviluppo e il raggio minimi.

Lo *sviluppo minimo* è la lunghezza minima dell'arco di cerchio inserito nel tracciato stradale ed è espresso dalla seguente equazione:

$$L_{min} = v_p \cdot t = \frac{V_p}{3,6} \cdot t$$

dove v_p [m/s], e V_p [km/h], sono le velocità di progetto derivanti dal diagramma delle velocità (v. **D-1.4.6**). Affinché il conducente possa percepire correttamente la curva, è necessario che essa abbia uno sviluppo minimo (L_{min}) corrispondente a un tempo di percorrenza (t) pari a 2,5 s.

Il progetto del *raggio minimo* deriva dall'equilibrio al limite dello sbandamento in curva del veicolo rispetto alla forza centrifuga che lo spinge verso l'esterno della curva stessa. Dall'equilibrio delle forze in gioco si ottiene l'equazione del raggio minimo:

$$R_{min} = \frac{V_{pmin}^2}{127 \cdot (q_{max} + f_{tmax})}$$

dove:

- $f_{t \max}$ è la massima aderenza trasversale per V_{Pmin} , secondo Tab. 1.4.3;
- q_{\max} è la pendenza trasversale massima, in valore assoluto. Essa è assunta pari a 0,07 per autostrade, strade extraurbane principali e secondarie (A, B, C), strade di servizio (A_{ext} , B), strade extraurbane locali (F); pari a 0,05 per strade urbane di scorrimento (D); pari a 0,035 per strade urbane di quartiere (E), strade urbane locali (F), strade di servizio di autostrade urbane (A_{urb}) e urbane di scorrimento (D).

Tab. 1.4.3. Quota limite del coefficiente ($f_{t \max}$) di aderenza impegnabile trasversalmente secondo il DM 6792/01.

Categoria stradale	Velocità (km/h)									
	25	40	50	60	70	80	90	100	120	140
Strade di categoria A, B, C, F_{ext} e relative strade di servizio	–	0,21	0,19	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09
Strade di categoria D, E, F_{urb} e relative strade di servizio	0,22	0,21	0,21	0,20	0,18	0,16	–	–	–	–

Il rispetto delle condizioni di raggio minimo implica che il raggio progettato R sia uguale o maggiore del raggio minimo R_{min} .

- Nel caso in cui R sia pari a R_{min} la pendenza trasversale della piattaforma stradale deve essere pari a quella massima.
- Nel caso in cui R sia maggiore di R_{min} è necessario confrontarlo con R^* , $R_{2,5}$ e R' .
 - R^* è dato dalla formula:

$$R^* = \frac{V_{Pmax}^2}{127 \cdot (q_{max} + f_{tmax})}$$

dove, in questo caso, $f_{t \max}$ è la massima aderenza trasversale per V_{Pmax} , secondo Tab. 1.4.3;

- $R_{2,5}$ è calcolato, in dipendenza della categoria di strada (Tab. 1.4.4), imponendo che:

$$H = \frac{R_{2,5} \cdot q_{min}}{R^* \cdot q_{max}} = \text{cost.}$$

- R' è dato dalla Tab. 1.4.5.

Si hanno quindi quattro possibilità per calcolare q (pendenza trasversale):

- se $R_{min} < R \leq R^* \rightarrow$ allora $q = q_{max}$ (Tab. 1.4.4);
- se $R^* < R \leq R_{2,5} \rightarrow$ allora q da abachi della Fig. 1.4.2;
- se $R_{2,5} < R \leq R' \rightarrow$ allora $q = q_{min} = 2,5\%$;
- se $R > R' \rightarrow$ allora q può rimanere in contropendenza pari al 2,5%.

Tab. 1.4.4. Parametri di calcolo per curve circolari a seconda delle diverse categorie di strada secondo il DM 6792/01.

Categoria stradale	H	q_{min}	q_{max}	$R_{2,5}/R^*$
Strade categoria A, B, C, F_{ext} e relative strade di servizio	1,785	0,025	0,070	5,000
Strada categoria D	1,475	0,025	0,050	2,950
Strade categoria E, F_{urb} e relative strade di servizio	1,207	0,025	0,035	1,690

Tab. 1.4.5. Valori numerici di R' secondo DM 6792/01.

	Categoria di strada					Strada di servizio			
	A	B	C, F_{ext}	D	E, F_{urb}	A_{ext}	A_{urb}	B, F_{ext}	D
R' (m)	10250	7500	5250	2000	1150	5250	1150	5250	1150

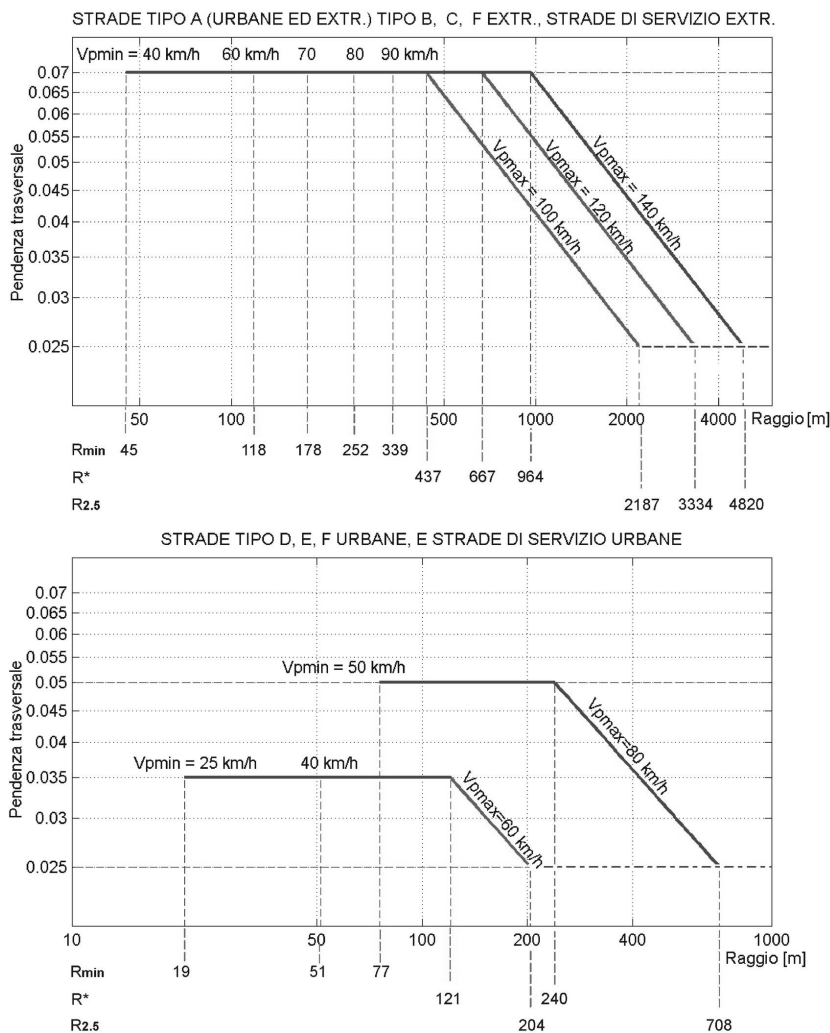


Fig. 1.4.2. Abachi per il dimensionamento di curve circolari secondo il DM 6792/01.

A seguito dell'individuazione dei raggi di curve circolari consecutive, è necessario verificare il rapporto tra tali grandezze mediante l'abaco della Fig. 1.4.3. In particolare, detto rapporto per le strade di categoria A e B deve collocarsi entro la zona buona, mentre per le altre strade è utilizzabile anche la zona accettabile. Inoltre, tra il raggio più piccolo di due curve circolari consecutive e la lunghezza del rettilo tra esse interposto (L_R), seppur con la presenza di curva a raggio variabile, deve essere verificato che sia $R > L_R$ per $L_R < 300 \text{ m}$ e che sia $R \geq 400 \text{ m}$ per $L_R \geq 300 \text{ m}$.

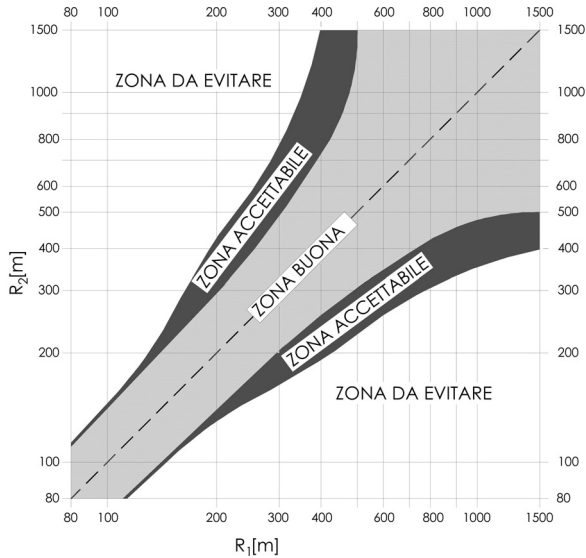


Fig. 1.4.3. Zone di accettabilità per raggi di curve circolari consecutive secondo il DM 6792/01.

Dopo aver fissato la pendenza trasversale (q) è necessario coordinarla con la pendenza longitudinale (i) data dalla livelletta in cui la curva è inserita. A tal fine si introduce la pendenza geodetica J , data dall'equazione seguente:

$$J = \sqrt{q^2 + i^2}$$

per la quale è necessario verificare le seguenti condizioni:

- $J \leq 12\%$ per tutte le strade (tranne A e B) in condizioni ordinarie;
- $J \leq 10\%$ per strade di categoria A e B;
- $J \leq 8\%$ per tutte le tipologie di strade con frequente innevamento.

Qualora tale verifica non sia soddisfatta, bisogna correggere la pendenza (i) del profilo longitudinale. In galleria la pendenza trasversale minima può esser ridotta fino all'1%.

In ultimo, nella progettazione di una curva circolare, va affrontato il problema della *visibilità in curva*, in particolare del suo ciglio interno, in base al comportamento ottico del conducente e della sua percezione del tracciato. A tale scopo è possibile fare riferimento alla seguente equazione:

$$R_{ottico} = \frac{l_o}{\sin(2\Phi)}$$

in cui sia l_o (distanza di accomodamento dell'occhio) sia 2Φ (campo di visione periferica in guida notturna) dipendono dalla velocità di percorrenza (V). In particolare, l_o è pari a 200 m fino $V = 40$ km/h e deve essere incrementato di circa 100 m per ogni incremento di velocità di 20 km/h (se $V = 100$ km/h si ha $l_o = 500$ m); 2Φ è invece pari a 100° per $V = 40$ km/h e pari a 35° per $V = 100$ km/h con variazione pressoché lineare in tale intervallo.

Ne deriva che se, a una data velocità di percorrenza V , si riscontri $R_{\text{ottico}} < R_{\text{min}}$ allora il limite inferiore è dato da R_{min} . Nel caso in cui $R_{\text{ottico}} > R_{\text{min}}$ è consigliabile assumere R_{ottico} come valore minimo di riferimento.

1.4.3.3 Curve a raggio variabile. Nella progettazione stradale, il passaggio da un rettilineo a una curva a raggio costante, o tra due curve a raggio costante, avviene normalmente mediante l'inserimento di raccordi progressivi che prendono il nome di *curve a raggio variabile*.

Esse devono essere progettate in modo da garantire i seguenti requisiti:

- (I) la variazione graduale dell'accelerazione centrifuga non compensata (contraccollo) e la sua limitazione entro valori accettabili;
- (II) la limitazione della pendenza longitudinale delle linee di estremità della piattaforma;
- (III) la corretta percezione ottica del tracciato.

La curva a raggio variabile comunemente utilizzata in ambito stradale è la *clotoide*; tale curva appartiene alla famiglia delle spirali generalizzate, caratterizzate dal fatto che il raggio varia in modo continuo da un valore infinitamente grande a uno sufficientemente piccolo.

L'equazione delle spirali generalizzate è:

$$R \cdot S^n = A^{n+1}$$

La clotoide ha parametro n pari a 1, pertanto risulta:

$$R \cdot S = A^2$$

dove:

- A è il parametro di scala;
- S è l'ascissa curvilinea della clotoide;
- R è il raggio di curvatura.

Il DM 6792/01 impone delle verifiche geometriche del parametro A della clotoide, affinché questa possa garantire i requisiti precedentemente esposti.

Un primo criterio da soddisfare è dato dalla verifica del contraccollo, ossia della variazione di accelerazione trasversale non compensata nell'unità di tempo. L'obiettivo di tale criterio è garantire le condizioni di comfort e sicurezza dell'utente nel passaggio da un tratto a curvatura nulla (rettilineo) a un tratto a curvatura costante (curva circolare), realizzando con la clotoide una gradualità nell'insorgenza della forza centrifuga. Il *Criterio del Contraccollo* definisce quindi un valore minimo del parametro A della clotoide, espresso dalla seguente equazione semplificata:

$$A_{\text{min}} = 0,021 \cdot V^2$$

in cui V [km/h] è pari alla velocità di progetto, desunta dal diagramma delle velocità (v. **D-1.4.6**).

Il secondo criterio di verifica della clotoide è di tipo costruttivo. Nella clotoide, infatti, si realizza la rotazione della piattaforma stradale tra la conformazione propria dell'elemento precedente e quello successivo; tale criterio prende anche il nome di *Criterio per la rotazione dei cigli*, ed è espresso dalla seguente equazione:

$$A_{\text{min}} = \sqrt{\frac{B_i(q_f - q_i)}{\left(\frac{1}{R_f} - \frac{1}{R_i}\right) \cdot \frac{\Delta i_{\text{max}}}{100}}}$$

in cui:

- B_i [m] è la distanza tra l'asse di rotazione e il ciglio della carreggiata nella sezione iniziale e finale della curva a raggio variabile (v. successiva Fig. 1.4.8);
- q_i e q_f sono le pendenze trasversali iniziale e finale, in valore assoluto;
- R_i e R_f sono i raggi iniziale e finale della clotoide;
- Δi_{max} è la sovrappendenza longitudinale massima della linea costituita dai punti che distano B_i dall'asse di rotazione, in assenza di allargamento tale linea coincide con l'estremità della carreggiata (v. **D-1.4.5.2**).

Nel caso in cui R_i sia infinito (rettifilo), l'equazione assume la seguente formulazione:

$$A_{min} = \sqrt{\frac{100 \cdot R \cdot B_f(q_f - q_i)}{\Delta i_{max}}}$$

con R pari a R_f (raggio della curva successiva al rettifilo).

In ultimo, affinché sia garantita la percezione ottica del raccordo clotoideo è necessario soddisfare le seguenti disuguaglianze, secondo un *Criterio* detto *Ottico*:

$$R/3 = A_{min} \leq A \leq A_{max} = R$$

in cui R è il raggio della curva circolare.

Operativamente, il progettista fissa un parametro A della clotoide e verifica che rientri nei limiti dei criteri precedentemente descritti.

I principali casi di inserimento di curve di transizione tra elementi del tracciato sono:

- clotoidi di transizione, inserite tra rettifilo e curva;

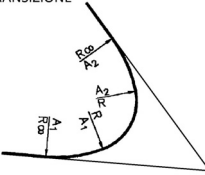
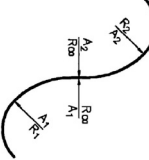
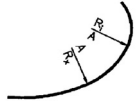
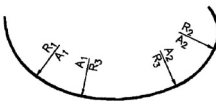
TIPOLOGIA	LIMITI
<p>TRANSIZIONE</p> 	$A_1 \geq A_{min}$ $A_2 \geq A_{min}$ $\frac{R_1}{3} \leq A_1 \leq R$ $\frac{R_2}{3} \leq A_2 \leq R$ $\frac{2}{3} \leq \frac{A_1}{A_2} \leq \frac{3}{2}$
<p>FLESSO</p> 	$R_2 \leq R_1$ $A_1 \geq A_{min}$ $A_2 \geq A_{min}$ <p>FLESSO ASIMMETRICO $A_1 \neq A_2$</p> $\frac{R_1}{3} \leq A_1 \leq R_1$ $\frac{R_2}{3} \leq A_2 \leq R_2$ $\frac{2}{3} \leq \frac{A_1}{A_2} \leq \frac{3}{2}$ <p>FLESSO SIMMETRICO $A_1 = A_2 = A$</p> $\frac{R_1}{3} \leq A \leq R_2$
<p>CONTINUITA'</p> 	$R_2 \leq R_1$ R_2 all'interno di R_1 ma non concentrico $A_{min} \leq A$ $\frac{R_1}{3} \leq A \leq R_2$
<p>RACCORDO TRA DUE CERCHI SECANTI CON UN ALTRO CERCHIO AUSILIARIO</p> 	$A_1 \geq A_{min}$ $A_2 \geq A_{min}$ $\frac{R_1}{3} \leq A_1 \leq R_1$ $\frac{R_2}{3} \leq A_2 \leq R_2$ $\frac{2}{3} \leq \frac{A_1}{A_2} \leq \frac{3}{2}$

Fig. 1.4.4. Criteri per il calcolo delle clotoidi in casi particolari secondo il DM 6792/01.

- clotoidi di flesso (simmetrico o asimmetrico), inserite tra due curve successive discordi senza interposizione di rettillo, oppure con rettillo di lunghezza inferiore a:

$$L_{Rflesso} = \frac{A_1 + A_2}{12,5}$$

dove A_1 e A_2 sono i parametri di scala delle due clotoidi che compongono il flesso;

- clotoidi di continuità, inserite tra due curve successive concordi;
- clotoidi di raccordo, inserite tra due cerchi secanti con altro cerchio ausiliario.

Per tutti questi casi, i criteri da seguire sono riportati nella Fig. 1.4.4, mentre i casi da evitare sono riportati nella Fig. 1.4.5.



Fig. 1.4.5. Casi da evitare per i raccordi clotoidici secondo il DM 6792/01.

1.4.4 ANDAMENTO ALTIMETRICO. Il profilo longitudinale dell'asse stradale è composto da una successione di *livellette* (tratti lineari a pendenza costante) e *raccordi verticali*. Secondo il DM 6792/01, la pendenza massima da assegnare alle livellette dipende dalla categoria di strada. In particolare essa vale:

- 5% per la categoria A in ambito extraurbano;
- 6% per le categorie A e D in ambito urbano e per la categoria B in ambito extraurbano;
- 7% per la categoria C;
- 8% per la categoria E;
- 10% per la categoria F.

I raccordi verticali sono elementi inseriti tra due livellette consecutive con l'obiettivo di mitigare gli effetti di diminuzione di comfort e sicurezza di marcia dovuti alla variazione di pendenza data dal passaggio di livelletta, sono costruiti mediante archi di parabola quadratica ad asse verticale. Il parametro geometrico che definisce tali raccordi è il raggio verticale (R_v) del cerchio osculatore nel vertice della parabola. Note le pendenze delle livellette i_1 e i_2 e l'equazione generica della parabola quadratica, $y = bx - ax^2$, è possibile calcolare i coefficienti dell'equazione della parabola: $a = 1/(2 \cdot R_v)$; $b = i_1/100$.

Il raggio R_v del cerchio osculatore e la lunghezza L del raccordo (misurata sul piano orizzontale), sono legati dalla seguente relazione:

$$R_v = \frac{100 \cdot L}{\Delta i} ; \quad L = R_v \frac{\Delta i}{100}$$

in cui $\Delta i = |i_1 - i_2|$

Il DM 6792/01, per il calcolo dei raccordi verticali stabilisce due diverse metodologie a seconda se tali raccordi siano convessi (dossi) o concavi (sacche).

1.4.4.1 Raccordi verticali convessi. Per calcolare il raggio verticale R_v di un raccordo stradale convesso (o *dosso*), è necessario seguire le seguenti fasi:

- (I) costruzione del profilo longitudinale con inserimento delle livellette di progetto;
- (II) calcolo di $\Delta i = |i_1 - i_2|$ con i assunta positiva se la livelletta è percorsa in salita e negativa se in discesa;

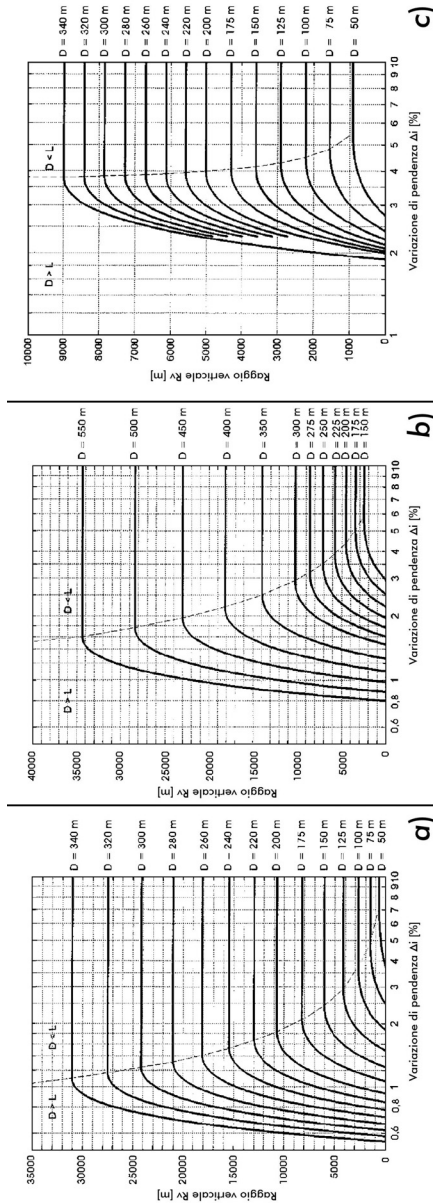


Fig. 1.4.6. a) Abaco per calcolo di R_v minimo convesso con $h_1 = 1,10$ m e $h_2 = 0,10$ m;
 b) Abaco per calcolo di R_v minimo convesso con $h_1 = 1,10$ m e $h_2 = 1,10$ m;
 c) Abaco per calcolo di R_v minimo concavo con $h = 0,10$ m; $\theta = 1^\circ$ e $D = D_A$ (DM 6792/01).

- (III) valutazione di h_1 che definisce l'altezza dal piano stradale dell'occhio del conducente (secondo DM 6792/01 pari a 1,10 m);
- (IV) valutazione del termine h_2 , altezza dell'ostacolo da evitare (secondo DM 6792/01 essa vale 1,10 m, in caso di D_S o D_C , oppure 0,10 m nel caso sia da garantire solo la visibilità, D_A , per l'arresto in presenza di ostacolo fisso);
- (V) calcolo della distanza di visibilità D (v. **D-1.4.2**);
- (VI) determinazione di R_v mediante gli abachi di Fig. 1.4.6 *a* e Fig. 1.4.6 *b*;
- (VII) calcolo della lunghezza del raccordo parabolico L dalla precedente relazione $L = R_v \cdot \Delta i / 100$.

1.4.4.2 Raccordi verticali concavi. Per calcolare il raggio verticale R_v di un raccordo stradale concavo (o *sacca*), è necessario seguire le seguenti fasi:

- (I) costruzione del profilo longitudinale con inserimento delle livellette di progetto;
- (II) calcolo di $\Delta i = |i_1 - i_2|$ con i assunta positiva se la livelletta è percorsa in salita e negativa se in discesa;
- (III) valutazione di h che definisce l'altezza dal piano stradale del centro dei fari (secondo DM 6792/01 è pari a 0,50 m);
- (IV) valutazione del termine θ che definisce la massima divergenza verso l'alto del fascio luminoso rispetto all'asse del veicolo (secondo il DM 6792/01 vale 1°);
- (V) calcolo della distanza di visibilità per l'arresto $D = D_A$;
- (VI) determinazione di R_v mediante l'abaco della Fig. 1.4.6 *c*;
- (VII) calcolo della lunghezza del raccordo parabolico L dalla precedente relazione $L = R_v \cdot \Delta i / 100$.

1.4.5 SEZIONE TRASVERSALE STRADALE

1.4.5.1 Composizione. La sezione trasversale stradale è costituita da diversi elementi che possono essere composti ed organizzati dal progettista a seconda della categoria di strada, sempre nel rispetto del DM 6792/01. A seconda della posizione assunta dalla sezione stradale rispetto al piano campagna possono verificarsi quattro diverse situazioni, nelle quali la strada si trova:

1. sul piano campagna;
2. a quota maggiore rispetto al piano campagna (si rende quindi necessaria la costruzione di sezioni in rilevato);
3. a quota minore rispetto al piano campagna (allora è necessario realizzare sezioni in scavo);
4. in posizione intermedia rispetto alle precedenti (in tal caso la sezione stradale è definita a mezza costa).

Nel DM 6792/01 sono contenute le definizioni degli elementi che concorrono a comporre la sezione trasversale stradale. Di seguito si riporta un sunto delle definizioni dei principali elementi, nella Fig. 1.4.7 è invece riportato uno schema esemplificativo della sede stradale (riprodotto dal DM 6792/01).

- *Banchina*: parte della strada, libera da ostacoli, compresa tra il margine della carreggiata e il più vicino dei seguenti elementi longitudinali: marciapiede, spartitraffico, arginello, ciglio. Si distingue in banchina destra (con funzione di franco laterale destro, di norma pavimentata e sostituita dalla corsia di emergenza in talune categorie di strada) e banchina sinistra (parte pavimentata del margine interno o laterale della piattaforma).
- *Carreggiata*: parte pavimentata della strada destinata allo scorrimento dei veicoli; è composta da una o più corsie e delimitata da strisce di margine (segnaletica orizzontale).
- *Corsia*: parte longitudinale della strada, normalmente delimitata da segnaletica orizzontale e di larghezza idonea, in base alla categoria di strada, al transito di una sola fila di veicoli. A seconda della funzione svolta si hanno: *corsia di marcia* (parte della carreggiata destinata alla normale percorrenza ed al sorpasso), *corsia riservata* (parte della carreggiata destinata al transito esclusivo di una o alcune categorie di veicoli), *corsia specializzata* (corsia destinata a veicoli che compiono determinate manovre caratterizzate da basse velocità, quali svolta, attraversamento, decelerazione, accelerazione, arrampicamento) e *corsia di emergenza* (corsia destinata alle soste d'emergenza, al transito dei veicoli di soccorso ed, eccezionalmente, al transito pedonale).

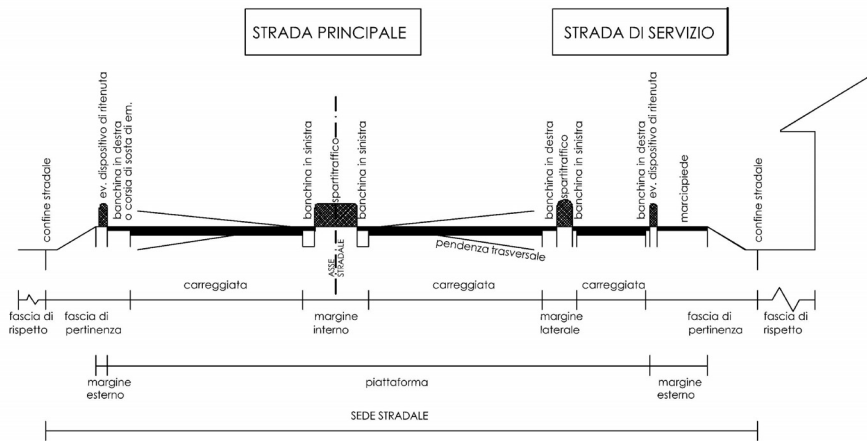


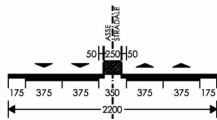
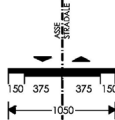
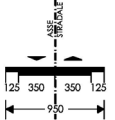
Fig. 1.4.7. Illustrazione schematica degli elementi componenti la sede stradale (DM 6792/01).

**Tab. 1.4.6. Strade di categoria A (autostrada).
Principali caratteristiche secondo il DM 6792/01.**

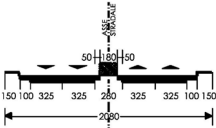
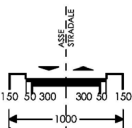
Ambito territoriale	Extraurbano		Urbano	
	Strada principale	Strada di servizio (eventuale)	Strada principale	Strada di servizio (eventuale)
Limite di velocità (km/h)	130	90	130	50
Numero di corsie per senso di marcia	2 o più	1 o più	2 o più	1 o più
Velocità di progetto - Limite inf. (km/h)	90	40	80	40
Velocità di progetto - Limite sup. (km/h)	140	100	140	60
Larghezza delle corsie (m)	3,75	3,50	3,75	3,00
Larghezza min. dello spartitraffico (m)	2,60	—	1,80	—
Larghezza min. banchina sinistra (m)	0,70	0,50	0,70	0,50
Larghezza min. banchina destra (m)	2,50	1,25	2,50	0,50
Larghezza corsia di emergenza (m)	3,00	—	3,00	—
Esempi di soluzioni base				

- *Margini*: suddivisi in *margini interno* (parte della piattaforma che separa corsie percorse in senso opposto), *margini laterale* (parte della piattaforma che separa corsie percorse nello stesso senso di marcia), *margini esterno* (parte della sede stradale in cui trovano sede i dispositivi di smaltimento delle acque meteoriche, i dispositivi di sicurezza, ritenuta e arredo).

**Tab. 1.4.7. Strade di categoria B (extraurbana principale) e C (extraurbana secondaria).
Principali caratteristiche secondo il DM 6792/01.**

Ambito territoriale	Extraurbano (cat. B)		Extraurbano (cat. C)	
	Strada principale	Strada di servizio (eventuale)	C1	C2
Limite di velocità (km/h)	110	90	90	90
Numero di corsie per senso di marcia	2 o più	1 o più	1	1
Velocità di progetto - Limite inf. (km/h)	70	40	60	60
Velocità di progetto - Limite sup. (km/h)	120	100	100	100
Larghezza delle corsie (m)	3,75	3,50	3,75	3,50
Larghezza min. dello spartitraffico (m)	2,50	2,50	—	—
Larghezza min. banchina sinistra (m)	0,50	0,50	—	—
Larghezza min. banchina destra (m)	1,75	1,25	1,50	1,25
Larghezza corsia di emergenza (m)	—	—	—	—
Esempi di soluzioni base				

**Tab. 1.4.8. Strade di categoria D (urbana di scorrimento) ed E (urbana di quartiere).
Principali caratteristiche secondo il DM 6792/01.**

Ambito territoriale	Urbano (di scorrimento, cat. D)		Urbano (di quartiere, cat. E)
	Strada principale	Strada di servizio (eventuale)	—
Limite di velocità (km/h)	70	50	50
Numero di corsie per senso di marcia	2 o più	1 o più	1 o più
Velocità di progetto - Limite inf. (km/h)	50	25	40
Velocità di progetto - Limite sup. (km/h)	80	60	60
Larghezza delle corsie (m)	3,25	2,75	3,00
Larghezza min. dello spartitraffico (m)	1,80	—	—
Larghezza min. banchina sinistra (m)	0,50	0,50	—
Larghezza min. banchina destra (m)	1,00	0,50	0,50
Larghezza corsia di emergenza (m)	—	—	—
Esempi di soluzioni base			

- *Piattaforma*: parte della sede stradale che comprende una o più carreggiate complanari (di cui la corsia costituisce il modulo fondamentale), le banchine, i margini interno e laterale (non esterno), le corsie riservate e specializzate, le fasce di sosta laterale, le piazzole di sosta o di fermata.

Sulla base di tali elementi modulari, il DM 6792/01 definisce la composizione della carreggiata per le categorie stradali individuate dal Nuovo Codice della Strada (D.Lgs. 258/92 e successive modificazioni), nonché gli schemi compositivi di base per ognuna di tali categorie di strade (v. da Tab. 1.4.6 a Tab. 1.4.9).

1.4.5.2 Sezione stradale in rettili, curva circolare e curva a raggio variabile. La sezione stradale in rettili è caratterizzata dalla conformazione a doppia falda con pendenza trasversale pari a 2,5%, ciò per strade a unica carreggiata e per strade a due carreggiate. Qualora la distanza tra tali carreggiate sia maggiore o uguale a 4 m, queste vanno considerate separatamente, ognuna con un opportuno studio plano-altimetrico.

Nelle curve circolari si ha normalmente un'unica pendenza trasversale diretta verso il centro della curva (per ovviare agli effetti di forza centrifuga) definita a seconda della categoria di strada e del raggio della curva.

La variazione della pendenza trasversale della piattaforma stradale avviene nelle curve di transizione. Infatti, lungo tali elementi del tracciato si realizza il graduale passaggio della pendenza trasversale dal valore dell'elemento che precede a quello dell'elemento che segue.

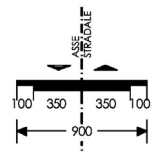
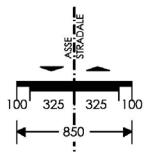
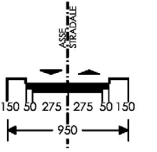
Come schematizzato nella Fig. 1.4.8, la rotazione avviene intorno all'asse della strada per strade a unica carreggiata. Per strade a due carreggiate e larghezza dello spartitraffico superiore o uguale a 4 m la rotazione avviene lungo l'asse delle singole carreggiate considerate indipendenti. Se le carreggiate hanno larghezza dello spartitraffico inferiore a 4 m si effettua la rotazione della piattaforma rispetto al ciglio interno della carreggiata, ciò per evitare una elevata pendenza dello spartitraffico.

Nelle strade a unica carreggiata e due o più corsie, invece, la rotazione avviene in due fasi: la prima di rotazione della sola falda esterna; la seconda di rotazione dell'intera piattaforma.

Per garantire le migliori condizioni di marcia, il DM 6792/01 impone dei valori minimi e massimi della sovrappendenza longitudinale data dalla rotazione della piattaforma, secondo le seguenti equazioni:

$$\Delta i_{max}[\%] = 18 \cdot B_i / V ; \quad \Delta i_{min}[\%] = 0,1 \cdot B_i$$

**Tab. 1.4.9. Strade di categoria F (locale).
Principali caratteristiche secondo il DM 6792/01.**

Ambito territoriale	Extraurbano		Urbano
	F1	F2	–
Limite di velocità (km/h)	90	90	50
Numero di corsie per senso di marcia	1	1	1 o più
Velocità di progetto - Limite inf. (km/h)	40	40	25
Velocità di progetto - Limite sup. (km/h)	100	100	60
Larghezza delle corsie (m)	3,50	3,25	2,75
Larghezza min. dello spartitraffico (m)	–	–	–
Larghezza min. banchina sinistra (m)	–	–	–
Larghezza min. banchina destra (m)	1,00	1,00	0,50
Larghezza corsia di emergenza (m)	–	–	–
Esempi di soluzioni base			

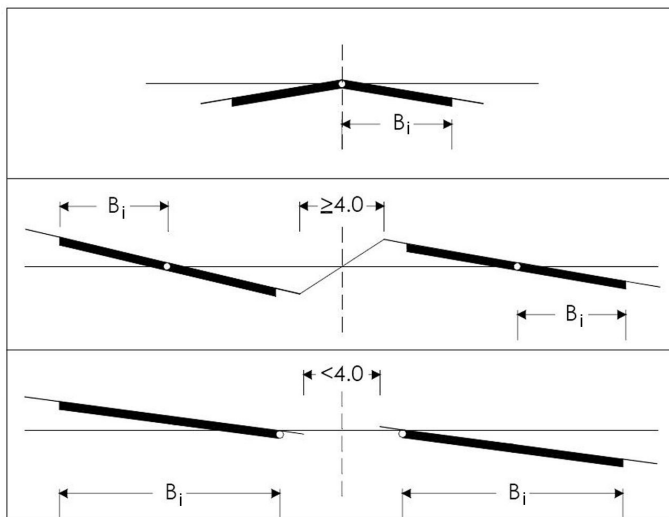


Fig. 1.4.8. Distanza B_i nella rotazione dei cigli, secondo il DM 6792/01.

dove:

- Δi è la sovrappendenza longitudinale della linea costituita dai punti che distano B_i dall'asse di rotazione;
- V è la velocità di progetto in km/h.

In ultimo, per le curve circolari è da considerare che, a parità di larghezza delle corsie, l'ingombro dei veicoli aumenta rispetto a quello che si ha in rettilineo, in misura tanto maggiore quanto più piccolo è il raggio e quanto più grande è la dimensione del veicolo.

Per mantenere inalterati i franchi laterali, il DM 6792/01 impone che, in curva, ogni corsia sia allargata di una quantità E pari a $45/R$, dove R è il raggio esterno della corsia in metri. Tuttavia, se si ritiene improbabile l'incrocio sulla curva di due mezzi di grandi dimensioni (es. autobus o camion) allora il valore di E può essere diminuito fino alla metà del suo valore di calcolo. Inoltre se dal calcolo risulta E minore di 0,20 m, la corsia può conservare la medesima larghezza del rettilineo. Nel caso di transizione rettilineo-curva l'allargamento inizia 7,50 m prima della clotoide e finisce 7,50 m dopo la stessa; per cui se L è la lunghezza della clotoide, la lunghezza della transizione per l'allargamento in curva vale $L_z [m] = 15 + L$, con L_z almeno pari a 15 m.

1.4.5.3 Sezioni particolari ed elementi marginali. Sono di seguito descritte le principali disposizioni del DM 6792/01 a riguardo di opere di scavalco, sottopassi, gallerie, corsie supplementari per veicoli lenti, piazzole di sosta. È opportuno evidenziare che per opere di scavalco (ponti, viadotti, sovrappassi), per sottopassi e per gallerie le dimensioni degli elementi che compongono la strada devono rimanere invariati (piattaforma costante).

Opere di scavalco e sottopassi. Per strade di categoria A, B, C, F, sulle opere di scavalco, a margine della piattaforma, vanno collocati opportuni dispositivi di ritenuta con altezza non inferiore a 1 m. Qualora sia prevista la presenza di pedoni, è necessario introdurre un marciapiede (larghezza non inferiore a 1,5 m) opportunamente protetto dal lato della banchina mediante ciglio sagomato e dispositivo di ritenuta invalicabile, sul lato esterno è invece necessario prevedere un idoneo parapetto.

Per strade di categoria E, F e per strade di servizio delle categorie A e D è possibile prevedere un marciapiede

non protetto da dispositivo di ritenuta, comunque delimitato da un ciglio sagomato non sormontabile di altezza non inferiore a 15 cm (cordolo se marciapiede a raso).

Per i sottopassi (o sottovia), a partire dall'intradosso del manufatto, deve essere garantita un'altezza almeno pari a 5,0 m, data dalla somma della sagoma limite dei veicoli (4 m), aumentata di 0,5 m per veicoli fuori sagoma e di ulteriori 0,5 m per franco di sicurezza.

Gallerie. Le gallerie possono essere realizzate con carreggiate separate da spartitraffico o indipendenti, oppure con carreggiata unica bidirezionale.

Nel primo caso (strade di categoria A, B, D) occorre prevedere gallerie a doppio foro (*fornice*), con altezza utile nelle corsie ordinarie superiore a 5,0 m, nelle corsie di emergenza e nelle banchine tale limite può essere ridotto a 4,8 m. Per strade di categoria A e B deve essere inoltre previsto in corrispondenza della fine della carreggiata, per entrambi i lati, un profilo ridirettivo necessario a garantire la ripresa della traiettoria per veicoli in urto. Sulle strade di categoria D (urbane di scorrimento) è invece necessario realizzare su ciascuna carreggiata e in affiancamento alla banchina di destra, un marciapiede della larghezza minima di 1,5 m protetto da dispositivo di ritenuta invalicabile; inoltre banchina e margine di sinistra si realizzano come per le strade di categoria B.

Nel secondo caso (strade di categorie C ed F) occorre prevedere gallerie a foro unico, con altezza utile nella carreggiata superiore a 5 m, riducendo tale limite a 4,8 m sulle banchine. Per tali categorie di strade e per le strade di servizio delle categorie A e D è necessario predisporre marciapiedi rialzati affiancati alle banchine di larghezza non inferiore a 1,5 m, delimitati da un ciglio sagomato (cordolo se marciapiede a raso) di altezza non superiore a 15 cm.

Corsie supplementari per veicoli lenti. Tali corsie vanno previste in quei tratti di strada caratterizzati da una pendenza longitudinale tale per cui la velocità dei mezzi pesanti è inferiore del 50% rispetto a quella delle autovetture, tenendo conto del decadimento della qualità della circolazione e delle condizioni di sicurezza in ragione della percentuale di veicoli pesanti in rapporto al volume di traffico previsto. Tali corsie devono avere larghezza minima di 3,5 m, oltre alla presenza di una banchina laterale pavimentata di almeno 1,25 m.

Lo sviluppo della corsia supplementare deve essere pari alla somma delle lunghezze dei tronchi di manovra per il cambio corsia (≥ 40 m) e di rientro (≥ 80 m) e della lunghezza della corsia propriamente detta (data dalla lunghezza della livelletta da superare, incrementata di un ulteriore tratto affinché il veicolo lento possa aumentare la propria velocità ad almeno il 60% di quella delle autovetture). Se due corsie supplementari poste nello stesso senso di marcia distano tra loro meno di 600 m allora ne deve essere prevista una unica continua.

Piazzole di sosta. Le piazzole di sosta sono elementi particolari della sezione stradale; hanno lo scopo di accogliere i veicoli in sosta e sono ubicate all'esterno della banchina. Esse devono obbligatoriamente essere:

- (I) realizzate per strade di categoria B, C e F extraurbane (per le strade di categoria A sono consigliate e viene lasciata al progettista la facoltà di definire un opportuno distanziamento);
- (II) distanziate tra loro di circa 1000 m lungo i due sensi di marcia; avere lunghezza totale di 65 m, con tratto centrale di lunghezza pari a 25 m e larghezza pari a 3 m oltre la larghezza della banchina.

1.4.6 VERIFICHE DI TRACCIATO E COORDINAMENTO PLANO-ALTIMETRICO

1.4.6.1 Verifiche di tracciato. Come evidenziato in precedenza (v. da Tab. 1.4.6 a Tab. 1.4.9) ogni tipologia di strada, secondo il DM 6792/01, è caratterizzata da un proprio intervallo di velocità, mediante il quale il progettista è in grado di definire gli elementi geometrici della strada. È tuttavia necessario verificare puntualmente a posteriori (avendo definito planimetria, altimetria e sezione trasversale della strada) tali velocità di progetto in modo che siano congruenti tra loro. Si utilizza a tale scopo il *Diagramma delle Velocità*.

Tale diagramma di velocità è la rappresentazione grafica dell'andamento delle velocità di progetto in funzione della progressiva dell'asse stradale. Si costruisce sulla base del solo tracciato planimetrico, calcolando la *Distanza di Transizione* (D_T) e la *Distanza Massima di Riconoscimento* (D_R), date dalle seguenti equazioni:

$$D_T \text{ [m]} = \frac{\Delta V \cdot V_m}{12,96 \cdot a} ; \quad D_r \text{ [m]} = \frac{t \cdot V_p}{3,6}$$

in cui:

- ΔV è la differenza di velocità ($V_{p1} - V_{p2}$) in km/h tra le velocità di progetto di due elementi successivi;
- V_m è la velocità media tra V_{p1} e V_{p2} in km/h;
- a è l'accelerazione o decelerazione pari a $\pm 0,8 \text{ m/s}^2$;
- t è pari a 12 s ed è il tempo entro il quale il conducente può riconoscere eventuali ostacoli o avvenimenti;
- V_p è la velocità di progetto in km/h relativa all'elemento che, nella variazione di curvatura considerata, presenta raggio maggiore.

Secondo tale modello, il riconoscimento della variazione di curvatura dell'asse stradale e la conseguente variazione di velocità, possono avvenire solo nella distanza di riconoscimento; è quindi necessario che sia

$$D_T \leq D_v$$

con D_v , *Distanza di Visuale Libera* (v. **D-1.4.2**), e che, in caso di decelerazione, si abbia

$$D_T \leq D_r$$

La costruzione del diagramma delle velocità prevede tre fasi consecutive:

1. costruzione del diagramma delle curvature;
2. inizio della costruzione del diagramma delle velocità;
3. completamento della costruzione del diagramma delle velocità.

1.4.6.1.1 Costruzione del diagramma delle curvature. Il diagramma delle curvature è costruito in funzione della progressiva dell'asse stradale.

Operativamente si agisce nel seguente modo: su un sistema di riferimento in opportuna scala, sulla base del tracciato planimetrico, si individuano, sull'asse delle ascisse, i punti di passaggio tra tratti omogenei (rettifilo, curva di transizione, curva circolare) e ad ognuno di essi, sull'asse delle ordinate, si attribuisce il proprio valore di curvatura ($1/R$); i punti ottenuti su tale grafico vengono poi uniti progressivamente con un segmento (orizzontale nel caso di rettifili e curve circolari, inclinato per le clotoidi); infine, per tutto il tracciato, si calcolano le distanze D pari alla somma delle lunghezze dei rettifili e delle curve di transizione.

1.4.6.1.2 Inizio della costruzione del diagramma delle velocità. Per la costruzione del diagramma delle velocità, su un diagramma cartesiano si riporta in ascissa la progressiva dell'asse stradale (come per il diagramma delle curvature) e in ordinata le velocità, partendo dall'associare alle curve circolari la propria velocità di progetto, definita in precedenza per il calcolo dei raggi planimetrici: si ottengono una serie di segmenti paralleli all'ascissa, di lunghezza pari allo sviluppo delle curve circolari.

1.4.6.1.3 Completamento del diagramma delle velocità. In questa fase si completa il diagramma delle velocità sulla base del diagramma delle curvature; in particolare, si riportano sul diagramma le Distanze di Transizione (D_T) relative alle manovre di accelerazione e decelerazione dai rispettivi punti di inizio e fine e si confrontano con D (somma delle lunghezze dei rettifili e delle curve di transizione), infine si individuano sul medesimo diagramma i tratti in cui $V = V_{pmax}$.

Si presentano quindi tre casi a seconda che D_T sia maggiore, minore o uguale a D .

La condizione che generalmente si realizza è $D_T \leq D$, ciò implica che, in uscita da una curva circolare, l'utente di progetto raggiunge la velocità di progetto dell'elemento successivo entro la distanza D disponibile, oppure in ingresso in una curva circolare, la decelerazione può avvenire dopo il punto di passaggio tra rettifilo e curva di transizione.

La condizione $D_T > D$ implica che, in uscita da una curva circolare, la velocità massima si raggiunge dopo l'inizio del rettifilo, oppure, in ingresso in curva circolare, la decelerazione deve avvenire nel rettifilo; ancora, nel passaggio tra due curve circolari collegate da clotoide di flesso, se la somma delle distanze di transizione (di uscita ed ingresso) supera la lunghezza del flesso, la velocità massima non viene raggiunta.

Ottenuto il diagramma delle velocità occorre eseguire alcune verifiche di omogeneità per entrambi i sensi di percorrenza. A tal fine, è necessario verificare che:

- per autostrade, strade extraurbane principali e secondarie con $V_{pmax} \geq 100$ km/h, nel passaggio da un tratto con V_{pmax} a curve con velocità inferiore, la differenza di velocità non superi i 10 km/h, tra due curve successive tale differenza non superi i 20 km/h (consigliabile inferiore a 15 km/h);
- per le altre categorie di strade con $V_{pmax} \leq 80$ km/h, nel passaggio tra tratti progettati con V_{pmax} a tratti con velocità inferiore, la differenza non sia maggiore di 5 km/h, tra due curve successive, tale differenza dovrà risultare inferiore o uguale a 20 km/h (consigliabile 10 km/h).

1.4.6.2 Coordinamento piano-altimetrico. Per ottenere un tracciato che sia soddisfacente dal punto di vista piano-altimetrico è necessario eseguire alcune verifiche relative alla reciproca posizione assunta dagli elementi planimetrici e altimetrici.

- *Posizione del raccordo verticale.* È opportuno far coincidere il vertice dei raccordi altimetrici con quelli delle curve circolari avendo cura che lo sviluppo dei due raccordi sia dello stesso ordine. In linea più generale è opportuno che i raccordi altimetrici siano posizionati all'interno di zone omogenee del tracciato planimetrico (con riferimento alla variazione in segno della curvatura planimetrica); i raccordi altimetrici convessi che si sviluppano su una curva planimetrica circolare vanno posizionati in modo che la loro origine si localizzi dopo una deviazione di circa 3° della clotoide che precede la curva; se il tracciato orizzontale è privo di rettili (clotoidi di flesso o continuità) e il profilo longitudinale è costituito da una successione di raccordi concavi e convessi con brevi livellette, i punti terminali dei raccordi concavi devono essere collocati in prossimità dei punti di flesso del tracciato planimetrico; se i tracciati orizzontale e verticale sono privi di elementi lineari (rettili e livellette) allora i punti di flesso devono coincidere.
- *Difetti di coordinamento fra elementi planimetrici e altimetrici.* È necessario evitare che il punto di inizio di una curva orizzontale coincida o sia prossimo con la sommità di un raccordo verticale convesso. Tale difetto può essere migliorato anticipando il più possibile l'inizio della curva circolare planimetrica. Occorre evitare che un raccordo planimetrico inizi immediatamente dopo un raccordo concavo, una soluzione a tale difetto si ottiene imponendo che il rapporto tra il raggio verticale ed il raggio orizzontale sia maggiore o uguale a 6. Bisogna evitare che a curve orizzontali di grande sviluppo siano associati raccordi verticali di piccolo sviluppo, per ovviare a tale difetto è necessario aumentare il più possibile il rapporto tra raggio verticale ed orizzontale. Occorre evitare il posizionamento di un raccordo concavo subito dopo la fine di una curva circolare, è pertanto consigliabile far coincidere i vertici dei due elementi.
- *Perdita di tracciato.* Quando un raccordo concavo segue immediatamente un raccordo convesso, alla visuale del conducente può essere nascosta una parte del tracciato. A tal fine è necessario, se ciò avviene, che la strada ricompaia a una distanza superiore a quella indicata nella Tab. 1.4.10.

Tab. 1.4.10. Distanze di ricomparsa in funzione della velocità di percorrenza secondo il DM 6792/01.

Velocità (km/h)	25	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
Distanza di ricomparsa (m)	150	180	220	280	350	420	500	560	640	720	800	860

1.5 INTERSEZIONI

1.5.1 GENERALITÀ. La progettazione geometrica delle intersezioni stradali, in Italia, è regolata dal DM 19 aprile 2006 recante titolo “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle intersezioni stradali”; esso è emanato in attuazione del D.Lgs. n. 285 e successive modificazioni “Nuovo Codice della Strada”. Data la coerenza in Italia di tale Decreto, nel seguito se ne analizzeranno i principali elementi necessari alla progettazione geometrica di nuove intersezioni a livelli sfalsati o a raso.

Le *intersezioni* sono i punti nodali della rete stradale (v. **D-1.4.1**) in corrispondenza dei quali l'utente può compiere le proprie manovre per seguire il percorso programmato. Essendo questi inseriti in un sistema viario gerarchico, caratterizzato da otto categorie di strade (v. **D-1.4.1**), è necessario che siano a loro volta oggetto di opportuna classificazione. Per tale motivo il suddetto DM 19 aprile 2006 divide i punti nodali delle infrastrutture viarie in nodi omogenei (tra strade di medesima categoria), nodi non omogenei (tra strade di categoria diversa) e connessioni non consentite (per strade destinate a flussi di traffico molto diversi). Inoltre le intersezioni sono suddivise in tre tipologie:

- a) Intersezioni a livelli sfalsati con eventuali manovre di scambio (*svincoli*);
- b) Intersezioni a livelli sfalsati con manovre di scambio o incroci a raso;
- c) Intersezioni a raso.

Sulla base di quanto esposto, e con riferimento alla Tab. 1.5.1, è possibile associare alla classificazione funzionale delle strade (gerarchizzazione) il corrispondente tipo di intersezione (*a*, *b*, oppure *c*), evidenziando inoltre i casi in cui dette intersezioni non sono consentite (n.c.).

Tab. 1.5.1. Modalità di intersezione tra le diverse categorie di strade.

	A _{ext}	A _{urb}	B	C	D	E	F _{ext}	F _{urb}
A _{ext}	a	a	a	b	a	b	n.c.	n.c.
A _{urb}	a	a	a	b	a	b	n.c.	n.c.
B	a	a	a	b	a	b	n.c.	n.c.
C	b	b	b	c	b	c	c	c
D	a	a	a	b	a	b	n.c.	n.c.
E	b	b	b	c	b	c	c	c
F _{ext}	n.c.	n.c.	n.c.	c	n.c.	c	c	c
F _{urb}	n.c.	n.c.	n.c.	c	n.c.	c	c	c

Di fondamentale importanza per la progettazione delle intersezioni stradali è la loro ubicazione; questa va definita dal progettista verificando le eventuali interferenze con intersezioni adiacenti (in ambito extra-urbano si deve garantire una distanza non inferiore a 500 m), la compatibilità con la sede viaria (sede naturale, gallerie, viadotti e altro) e la compatibilità con l'andamento plano-altimetrico della strada (preferibilmente queste vanno collocate su tratti rettilinei, evitando, ove possibile, tratti con elevate pendenze longitudinali e gli imbocchi di gallerie).

È inoltre possibile suddividere le manovre da compiersi nelle intersezioni in cinque *manovre elementari*:

1. attraversamento a incrocio;
2. diversione (o uscita) destra o sinistra;
3. immissione (o entrata) destra o sinistra;
4. svolta propriamente detta;
5. scambio.

1.5.2 INTERSEZIONI A LIVELLI SFALSATI. Le intersezioni a livelli sfalsati, siano esse svincoli propriamente detti o prevedano intersezioni a raso sulla strada di categoria inferiore, sono caratterizzate dallo scavalco delle strade che concorrono sull'intersezione mediante l'impiego di rampe, che costituiscono il

modulo base delle intersezioni. Dette rampe sono ascrivibili a tre tipologie: rampe dirette, semidirette, indirette (o *cappi*) (Fig. 1.5.1).

Il progetto plano-altimetrico delle rampe è effettuato mediante il ciglio (interno o esterno) delle rampe medesime. Correntemente è preferita la progettazione mediante il ciglio interno, in modo da facilitare la progettazione delle parti di rampa in adiacenza e continuità con la strada da cui si staccano e a cui si innestano.

I principali parametri rispetto a cui è effettuata la progettazione plano-altimetrica sono la velocità di progetto delle rampe medesime e la categoria di strada a cui sono asservite (Tab. 1.5.2). Sulla base delle informazioni della Tab. 1.5.2, il DM 19 aprile 2006 fornisce i valori di riferimento dei parametri plano-altimetrici (Tab. 1.5.3) e della larghezza (Tab. 1.5.4) per il progetto delle rampe.

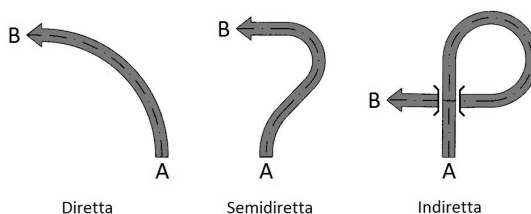


Fig. 1.5.1. Schemi funzionali delle rampe: diretta, semidiretta e indiretta
(da: M. Servetto, *Strade e ferrovie - Tecniche progettuali e costruttive*
per le infrastrutture di trasporto terrestri, Il Sole 24 Ore, 2006)

Tab. 1.5.2. Velocità di progetto delle rampe secondo il DM 19 aprile 2006.

Tipo di rampa	Intersezioni: A/A, A/B, A/D	Intersezioni: B/B, B/D, D/D, A/C, A/E, B/C, B/E, C/D, D/E
Diretta	50-80 km/h	40-60 km/h
Semidiretta	40-70 km/h	40-60 km/h
Indiretta	in uscita da A: 40 km/h in entrata su A: 40 km/h	in uscita da strada di livello gerarchico inferiore: 40 km/h in entrata su strada di livello gerarchico inferiore: 40 km/h

Tab. 1.5.3. Parametri plano-altimetrici delle rampe secondo il DM 19 aprile 2006.

	Velocità di progetto (km/h)					
	30	40	50	60	70	80
Raggio planimetrico minimo (m)	25	45	75	120	180	250
Pendenza massima in salita (%)	10	7	7	5	5	5
Pendenza massima in discesa (%)	10	8	8	6	6	6
Raggio minimo verticale convesso (m)	500	1000	1500	2000	2800	4000
Raggio minimo verticale concavo (m)	250	500	750	1000	1400	2000
Pendenza trasversale minima (%)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Pendenza trasversale minima (%)	7	7	7	7	7	7
Visibilità longitudinale minima (m)	25	35	50	70	90	115

Tab. 1.5.4. Larghezza dei moduli di rampa e delle corsie specializzate secondo il DM 19 aprile 2006.

Elemento modulare	Strada principale	Numero : Larghezza corsie (m)	Larghezza banchine in destra (m)	Larghezza banchine in sinistra (m)
Rampa monodirezionale	A	1:4,00	1,00	1,00
		2:3,50	1,00	1,00
	B	1:4,00	1,00	1,00
		2:3,50	1,00	1,00
	C	1:4,00	1,00	1,00
		2:3,50	1,00	1,00
Rampa bidirezionale	A	2:3,50	2,50	–
	B	2:3,50	1,75	–
	D	2:3,50	1,00	–
Corsie specializzate in entrata e in uscita (parallele)	A	1:3,75	2,50	–
	B	1:3,75	1,75	–
	D	1:3,75	1,00	–
Corsie di uscita ad ago	A	1:Variabile fino al modulo di rampa	2,50	–
	B	1:Variabile fino al modulo di rampa	1,75	–
	D	1:Variabile fino al modulo di rampa	1,00	–

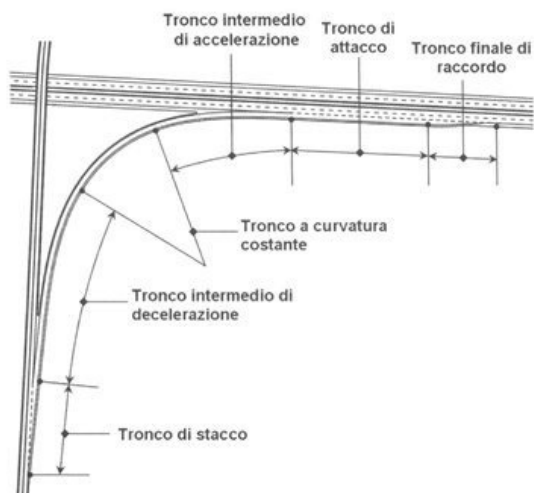


Fig. 1.5.2. Suddivisione delle rampe in tronchi funzionali ai fini della progettazione planimetrica dell'asse (da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

1.5.2.1 Progettazione planimetrica delle rampe. La progettazione planimetrica delle rampe è effettuata suddividendole in tronchi, secondo lo schema di Fig. 1.5.2.

Il *tronco di stacco* è progettato, secondo il DM 19 aprile 2006, mediante due differenti metodi, a seconda se si consideri che in detto tronco avvenga o meno la decelerazione dei veicoli in ingresso alla rampa.

Nel caso in cui il progetto preveda che la decelerazione avvenga in detto tronco, la lunghezza del medesimo si ottiene dalla somma di due tratti (Fig. 1.5.3): *tratto di manovra* ($L_{M(U)}$) e *tratto di decelerazione* ($L_{D(U)}$).



Fig. 1.5.3. Tronco di stacco mediante corsia di decelerazione
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

La lunghezza del tratto di manovra assume i seguenti valori:

- $L_{M(U)} = 20$ m se $V_p = 40$ Km/h;
- $L_{M(U)} = 40$ m se $V_p = 60$ Km/h;
- $L_{M(U)} = 60$ m se $V_p = 80$ Km/h;
- $L_{M(U)} = 90$ m se $V_p \geq 120$ Km/h

dove V_p è la velocità di progetto del tratto di strada dal quale si dirama la rampa.

La lunghezza del tratto di decelerazione è calcolata con la seguente equazione:

$$L_{D(U)} = \frac{V_1^2 - V_2^2}{26 \cdot d_c} - \frac{2}{3} \cdot L_{M(U)}$$

nella quale:

- V_1 è la velocità di progetto della strada da cui deriva il flusso veicolare desunta dal diagramma delle velocità (v. **D-1.4.6**);
- V_2 è la velocità di progetto del tronco a curvatura costante, dipendente dal raggio e quindi dal progetto della curva circolare successiva;
- d_c è la decelerazione, posta pari a 3 m/s^2 per strade di categoria A e B, oppure 2 m/s^2 per le altre strade;
- $L_{M(U)}$ è lunghezza del tratto di manovra, come definito in precedenza.

Nel caso in cui si assuma che nel tronco di stacco non vi sia decelerazione del veicolo in uscita dalla corrente principale di traffico, è possibile progettare tale tronco mediante l'inserimento di un *ago di manovra* (Fig. 1.5.4). Esso è coeso alla piattaforma stradale, risultando un allargamento della stessa fino alla formazione del modulo di rampa, ovvero fino al punto in cui la geometria della rampa può essere indipendente da quella della strada principale. È caratterizzato da una deviazione di $2-4^\circ$.

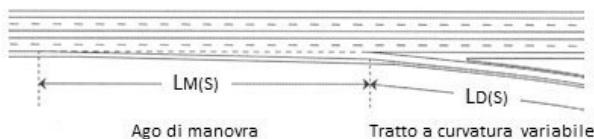


Fig. 1.5.4. Tronco di stacco mediante uscita ad ago
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

La lunghezza di tale tronco è determinata dalla seguente equazione:

$$L_{MS} = 0,35 \cdot V_1 b_l$$

in cui:

- b_l è la larghezza della rampa (Tab. 1.5.4);
- V_1 è la velocità del flusso principale desunta dal diagramma delle velocità (v. **D-1.4.6**).

Il *tronco di decelerazione*, nel quale l'utente passa da una velocità prossima a quella della corrente principale di traffico da cui è uscito fino a quella del tronco a curvatura costante, è strettamente necessario in presenza di ago di manovra. È realizzato mediante l'apposizione di una curva a raggio variabile, comunque presente nel caso di tronco di stacco con tratti di manovra e decelerazione.

Dette curve a raggio variabile sono generalmente realizzate mediante clotoidi o iperclotoidi (con parametro n compreso tra 1,5 e 3). La lunghezza del tronco di decelerazione è determinata mediante la seguente equazione:

$$L_{DS} = \frac{V_1'^2 - V_2^2}{26 \cdot d_c}$$

nella quale:

- V_1' è pari a 85% della velocità di progetto della strada da cui il veicolo è in uscita, desunta dal diagramma delle velocità;
- V_2 è la velocità di progetto del tronco a curvatura costante, dipendente dal raggio e quindi dal progetto della curva successiva;
- d_c è la decelerazione, posta pari a 3 m/s² per strade di categoria A e B, oppure 2 m/s² per le altre strade.

Il *tronco a curvatura costante*, i cui parametri caratteristici sono riportati nelle Tab. 1.5.3 e Tab. 1.5.4, è a tutti gli effetti una curva circolare, anche con riferimento al DM 6792/2001, per cui è da verificare lo sviluppo della curva medesima (tempo di percorrenza almeno di 2,5 secondi alla velocità di progetto V_2 della curva), secondo l'equazione:

$$L_C = \frac{2,5 \cdot V_2}{3,6}$$

Il *tronco di accelerazione* è progettato secondo le metodologie descritte a proposito del tronco di decelerazione, ovvero mediante l'impiego di clotoidi o iperclotoidi. La lunghezza di detto tronco è determinata dalla seguente formula (formalmente identica a quella per il calcolo della lunghezza del tronco di decelerazione, ma con significato diverso dei termini):

$$L_{AE} = \frac{V_E^2 - V_2^2}{26 \cdot a_c}$$

nella quale:

- V_E è la velocità di entrata nel tronco di attacco, assunta pari all'80% della velocità del flusso principale desunta dal diagramma delle velocità;
- V_2 è la velocità di progetto all'inizio del tronco intermedio di accelerazione, velocità di percorrenza (e progetto) della curva circolare;
- a_c è l'accelerazione, pari a 1 m/s².

Il tronco di accelerazione può essere sviluppato interamente nella curva a raggio variabile, oppure, nel caso in cui L_{AE} sia particolarmente elevata, può svilupparsi in parte in detta curva di transizione e in parte in rettilineo e complanarità con il successivo tronco di attacco, inibendo comunque l'immissione sulla strada principale ai veicoli provenienti dalla rampa.

Nel *tronco di attacco* (o di attesa in movimento), il veicolo che percorre la rampa compie la traiettoria di immissione nella corrente principale di traffico. Essendoci interazione tra flussi di traffico, per il calcolo della lunghezza bisogna riferirsi a criteri di progetto fondati sulla probabilità che i veicoli in immissione abbiano a disposizione un intervallo temporale minimo detto tempo critico T , per potersi inserire nella corrente principale di traffico.

Operativamente, per il calcolo della lunghezza del tronco di attacco (L_E) si può far riferimento alle Fig. 1.5.5 e Fig. 1.5.6, nelle quali L_E è definito in funzione della velocità di percorrenza del medesimo tronco (V_E) e del volume di traffico sulla corsia destra della strada nella quale il tronco si innesta (Q_P), considerando rispettivamente percentili del tempo di attesa del 70% e 90%.

La lunghezza del *tronco di raccordo* (L_{RE}) è determinata in funzione della velocità di progetto della strada (V_P) in cui la rampa s'innesta; in particolare essa è pari a 75 m se V_P è maggiore di 80 km/h e 50 m se V_P è minore o uguale a detto valore.

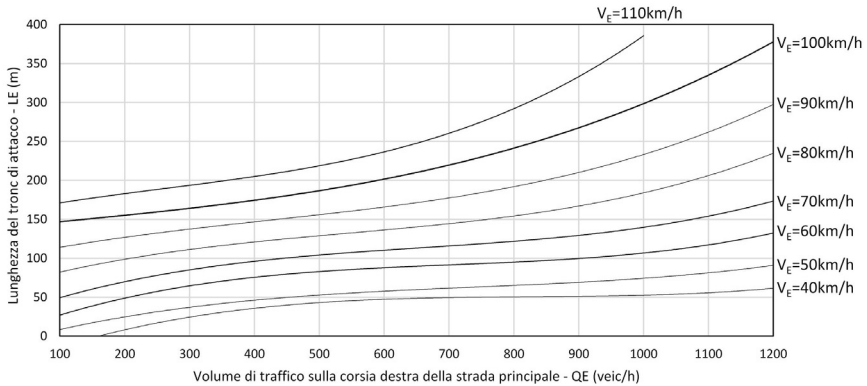


Fig. 1.5.5. Lunghezza del tronco di attacco (L_E) in funzione di Q_P e V_E (percentile del tempo di attesa pari a 70%)

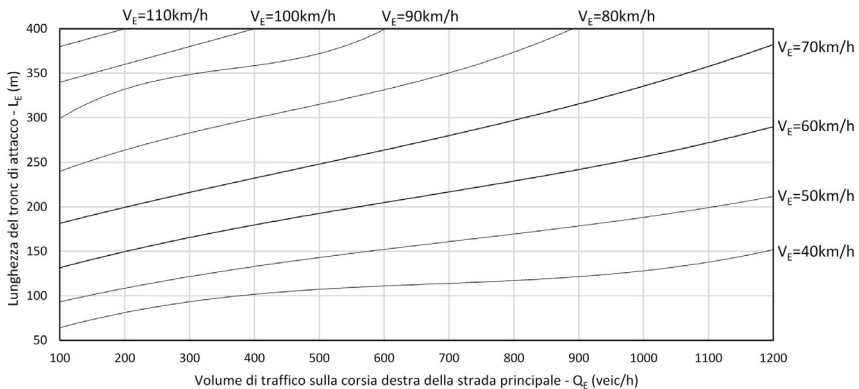


Fig. 1.5.6. Lunghezza del tronco di attacco (L_E) in funzione di Q_P e V_E (percentile del tempo di attesa pari a 90%)

Detto tronco ha la funzione di ridurre fisicamente la sezione stradale da quella comprendente il modulo di rampa a quella propria della strada. A tal fine esso è costituito da tre tratti (Fig. 1.5.7), di cui uno, centrale, lineare, e due circolari, il cui raggio è calcolato con la seguente espressione:

$$R = \frac{2 \cdot L_{RE}^2}{9 \cdot d_0}$$

dove:

- L_{RE} è lunghezza del tronco di raccordo;
- d_0 è la larghezza del modulo di rampa, in metri (Tab. 1.5.4).

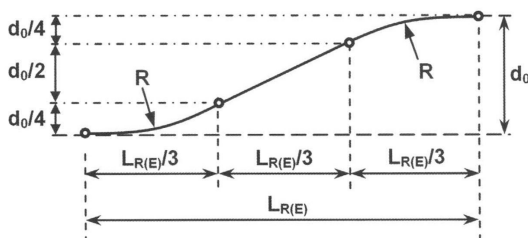


Fig. 1.5.7. Tronco di raccordo

(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

1.5.2.2 Zone di scambio. Le zone di scambio sono da prevedersi allorché si verifica l'attraversamento reciproco di due correnti di traffico aventi stessa direzione e verso, lungo un tronco stradale di adeguata lunghezza. La zona di scambio è inoltre caratterizzata da angoli di deviazione delle correnti di traffico particolarmente piccoli.

Situazione tipica nella quale è possibile inserire una zona di scambio è relativa alle intersezioni a livelli sfalsati (es. svincolo a quadrifoglio di Fig. 1.5.9 d), in cui due rampe di ingresso e uscita dalla corrente principale di traffico sono talmente vicine da poter essere saldate (Fig. 1.5.8), giungendo alla definizione della lunghezza della zona di scambio (L_s).

Dal punto di vista funzionale, le zone di scambio possono essere a funzionamento non vincolato, nel caso in cui i flussi di scambio e non-scambio mantengano la propria velocità media, o vincolato, nel caso in cui la predetta condizione non si realizzi.

1.5.2.3 Progettazione altimetrica delle rampe. La progettazione e il tracciamento altimetrico delle rampe, come anticipato, avviene rispetto al ciglio della rampa medesima e in accordo con le scelte progettuali effettuate per il tracciamento planimetrico.

Il tracciamento altimetrico delle rampe segue le metodologie di progettazione già discusse a riguardo delle strade (v. D-1.4.4), assumendo come riferimento i parametri di Tab. 1.5.3. Ovviamente, per detto tracciamento è da considerare che la rampa deve consentire la deviazione delle correnti di traffico in entrata e uscita. A ciò fare è quindi necessario che una parte della rampa sia saldata e solidale alla sezione trasversale della strada a cui la rampa è asservita. In particolare, il tronco di stacco in uscita e i tronchi di attacco e raccordo finale, come precedentemente determinati (v. D-1.5.2.3), debbono avere medesima pendenza longitudinale e trasversale della strada.

Ne deriva che detti tronchi non sono utilizzabili per l'inserimento sia di raccordi verticali sia di eventuali livellette addizionali atte a superare il dislivello dato dalle opere di scavalco.

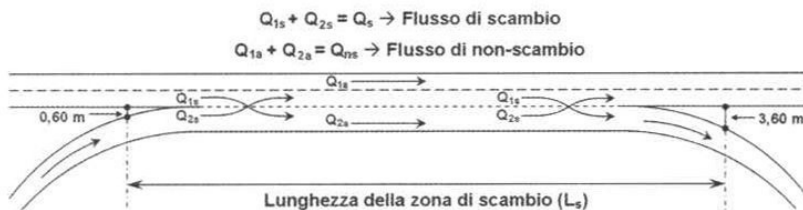


Fig. 1.5.8. Zone di scambio
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

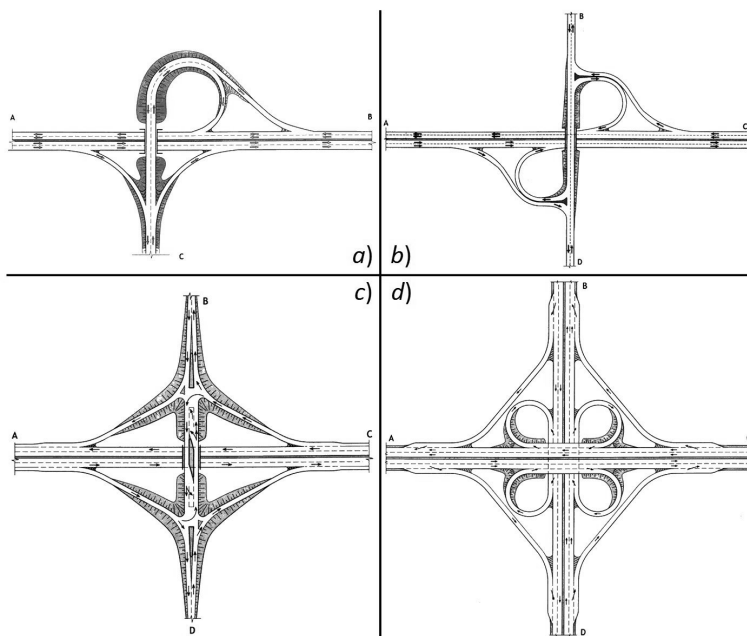


Fig. 1.5.9. Schemi funzionali di svincoli: a) a trombettina; b) a semiquadrifoglio; c) a rombo; d) a quadrifoglio
(da: M. Servetto, Strade e ferrovie - Tecniche progettuali e costruttive per le infrastrutture di trasporto terrestri, Il Sole 24 Ore, 2006)

1.5.2.4 Esempi di intersezioni a livelli sfalsati. Le rampe, progettate secondo quanto descritto, possono essere combinate in modo diverso portando a numerose tipologie di svincoli, le più comuni sono schematizzate nella Fig. 1.5.9:

- svincolo a trombettina (due rampe dirette, una semidiretta ed una indiretta);
- intersezione a semiquadrifoglio (due rampe dirette, due indirette);

- svincolo a rombo (quattro rampe dirette);
- svincolo a quadrifoglio (quattro rampe dirette, quattro indirette).

1.5.3 INTERSEZIONI A RASO

1.5.3.1 Intersezioni lineari a raso. Le intersezioni a raso, da utilizzarsi conformemente alle disposizioni del DM 19 aprile 2006 riassunte nella Tab. 1.5.1, sono caratterizzate, dal punto di vista della progettazione geometrica, da soluzioni tipologiche diverse a seconda dei flussi di traffico che concorrono sulle medesime, dei vincoli ambientali, del numero di bracci confluenti al nodo. In particolare, le intersezioni lineari a raso possono essere realizzate mediante:

- il semplice arrotondamento dei cigli delle strade che concorrono al nodo, in tal caso si può far riferimento al Nuovo Codice della Strada: “ogni veicolo a motore o combinato deve potersi inserire in una corona circolare avente raggio esterno di 12,50 m e raggio interno di 5,30 m”, mediante l'utilizzo di curve circolari tricentriche;
- l'inserimento di isole di traffico finalizzate alla gestione dei flussi del medesimo sull'intersezione;
- la materializzazione di corsie specializzate.

Di seguito, tralasciando gli altri casi per brevità di trattazione, sono trattati i soli metodi di progettazione geometrica delle corsie specializzate. Nella Fig. 1.5.10 sono riportati gli schemi funzionali di intersezioni a tre e quattro bracci provviste di corsie specializzate. Dette corsie specializzate (Fig. 1.5.11) presentano caratteristiche geometriche diverse a seconda della funzione per cui sono realizzate; esse sono:

- *corsia centrale di accumulo*, nella mezzzeria della strada principale, atta alla gestione della svolta in sinistra dalla strada principale;
- *corsia di uscita*, per la svolta in destra dalla strada principale;
- *corsia di entrata*, per la svolta in destra dalla strada secondaria;
- *corsia centrale di immissione*, nella mezzzeria della strada principale, deputata a permettere, in sicurezza, la svolta in sinistra dalla strada secondaria.

Il DM 19 aprile 2006 definisce, in ragione della categoria della strada principale convergente al nodo, l'ammissibilità e la larghezza minima di dette corsie specializzate (Tab. 1.5.5).

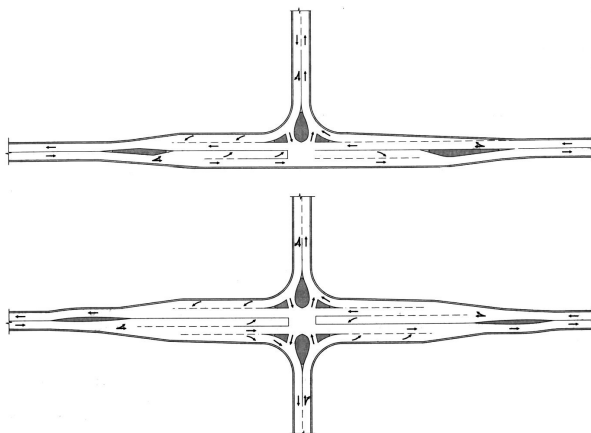


Fig. 1.5.10. Schemi funzionali di intersezioni a raso a tre e quattro bracci
(da: M. Servetto, Strade e ferrovie - Tecniche progettuali e costruttive
per le infrastrutture di trasporto terrestri, Il Sole 24 Ore, 2006)

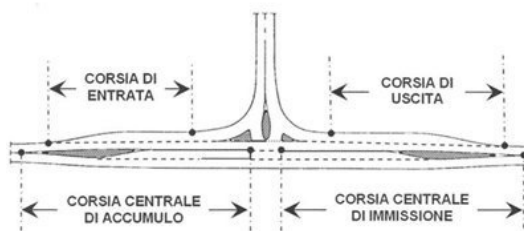


Fig. 1.5.11. Corsie specializzate per una intersezione a raso lineare
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

Tab. 1.5.5. Ammissibilità e larghezza delle corsie specializzate secondo il DM 19 aprile 2006.

Tipologia di corsia specializzata	Strade extraurbane		Strade urbane	
	Categoria di strada	Ammissibilità : Larghezza (m)	Categoria di strada	Ammissibilità : Larghezza (m)
Corsia centrale di accumulo	C	Si:3,25	E	Si:3,00
	F	Si:3,00	F	Si:2,75
Corsia di uscita	C	Si:3,50	E	Si:3,00
	F	Si:3,25	F	Si:2,75
Corsia di entrata	C	No	E	Si:3,00
	F	No	F	Si:2,75
Corsia centrale di immissione	C	No	E	Si:3,00
	F	No	F	Si:2,75

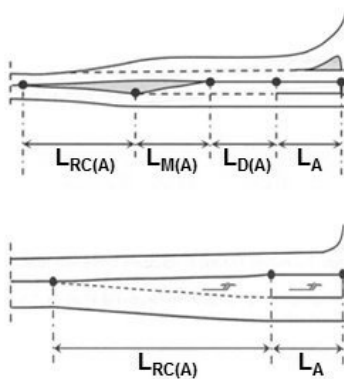


Fig. 1.5.12. Corsie centrali di accumulo in ambito extraurbano e urbano
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

1.5.3.1.1 Corsie centrali di accumulo. Il dimensionamento della corsia centrale di accumulo è differente a seconda se si consideri l'ambito extraurbano oppure urbano (Fig. 1.5.12). Infatti, per l'ambito extraurbano essa consta di quattro tratti: raccordo ($L_{RC(A)}$), manovra ($L_{M(A)}$), decelerazione ($L_{D(A)}$), accumulo (L_A). In ambito urbano non sono presenti i tratti di manovra e decelerazione.

La lunghezza del tratto di raccordo ($L_{RC(A)}$), almeno pari a 20 m, è funzione della velocità di progetto (V_P in km/h) della strada principale convergente al nodo e della larghezza (d' , in metri) del modulo di corsia, conformemente a quanto indicato nella Tab. 1.5.5, secondo la seguente relazione:

$$L_{RC(A)} = 0,6 \cdot V_P \cdot \sqrt{d'}$$

Lo schema compositivo del tronco è diviso in tre tratti. Il primo e il terzo curvilinei (entrambi atti a formare $\frac{1}{4}$ dell'allargamento d'), quello centrale rettilineo (che forma $\frac{1}{2}$ dell'allargamento d'). Il raggio dei due tratti curvilinei è determinato dalla relazione semplificata:

$$R = \frac{2 \cdot L_{RC(A)}^2}{9 \cdot d'}$$

Il tratto di manovra ($L_{M(A)}$) assume lunghezza pari a 30 m per V_P maggiore o uguale a 60 km/h e 20 m per velocità inferiori. Lo schema compositivo è formalmente quello descritto per il tratto di raccordo.

Il tratto di decelerazione è calcolato con criterio cinematico e vale la seguente relazione:

$$L_{D(A)} = \frac{V_1^2 - V_2^2}{26 \cdot d_c} - \frac{2}{3} \cdot L_{M(A)}$$

dove:

- V_1 è la velocità della corrente principale di traffico desunta dal diagramma delle velocità;
- V_2 è la velocità di ingresso nel tratto di accumulo, assunta pari a 25 km/h;
- d_c è la decelerazione ($2,0 \text{ m/s}^2$);
- $L_{M(A)}$ è la lunghezza del tratto di manovra.

La lunghezza del tratto di accumulo (L_A), di raccordo tra $L_{D(A)}$ e la linea di arresto o dare precedenza, è calcolata sulla base del tempo di rosso, nel caso di presenza di impianto semaforico, o basato sullo studio di fenomeni di attesa, nel caso di *Stop* o *Dare precedenza*. In quest'ultimo caso, la stima di L_A può essere effettuata con riferimento al grafico della Fig. 1.5.13, noti il volume di traffico in svolta a sinistra (Q_{SP}) e il volume di traffico da attraversare (Q_{AP}).

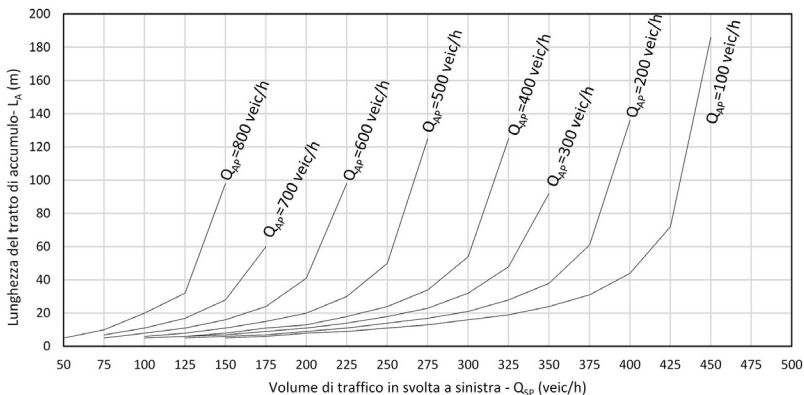


Fig. 1.5.13. Lunghezza tratto di accumulo (L_A)

1.5.3.1.2 Corsie di entrata. Gli elementi compositivi delle corsie di entrata sono il tratto di attesa (L_E) e il tratto di raccordo ($L_{R(E)}$), come riportato nella Fig. 1.5.14.

Il tratto di attesa L_E , detto anche di accelerazione, è deputato a favorire l'immissione dei veicoli nella corrente principale di traffico. Per tale motivo, il dimensionamento è basato sullo studio dei fenomeni di attesa. In analogia con quanto discusso a proposito dei tronchi di attacco nelle intersezioni a livelli sfalsati, per il calcolo di L_E è possibile far ricorso alle Fig. 1.5.15 e Fig. 1.5.16, dove L_E è determinata in funzione della velocità di percorrenza del tratto di attesa (V_E) e del volume di traffico dalla strada principale (Q_{AP}).

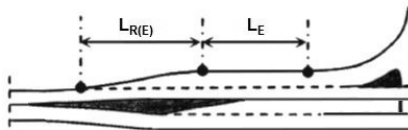


Fig. 1.5.14. Corsie di entrata per le intersezioni a raso lineari
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

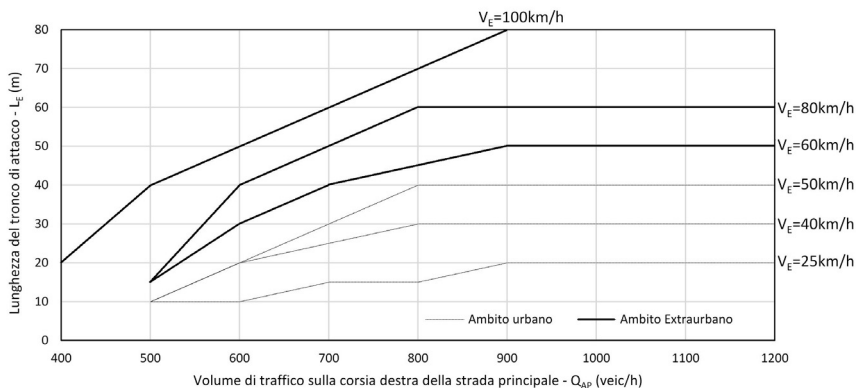


Fig. 1.5.15. Lunghezza del tratto di attesa (L_E) in funzione di Q_{AP} e V_E
(percentile del tempo di attesa pari a 70%)

Il tratto di raccordo $L_{R(E)}$, schematicamente descritto nella Fig. 1.5.7, assume lunghezza pari a 30 m per $V_P \geq 60$ km/h e 20 m per velocità inferiori. I raggi delle curve di raccordo sono circa pari a 30 m per $V_P < 60$ km/h e 60 m per $V_P \geq 60$ km/h.

1.5.3.1.3 Corsie centrali di immissione. I tratti che compongono la corsia centrale di immissione (Fig. 1.5.17), posta nella mezzzeria della strada principale, sono: il tratto di attesa (L_I); il tratto di raccordo con l'asse principale della strada ($L_{RC(I)}$).

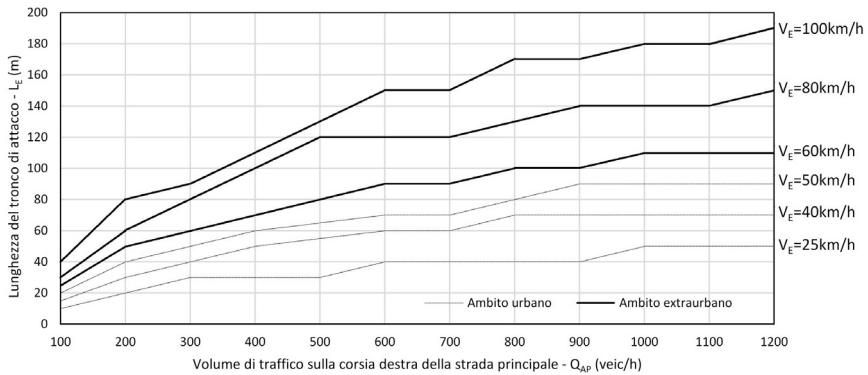


Fig. 1.5.16. Lunghezza del tratto di attesa (L_E) in funzione di Q_{AP} e V_E (percentile del tempo di attesa pari a 90%)

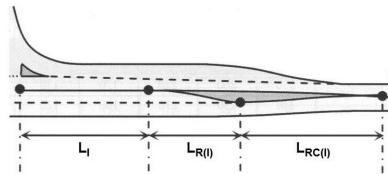


Fig. 1.5.17. Corsia centrale di immissione
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

Il calcolo della lunghezza del tratto di attesa (L_I) è effettuato con i medesimi criteri definiti per il tratto omonimo delle corsie di entrata, essendo un problema non cinematico ma dipendente dai tempi di attesa (intervallo critico $T = 3,5$ s) derivante dai flussi veicolari sulla corsia di destra della strada principale (Q_{AP}) e dalla velocità di percorrenza della corsia medesima (V_E). È possibile definire detta lunghezza mediante i grafici riportati nelle Fig. 1.5.18 e Fig. 1.5.19.

Il tratto di raccordo $L_{R(I)}$ assume lunghezza pari a 30 m per $V_P \geq 60$ km/h e 20 m per velocità inferiori e conformazione simile a quella riportata in Fig. 5.8. I raggi delle curve di raccordo sono circa pari a 30 m per $V_P < 60$ km/h e 60 m per $V_P \geq 60$ km/h.

Il tratto di raccordo con l'asse principale della strada ($L_{RC(I)}$), che consente il passaggio dalla sezione stradale comprendente il modulo di corsia a quello proprio della strada, è costituito da una successione di due curve circolari discordi, tra le quali è compreso un rettilineo. La lunghezza del tratto $L_{RC(I)}$ è espressa dalla formula seguente:

$$L_{RC(I)} = 0,6 \cdot V_P \cdot \sqrt{d'}$$

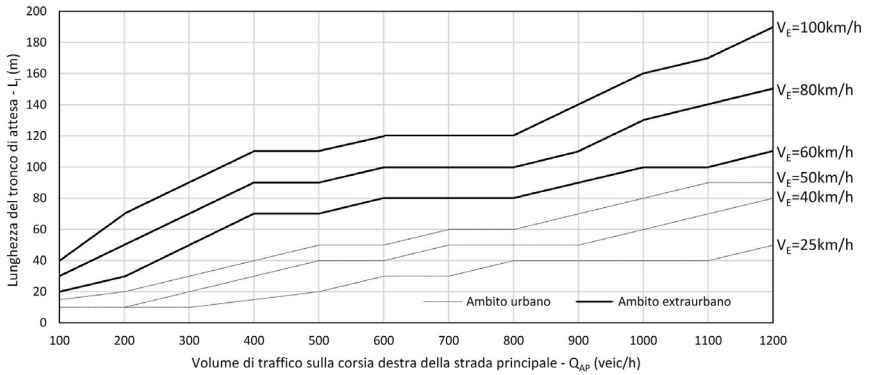


Fig. 1.5.18. Lunghezza del tratto di attesa (L_1) in funzione di Q_{AP} e V_E (percentile del tempo di attesa pari a 70%)

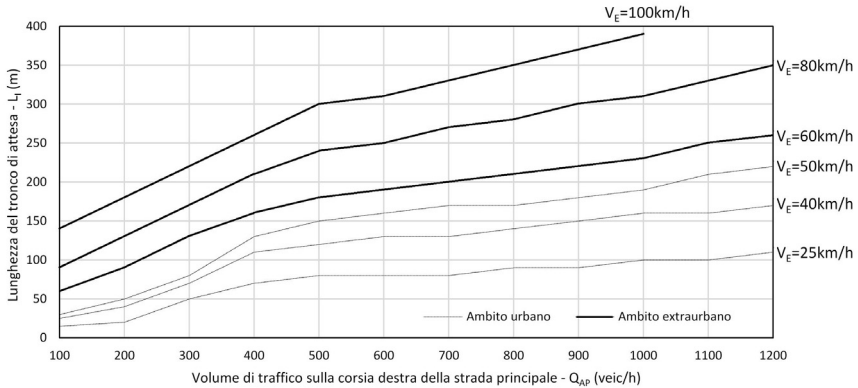


Fig. 1.5.19. Lunghezza del tratto di attesa (L_1) in funzione di Q_{AP} e V_E (percentile del tempo di attesa pari a 90%)

dove:

- V_P è la velocità di progetto della strada principale in km/h e desunta dal diagramma delle velocità della strada medesima;
- d' è la larghezza della corsia di immissione (Tab. 1.5.5).

1.5.3.1.4 Corsie di uscita. Con riferimento alla Fig. 1.5.20, le corsie specializzate per l'uscita dalla strada principale si compongono, in genere, di due tratti: un tratto di manovra ($L_{M(U)}$) e un tratto di uscita (L_U).

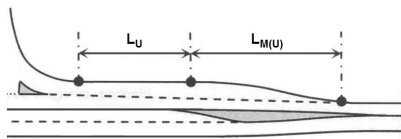


Fig. 1.5.20. Corsia centrale di immissione
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

Il tratto di manovra ($L_{M(U)}$) è costituito da una successione di due curve circolari discordi tra le quali è compreso un rettilifo. Detto tratto $L_{M(U)}$ assume lunghezza pari a 20 m per intersezioni a raso in ambito urbano e 30 m in ambito extraurbano.

La lunghezza del tratto di uscita (L_U) è determinata mediante la seguente formula:

$$L_U = \frac{V_1^2 - V_2^2}{26 \cdot d_c} - \frac{2}{3} \cdot L_{M(U)}$$

dove:

- V_1 è la velocità di progetto della strada da cui proviene il flusso di svolta e desunta dal diagramma di velocità della strada medesima;
- V_2 è assunta pari a 25 km/h;
- d_c è la decelerazione (2,0 m/s²);
- $L_{M(U)}$ è la lunghezza del tratto di manovra, come precedentemente determinata.

1.5.3.1.5 Distanze di visibilità nelle intersezioni a raso. Nelle intersezioni a raso sono da tenere in debita considerazione le distanze di visibilità, in modo da garantire ai veicoli le indispensabili condizioni di sicurezza. A tal fine è necessario mantenere la zona di intersezione libera da ostacoli, ovvero non devono esservi oggetti la cui dimensione massima in planimetria superi 0,8 m, seppur discontinui.

La verifica delle visuali libere nelle intersezioni a raso può essere effettuata mediante due criteri: il *criterio dei triangoli di visibilità* e il *criterio delle fasce di rispetto*.

Il *criterio dei triangoli di visibilità* prevede che la caratterizzazione geometrica di detti triangoli sia differenziata a seconda della modalità di regolazione dell'intersezione medesima: *libera*, regolata da “*dare precedenza*” o “*stop*”.

Per *intersezioni libere* (Fig. 1.5.21 a), ovvero in casi di incrocio tra strade di modesta importanza e scarsi volumi di traffico, i cateti che definiscono il triangolo di visibilità devono avere lunghezza pari alla *distanza di arresto* (D_A) (V. D-1.4.2) e i punti caratteristici per le verifiche di visibilità posti sulla mezzieria della relativa corsia di marcia, ovvero a 1,5 m dal bordo laterale della carreggiata nel caso di allargamenti per la presenza di corsie specializzate.

Per *intersezioni con “dare precedenza”* (Fig. 1.5.21 b), i triangoli di visibilità sono costruiti ipotizzando che il guidatore, proveniente dalla strada secondaria e posto a 20 m dalla linea di precedenza, possa vedere liberamente un veicolo sulla strada principale posto ad una distanza D_P dal punto di conflitto; con D_P pari al prodotto tra la velocità (v in m/s) di approccio all'intersezione sul ramo principale desunta dal diagramma delle velocità e il tempo di manovra (t in s), pari a 12 secondi e da incrementare di 1 secondo per ogni punto percentuale di pendenza longitudinale del ramo secondario, se superiore al 2%.

Nelle *intersezioni regolate da “stop”* (Fig. 1.5.21 c), la costruzione dei triangoli di visibilità è concettualmente analoga al caso precedente, verificando che il guidatore, posizionato a 3 m dalla linea di arresto, sia nelle condizioni di vedere liberamente un veicolo sulla strada principale ad una distanza D_S dal punto di conflitto. Il calcolo di D_S è formalmente identico a D_P , considerando però un tempo di manovra pari a 6

secondi in condizioni standard, ovvero con pendenza longitudinale massima del ramo secondario pari al 2%; altrimenti tale tempo è da incrementarsi come precedentemente definito.

Il *criterio delle fasce di rispetto*, definito nel D.Lgs. n. 285/92, individua sull'intersezione delle zone libere da ostacoli (Fig. 1.5.21 *d*) costituite da fasce di rispetto e da triangoli di visibilità ad esse esterni, le cui dimensioni geometriche sono riportate nella Tab. 1.5.6.

Tab. 1.5.6. Fasce di rispetto per strade che ammettono intersezioni a raso.

Categoria di Strada	Fascia di rispetto esterna ai centri abitati		Fascia di rispetto interna ai centri abitati	
	Nuove edificazioni	Zone edificabili	Senza Strumento Urbanistico	Con Strumento Urbanistico
C - Extraurbana Secondaria	30 m	30 m	—	—
E - Urbana di Quartiere	—	—	20 m	Strumento Urbanistico
F - Strada Locale	20 m	Strumento Urbanistico	10 m	Strumento Urbanistico
F - Strada Vicinale	10 m	Strumento Urbanistico	10 m	Strumento Urbanistico

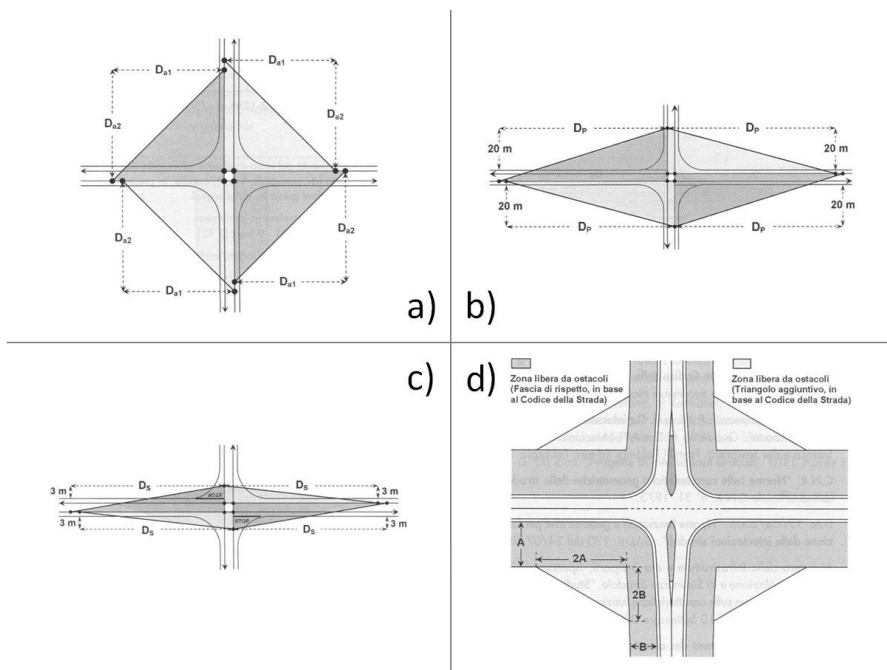


Fig. 1.5.21. Triangoli di visibilità e fasce di rispetto

1.5.3.2 Intersezioni a rotatoria. Le rotatorie sono intersezioni a raso nelle quali i punti di conflitto delle strade convergenti al nodo sono risolti attraverso l'immissione di una corrente di traffico a circolazione

rotatoria (attorno a una isola centrale, normalmente non sormontabile) percorribile in una sola direzione e in senso antiorario.

I principali elementi geometrici caratteristici delle rotatorie sono schematizzati nella Fig. 1.5.22; gli elementi planimetrici da considerarsi nella progettazione sono, invece, riportati nella Fig. 1.5.23.

A seconda della dimensione, del numero di corsie e dell'ambito urbanistico nel quale sono inserite, le rotatorie possono essere classificate in sei categorie. Nella Tab. 1.5.7 sono riportati i principali parametri di progetto per le diverse categorie di rotatoria.

La geometria delle rotatorie deve essere determinata per mezzo dell'angolo di deviazione β (almeno pari a 45°), come evidenziato nella Fig. 1.5.24. Per determinare la tangente al ciglio dell'isola centrale, corrispondente a tale angolo di deviazione, occorre aggiungere al raggio di entrata $R_{e,2}$ un incremento b pari a 3,5 m. Ciò per imporre una deviazione al flusso di traffico in entrata alla rotatoria e condizionarne le velocità di approccio alla medesima.



Fig. 1.5.22. Elementi geometrici di una intersezione a raso a rotatoria

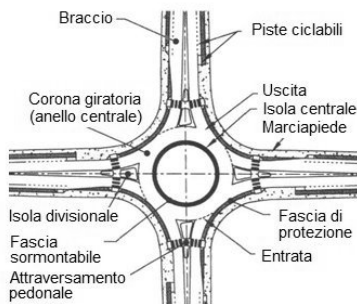


Fig. 1.5.23. Elementi planimetrici di una intersezione a raso a rotatoria

(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006) (da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

Tab. 1.5.7. Elementi progettuali e ambiti di applicazione delle diverse tipologie di rotatorie.

	Mini rotatoria	Urbana compatta	Urbana a singola corsia	Urbana a doppia corsia	Extraurbana a singola corsia	Extraurbana a doppia corsia
Velocità massima di progetto in entrata (km/h)	25	25	35	40	40	50
Massimo numero di corsie in entrata (-)	1	1	1	2	1	2
Diametro esterno della corona giratoria (m)	13-25	25-30	30-40	45-55	35-45	55-60
Traffico giornaliero medio smaltito da una rotatoria a 4 rami	≤ 10000	≤ 15000	≤ 20.000	da 30000 a 40000	≤ 20.000	da 30000 a 40000
Ambito urbanistico di applicazione	Aree Urbane	Aree Urbane e Suburbane	Aree Urbane e Suburbane	Aree Urbane e Suburbane	Aree Extraurbane e Suburbane	Aree Extraurbane

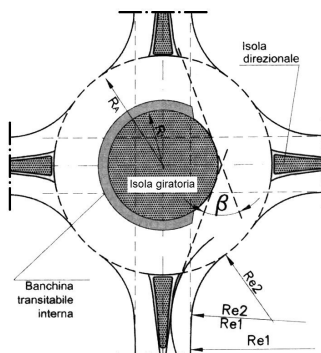


Fig. 1.5.24. Schema funzionale e caratteristiche geometriche delle rotatorie
(da: M. Servetto, Strade e ferrovie - Tecniche progettuali e costruttive
per le infrastrutture di trasporto terrestri, Il Sole 24 Ore, 2006)

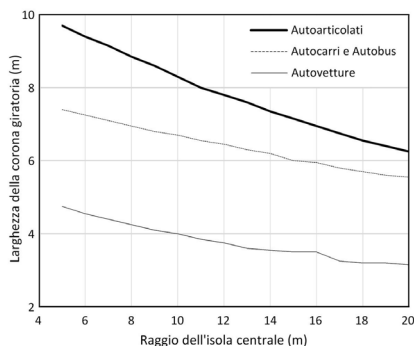


Fig. 1.5.25. Larghezza della corona giratoria
per rotatorie a singola corsia

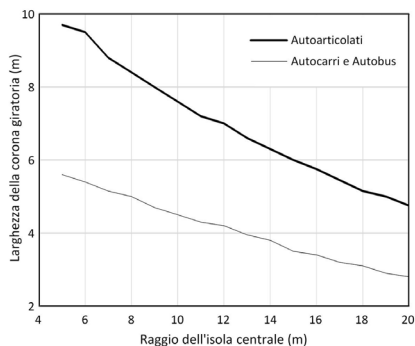


Fig. 1.5.26. Larghezza della corona giratoria
per rotatorie a doppia corsia

Per quanto riguarda la larghezza della corona giratoria, questa dipende dal numero di corsie di marcia e dal raggio della traiettoria dei veicoli in aggiramento dell'isola centrale. A tal fine è utile far riferimento alla fascia d'ingombro occupata da tali veicoli (Fig. 1.5.25 e Fig. 1.5.26). La sezione trasversale della corona giratoria è a unica falda con pendenza pari al 2% verso l'esterno della medesima, in modo da favorire l'allontanamento delle acque meteoriche.

Il progetto di una rotatoria prevede inoltre il progetto dei bracci di ingresso e uscita dalla medesima, sia con riferimento alla sezione trasversale sia per quanto riguarda la conformazione planimetrica. Dal punto di vista della sezione trasversale i bracci di ingresso alle rotatorie devono avere larghezza minima pari a 3,5 m per ingressi ad una corsia e pari a 6,0 m per ingressi a più corsie. I bracci di uscita devono avere larghezza minima pari a 4,0 m per mini rotatorie e 4,5 m per le altre.

In merito alla conformazione planimetrica è possibile far riferimento alla Fig. 1.5.27 per i bracci di ingresso e alla Fig. 1.5.28 per l'uscita.

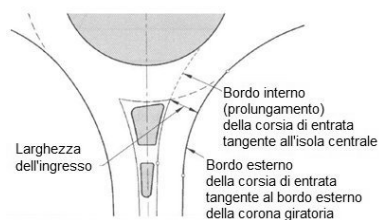


Fig. 1.5.27. Conformazione planimetrica dei bracci di ingresso in rotatoria
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

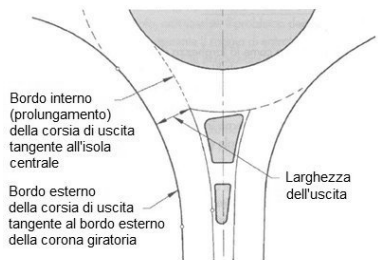


Fig. 1.5.28. Conformazione planimetrica dei bracci di uscita dalla rotatoria
(da: Canale et al., Progettare le intersezioni, EPC Libri, 2006)

Per la determinazione dei raggi di ingresso e uscita delle rotatorie è possibile far riferimento alla Tab. 1.5.8. Per quanto riguarda la distanza di visibilità per le rotatorie, questa è determinata considerando la possibilità da parte dell'utente, posizionato a 15 m dalla linea esterna che delimita l'anello giratorio, di vedere alla sua sinistra un quarto di tale anello.

Tab. 1.5.8. Raggi di ingresso e uscita delle rotatorie.

Tipo di rotatoria	Raggio di entrata (m)	Raggio di uscita (m)
Urbana (a una o più corsie)	$10 \leq R \leq 30$	$R_{\min} = 15$ (fino a 10 se bassa frequenza di mezzi pesanti e alta frequenza di pedoni)
Urbana locale (no mezzi pesanti)	Ammissibile $R < 10$	
Extraurbana a unica corsia	$R_{\min} = 15$	$R_{\min} \geq 25$
Extraurbana a 2 corsie	$40 \leq R \leq 80$	

In ultimo, per il progetto altimetrico della rotatoria è da considerare il raccordo tra la sezione trasversale della medesima e la livelletta propria della strada che converge al nodo. A tal fine è necessario che il raccordo verticale tra i predetti elementi altimetrici sia tutto compreso all'interno dei bracci e che abbia raggio almeno pari a 400 m per i raccordi convessi e 200 m per i concavi.

1.6 DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DELLA PAVIMENTAZIONE, MATERIALI, COSTRUZIONE E GESTIONE

1.6.1 GENERALITÀ. Le pavimentazioni stradali (altrimenti note con il nome di sovrastrutture), come tutte le opere d'arte dell'ingegneria civile, necessitano di un opportuno dimensionamento strutturale atto a garantire la corretta funzionalità nel corso della vita utile.

Tale dimensionamento è, ovviamente, legato, oltre che alla definizione delle sollecitazioni di varia natura cui la strada sarà sottoposta in esercizio, alla scelta dei materiali costituenti e delle loro prestazioni meccaniche.

Inoltre, le prestazioni in esercizio delle pavimentazioni sono funzione delle tecniche e delle metodologie di posa in opera adottate all'atto della realizzazione, poiché da esse dipende la rispondenza, per ogni singolo strato, alle risultanze progettuali.

Infine è essenziale assicurare all'utenza le migliori condizioni di comfort e sicurezza nel corso dell'intera

vita utile dell'infrastruttura. A ciò fare, è necessario, già in fase di progettazione, redigere un piano di gestione programmata, in modo da definire le oggettive condizioni della strada nel corso del proprio ciclo di vita, scegliere e mettere in atto le più opportune strategie di manutenzione, in modo da pianificare al meglio attuali e future allocazioni di budget di spesa.

1.6.2 DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE. Le pavimentazioni stradali sono strutture aventi la funzione di distribuire sul terreno di appoggio i carichi veicolari, compatibilmente con le caratteristiche di deformabilità e di resistenza di quest'ultimo, proteggendolo dai fattori ambientali (acqua, gelo) e offrendo al tempo stesso ai veicoli una superficie regolare sulla quale transitare in condizioni di sicurezza e comfort.

Per diversi motivi (costruttivi, economici e tecnici) esse sono generalmente costituite dalla sovrapposizione di una serie di strati di materiali differenti, di pregio crescente verso la superficie di rotolamento. In particolare, la pavimentazione può essere realizzata mediante la sovrapposizione di strati in conglomerato bituminoso (di norma tre strati: base, binder o collegamento, usura) e di una fondazione in misto granulare, si parla allora di pavimentazione flessibile (o semirigida se è anche presente una sotto-base legata a cemento), oppure di pavimentazione rigida se gli strati bituminosi sono sostituiti da lastre in calcestruzzo. Nelle pavimentazioni in conglomerato bituminoso, al fine di garantire la trasmissione degli sforzi tra gli strati, si fa ricorso a mani di ancoraggio tra fondazione e strati legati e a mani di attacco tra i medesimi strati legati.

È inoltre possibile realizzare sovrastrutture stradali con materiali diversi da quelli precedentemente indicati, quali masselli, eventualmente autobloccanti, pietra o altro. Tali tipologie di sovrastrutture non sono trattate nel presente testo.

Il dimensionamento strutturale delle pavimentazioni stradali deve essere effettuato in fase di progetto definitivo ed esecutivo, con gradi di dettaglio diverso e considerando numerosi fattori. Tra questi, i principali sono quelli ambientali (essenzialmente le temperature e le conseguenti variazioni giornaliere e stagionali nonché la presenza d'acqua nel sottofondo) e di traffico (numero e tipologia di veicoli, di mezzi pesanti in particolare) nell'arco della vita utile della pavimentazione (definita in fase di progetto, generalmente pari a 20 anni). Occorre inoltre tenere in debita considerazione gli effetti di degrado dei materiali, segnatamente fenomeni di post-compattazione, ormaimento, fatica e rottura di origine termica.

Da ciò discende che il dimensionamento strutturale è un calcolo complesso, di norma basato sulla verifica di una soluzione tipologica ipotizzata (definita attraverso numero di strati, spessore e caratteristiche meccaniche dei singoli strati); tale dimensionamento è ovviamente differente a seconda che siano da progettare pavimentazioni flessibili (o semirigide) oppure rigide.

Al dimensionamento strutturale delle pavimentazioni stradali è solitamente associato quello funzionale (riguardante per esempio rumore, aderenza, vibrazioni ecc.), che qui non verrà preso in esame.

Il progetto strutturale è di norma effettuato mediante programmi di calcolo, alcuni specifici per le pavimentazioni stradali (es. MEPDG), altri di modellazione numerica basati sul metodo degli elementi finiti o discreti. Esistono tuttavia dei metodi analitici di calcolo delle sollecitazioni nelle pavimentazioni, che grazie alla loro facilità di utilizzo possono essere impiegati in prima approssimazione per una verifica di larga massima delle pavimentazioni stradali, ciò allo scopo di determinare le tensioni in punti significativi degli strati e confrontarle con quelle di rottura proprie dei materiali.

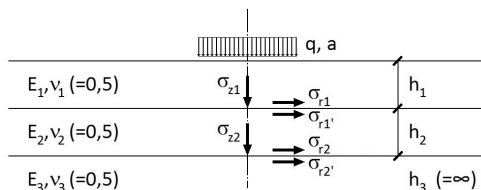


Fig. 1.6.1. Schematizzazione di una pavimentazione stradale a tre strati secondo Jones

Un metodo per la verifica delle pavimentazioni flessibili (o semirigide), sicuramente semplice e immediato, è quello proposto da Jones (1962), che permette di valutare tensioni e deformazioni verticali (σ_z ; ε_z) e radiali (σ_r ; ε_r) all'interfaccia tra gli strati sotto l'asse di simmetria del carico (Fig. 1.6.1).

Tale metodo, di tipo tabellare, è basato sulle seguenti ipotesi:

- sulla pavimentazione insiste un carico statico circolare di raggio a e pressione q ;
- la pavimentazione è costituita da tre strati (si può ipotizzare uno strato unico in conglomerato bituminoso, una fondazione legata o non legata, un sottofondo di profondità infinita);
- ogni strato è considerato elastico, omogeneo e isotropo ed è caratterizzato dallo spessore h , dal modulo elastico E e dal coefficiente di Poisson ν (pari a 0,5 per tutti gli strati).

Con riferimento alla Fig. 1.6.1, i parametri di input del metodo di Jones sono:

- $k_1 = E_1 / E_2$
- $k_2 = E_2 / E_3$
- $A = a / h_2$
- $H = h_1 / h_2$

Le grandezze da determinare sono invece:

- $\varepsilon_z = (\sigma_z - \sigma_r) / E$
- $\varepsilon_r = (\sigma_r - \sigma_z) / (2 \cdot E)$
- $\sigma_{z,1} - \sigma'_{r,1} = (\sigma_{z,1} - \sigma_{r,1}) / k_1$
- $\sigma_{z,2} - \sigma'_{r,2} = (\sigma_{z,2} - \sigma_{r,2}) / k_2$

Tali grandezze possono essere calcolate utilizzando le tabelle da Tab. 1.6.1 a Tab. 1.6.3, e le seguenti equazioni di conversione:

- $\sigma_{z,1} = q \cdot ZZ_1$
- $\sigma_{z,2} = q \cdot ZZ_2$
- $\sigma_{z,1} - \sigma_{r,1} = q \cdot (ZZ_1 - RR_1)$
- $\sigma_{z,2} - \sigma_{r,2} = q \cdot (ZZ_2 - RR_2)$

Per valori non riportati nelle tabelle è possibile procedere con l'interpolazione lineare.

Tab. 1.6.1. Fattori di conversione per il calcolo di pavimentazioni flessibili o semirigide (Jones): $k_1 = 2$.

H	k_2	A	$k_1 = 2$			
			ZZ_1	ZZ_2	$ZZ_1 - RR_1$	$ZZ_2 - RR_2$
0,5	2	0,1	0,04330	0,00465	0,08250	0,00878
		0,8	0,75683	0,23256	0,96681	0,41187
		3,2	0,98801	0,88655	0,33878	0,96353
	20	0,1	0,04193	0,00117	0,08044	0,01778
		0,8	0,69098	0,06476	0,86191	0,91168
		3,2	0,85940	0,49238	-0,41078	4,47022
1,0	2	0,1	0,01083	0,00241	0,02179	0,00453
		0,8	0,39942	0,13401	0,71341	0,24250
		3,2	0,92112	0,75805	0,90482	0,97509
	20	0,1	0,00963	0,00061	0,02249	0,00920
		0,8	0,33263	0,03578	0,76292	0,51815
		3,2	0,65530	0,33669	1,70723	3,51128
2,0	2	0,1	0,00250	0,00100	0,00555	0,00188
		0,8	0,13516	0,05974	0,29365	0,11080
		3,2	0,67384	0,51156	1,17294	0,77434

2,0	20	0,1	0,00181	0,00025	0,00652	0,00378
		0,8	0,09396	0,01535	0,35641	0,22795
		3,2	0,37000	0,17843	2,16033	2,13215
4,0	2	0,1	0,00057	0,00034	0,00147	0,00065
		0,8	0,03500	0,02135	0,08957	0,04031
		3,2	0,34121	0,25441	0,81908	0,43632
	20	0,1	0,00030	0,00008	0,00201	0,00128
		0,8	0,01790	0,00532	0,12427	0,07991
		3,2	0,14979	0,07294	1,36427	0,97701

Tab. 1.6.2. Fattori di conversione per il calcolo di pavimentazioni flessibili o semirigide (Jones): $k_1 = 20$.

H	k_2	A	$k_1 = 20$			
			ZZ_1	ZZ_2	$ZZ_1 - RR_1$	$ZZ_2 - RR_2$
0,5	2	0,1	0,01122	0,00259	0,17997	0,00440
		0,8	0,35175	0,14419	4,09592	0,23476
		3,2	0,97420	0,82256	5,41828	0,93831
	20	0,1	0,00990	0,00063	0,19872	0,00911
		0,8	0,27934	0,03731	5,24726	0,51585
		3,2	0,70903	0,35807	16,38520	3,69109
1,0	2	0,1	0,00263	0,00100	0,04751	0,00160
		0,8	0,12173	0,05938	1,97428	0,09268
		3,2	0,66041	0,53398	6,97695	0,65446
	20	0,1	0,00193	0,00024	0,05737	0,00322
		0,8	0,08027	0,01507	2,59672	0,19267
		3,2	0,34355	0,18344	15,23252	1,88634
2,0	2	0,1	0,00059	0,00033	0,01219	0,00051
		0,8	0,03412	0,02023	0,68382	0,03093
		3,2	0,29183	0,23852	4,60426	0,30709
	20	0,1	0,00033	0,00008	0,01568	0,00094
		0,8	0,01782	0,00485	0,90594	0,05789
		3,2	0,11331	0,06728	7,95104	0,67732
4,0	2	0,1	0,00013	0,00010	0,00312	0,00015
		0,8	0,00837	0,00610	0,19247	0,00924
		3,2	0,10140	0,08444	2,09049	0,11553
	20	0,1	0,00005	0,00002	0,00413	0,00025
		0,8	0,00321	0,00138	0,25739	0,01565
		3,2	0,03258	0,02061	3,10980	0,20906

Tab. 1.6.3. Fattori di conversione per il calcolo di pavimentazioni flessibili o semirigide (Jones): $k_1 = 200$.

H	k_2	A	$k_1 = 200$			
			ZZ_1	ZZ_2	$ZZ_1 - RR_1$	$ZZ_2 - RR_2$
0,5	2	0,1	0,00215	0,00094	0,26620	0,00128
		0,8	0,09508	0,05622	8,71973	0,07434
		3,2	0,62399	0,52912	34,25229	0,54931
	20	0,1	0,00149	0,00023	0,31847	0,00257
		0,8	0,05574	0,01453	12,00885	0,15452
		3,2	0,30247	0,18091	77,62943	1,56409

H	k_2	A	$k_1 = 200$			
			ZZ_1	ZZ_2	$ZZ_1 - RR_1$	$ZZ_2 - RR_2$
1,0	2	0,1	0,00049	0,00029	0,06883	0,00035
		0,8	0,02647	0,01797	3,24971	0,02092
		3,2	0,25186	0,22047	20,83387	0,21288
	20	0,1	0,00027	0,00007	0,08469	0,00062
		0,8	0,01236	0,00436	4,26100	0,03825
		3,2	0,08859	0,06167	36,04291	0,45544
2,0	2	0,1	0,00011	0,00008	0,01737	0,00009
		0,8	0,00685	0,00520	1,00808	0,00553
		3,2	0,08061	0,07248	9,02195	0,06638
	20	0,1	0,00005	0,00002	0,02160	0,00014
		0,8	0,00261	0,00119	1,27835	0,00901
		3,2	0,02341	0,01784	13,26873	0,11666
4,0	2	0,1	0,00003	0,00002	0,00437	0,00002
		0,8	0,00168	0,00142	0,27221	0,00144
		3,2	0,02332	0,02126	0,28913	0,01951
	20	0,1	0,00001	0,00000	0,00545	0,00003
		0,8	0,00050	0,00031	0,34131	0,00215
		3,2	0,00612	0,00483	4,38974	0,03010

Nel caso delle pavimentazioni rigide, il calcolo delle sollecitazioni deve tener conto sia di quelle derivanti dai carichi sia di quelle dovute alle variazioni di temperatura.

Per le prime, è possibile adottare il modello di Westergaard (1929) che si basa sulle seguenti ipotesi: lastra isolata, omogenea, isotropa, linearmente elastica, di dimensioni finite e poggianti su un letto di molle caratterizzate da un modulo di reazione $k = p/d$ (dove p è la pressione derivante dal carico sulla lastra e d è l'abbassamento dovuto al carico). Sulla base di tali ipotesi è possibile determinare la tensione di trazione massima per flessione nella lastra ($\sigma_{t,max}$) a seconda della posizione del carico e assumendo un coefficiente di Poisson pari a 0,15:

nel centro della lastra:	$\sigma_{t,max} = 0,316 \cdot \frac{P}{s^2} \cdot \left[1,069 + \log \left(\frac{l}{b} \right)^4 \right]$
sul bordo:	$\sigma_{t,max} = 0,572 \cdot \frac{P}{s^2} \cdot \left[0,359 + \log \left(\frac{l}{b} \right)^4 \right]$
sullo spigolo:	$\sigma_{t,max} = 3 \cdot \frac{P}{s^2} \cdot \left[1 - \left(\frac{1,414 \cdot l}{b} \right)^{0,6} \right]$

dove:

- P è il carico agente;
- s è lo spessore della lastra;
- l è il raggio di rigidità relativa della lastra:

$$l = \left(\frac{(E \cdot s)^3}{11,73 \cdot k} \right)^{1/4}$$

con k modulo di reazione del sottofondo ed E modulo elastico del calcestruzzo;

- b è il raggio fittizio dell'impronta di carico,
 - assume valore pari al raggio reale a , se $a \geq 1,724 \cdot s$
 - oppure $b = (1,6 \cdot a^2 + s^2 - 0,675 \cdot s)^{1/2}$, se $a < 1,724 \cdot s$.

Le sollecitazioni massime di trazione dovute alle temperature possono essere calcolate mediante la seguente equazione:

$$\sigma_{t,max} = 0,588 \cdot E \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

dove:

- E è il modulo elastico del calcestruzzo;
- α è il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo ($6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$);
- ΔT è la variazione massima di temperatura.

1.6.3 MATERIALI. I materiali impiegati per le costruzioni stradali devono rispondere a determinati requisiti fissati nel progetto e verificati in fase di accettazione (prima della realizzazione), in fase di controllo (in corso d'opera), in fase di collaudo (al termine dell'opera). Tali requisiti sono composizionali, prestazionali (volumetrici e meccanici) e funzionali, a seconda dei materiali e della loro posizione nella pavimentazione. I limiti di accettazione, la frequenza delle prove e le prescrizioni a essi associate sono contenute nel capitolato tecnico del progetto esecutivo.

1.6.3.1 Terre. I materiali utilizzati per la costruzione del corpo dell'infrastruttura (rilevati e sottofondi) sono terre (materiali naturali sciolti) derivanti da cave di prestito o dalla scomposizione di formazioni naturali di terreni o di rocce lapidee nelle zone in cui il progetto prevede lo sviluppo del solido stradale in trincea. Le prestazioni in opera, ovvero la capacità di sopportare i carichi nel corso della vita utile dell'infrastruttura, sono garantite dalla resistenza a taglio che si genera nell'ammasso terroso per via del mutuo incastro che gli elementi lapidei raggiungono a seguito di opportuna compattazione.

Le terre per costruzioni stradali devono essere selezionate (con prove di laboratorio e/o in sito in fase di accettazione e controllo) in base alle caratteristiche di suscettività all'acqua, capacità di addensamento e resistenza meccanica, oltre che in base alla composizione mineralogica e granulometrica degli elementi che le compongono. A tal fine è possibile far riferimento alla norma UNI 11531.

La conoscenza della composizione mineralogica e della suscettività all'acqua delle terre è di grande importanza in quanto non possono essere utilizzate terre che siano ricche di materiali fini come limi e argille [UNI CEN ISO/TS 17892-12] o sostanze organiche. In tal senso sono inoltre da preferire terre di natura silicea o calcarea (anche se queste ultime, in presenza di acqua, danno vita a reazioni di carbonatazione con conseguenti effetti di disgregazione e successiva cementificazione, non necessariamente nocivi se debitamente considerati), sono invece da evitare materiali friabili. È inoltre necessario che le terre abbiano assortimento granulometrico sufficientemente continuo [UNI CEN ISO/TS 17892-4] in modo da favorire l'ingranamento tra elementi lapidei nel corso della compattazione.

Nel corso della compattazione si assiste infatti al progressivo avvicinamento degli elementi lapidei con conseguente riduzione del volume dei vuoti riempiti d'aria. La compattazione deve avvenire in presenza d'acqua, che ha il ruolo di riduzione temporanea dell'attrito interno tra i grani, tuttavia se l'acqua è eccessiva si ha l'effetto contrario per lo svilupparsi di sovrappressioni dovute all'occupazione di volume da parte della fase liquida, diversamente occupata da quella solida, con conseguente allontanamento dei grani. È quindi necessario determinare il contenuto ottimo d'acqua (a seconda delle terre generalmente compreso tra il 5% ed il 20% in peso) e la corrispondente massima massa volumica (in genere tra 1700 e 2300 kg/m³); a tal fine è correntemente utilizzata la prova *Proctor* [UNI EN 13286-2].

Le caratteristiche meccaniche delle terre possono essere determinate in laboratorio mediante prove empiriche, quali la prova CBR (*California Bearing Ratio*) [UNI EN 13286-47], che mostrano il loro comportamento sotto carico, o attraverso prove maggiormente rappresentative ed efficaci (in cella triassiale e deviatore delle tensioni impulsivo [UNI CEN ISO/TS 17892-8/9]) per la determinazione del modulo resiliente: $M_r = (\sigma_1 - \sigma_r)/\epsilon_r$, dove σ_1 è la tensione deviatorica, σ_r e ϵ_r sono rispettivamente la tensione e la deformazione radiali in condizioni di regime idrostatico.

In fase di costruzione (eventualmente anche in fase di accettazione qualora si realizzino dei campi prova in vera grandezza), oltre alle precedenti prove di laboratorio, vengono effettuate misure di densità in sito con

volumetri [ASTM D1156] e prove di portanza sia in condizioni di carico quasi-statico (prova di carico con piastra [ASTM D1195-D1156]) sia in condizioni dinamiche con deflettometri portatili a massa battente [ASTM E2583].

1.6.3.2 Misti granulari e cementati. Gli strati di fondazione delle pavimentazioni stradali sono realizzati mediante l'impiego di misti granulari, eventualmente associati a misti cementati con funzione di sotto-base. I *misti granulari* sono costituiti da aggregati, solitamente di primo impiego e derivanti da processi di frantumazione e vagliatura, selezionati per granulometria e caratteristiche meccaniche. Le prove che normalmente si utilizzano per la caratterizzazione sia in laboratorio sia in sito sono sostanzialmente le medesime delle terre, cambiano i requisiti prestazionali. I misti granulari sono di norma impiegati come frazione lapidea dei misti cementati.

I *misti cementati* sono una miscela dei predetti materiali lapidei, cemento (in quantità generalmente compresa tra il 2% e 5%) e acqua (in quantità da determinare, ma sostanzialmente simile a quelle delle terre per rilevati). Quest'ultima ha la duplice finalità di favorire la compattazione e garantire la presa e l'indurimento del cemento mediante idratazione, per tale motivo deve essere esente da impurità dannose, oli, acidi, alcali, materia organica, frazioni limo-argillose e qualsiasi altra sostanza nociva.

Il *cemento* è un legante idraulico, cioè un materiale inorganico finemente macinato che, mescolato con acqua, forma una pasta che rapprende e indurisce a seguito di processi e reazioni di idratazione e che, una volta indurita, mantiene la sua resistenza e la sua stabilità anche in acqua. I tipi di cemento generalmente impiegati sono quelli elencati nella norma UNI ENV 197-1: tipo I (portland), tipo II (portland composito), tipo III (d'altoforno), tipo IV (pozzolanico), tipo V (composito).

Le indagini meccaniche di laboratorio su cui sono normalmente basati accettazione e controllo dei misti cementati sono: prove a rottura in configurazione di compressione monoassiale ad espansione laterale libera [UNI EN 13286-41], trazione indiretta [UNI EN 13286-42], modulo di elasticità [UNI EN 13286-43], sia su campioni ricostruiti in laboratorio [UNI EN 13286-50/51/52/53] sia su carote prelevate dal sito.

1.6.3.3 Conglomerati bituminosi. I conglomerati bituminosi, allo stato compattato, presentano una composizione a tre fasi (aggregati, bitume, aria) solo macroscopicamente omogenea e un comportamento reologico notevolmente complesso; essi sono ottenuti dalla miscelazione a caldo (temperature generalmente superiori a 140 °C) di aggregati lapidei e bitume.

Gli aggregati forniscono al conglomerato bituminoso uno scheletro solido che, attraverso l'addensamento e il contatto reciproco, determina lo sviluppo della resistenza al taglio e di una accettabile rigidità anche alle alte temperature di servizio. A tal fine, tanto le loro caratteristiche granulometriche e di forma quanto quelle meccaniche e chimiche rivestono un ruolo particolarmente importante.

Salvo esigenze particolari (per esempio per strati di usura drenante), le varie classi di aggregati disponibili vengono combinate in modo tale da ottenere una distribuzione granulometrica piuttosto vicina a quella di massimo addensamento ($\%p = 100 \cdot (d/D)^{0,45}$, dove $\%p$ è il peso del passante al setaccio con apertura d e D è il diametro massimo dell'aggregato). A tal fine, nei Capitolati Tecnici sono contenuti i fusi granulometrici nei quali la curva granulometrica di progetto, derivante dalla combinazione delle varie classi di aggregato, deve rientrare per soddisfare i requisiti precedenti (Tab. 1.6.4).

Poiché è fondamentale che gli aggregati non si disgreghino sotto l'azione delle sollecitazioni del traffico veicolare, esistono inoltre delle procedure di laboratorio (sia per accettazione sia per controllo) atte a valutare le caratteristiche di resistenza all'abrasione, all'usura e alla frantumazione. La più diffusa tra queste ultime è la prova *Los Angeles* [UNI EN 1097-2], tale prova viene anche effettuata sui materiali lapidei per fondazioni e sottofondi/rilevati. Esistono infine numerose prove per il controllo di altre importanti caratteristiche degli aggregati, quali la massa volumica dei granuli [UNI EN 1097-6], la massa volumica in mucchio [UNI EN 1097-3], la resistenza ai cicli di gelo e disgelo [UNI EN 1367-1], i coefficienti di forma [UNI EN 933-4] e appiattimento [UNI EN 933-3] e il coefficiente di levigabilità accelerata (tipica per aggregati utilizzati in strati di usura) [UNI EN 1097-8].

Il *bitume* è un composto organico eterogeneo, generalmente ottenuto come prodotto di fondo dei processi di distillazione del greggio di petrolio. Il bitume può essere impiegato tal quale oppure modificato con agenti

modificanti, generalmente polimeri termoplastici di tipo plastomerico o elastomerico, utilizzati allo scopo di migliorare le prestazioni del bitume ordinario.

Tab. 1.6.4. Esempi di fusi granulometrici per strati di base, binder, usura e usura drenante.

Serie Crivelli e Setacci UNI		% Passanti			
		Base	Binder	Usura	Usura drenante
Crivello	40	100	—	—	—
Crivello	30	80-100	—	—	—
Crivello	25	70-95	100	—	100
Crivello	15	45-70	65-85	100	80-100
Crivello	10	35-60	55-75	70-90	20-40
Crivello	5	25-50	35-55	40-60	15-25
Setaccio	2	20-35	25-38	25-38	10-20
Setaccio	0,4	6-20	10-20	11-20	8-12
Setaccio	0,18	4-14	5-15	8-15	7-10
Setaccio	0,075	4-8	4-8	6-10	5-7
% di bitume	—	4,0-5,0	4,5-5,5	5,0-6,0	5,0-6,0

Il bitume, grazie alle sue caratteristiche viscoelastiche e alla sua adesione agli aggregati, svolge la funzione di legante, dotando l'ammasso lapideo della necessaria coesione (per usi stradali il contenuto di bitume varia a seconda dello strato in cui è impiegato, come evidenziato nella Tab. 1.6.4). Inoltre, è proprio al bitume che si devono viscoelasticità e termodipendenza del conglomerato bituminoso. La selezione del bitume più idoneo per ogni applicazione deve essere, pertanto, basata sull'analisi delle sue proprietà reologiche più significative mediante prove di laboratorio in fase di accettazione e controllo. A tal fine si può far riferimento al protocollo statunitense SHRP-*Superpave* [SHRP-A-407], che individua nelle prove in regime oscillatorio, nelle prove di creep e nelle prove di trazione diretta quelle maggiormente descrittive del comportamento reologico dei bitumi sia tal quali sia invecchiati a breve [AASHTO T240] e lungo termine [AASHTO PP1]. Sono invece tuttora in uso in Europa altre prove empiriche, che pur non avendo valenza reologica costituiscono un valido riferimento, in virtù della enorme mole di esperienze accumulate con tali prove nel corso degli anni. Anche sulla base di tali prove è definita in ambito europeo una classificazione dei bitumi ordinari e modificati per usi stradali (Tab. 1.6.5 e Tab. 1.6.6).

Tab. 1.6.5. Classificazione bitumi ordinari secondo la Norma UNI EN 12591 (Appendice NA).

	Unità	Metodo di prova	Designazione delle classi			
			35/50	50/70	70/100	160/220
Valore di penetrazione a 25°C	dmm	EN 1426	35-50	50-70	70-100	160-220
Punto di rammollimento	°C	EN 1427	50-58	46-54	43-51	35-43
Punto di rottura Fraass	°C	EN 12593	≤ -5	≤ -8	≤ -10	≤ -15
Punto di infiammabilità	°C	EN 22592	≥ 240	≥ 230	≥ 230	≥ 220
Solubilità	% (m/m)	EN 12607-1	≥ 99	≥ 99	≥ 99	≥ 99
<i>Resistenza all'indurimento</i>						
Variazione della massa	%	EN 12607-1	0,5	0,5	0,8	1
Penetrazione residua dopo indurimento	%	EN 1426	≥ 53	≥ 50	≥ 46	≥ 37
Punto di rammollimento dopo indurimento	°C	EN 1427	≥ 52	≥ 48	≥ 45	≥ 37
Variazione del punto di rammollimento	°C	EN 1427	≤ 11	≤ 11	≤ 11	≤ 12

Tab. 1.6.6. Classificazione bitumi modificati secondo la Norma UNI EN 14023 (Tab. 1 e Tab. 2).

	Unità	Metodo di prova	Designazione delle classi								
			2	3	4	5	6	7	8	9	10
Valore di penetrazione a 25°C	dmm	EN 1426	10-40	25-55	45-80	40-100	65-105	75-130	90-150	120-200	200-300
Punto di rammollimento	°C	EN 1427	≥ 80	≥ 75	≥ 70	≥ 65	≥ 60	≥ 55	≥ 50	≥ 45	≥ 40
Punto di rottura Fraass	°C	EN 12593	≤ -0	≤ -5	≤ -7	≤ -10	≤ -12	≤ -15	≤ -18	≤ -20	≤ -22
Punto di infiammabilità	°C	EN 22592	≥ 250	≥ 235	≥ 220	—	—	—	—	—	—
Resistenza all'indurimento											
Variazione della massa	%	EN 12607-1	≤ 0,3	≤ 0,5	≤ 0,8	≤ 1,0	—	—	—	—	—
Penetrazione residua dopo indurimento	%	EN 1426	≥ 35	≥ 40	≥ 45	≥ 50	≥ 55	≥ 60	—	—	—
Variazione del punto di rammollimento	°C	EN 1427	≤ 8	≤ 10	≤ 12	—	—	—	—	—	—

La fase gassosa del sistema, costituita dai vuoti residui (per conglomerati ordinari compresi tra il 3% ed il 6% in volume), influenza direttamente le proprietà fisiche e meccaniche della miscela.

Il *tenore in vuoti*, e in generale le *caratteristiche volumetriche* del conglomerato bituminoso, costituiscono a questo proposito una caratteristica talmente importante da influenzare in modo diretto e tutt'altro che trascurabile le prestazioni in opera e la vita utile dei conglomerati bituminosi. A tal fine vengono effettuate prove di laboratorio per la determinazione della massima massa volumica teorica (*MMVT*) [UNI EN 12697-5], ovvero la massa volumica del conglomerato bituminoso a vuoti nulli, della massa volumica (*MI*) [UNI EN 12697-6], del contenuto di vuoti (%) [UNI EN 12697-8].

Parimenti importanti nella definizione della fase gassosa del conglomerato bituminoso compattato, sono l'autoaddensamento (C_1) e la lavorabilità (k), ovvero rispettivamente la capacità del materiale di lasciarsi compattare in sito da vibrofinitrice e rulli. Tali caratteristiche variano con la temperatura di lavorazione, dipendono direttamente dalla viscosità del bitume e dall'angolarità degli aggregati. Queste possono essere valutate in laboratorio mediante pressa a taglio giratorio.

Il legame tra massa volumica delle miscele (espressa come percentuale di *MMVT*), autoaddensamento e lavorabilità è espresso dalla seguente equazione:

$$\%MMVT = C_1 + k \log(N_{\text{cicli pressa giratoria}})$$

La modalità di compattazione (carico eccentrico e rotazione del campione durante la compattazione) e un tipico esempio di curva di lavorabilità sono riportati nella Fig. 1.6.2.

Come nel caso dei bitumi, le proprietà reologiche del conglomerato, ovvero le sue caratteristiche meccaniche, possono essere determinate sperimentalmente mediante prove di sollecitazione sinusoidale alternata, creep, rilassamento e fatica; eseguite su campioni confezionati in laboratorio o prelevati in situ (accettazione, controllo e collaudo) in numerose configurazioni di prova, quelle utilizzate maggiormente in Europa sono riportate nella Fig. 1.6.3.

Le *prove a sollecitazione alternata* [UNI EN 12697-26] permettono di determinare il modulo complesso E^* (o G^*) e l'angolo di sfasamento (δ). In condizioni standard di temperatura e frequenza di carico, un conglomerato bituminoso ordinario garantisce un modulo complesso (E^*) generalmente compreso tra 2 GPa e 7 GPa, a sua volta divisibile in una componente elastica (E_e) e una viscosa (E_v):

$$E^* = \sqrt{E_e^2 + E_v^2}$$

Le *prove di creep* (o di compressione ciclica) [UNI EN 12697-25] costituiscono una valida alternativa alle prove a sollecitazione alternata in quanto necessitano di apparecchiature di complessità inferiore e consentono il calcolo delle medesime caratteristiche viscoelastiche.

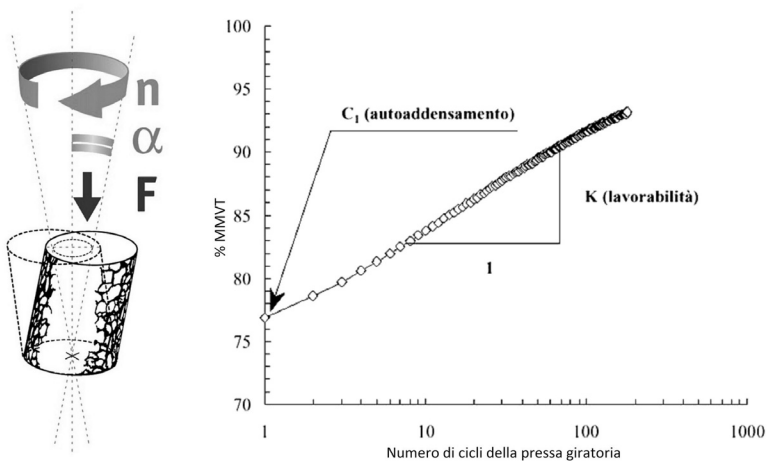


Fig. 1.6.2. Schema di compattazione mediante pressa a taglio giratorio e relativa curva di lavorabilità.

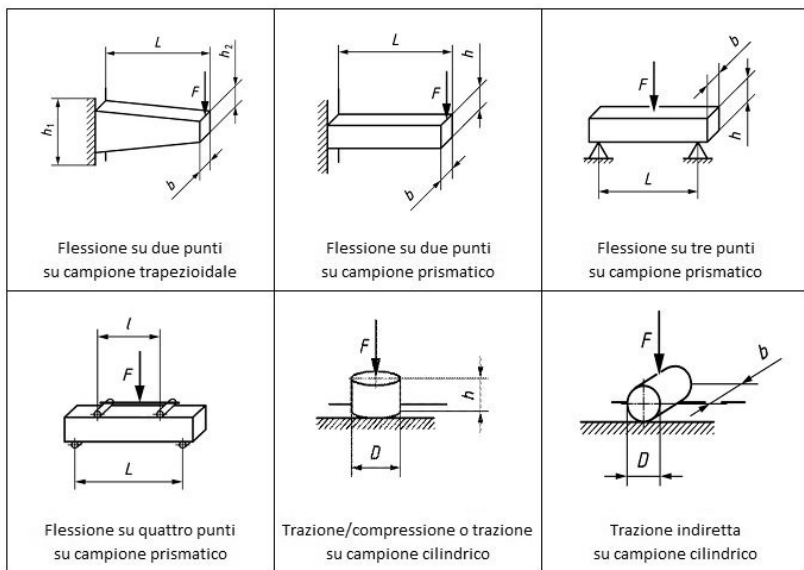


Fig. 1.6.3. Configurazioni di prova per la caratterizzazione meccanica dei conglomerati bituminosi (EN 12697-26).

Lo studio delle caratteristiche di resistenza all'accumulo del danno nel conglomerato bituminoso viene effettuato mediante *prove di fatica*, inducendo sullo stesso uno stato tensionale di trazione (normalmente indiretta) inferiore a quello di rottura che, per ripetute applicazioni, porta ad un danno progressivo fino alla rottura del medesimo (sulla pavimentazione la rottura per fatica si presenta come fessurazione diffusa a ragnatela). Le prove di fatica [UNI EN 12697-24] vengono effettuate in controllo di temperatura e sollecitazione/deformazione in modo da simulare le condizioni di esercizio. Mediante tali prove è possibile determinare, attraverso le formulazioni dovute a Wohler, il numero di cicli necessari alla rottura del materiale in funzione della deformazione di trazione iniziale.

Sono inoltre da considerare le prove per la determinazione della resistenza all'accumulo delle deformazioni permanenti (ormaiamento), dovute alla combinazione tra carichi veicolari e alte temperature di esercizio. Tali determinazioni possono essere effettuate, oltre che con le già richiamate prove di creep, anche attraverso prove ormaiamento, che consistono nella applicazione, su lastre preparate in laboratorio [UNI EN 12697-33] o prelevate in sito, di un carico prede-terminato attraverso il passaggio ripetuto (solitamente 10.000 cicli) di un ruotino di dimensioni e materiali standard [UNI EN 12697-22].

Esistono poi altre procedure sperimentali di laboratorio che portano a rottura il conglomerato bituminoso. Tra queste, le più diffuse sono senz'altro la *prova Marshall* [UNI EN 12697-34] e la *prova di trazione indiretta* [UNI EN 12697-23]. Pur non fornendo proprietà fondamentali del conglomerato bituminoso, tali prove sono indicative della sua resistenza a deformarsi e a rompersi sotto ai carichi di traffico, presentando il vantaggio derivante dalla grande quantità di misure effettuate negli anni.

1.6.3.4 Calcestruzzi. Il *calcestruzzo* è un materiale composito ottenuto dalla miscelazione a temperatura ambiente di aggregati, cemento e acqua.

Gli aggregati (circa il 70% in volume) sono costituiti da elementi lapidei integri o frantumati, naturali o artificiali, aventi forma e dimensioni adeguate. La selezione degli aggregati deve avvenire sia per granulometria, in modo tale che sia prossima alla curva di massimo addensamento ($\%p = 100 \cdot (d/D)^{1/2}$), sia per costituzione mineralogica, ovvero non devono essere presenti sostanze quali cloruri, solfati, silice alcali-reattiva, limi e argille, sostanze organiche, oltre ad essere non gelivi. Le principali prove di laboratorio per accettazione e controllo riguardano il coefficiente di forma [UNI 8520/18], l'assorbimento di umidità [UNI 8520/16], il coefficiente di abrasione Los Angeles [UNI 8520/19].

Il legante idraulico (*cemento*) deve rispondere alle prescrizioni della norma UNI ENV 197-1 (v. **D-1.6.3.2**); l'acqua d'impasto deve rispettare le prescrizioni della norma UNI-EN 1008.

Il calcestruzzo deve essere confezionato con opportuno rapporto acqua cemento (*a/c* normalmente compreso tra 0,2 e 0,5) in modo da garantire adeguata lavorabilità in fase di posa e la resistenza meccanica di progetto.

La lavorabilità degli impasti è valutata attraverso misure di consistenza del calcestruzzo fresco. Per la misura della consistenza possono essere impiegati il metodo dell'abbassamento al cono [UNI 9418] o la prova di spandimento [UNI 8020 – metodo B].

La classe di resistenza del calcestruzzo è definita dalla resistenza caratteristica a compressione misurata su cubi di 150 mm di lato (R_{ck}) o cilindri di diametro 150 mm e altezza 300 mm (f_{ck}). Solitamente si utilizzano calcestruzzi appartenenti alle classi C35/45 ($f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$; $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$), C40/50, C45/55.

1.6.4 COSTRUZIONE. La costruzione di una infrastruttura è l'insieme di tutte le attività che concorrono alla realizzazione della stessa, ivi comprese macchine, mezzi e operatori, organizzate secondo un criterio razionale di successione delle lavorazioni, sulla base delle esigenze progettuali.

L'organizzazione temporale delle operazioni di costruzione di una infrastruttura trova evidenza in sede di progetto esecutivo mediante apposito elaborato progettuale. A tal fine vengono definiti i tempi di ogni lavorazione, le precedenza e quanto necessario per non incorrere in imprevisti, giungendo alla definizione di un cronoprogramma delle attività, ad esempio mediante l'ausilio di tecniche reticolari (Pert).

Sulla base di tale cronoprogramma, in fase di realizzazione dell'opera, si dimensiona il sistema operativo, ovvero l'insieme di risorse (uomini, mezzi e attrezzature) atte all'esecuzione di una specifica lavorazione. Il dimensionamento avviene considerando diverse grandezze, tra queste le principali sono:

- produzione oraria o di ciclo, espressa come rapporto tra il volume di materiale lavorato o prodotto e il tempo necessario a tale operazione ($P.O. = V_{\text{lavorato/prodotto}} / \text{tempo} [m^3/h]$);
- costo di produzione, ovvero il costo per unità di elemento prodotto (C);
- produttività, espressa come l'inverso del costo di produzione ($Pr = 1/C$).

1.6.4.1 Costruzione di rilevati e sottofondi. La costruzione del corpo dell'infrastruttura (rilevato, sottofondo o trincea) è preceduta dalle operazioni di smacchiamento e scotico.

Lo *smacchiamento* (accompagnato dalle demolizioni quando sono presenti manufatti) consiste nella rimozione, con opportune attrezzature e mezzi, degli arbusti vegetali presenti sul tracciato.

Lo *scotico* consiste nella rimozione del terreno vegetale presente in sito per uno spessore variabile fino al raggiungimento del terreno naturale idoneo per usi stradali, secondo quanto definito nel progetto esecutivo sulla base delle indagini geognostiche. È pratica comune utilizzare poi il terreno proveniente dalle operazioni di scotico per il ricoprimento delle scarpate.

La realizzazione del corpo dell'infrastruttura avviene mediante la posa di strati sovrapposti, dello spessore indicativo di 20-40 cm, fino a raggiungere la quota di progetto. Ciò avviene principalmente in rilevato, ma anche in sterro, dove si scava per una profondità superiore a quella necessaria all'inserimento della sovrastruttura (al fine di realizzare uno strato di sottofondo).

La costruzione avviene mediante l'impiego di mezzi per il trasporto e la movimentazione, mezzi per la stesa ed il livellamento, mezzi per la compattazione.

I mezzi adibiti al trasporto del materiale sono gli *autocarri* (o *dumper*). Hanno capacità di carico di circa 10-15 m^3 di materiale sciolto e, in ragione delle peculiarità delle lavorazioni legate alle contingenze proprie del cantiere, devono essere dimensionati in numero, in modo da garantire l'arrivo in cantiere del materiale necessario per le successive operazioni di stesa e livellamento senza interruzioni.

La produzione oraria di tali mezzi è definita anche in ragione delle distanze percorse, definendo i tempi di carico, trasporto, scarico e ritorno. Per la fase di carico è normalmente impiegata una pala caricatrice, dal cui tempo di ciclo dipende il tempo di carico (ciclo base tra 25 s e 30 s, da moltiplicare per il numero di cicli necessari a riempire il cassone del camion).

“Dozer” e “Grader” sono le macchine correntemente utilizzate per le operazioni di spostamento, stesa e livellamento delle terre. Entrambi sono dotati di lama, regolabile in altezza ed eventualmente orientabile, in grado di spostare e livellare il terreno. Il *dozer* è normalmente cingolato e ha la lama posta sulla parte frontale del trattore; il *grader* è su gomme e ha la lama nel centro del trattore.

La produzione oraria di tali mezzi, quando utilizzati per stesa e livellamento in condizioni standard, può essere espressa dall'equazione:

$$P.O. = \eta \cdot v \cdot L \cdot s / n$$

dove:

- η è l'efficienza (0,80-0,85);
- v è la velocità di stesa (30 m/min considerando anche i tempi di riposizionamento);
- L è la larghezza dell'area lavorata (circa il doppio della larghezza della lama);
- s è lo spessore di terra lavorato;
- n è il numero di cicli in un'ora (10-20).

I mezzi per la compattazione sono i *rulli*. Questi, nel caso delle terre, possono essere del tipo gomma/gomma o ferro/gomma. Hanno profondità di compattazione dipendente dal peso del rullo (normalmente tra 15 e 30 tonnellate) e dalla pressione specifica (espressa in daN/cm^2 per i rulli gommati e in daN/cm per i tamburi in ferro), comunque mai superiore a 50 cm. I rulli ferro/gomma permettono anche di compiere un'azione di vibrazione sul terreno, grazie alla presenza al loro interno di masse eccentriche.

La produzione oraria dei rulli è calcolata con l'equazione definita per le operazioni di stesa e livellamento, nella quale v è compresa tra 50 e 100 m/min, L è circa i 4/5 della larghezza del tamburo del rullo.

1.6.4.2 Costruzione delle fondazioni. Le fondazioni sono generalmente in misto granulare e realizzate con

spessori di solito compresi tra 20 e 50 cm, posate in uno o più strati. Strade sottoposte ad elevate sollecitazioni possono prevedere una fondazione in misto granulare ed una sotto-base in misto cementato. Le operazioni di posa del misto granulare e del misto cementato sono le medesime delle terre.

In molti casi, la posa del misto cementato è effettuata mediante l'impiego di *vibrofinitrice*, di norma cingolata, in alternativa al grader per le operazioni di stesa e livellamento e di rulli gomma/gomma o ferro/ferro per la compattazione. Generalmente si realizzano strati (eventualmente sovrapposti) dello spessore di 10-20 cm dopo compattazione.

La produzione oraria della vibrofinitrice è valutabile come rapporto tra il volume ($V = L \cdot s \cdot l$) di materiale posato in un ciclo e il tempo ($t = t_{stesa} + t_{riposizionamento}$) necessario per completare tale ciclo. Con il seguente significato dei simboli:

- L è la larghezza di stesa (generalmente tra 2,5 m e 4 m);
- s è lo spessore dello strato non compattato (circa il $20 \div 30\%$ in più rispetto allo strato finito);
- l è la lunghezza di stesa (dipendente dall'organizzazione di cantiere);
- $t_{stesa} = t_{posa} + t_{posizionamento\ camion} \approx 2 \cdot t_{posa}$ (dato dal rapporto tra l e la velocità di posa, valutabile in 5 m/min).

1.6.4.3 Costruzione delle sovrastrutture in conglomerato bituminoso. Il pacchetto degli strati legati a bitume delle pavimentazioni flessibili (o semirigide) è, nell'accezione più generale, costituito da tre strati sovrapposti che, dal basso verso la superficie di rotolamento, prendono il nome di *strato di base* (generalmente con spessore compreso tra 8 cm e 20 cm), *strato di binder* o di collegamento (spessore tra 6 cm e 10 cm) e *strato o tappeto di usura* (spessore tra 3 cm e 6 cm).

La mano di ancoraggio e le mani di attacco in emulsione bituminosa (dispersione di bitume in acqua) vanno applicate con metodi a spruzzo, con quantitativi dell'ordine di $0,5 \div 2,0 \text{ kg/m}^2$; in presenza dell'aggregato si ha la rottura dei deboli legami chimici tra questi elementi e la formazione di nuovi legami forti tra bitume e aggregati con evaporazione dell'acqua.

Le operazioni di posa, le macchine, le tecniche e le produzioni orarie per la realizzazione di strati in conglomerato bituminoso sono quelle definite per la realizzazione di misti cementati mediante vibrofinitrici (velocità di posa compresa tra 2 e 5 m/min).

1.6.4.4 Costruzione delle sovrastrutture in calcestruzzo. La sovrastruttura delle pavimentazioni rigide è costituita da lastre in calcestruzzo aventi spessori generalmente compresi tra 20 cm e 40 cm. Dimensioni in pianta, presenza di armatura metallica e di giunti dipendono dalla soluzione progettuale adottata.

Le lastre, sempre giuntate, possono essere non armate, costituite da un insieme di lastre, prive di armatura strutturale, tra cui la compartecipazione è realizzata attraverso un sistema di giunti longitudinali e trasversali, con lo scopo di controllare le deformazioni del calcestruzzo limitando le sollecitazioni di origine meccanica, termica ed igrometrica, oppure armate, l'inserimento dell'armatura consente una piccola riduzione dello spessore e l'aumento della spaziatura dei giunti, compito dell'armatura è anche quello di contenere l'apertura delle fessure da ritiro.

È anche possibile realizzare pavimentazioni rigide senza giunti ad armatura continua, costituite da una lastra continua di calcestruzzo, provvista di armatura continua, cui è affidato il compito di guidare la formazione di un sistema di fessure uniformemente distribuite, ravvicinate e di piccola ampiezza.

La costruzione avviene mediante le operazioni di posa dell'armatura metallica di ripartizione ove prevista (generalmente una rete elettrosaldata a maglia quadrata 10×10 cm con tondini ad aderenza migliorata FeB44k e diametro $\varnothing 4-10$ mm, posta a metà dello spessore della lastra), di casserratura (fissa o mobile), di posa delle barre di collaborazione (o trasferimento degli sforzi, di solito in acciaio FeB22k) tra i giunti longitudinali e trasversali di lastre adiacenti, di posa e vibrazione del calcestruzzo con apposite macchine e attrezzature. A tal fine sono di corrente utilizzo due diverse metodologie: una di tipo manuale, mediante l'impiego di autobetoniere e vibratori ad ago o montati sui casseri, l'altra di tipo meccanizzato che prevede l'impiego di *slipform*.

La produzione oraria dipende dall'organizzazione del cantiere, dalle soluzioni costruttive adottate e dalla

disponibilità di maestranze e mezzi, pertanto non è possibile individuare un metodo di calcolo, seppur di massima.

1.6.5 GESTIONE DEL PATRIMONIO STRADALE. Il DM 3484 del 1 giugno 2001 e successive modificazioni, di attuazione del D.Lgs. 30 aprile 1992, n. 285 “Nuovo Codice della Strada” e successive modificazioni, prevede la realizzazione di un catasto stradale da parte degli enti proprietari delle strade, nel quale siano contenute tutte le informazioni relative all’organizzazione della rete. Ciò al fine di redigere i necessari programmi di:

- *sorveglianza*: attività ordinarie, periodiche e programmate svolte dal proprietario o dal gestore con l’obiettivo di verificare le condizioni di regolare esercizio della strada con ispezione visiva;
- *monitoraggio*: attività straordinarie, periodiche e programmate necessarie a verificare le condizioni della strada mediante indagini approfondite, normalmente con attrezzature ad alto rendimento;
- *manutenzione*: attività di tipo ordinario o straordinario poste in essere con l’obiettivo di ripristinare le condizioni di regolare esercizio della strada per un tempo variabile a seconda della tipologia di intervento.

Tale catasto deve riguardare sia le strade esistenti sia quelle di nuova realizzazione. Per queste ultime, il progetto, nella sua fase esecutiva, deve prevedere un dettagliato programma pluriennale di gestione, monitoraggio e manutenzione. Tale programma deve riguardare tutti gli elementi che compongono la strada (es. pavimentazione, segnaletica, opere di protezione, contenimento e difesa), ciò al fine di fornire al proprietario o al gestore dell’opera le informazioni necessarie per supportarlo nel processo decisionale di allocazione delle risorse economiche, mediante un sistema di ottimizzazione degli interventi, nel rispetto di vincoli prestazionali e sulla base di una visione strategica generale a livello di rete.

Con stretto riferimento alla pavimentazione stradale, questa, come e più di tutti gli altri elementi che compongono la strada, è soggetta a decadimento strutturale e funzionale nel corso della propria vita utile. È pertanto necessaria una gestione programmata della manutenzione per garantire condizioni minime di comfort e sicurezza di guida; a tale scopo si fa ricorso al *Pavement Management System* (PMS).

Il PMS è un’insieme di procedure che analizza strategie alternative di intervento nel rispetto di vincoli di budget, temporali e prestazionali; è composto dalle seguenti parti:

1. definizione dei dati di archivio;
2. scelta degli indici di stato necessari alla valutazione delle prestazioni funzionali e strutturali dell’opera;
3. analisi del degrado mediante la definizione di specifiche curve di decadimento;
4. definizione delle tecniche di intervento e individuazione dei livelli di soglia necessari alla scelta ed alla programmazione degli interventi.

Nella *definizione dei dati di archivio* vengono scelti i criteri per identificare in modo univoco le superfici di pavimentazione da gestire, costituendo un archivio contenente le informazioni geometriche e di traffico della strada, indispensabili per organizzare i dati con appropriate soluzioni informatiche e procedere ad una corretta gestione del bene.

Per la *scelta degli indici di stato* è necessario conoscere lo stato di degrado del bene mediante l’individuazione di indicatori di stato strutturali e funzionali, basati su parametri fisici misurabili, relativi a caratteristiche intrinseche della strada. A tal fine sono generalmente utilizzate tecniche ad alto rendimento (tali tecniche sono anche impiegate in fase di collaudo per strade di nuova realizzazione) atte a definire le grandezze di seguito illustrate:

- *Spessori*. Rilevati mediante indagini non invasive ed in continuo con l’impiego del *Ground Penetrating Radar* (GPR). Tale attrezzatura è costituita da un sistema emettitore/ricevitore di onde elettromagnetiche che, basandosi sulla costante dielettrica dei materiali e sulla velocità dell’onda di ritorno, individua gli interstrati delle pavimentazioni oltre che la presenza di sottoservizi o eventuali cavità. In alternativa, e spesso anche per taratura dei rilievi GPR, possono essere effettuati carotaggi.
- *Portanza*. Rilevata mediante deflettometri, quali:
 - *Falling Weight Deflectometer*: permette una misura puntuale basata sull’applicazione di un carico impulsivo e sulla lettura, mediante geofoni, del bacino di deflessione da essa provocato; successi-

vamente, attraverso appositi programmi di calcolo di *back analysis*, i dati raccolti vengono analizzati al fine di ottenere la rigidità dei singoli strati;

- *Deflettometro Lacroix*: attraverso un sistema di misura mobile montato sulla parte inferiore del pianale di un autocarro, permette una misura in continuo, alla velocità di circa 3-4 km/h, della deflessione sotto l'asse posteriore del mezzo;
- *Trave Benkelmann*: prova di tipo puntuale basata sull'applicazione di un carico standard sulla pavimentazione; a tal fine si impiega un camion a ruote gemellate e asse singolo, e, attraverso un sistema a leva, viene misurata la deflessione superficiale.
- *Regolarità*. Il rilievo della regolarità è correntemente effettuato mediante l'*Automatic Road Analyzer* (ARAN); questo è un laboratorio mobile che, in continuo, esegue la raccolta simultanea dei dati geometrici della strada (andamento planimetrico e altimetrico, sezioni, pendenze), della regolarità superficiale e degli ammaloramenti (buche, fessure, ecc.) e provvede alla video ripresa ed alla schedatura delle immagini relative agli elementi accessori (segnaletica, pubblicità, passi carrabili, ecc.). Il parametro indicatore della regolarità è l'*International Roughness Index* (IRI).
- *Aderenza*. Il rilievo è finalizzato a misurare la tessitura superficiale della strada; di norma viene impiegato il *Sideway force Coefficient Routine Investigation Machine* (SCRIM) che, attraverso un sistema di ruota frenata in posizione trasversale rispetto alla direzione del moto, sotto l'effetto di un carico noto ed in condizioni di strada bagnata, misura in continuo (velocità di circa 60 km/h) il *Coefficiente di Aderenza Trasversale* (CAT). In alternativa sono ancora utilizzate attrezzature per la misura puntuale della microtessitura (*British Pendulum Test*) e della macrotessitura (*Altezza in Sabbia*).

L'*analisi del degrado* viene effettuata mediante il ricorso a curve di decadimento specifiche per ognuno degli indici di stato scelti, oppure attraverso la definizione di un'unica curva di degrado che tenga conto dei diversi indici di stato. Tali curve vengono costruite ed aggiornate nel tempo sulla base dei monitoraggi periodici.

Un esempio di curva di degrado storicamente accettata è il *Present Serviceability Index* (PSI), che assume le seguenti formulazioni per pavimentazioni in conglomerato bituminoso o in calcestruzzo:

$$PSI = 5,03 - 1,91 \log(1 + SV) - 1,38 \cdot RD^2 - 0,01 \cdot \sqrt{C+P}$$

$$PSI = 5,41 - 1,80 \log(1 + SV) - 0,09 \cdot \sqrt{C+P}$$

dove:

- *SV* è la varianza dei valori di pendenza del profilo longitudinale misurata in corrispondenza delle direttrici di impronta degli pneumatici, espressa in rad²;
- *C+P* è la somma delle superfici, espressa in termini relativi rispetto al totale, con fessure e riparazioni lungo le direttrici di impronta, misurata in ft/1000 ft²;
- *RD*, solo per pavimentazioni in conglomerato bituminoso, è il valore medio della profondità dell'ormai, anche in questo caso valutato lungo le direttrici, ed espressa in inch).

Da quanto esposto deriva che il PSI, sviluppato negli USA, è basato solo sull'osservazione diretta dello stato della pavimentazione.

Infine, è da effettuarsi la *definizione dei livelli di soglia e delle tecniche di intervento*. La scelta delle tecniche di intervento e soprattutto dei livelli di soglia (*triggers*, soglie nelle curve di decadimento a cui sono associati determinati interventi) rappresentano un aspetto di estrema importanza ai fini della strutturazione di un sistema di gestione della manutenzione delle pavimentazioni. In questa fase, oltre a strutturare un catalogo degli interventi, ovvero l'insieme di tutte le operazioni che possono essere poste in atto al fine di riportare gli indici di stato al di sopra di una determinata soglia, vengono definiti: costo dei singoli interventi, vincoli temporali relativi alla loro esecuzione, variazioni degli indici funzionali e strutturali prodotte dall'esecuzione dell'intervento (*reset* degli indici di stato), intervallo dei valori degli indici funzionali o strutturali all'interno dei quali gli interventi dovrebbero trovare applicazione (*triggers*).

1.7 SEGNALETICA STRADALE

La segnaletica stradale è disciplinata dal Nuovo Codice della Strada (D.Lgs. n. 285/92 e successive modificazioni), essa comprende:

- segnali verticali;
- segnali orizzontali;
- segnali luminosi;
- segnali e attrezzature complementari.

Il progetto della segnaletica è un elaborato del progetto esecutivo.

1.7.1 SEGNALETICA VERTICALE. In questo gruppo rientrano i segnali di pericolo, prescrizione e indicazione. I *segnali di pericolo* preavvisano l'esistenza di pericoli, ne indicano la natura e impongono ai conducenti di tenere un comportamento prudente.

I *segnali di prescrizione* rendono noti obblighi, divieti e limitazioni cui gli utenti della strada devono uniformarsi; si suddividono in:

- segnali di precedenza;
- segnali di divieto;
- segnali di obbligo.

I *segnali di indicazione* forniscono agli utenti informazioni utili per la guida e per l'individuazione di località, itinerari, servizi e impianti; si suddividono in:

- segnali di preavviso;
- segnali di direzione;
- segnali di conferma;
- segnali di identificazione stradale;
- segnali di itinerario;
- segnali di località e centro abitato;
- segnali di nome strada;
- segnali turistici e di territorio;
- altri segnali che danno informazioni necessarie per la guida dei veicoli o che indicano installazioni e servizi.

Le dimensioni dei cartelli di segnaletica stradale sono disciplinate dal citato D.Lgs. n. 285/92 e successive modificazioni, esse possono variare in funzione della velocità predominante e dell'ampiezza della strada. In base alla loro dimensione si possono distinguere cartelli *piccoli, grandi e normali*; considerando questi ultimi, la dimensione massima può variare tra 60 cm (per cartelli di divieto e di obbligo) e 90 cm (per cartelli triangolari ed ottagonali). I colori utilizzati per i segnali di pericolo e prescrizione sono: bianco, blu, rosso e nero; nel caso dei segnali di indicazione, oltre ad utilizzare i precedenti colori, si ricorre al giallo, marrone e, raramente, ad arancio e grigio.

Tutti i segnali devono essere percepibili e leggibili sia di notte sia di giorno. Per tale motivo è necessario che detti segnali, in accordo con il DM LLPP 31 marzo 1995 e con specifico riferimento a pericolo e prescrizione, possano essere visti dal guidatore da una distanza libera da ostacoli, definita in funzione del tipo di strada (Tab. 1.7.1).

**Tab. 1.7.1. Distanze di avvistamento per i segnali di pericolo e prescrizione
(DM LLPP 31 marzo 1995).**

Tipo di strada	Segnale di pericolo	Segnale di prescrizione
Autostrade e strade extraurbane principali	150 m	250 m
Strade extraurbane secondarie e urbane di scorrimento ($V > 50 \text{ km/h}$)	100 m	150 m
Altre strade	50 m	80 m

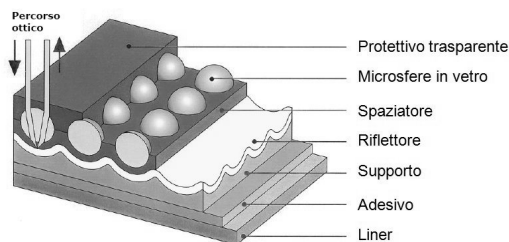


Fig. 1.7.1. Struttura di una pellicola a microsfere di Classe 1

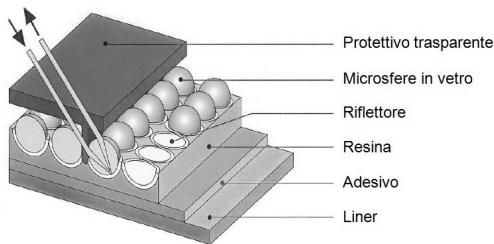


Fig. 1.7.2. Struttura di una pellicola a microsfere di Classe 2

Inoltre, sempre con riferimento al medesimo DM, la visibilità notturna viene incrementata grazie all'utilizzo di pellicole rifrangenti aventi opportune caratteristiche fotometriche.

I sostegni dei segnali stradali sono generalmente in metallo con caratteristiche stabilite da apposito disciplinare tecnico (DM LLPP 31 marzo 1995). I segnali verticali disposti al di sopra della carreggiata devono avere un'altezza minima di 5,10 m, mentre quelli laterali devono avere altezza compresa tra 0,60 m e 2,20 m. Questi ultimi sono generalmente posti sul lato destro eventualmente ripetuti sul lato sinistro, ovvero installati su isole spartitraffico o al di sopra della carreggiata.

Dal punto di vista dei materiali e con specifico riferimento al citato DM LLPP 31 marzo 1995, i segnali verticali possono essere divisi, in ragione delle pellicole utilizzate, in:

- *Pellicole a microsfere di Classe 1.* La pellicola (Fig. 1.7.1) è costituita da differenti strati, ognuno con specifica funzione: il protettivo trasparente superiore consente di incassare le microsfere e di bloccarle, inoltre permette di trattare le pellicole con inchiostri di vari colori; le microsfere, incorporate tra protettivo trasparente e resina spaziatrice, svolgono la funzione di piccole lenti convergenti; lo strato di resina spaziatrice dà la possibilità di posizionare il fuoco delle microsfere sul sottostante riflettore; il riflettore, costituito da uno strato sottile e continuo di alluminio, rinvia la luce incidente attraverso le microsfere; l'adesivo permette l'applicazione della pellicola su un supporto metallico; il protettivo (o liner) consente la manipolazione della pellicola in fase di preparazione del segnale e la protegge dall'umidità ambientale.
- *Pellicole a microsfere di Classe 2.* Sono pellicole ad alta risposta luminosa con durata minima pari a 10 anni (Fig. 1.7.2). La maggior parte degli strati costituenti sono diversi rispetto alla pellicola di Classe 1, in particolare: il protettivo trasparente superiore non incassa le microsfere ma è saldato al supporto sottostante secondo disegni geometrici diversi da fabbricante (rete alveolare); la parte emisferica delle perline è a contatto con uno strato di aria che le separa dallo strato superiore di resina

trasparente, l'assenza della resina sulla parte superiore delle perline consente a una maggiore quantità di luce di colpirle direttamente; le microsfere di vetro hanno un indice di rifrazione più elevato che permette la riduzione della distanza delle sfere con il riflettore; il fuoco coincide con l'interfaccia sfera-riflettore, quest'ultimo è posizionato sulla superficie emisferica inferiore del dispositivo catadiottrico; l'adesivo e il protettivo (*liner*) completano il sistema.

- *Pellicole microprismatiche*. Questa tecnologia presenta una risposta luminosa e una durata nettamente superiore rispetto alle pellicole di Classe 2. Il sistema è costituito (Fig. 1.7.3) da una pellicola trasparente superiore che svolge il doppio ruolo di protettivo e di sistema portante del dispositivo ottico, il quale è costituito da una resina trasparente incisa con appositi stampi a forma di triedri o triedri tronchi. Lo strato attivo è quindi saldato su un supporto, il quale, nella parte posteriore, è rivestito con uno strato adesivo protetto dal *liner*.

1.7.2 SEGNALETICA ORIZZONTALE. La segnaletica orizzontale, secondo il D.Lgs. n. 285/92 e successive modificazioni, ha lo scopo di:

- delimitare la carreggiata stradale, le corsie di marcia specializzate e non, le corsie di manovra e gli spazi di sosta;
- delimitare i passaggi e gli attraversamenti pedonali;
- individuare le soglie (linee di arresto) dei rami di accesso alle aree di intersezione;
- segnalare simboli e scritte (queste ultime limitate, in genere, ai nomi di località);
- delimitare le parti della superficie stradale vietate alla circolazione (zebrature);
- delimitare gli stalli di parcheggio nelle aree di sosta;
- delimitare le fermate degli autobus.

Tale segnaletica si divide in:

- strisce longitudinali;
- strisce trasversali;
- attraversamenti pedonali o ciclabili;
- frecce direzionali;
- iscrizioni e simboli;
- strisce di delimitazione degli stalli di sosta o per la sosta riservata, isole di traffico o di presegnalamento di ostacoli entro la carreggiata;
- strisce di delimitazione della fermata dei veicoli in servizio di trasporto pubblico di linea.

La larghezza delle strisce può variare da 12 cm a 50 cm in funzione della categoria di strada e della distanza di visibilità auspicabile, sia in condizioni notturne sia di pioggia. I segnali orizzontali devono essere realizzati con materiali antisdrucchiolo e non devono sporgere più di 3 mm dal piano della pavimentazione.

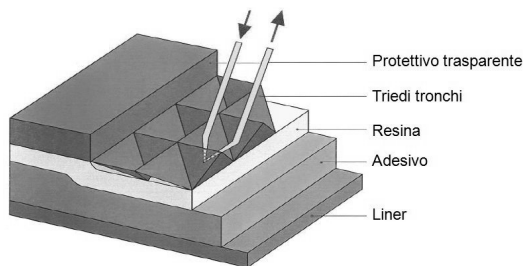


Fig. 1.7.3. Struttura di una pellicola a microprismi

Per quanto riguarda le modalità di realizzazione e posa della segnaletica orizzontale si deve fare riferimento al Regolamento di Esecuzione ed Attuazione, ovvero il DPR n. 495 del 16 dicembre 1992, modificato ed integrato dal DPR n. 610 del 16 settembre 1996, di attuazione del D.Lgs. n. 285/92 e successive modificazioni.

In tale corpo normativo, per quanto concerne le caratteristiche fotometriche, colorimetriche e di durata, nonché i metodi di misura si rimanda ad un apposito Disciplinare Tecnico da approvare da parte del Ministero competente. A tutt'oggi tale documento non è emanato, è quindi possibile riferirsi, senza però alcun carattere di cogenza, alla normativa tecnica europea [UNI EN 1436, 1824, 1871, 1423, 1424, 1463, 12802, 13197, 13212, 13459-2/3] contenente i requisiti tecnici qualitativi e quantitativi richiesti ai materiali utilizzati per la segnaletica orizzontale.

I requisiti prestazionali della segnaletica orizzontale vengono determinati in funzione di grandezze fisiche come:

- coefficiente di luminanza in condizioni di illuminazione diffusa (Q_d [mcd/lx m²]);
- coefficiente di luminanza retroriflessa (R_L [mcd/lx m²]);
- intensità luminosa (fattore di luminanza β);
- colore e resistenza al derapaggio (SRT);
- rapporto di contrasto (C_β).

1.7.2.1 Materiali. La segnaletica orizzontale può essere realizzata utilizzando i seguenti prodotti:

- *Prodotti applicabili a freddo.*
 - *Monocomponente* (pitture). Le pitture sono i materiali maggiormente impiegati sia per la facilità di posa in opera che per il basso costo. Esse risultano costituite da una parte organica costituita dalle resine (leganti), necessarie a creare il film e l'adesione al supporto, e solventi, che permettono di distribuire oltre le resine anche la parte inorganica costituita dai pigmenti (necessari per conferire il colore alla pittura) e dalle cariche (per permettere maggiore opacità, migliore aderenza e resistenza al calore). La funzione di solvente può essere assolta anche dall'acqua (idropitture), migliorando la compatibilità ambientale delle pitture, occorre però prestare maggiore attenzione alle condizioni di applicazione, in quanto il tempo di evaporazione dell'acqua è maggiore di quello dei solventi tradizionali. Lo spessore finale a secco delle pitture è circa pari a 400 micron (circa metà del film bagnato inizialmente steso).
 - *Bicomponente*. In questo caso la pellicola si forma a seguito di un processo di reticolazione tra due componenti (la resina e il catalizzatore avente funzione di indurente) che pertanto devono essere mantenuti separati fino al momento dell'applicazione. L'indurimento, che avviene senza la presenza di solventi e che pertanto ne permette l'impiego anche in situazioni difficoltose (traffico elevato o condizioni meteorologiche avverse), lascia uno spessore del materiale finito tra 1 e 3 mm.
- *Prodotti applicabili a caldo* (termoplastici). I prodotti applicabili a caldo sono polimeri organici sintetici che rammoliscono quando vengono riscaldati ad alte temperature, comprese tra 150 °C e 200 °C, sono costituiti dai leganti, dai pigmenti, dai riempitivi e dalle cariche silicee. Si differenziano in base al metodo applicativo in:
 - *Termospruzzati*. Il termoplastico viene applicato con l'ausilio di apposite pistole ad aria compressa, indurendo rapidamente.
 - *Termocolati*. L'applicazione avviene in questo caso per estrusione del prodotto fuso attraverso uno stampo.
- *Prodotti preformati*. I prodotti preformati sono analoghi ai termoplastici, ma commercializzati in elementi finiti, per esempio laminati, pronti per essere posati in opera rapidamente e facilmente.

Indipendentemente dal tipo di materiale utilizzato, al fine di garantire la visibilità notturna del segnale, ossia di dotare lo stesso di adeguate caratteristiche di retroriflessione, si utilizzano le microsfere in vetro (Fig. 1.7.4), le quali possono essere premiscelate all'atto della produzione, oppure postspruzzate all'atto dell'applicazione, quando la pellicola non ha ancora fatto presa. Le microsfere di vetro consentono un buon risultato in termini di retroriflessione se esse affondano nel supporto per circa 2/3 del loro diametro.

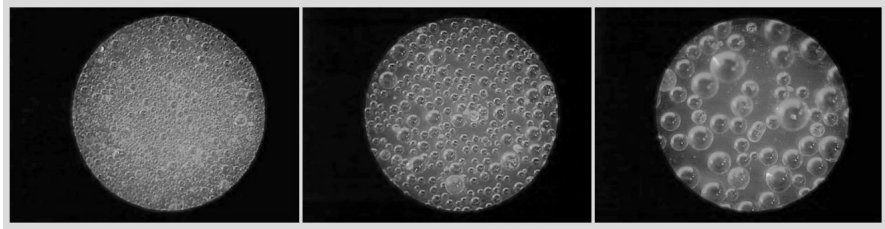


Fig. 1.7.4. Esempi di microsfele in vetro



Fig. 1.7.5. Esempi di traccialinee

1.7.2.2 Tecniche applicative. Le *traccialinee* (Fig. 1.7.5) sono attrezzature adatte per le pitture, per i prodotti bicomponente, per i termospruzzati e i termocolati. Generalmente si distinguono in macchinari piccoli, motorizzati e controllati manualmente che vengono impiegati per lavori di modeste dimensioni, tipicamente in ambito urbano, e traccialinee autocarrate per servizio pesante e multicorsia. Il principio di funzionamento è il medesimo per entrambe le tipologie, cambia solo il fattore di scala.

Per le pitture a solvente, le traccialinee si dividono in due tipologie a seconda se il serbatoio contenente la pittura sia in pressione o meno. In questo ultimo caso si parla di tecnologia *airless*.

L'applicazione dei preformati può essere effettuata mediante incollaggio, poiché la parte inferiore dei laminati è ricoperta da uno strato adesivo, oppure in caso di nuova pavimentazione è possibile l'applicazione ad incasso nel tappeto di usura, mediante rullatura sullo strato ancora caldo.

1.7.3 SEGNALI LUMINOSI. I segnali luminosi si dividono nelle seguenti categorie:

- segnali luminosi di pericolo;
- segnali luminosi di identificazione;

- lanterne semaforiche veicolari normali;
- lanterne semaforiche veicolari di corsia;
- lanterne semaforiche per veicoli di trasporto pubblico;
- lanterne semaforiche pedonali;
- lanterne semaforiche per velocipedi;
- lanterne semaforiche per corsie reversibili;
- lanterne semaforiche gialle lampeggianti;
- lanterne semaforiche speciali;
- segnali luminosi particolari.

I segnali verticali di pericolo, di prescrizione e di indicazione possono essere illuminati per trasparenza purché colori, dimensioni e forme siano quelli prescritti per i normali segnali verticali. Le lanterne semaforiche, ad eccezione di quelle gialle lampeggianti, sono utilizzate per regolare i flussi di traffico; le luci di tali lanterne sono di colore verde, giallo e rosso, hanno generalmente diametro pari a 200 mm (raramente 300 mm), devono essere munite di opportuna ed efficace visiera e sono generalmente disposte verticalmente. Le lanterne semaforiche veicolari sono installate su appositi pali al margine destro della carreggiata, sul marciapiede ovvero su apposite isole di canalizzazione o spartitraffico; in ogni caso, oltre la linea di arresto nel senso di marcia, per consentirne la visibilità al primo conducente fermo in corrispondenza di tale linea.

1.7.4 SEGNALI E ATTREZZATURE COMPLEMENTARI. I segnali complementari sono destinati ad evidenziare, o rendere noto, il tracciato stradale, particolari curve e punti critici, ostacoli posti sulla carreggiata o ad essa adiacenti.

I segnali complementari si suddividono in: delineatori normali di margine, delineatori speciali, mezzi e dispositivi per segnalare ostacoli, isole di traffico, limitatori di velocità, dissuasori di sosta.

I *delineatori normali di margine* devono essere installati lungo quei tratti di strada, fuori dai centri abitati, nei quali particolari condizioni planaltimetriche ed ambientali rendano necessario visualizzare con un certo anticipo l'andamento dell'asse stradale. Essi devono essere opportunamente distanziati (fino ad un massimo di 50 m) e devono avere altezza fuori terra compresa tra 70 cm e 110 cm; la loro forma, preferibilmente trapezoidale con spigoli arrotondati, deve potersi iscrivere in un rettangolo di 10x12 cm. I delineatori di margine devono essere bianchi con fascia nera alta 25 cm posta nella parte superiore, nella quale devono essere inseriti elementi rifrangenti volti verso le correnti di traffico interessate.

I *delineatori speciali* sono atti a segnalare condizioni particolari della strada, come gallerie, strade di montagna, curve di piccolo raggio o tornanti, intersezioni a *T*. Inoltre vi sono delineatori modulari per curva, di accesso, di delineazione. Le caratteristiche di ciascuno di essi sono contenute nel D.Lgs. n. 285/92 e s.m.i.

I *mezzi e dispositivi per segnalare gli ostacoli* vengono installati in corrispondenza di punti critici stradali, per i quali sia necessario incrementarne la visibilità. Nel caso di ostacoli entro o vicino la carreggiata, questi devono essere segnalati mediante strisce bianche rifrangenti e nere inclinate a 45°; se l'ostacolo è interno alla carreggiata, devono essere posti i prescritti segnali di passaggio obbligato.

Le *isole di traffico* possono essere realizzate a raso, mediante strisce colorate bianche, soprattutto se temporanee, oppure possono essere delimitate da paletti, paline o coni; le isole permanenti sono generalmente in calcestruzzo oppure con cordonatura in calcestruzzo o pietrame e sistemazione interna a prato.

I *limitatori di velocità* vengono posti su tutta la larghezza della carreggiata, ovvero per una o più corsie nel senso di marcia interessato. Questi possono essere di vario tipo: bande trasversali a effetto ottico, acustico o vibratorio, ottenuti con opportuni mezzi di segnalamento orizzontale o trattamento della superficie della pavimentazione. I sistemi di rallentamento a effetto ottico sono realizzati mediante applicazione di almeno 4 strisce bianche rifrangenti con larghezza crescente nel senso di marcia (la prima striscia deve avere larghezza di 20 cm, la quarta di 50 cm). I sistemi di rallentamento ad effetto acustico, sono realizzati mediante irruvidimento della pavimentazione stradale. Su strade in cui vige il limite di velocità di 50 km/h si possono adottare dossi artificiali evidenziati mediante zebraure gialle e nere parallele alla direzione di marcia (per 40 < $V \leq 50$ km/h, la larghezza del dosso deve essere almeno pari a 60 cm e l'altezza massima pari a 3 cm; per 30

$< V \leq 40$ km/h, la larghezza del dosso deve essere almeno pari a 90 cm e l'altezza massima pari a 5 cm; per $V \leq 30$ km/h, la larghezza del dosso deve essere almeno pari a 120 cm e l'altezza massima pari a 7 cm).

I *dissuasori di sosta* impediscono la sosta in determinate zone. Possono essere costituiti da paletti, colonne a blocchi, cordonature e anche fioriere; possono essere realizzati con diverse forme e materiali, purché siano tali da non creare pericolo all'utenza debole.

1.7.5 IL PIANO DI SEGNALAMENTO. Al fine di utilizzare correttamente i segnali stradali, e quindi implementare un sistema armonico, integrato ed efficace della segnaletica, è indispensabile redigere un progetto di segnalamento, come previsto dal D.Lgs. n. 285/92 e successive modificazioni. Questo, infatti, prescrive che i comuni con più di 30.000 abitanti e quelli coinvolti da rilevanti problematiche di circolazione hanno obbligo di redigere un Piano Urbano del Traffico, il quale al suo interno deve contenere il Piano di Segnalamento.

I vantaggi conseguibili da tale approccio al problema sono: monitoraggio costante dello stato della segnaletica e sua manutenzione; segnaletica più chiara e sicura; identificazione degli itinerari ottimali; indirizzamento dei flussi veicolari coerente con le esigenze locali; circolazione più fluida.

Le fasi di redazione di tale piano sono le seguenti:

- catasto della segnaletica;
- progetto della segnaletica di prescrizione;
- progetto della segnaletica di indicazione.

Il *catasto della segnaletica* è uno strumento in grado di analizzare la situazione esistente al fine di gestire e programmare gli interventi di manutenzione, ottimizzando il budget di intervento.

Il *progetto della segnaletica di prescrizione* (Fig. 1.7.6), da effettuarsi a valle del completamento del catasto, consiste nel definire il posizionamento della segnaletica verticale, dei pannelli a messaggio variabile e della segnaletica complementare. Inoltre nel progetto della segnaletica di prescrizione è effettuata la verifica di congruenza e correttezza della segnaletica orizzontale. Infine, nel progetto sono previste anche le modalità di installazione, ovvero le distanze alle quali posizionare il segnale, i dispositivi di fissaggio, ecc.

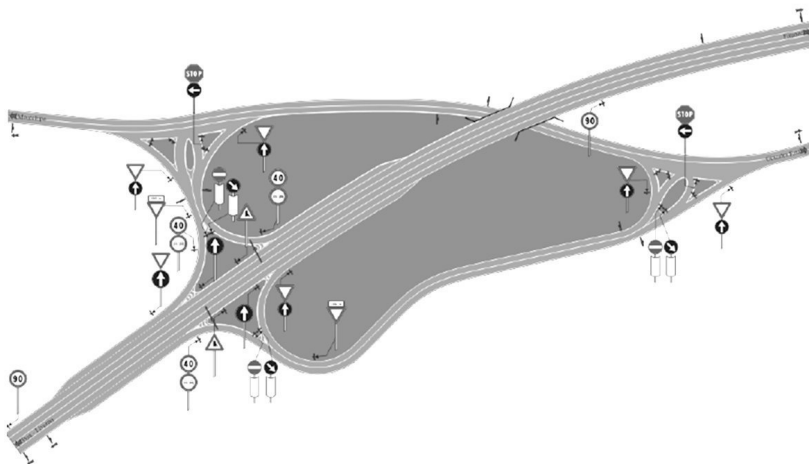


Fig. 1.7.6. Esempio di progetto della segnaletica di prescrizione.

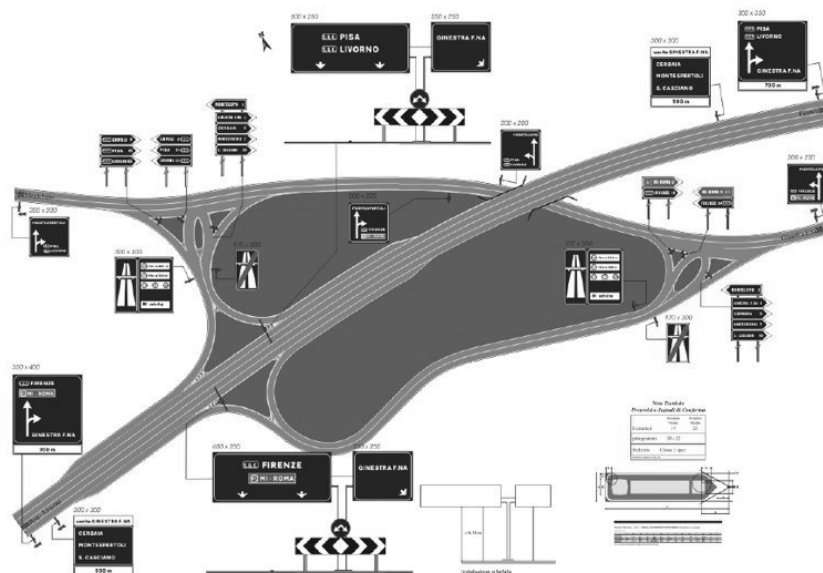


Fig. 1.7.7. Esempio di progetto della segnaletica di indicazione

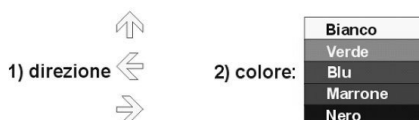


Fig. 1.7.8. Esempio delle modalità di installazione dei segnali di direzione

Il progetto della segnaletica di indicazione (Fig. 1.7.7) prevede lo studio degli itinerari degli spostamenti, al fine di separare i diversi tipi di traffico in funzione della classificazione funzionale della strada.

Nel progetto è previsto, oltre che la definizione dell'ubicazione dei segnali in base allo studio dei flussi di traffico, il dimensionamento delle targhe e l'ordine di installazione (Fig. 1.7.8).

1.8 DISPOSITIVI DI RITENUTA

1.8.1 GENERALITÀ. Al fine di proteggere gli utenti della strada e ridurre i rischi generati dalla circolazione dei veicoli, la sede stradale è attrezzata con dispositivi di difesa passiva, o di ritenuta, con il principale obiettivo di impedire la fuoriuscita dei veicoli dalla piattaforma e favorirne il graduale rientro in carreggiata dopo l'urto, smorzando le decelerazioni subite dagli occupanti del veicolo in urto.

La geometria e le dimensioni dei dispositivi di ritenuta variano in funzione del luogo in cui questi sono posti, della tipologia di strada, della tipologia di traffico e delle velocità di progetto della strada.

Il principale riferimento normativo italiano per l'installazione di barriere di sicurezza (dispositivi di ritenuta) su strade extraurbane ed urbane con velocità di progetto maggiore o uguale a 70 km/h, è il DM n. 223 del 18 febbraio 1992 e successive modificazioni. Detto DM n. 223/92 è stato, nel tempo, così aggiornato: DM 15 ottobre 1996; DM 3 giugno 1998; DM 11 giugno 1999; DM 2367 del 21 giugno 2004.

Quest'ultimo DM 2367/04 contiene inoltre le *"Istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali"* e recepisce in Italia le norme europee UNI EN 1317-1, UNI EN 1317-2, UNI EN 1317-3, UNI EN 1317-4. In particolare, la norma UNI EN 1317-1 divide i dispositivi di ritenuta in due categorie: sistemi di ritenuta per veicoli (barriere di sicurezza permanenti o temporanee, barriere di sicurezza rigide o deformabili, cuscini d'urto, terminali, letti d'arresto, parapetti per veicoli) e sistemi di ritenuta per pedoni (guardrail e parapetti per pedoni). Per ciascuna tipologia di dispositivo le stesse norme europee contengono le specifiche di prova relative a tali elementi di ritenuta e la definizione delle caratteristiche di accettazione, poi aggiornate e recepite in Italia con il DM 5 ottobre 2010.

Le istruzioni tecniche allegate al DM 2367/04 indicano che le protezioni debbono riguardare almeno: i margini di tutte le opere d'arte all'aperto, quali ponti, viadotti, ponticelli, sovrappassi e muri di sostegno della carreggiata, indipendentemente dalla loro estensione longitudinale e dall'altezza dal piano di campagna; lo spartitraffico ove presente; il margine laterale stradale nelle sezioni in rilevato, dove il dislivello tra il colmo dell'arginello e il piano di campagna è maggiore o uguale a 1 m; tutte le scarpate aventi pendenza maggiore o uguale a 2/3; in presenza di ostacoli fissi (frontali o laterali), che potrebbero costituire un pericolo per gli utenti della strada in caso di urto. Nei casi in cui la pendenza della scarpata sia inferiore a 2/3, la necessità di protezione dipende dalla combinazione della pendenza e dell'altezza della scarpata, tenendo conto delle situazioni di potenziale pericolosità a valle della scarpata medesima (presenza di edifici, strade, ferrovie, depositi di materiale pericoloso o simili).

Con riferimento alle norme europee prima richiamate, nella UNI EN 1317-1 sono contenute le definizioni dei principali termini utilizzati per le barriere di sicurezza stradali, nonché i criteri generali per lo svolgimento dei test sui tali dispositivi. Nella medesima è, inoltre, definita l'energia cinetica di un veicolo in fase d'urto attraverso il suo livello di contenimento (L_C):

$$L_C = \frac{1}{2} \cdot M (v \cdot \sin \alpha)^2$$

dove:

- L_C è il livello di contenimento (kJ);
- M è la massa del veicolo (t);
- V è la velocità di impatto (m/s);
- α è l'angolo d'impatto.

e sono descritte le modalità di misurazione e di calcolo degli indici di severità:

- ASI (*Acceleration Severity Index*)

$$ASI(t) = \sqrt{\left[\left(\frac{a_x}{12g}\right)^2 + \left(\frac{a_y}{12g}\right)^2 + \left(\frac{a_z}{12g}\right)^2\right]}$$

dove:

- a_x, a_y, a_z sono le componenti dell'accelerazione da misurare in corrispondenza del baricentro del veicolo mediate su di un intervallo di 50 ms;
- g è l'accelerazione di gravità, pari a $9,81 \text{ m/s}^2$;
- THIV (*Theoretical Head Impact Velocity*)

$$THIV = \sqrt{[v_x(T)]^2 + [v_y(T)]^2}$$

dove:

- v_x e v_y sono le componenti della velocità relative al corpo del conducente rispetto al veicolo;
- T è il tempo di primo contatto corpo-veicolo.

La norma UNI EN 1317-2 specifica invece i requisiti di resistenza all'urto delle *barriere longitudinali, comprese le barriere di bordo ponte* e definisce inoltre: la classe prestazionale di ciascun dispositivo in base a diversi livelli di contenimento, di deformazione e dell'entità dell'impatto subito dagli occupanti dei veicoli in fase d'urto, nonché i criteri di accettazione per le prove d'urto ed relativi i metodi di prova. Sono inoltre individuati i test a cui ciascuna classe e tipologia di dispositivo deve essere sottoposto in relazione alla funzione svolta da questo su strada.

Da detto quadro normativo, in relazione al livello di contenimento, emerge la classificazione dei dispositivi di ritenuta riportata nella Tab. 1.8.1.

Tab. 1.8.1. Classificazione dei dispositivi di ritenuta sulla base del livello di contenimento.

Classificazione	Tipo di contenimento	Livello di contenimento
N1	minimo	44 kJ
N2	medio	82 kJ
H1	normale	127 kJ
H2	elevato	288 kJ
H3	elevatissimo	463 kJ
H4	per tratti ad altissimo rischio	572 kJ

Le UNI EN 1317 parte 3 e parte 4 riguardano i sistemi di ritenuta a protezione di punti singolari, rispettivamente identificati come *attenuatori d'urto* e *terminali/transizioni delle barriere*; di ciascuno di essi sono definiti i requisiti prestazionali necessari in fase d'impatto al fine del superamento delle prove d'urto.

Altro riferimento è il DM n. 6792/01, in cui sono fornite le indicazioni relative al posizionamento di dispositivi di ritenuta su opere di scavalcamento (ponti, viadotti e sovrappassi) per strade extraurbane ed autostrade urbane e nel margine esterno della piattaforma stradale per specifiche categorie di strade.

1.8.2 SCELTA DEL DISPOSITIVO DA INSTALLARE. La scelta dei dispositivi di sicurezza avviene tenendo conto della loro destinazione ed ubicazione, del tipo e delle caratteristiche della strada, nonché di quelle del traffico cui la stessa è o sarà interessata, salvo per le barriere di bordo ponte per le quali sono sempre usate protezioni delle classi H2, H3, H4 e comunque in conformità della vigente normativa sulla progettazione, costruzione e collaudo dei ponti stradali. Deve, inoltre, essere controllata la compatibilità dei carichi trasmessi dalle barriere alle opere con le relative resistenze di progetto.

Secondo il DM n. 2367/04, il progettista, per la scelta del dispositivo di ritenuta, in mancanza di indicazioni fornite dal committente relative alla composizione di traffico, deve provvedere a determinarne la composizione sulla base dei dati disponibili o rilevabili sulla strada interessata, in termini di *traffico giornaliero medio* (TGM) o di studi previsionali. Ai fini applicativi, il traffico è classificato in tre tipologie:

- tipo I se, con qualsiasi percentuale di veicoli commerciali, il TGM è al massimo pari a 1000 veicoli/giorno

- o, in alternativa, se il TGM è superiore a detto valore, ma la presenza di traffico con massa superiore a 3000 kg non supera il 5% del totale;
- tipo II se, con TGM maggiore di 1000 veicoli/giorno, la presenza di traffico con massa superiore a 3000 kg è compresa tra il 5% e il 15% del totale;
 - tipo III se, con TGM maggiore di 1000 veicoli/giorno, la presenza di traffico con massa superiore a 3000 kg è superiore al 15% del totale.

La Tab. 1.8.2 riporta la classificazione delle barriere longitudinali secondo il DM n. 2367/04.

Tab. 1.8.2. Classi di barriere longitudinali in funzione del tipo di strada, del traffico e della destinazione (DM n. 2367/04).

Tipo di strada	Tipo di traffico	Barriere spartitraffico	Barriere bordo laterale	Barriere bordo ponte ⁽¹⁾
Autostrade (A) e strade extraurbane principali (B)	I	H2	H1	H2
	II	H3	H2	H3
	III	H3-H4 ⁽²⁾	H2-H3 ⁽²⁾	H3-H4 ⁽²⁾
Strade extraurbane secondarie (C) e strade urbane di scorrimento (D)	I	H1	N2	H2
	II	H2	H1	H2
	III	H2	H2	H3
Strade urbane di quartiere (E) e strade locali (F)	I	N2	N1	H2
	II	H1	N2	H2
	III	H1	H1	H3

(1) – Per ponti e viadotti si intendono opere di luce superiore a 10 m, per luci minori sono equiparate al bordo laterale

(2) – La scelta tra le due classi sarà determinata dal progettista

Di ciascun dispositivo di ritenuta longitudinale, oltre al livello di contenimento, all'ASI e al THIV, è necessario considerare la deformazione del sistema di ritenuta, attraverso la misura della deflessione dinamica (D_m), della larghezza operativa (W_m) e dell'intrusione del veicolo (VI_m) (Fig. 1.8.1).

La *deflessione dinamica* (D_m) coincide con lo spostamento dinamico laterale massimo di un punto qualsiasi del lato rivolto verso il traffico del sistema di ritenuta.

La *larghezza operativa* (W_m) è la distanza laterale massima fra il lato rivolto verso il traffico prima dell'urto della barriera di sicurezza e la massima posizione laterale dinamica di una qualunque parte della barriera. Se il corpo del veicolo si deforma attorno al sistema di ritenuta veicolare stradale, cosicché quest'ultimo non può essere utilizzato per la misurazione della larghezza operativa, deve essere presa in alternativa la posizione laterale massima di qualunque parte del veicolo (Fig. 1.8.1d).

L'*intrusione del veicolo* (VI_m) da parte di un autocarro è la posizione laterale dinamica massima dal lato rivolto verso il traffico, non deformato, della barriera; essa deve essere valutata da registrazioni fotografiche ad alta velocità o riprese video, considerando un carico teorico avente larghezza e lunghezza della piattaforma del veicolo e altezza totale di 4 m. L'intrusione VI_m deve essere valutata misurando la posizione e l'angolo della piattaforma del veicolo e presupponendo che il carico teorico non si deformi e rimanga di forma rettangolare rispetto alla piattaforma del veicolo oppure utilizzando veicoli di prova con la sagoma del carico teorico.

L'intrusione del veicolo (VI_m) di un autobus è la sua massima posizione dinamica laterale.

1.8.2.1 Dispositivi longitudinali di ritenuta. I dispositivi longitudinali di ritenuta possono essere realizzati in acciaio o calcestruzzo.

Le *barriere in acciaio* (Fig. 1.8.2), anche dette *guardrail*, sono costituite da correnti longitudinali sagomati a doppia o a tripla onda (più recenti ed efficaci) fissati a montanti infissi nel terreno o ancorati ad un basamento in calcestruzzo; tra il corrente ed il montante è disposto un distanziatore. Queste barriere hanno elevata capacità di deformarsi ed assorbire, in fase plastica, la violenza d'urto, riducendo in questo modo gli effetti sugli occupanti del veicolo in termini di decelerazione subita.

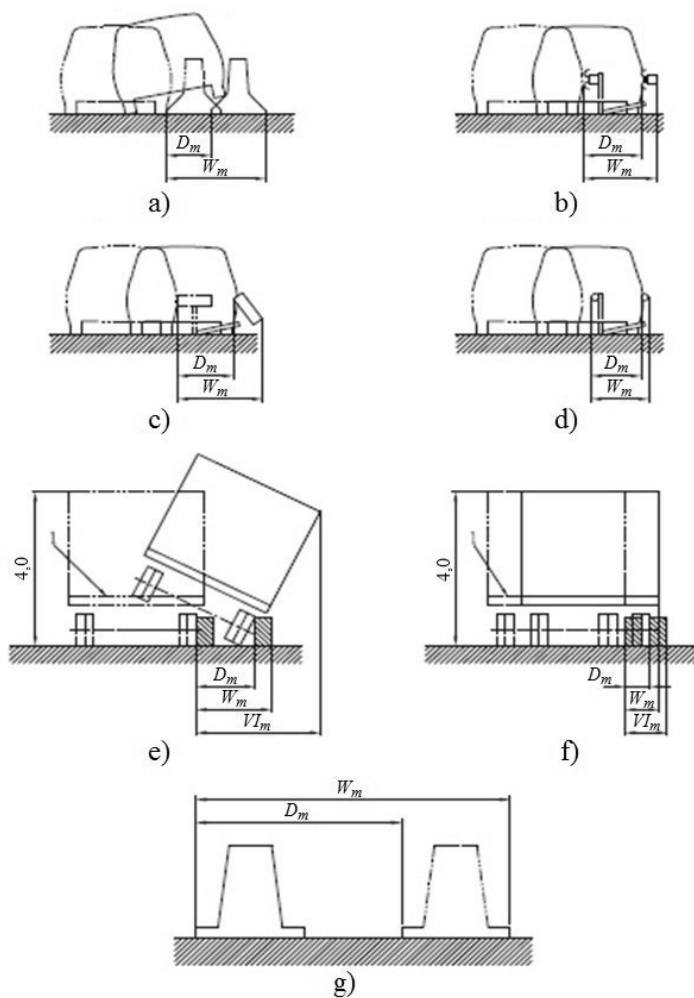


Fig. 1.8.1. Deflessione dinamica (D_m), larghezza operativa (W_m) e intrusione del veicolo (Vl_m) secondo la UNI EN 1317-2

Nel caso di installazione nel terreno, l'interazione tra barriera e supporto è, a parità di energia d'impatto, legata alle caratteristiche dei montanti ed a quelle del suolo. Nel caso di installazione su cordolo in calcestruzzo mediante tirafondi, l'interazione tra barriera e supporto si concentra nei tirafondi stessi che, per effetto delle sollecitazioni impresse dai montanti, sono soggetti a sforzi di taglio e di trazione.

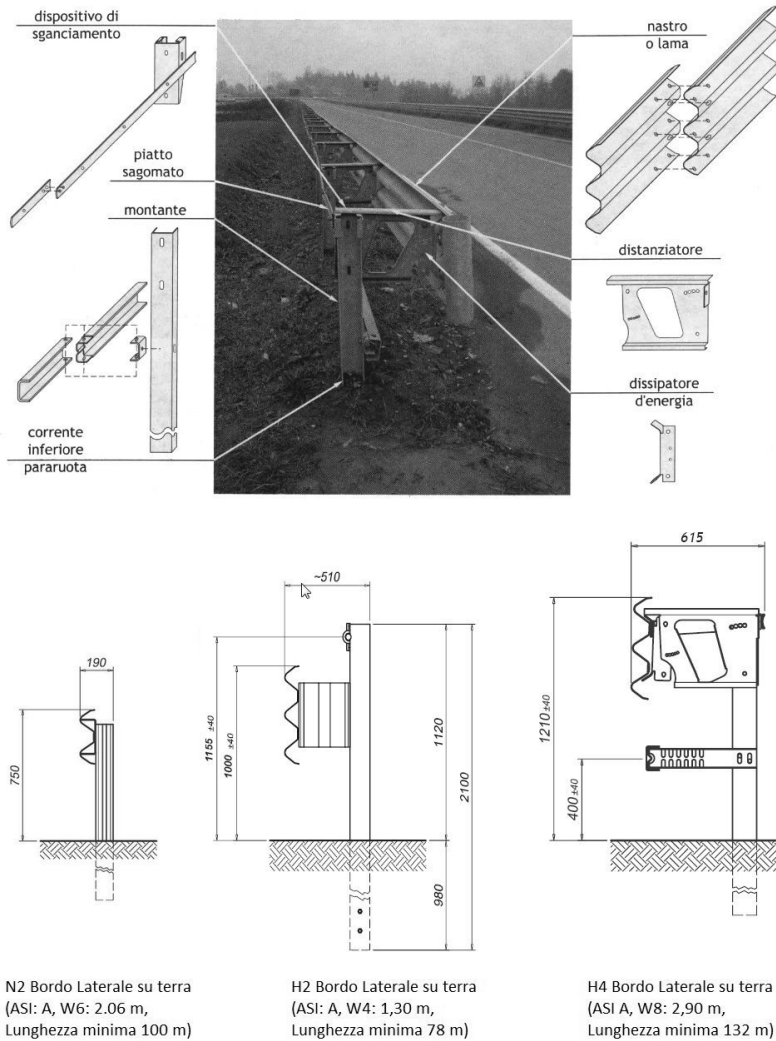


Fig. 1.8.2. Barriere metalliche

Le *barriere in calcestruzzo* (Fig. 1.8.3), altrimenti note come *New Jersey*, sono barriere in calcestruzzo caratterizzate da un particolare profilo in grado di reindirizzare in carreggiata i veicoli in urto; in caso d'impatto di limitata entità, questa tipologia non necessita di particolari interventi di manutenzione successivi, mentre nel caso d'urto ad elevata velocità e ad elevato angolo d'impatto la particolare conforma-

zione della barriera permette di riportare il veicolo in posizione parallela alla barriera stessa. Le barriere in calcestruzzo sono costituite da elementi prefabbricati, posizionati ed ancorati tra loro in situ secondo i diversi criteri d'utilizzo.

Le barriere New Jersey, in funzione della destinazione su strada, possono essere posizionate nei seguenti modi:

- A) bifilare simmetrico con terreno di riempimento all'interno dello spartitraffico per strade a carreggiate separate;
- B) bifilare asimmetrico per strade a carreggiate separate;
- C) bifilare asimmetrico con terreno di riempimento all'interno dello spartitraffico per strade a carreggiate separate;
- D) monofilare provvisoria;
- E) monofilare rinforzata con elementi di collegamento;
- F) bordo ponte.

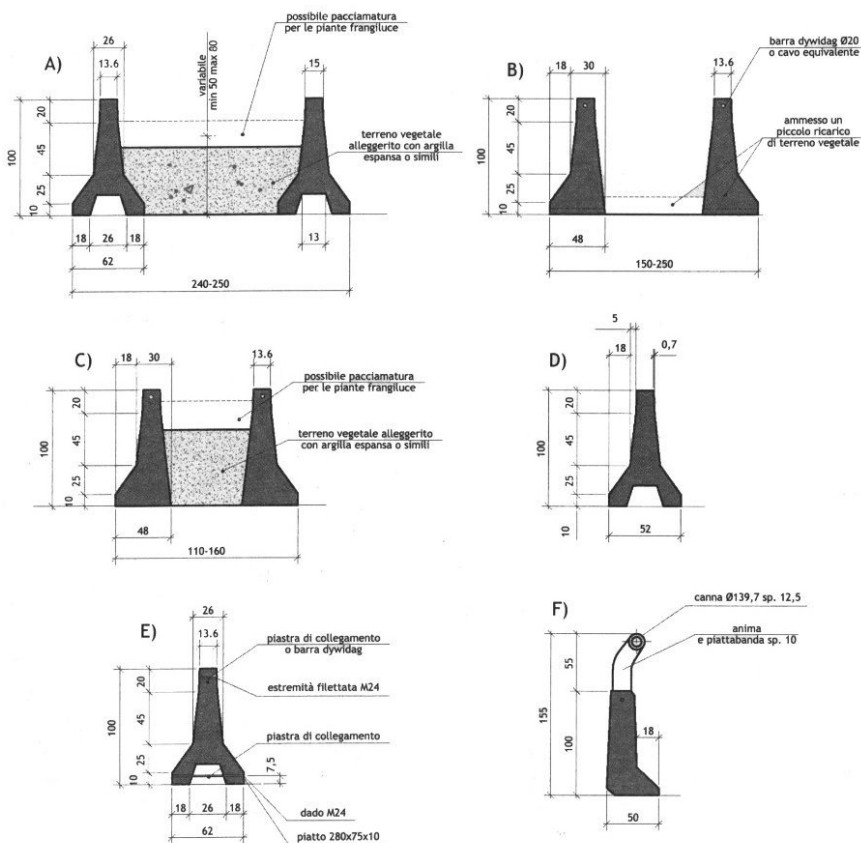


Fig. 1.8.3. Barriere in calcestruzzo (New Jersey)



Fig. 1.8.4. Attenuatori d'urto

I moduli delle barriere New Jersey sono, in genere, appoggiati direttamente sulla superficie stradale, oppure su un apposito piano trattato e rivestito. Detti moduli sono resi solidali tra loro mediante elementi speciali posti alla base (piastre o slitte) o in testa (barre *dywidag*, cavi o piastre di collegamento). Nel caso di barriere New Jersey da bordo ponte (tipo *F* in Fig. 1.8.3) è necessario che gli elementi modulari della barriera siano collegati strutturalmente ad un cordolo opportunamente armato, mediante appositi ancoraggi duttili, in grado di plasticizzarsi all'occorrenza.

1.8.2.2 Attenuatori d'urto, terminali, transizioni e letti d'arresto. Gli *attenuatori d'urto* (Fig. 1.8.4) vengono posizionati in corrispondenza di particolari punti rigidi presenti lungo la strada, che possono essere soggetti ad impatto frontale, i più ricorrenti sono: i varchi nelle barriere spartitraffico, le opere d'arte, le pile dei ponti, i portali della segnaletica, i muri, i *bumpers* dei caselli autostradali.

Gli attenuatori d'urto possono esser divisi in frontali e terminali. I frontali hanno il compito di ridurre l'energia cinetica di un veicolo prima che questo arrivi ad impattare l'elemento rigido; quelli terminali, invece, sono posizionati in corrispondenza di punti singolari delle barriere laterali.

Gli attenuatori si dividono, ancora, in redirettivi (R) e non redirettivi (NR); nel caso in cui siano probabili urti con angoli d'impatto significativi, frontali o laterali, è preferibile l'uso di attenuatori redirettivi.

L'accettazione di un attenuatore deve essere determinata in funzione dei seguenti criteri prestazionali: severità d'impatto, traiettoria del veicolo, proiezione e distribuzione dei frammenti del veicolo e dell'attenuatore d'urto, livello di contenimento e deformazione subita.

I *terminali* (Fig. 1.8.5), a differenza degli attenuatori d'urto, proteggono da urti provenienti da un solo lato, vengono installati al termine di una barriera longitudinale al fine di impedire che veicoli in svio entrino in contatto con il profilato metallico che costituisce il corrente longitudinale del dispositivo; in particolare, per evitare la penetrazione di parti del dispositivo nel veicolo in seguito all'urto. I terminali si dividono in semplici o speciali.

Le *transizioni* sono gli elementi che collegano due dispositivi di ritenuta longitudinale di differente classe o materiale. Hanno la funzione di garantire una variazione graduale di rigidità e di contenimento tra i diversi dispositivi di ritenuta. Le transizioni necessitano di opportuna progettazione. I casi più comunemente individuabili di applicazione su strada sono:

- il passaggio tra barriere aventi sezioni diverse: es. da doppia onda a tripla onda, da bordo ponte a bordo laterale, ecc.;
- il passaggio tra barriere in acciaio e barriere in calcestruzzo, o viceversa;
- il passaggio tra dispositivi aventi diversa larghezza operativa o diversa deformazione, oppure ancora diverso livello di contenimento.



Fig. 1.8.5. Terminale



Fig. 1.8.6. Letto d'arresto

I *letti d'arresto* sono aree non pavimentate e prive di ostacoli di qualsiasi genere che vengono realizzati in superfici adiacenti alla carreggiata stradale in cui si ha la deviazione delle traiettorie (cuspidi). In tali aree viene steso uno strato di aggregato lapideo (es. ghiaia) che ha la funzione di far decelerare gradualmente un veicolo in svio fino ad arrestarlo in sicurezza (Fig. 1.8.6).

1.8.2.3 Dispositivi di sicurezza a protezione dei motociclisti. Le barriere di sicurezza stradali rappresentano attualmente per i motociclisti un ostacolo pericoloso, a volte più pericoloso dell'elemento schermato o

dell'assetto stradale per cui sono poste in essere. L'impatto del corpo umano contro una qualsiasi barriera metallica, può avere conseguenze più gravi di quelle che si avrebbero se questa non fosse presente. Di particolare pericolo sono i montanti metallici di supporto, soprattutto quelli a doppia T. Le sezioni dei più comuni profilati di supporto (Fig. 1.8.7) risultano di particolare pericolo per un motociclista in caduta, in quanto gli sforzi applicati sul corpo umano superano spesso i vincoli biomeccanici sopportati dallo stesso.

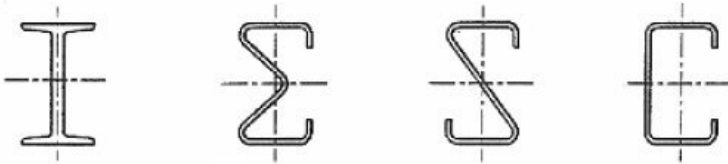


Fig. 1.8.7. Sezioni dei montanti

Per tali motivi sono utilizzati appositi dispositivi di sicurezza a protezione dei motociclisti, la cui definizione, progettazione ed installazione è contenuta nella norma europea UNI CEN/TS 1317-8 “*Sistemi di ritenuta stradali per motociclisti in grado di ridurre la severità dell’urto del motociclista in caso di collisione con le barriere di sicurezza*”, benché questa non sia stata ancora recepita in Italia.

La norma UNI CEN/TS 1317-8 delinea anche i requisiti per le prestazioni d’urto dei sistemi progettati per la riduzione della severità dell’urto degli utenti di motocicli (o come definiti da tale normativa PTW – *Powered Two-Wheeler*) che urtano contro le barriere di sicurezza, mentre scivolano al suolo dopo essere caduti dal proprio motoveicolo.

Per valutare la severità e definire i criteri di accettazione dei dispositivi, è necessario valutare i seguenti indici biomeccanici:

- indice del rischio di lesione alla testa (HIC_{36} – *Head Injury Criterion*);
- indice del rischio di lesioni al collo.

Al fine di ridurre il rischio di incidenti letali, è possibile intervenire su due fronti: attivamente, installando dispositivi di ritenuta solo ove è strettamente necessario, riducendo quindi la probabilità d’impatto (ultima alternativa); passivamente, minimizzando il rischio di lesioni per motociclisti in caso d’impatto inevitabile.

Metodi di riduzione del rischio d’impatto. Un primo approccio per la riduzione del rischio d’impatto per veicoli a due ruote in svio è quello di eliminare qualsiasi ostacolo dal bordo laterale della strada, barriere di sicurezza comprese, a meno che non ne esista uno non rimovibile. Si tratta delle cosiddette *Safety Zones*, ossia di zone franche, al di fuori della piattaforma stradale, nelle quali non è consentito il posizionamento di elementi funzionali all’infrastruttura. I criteri per il dimensionamento delle *Safety Zones* considerano variabili quali la velocità di progetto, il tipo di strada, la pendenza delle scarpate laterali, il flusso veicolare, l’andamento plano-altimetrico della strada.

Metodi di riduzione del rischio di lesioni in caso d’impatto. Tali metodi prevedono la presenza di elementi di protezione aggiuntivi da applicare direttamente al dispositivo di ritenuta, solitamente metallico. A tal fine sono comunemente utilizzate sagome in materiale plastico poste a protezione dei montanti metallici della barriera. Tale soluzione ha il pregio di essere facilmente assemblabile e di garantire una discreta durabilità, benché l’effetto di attenuazione si riduca all’aumentare della velocità dei veicoli. Altra soluzione efficace consiste nella schermatura dei montanti tramite un elemento continuo posto al di sotto del nastro di ritenuta esistente. In questo caso è prevista l’installazione di elementi modulari in gomma (Fig. 1.8.8), comunemente di forma cilindrica, per tutta la lunghezza del sistema di ritenuta.



Fig. 1.8.8. Sistemi di protezione dei montanti delle barriere metalliche

1.9 OPERE DI DIFESA DALLE ACQUE

Le opere di difesa dall'acqua hanno lo scopo di proteggere sia la strada sia l'ambiente ad essa circostante dalle acque meteoriche, superficiali e sotterranee. Per tale motivo è necessario redigere un progetto idraulico della strada sulla base dell'analisi del bacino idrografico nel quale è inserita, prevedendo la realizzazione di opere e manufatti idonei alla raccolta ed al convogliamento delle acque.

A tal fine è necessario il progetto, con diverso grado di dettaglio a seconda del livello di progettazione, di ognuna delle opere di difesa dalle acque presenti sulla strada. Benché tale progetto debba essere ad opera dello specialista, sono qui trattate, in forma sintetica, le principali problematiche relative alla progettazione delle opere idrauliche a servizio della strada, partendo dalle grandezze fondamentali relative all'idrologia e all'idraulica, con il solo fine di presentare gli elementi di corrente utilizzo nella costruzione stradale e direttamente connessi con l'idraulica stradale.

1.9.1 CENNI DI IDROLOGIA E IDRAULICA. Per il corretto dimensionamento delle opere idrauliche a servizio di una strada è necessario conoscere la portata di piena (Q) del bacino a cui afferisce l'opera idraulica considerata, al fine di determinare la portata che i manufatti così progettati sono in grado di smaltire (Q'). A ciò fare, in questo paragrafo si riportano le nozioni elementari di idrologia ed idraulica essenziali per il proporzionamento dei sistemi di raccolta delle acque meteoriche e superficiali (es. cunette stradali) o dei manufatti di attraversamento (es. tombini). Nozioni più approfondite, rispetto a quanto qui riportato, risultano indispensabili in caso di opere idrauliche che interessano corsi d'acqua di una certa importanza, come quelle connesse alla realizzazione di un ponte.

Il calcolo della portata di piena (Q) dipende dal modello di formazione della piena considerato; in generale, sulla base delle seguenti ipotesi:

- bacino scolante di limitata estensione;
 - superficie scolante piana;
 - pioggia costante, uniforme e di durata superiore al tempo di corrivazione;
- è possibile determinare il valore di Q :

$$Q = \frac{C_T \cdot j_{lc} \cdot T_R \cdot S}{3,6}$$

dove:

- S è l'area del bacino scolante [km^2].
- C_T è il coefficiente di deflusso, che tiene in considerazione il fatto che non tutta l'acqua che cade all'interno del bacino scolante defluisce dalla rispettiva sezione di chiusura, una parte evapora e un'altra

viene assorbita dalla vegetazione e dal terreno; in particolare, come si evince da Tab. 1.9.1, C_T dipende dal grado di saturazione del suolo, dalla natura e dalla porosità del terreno, dalla presenza o meno di vegetazione e/o aree urbane.

Tab. 1.9.1. Valori del coefficiente di deflusso.

Tipo di superficie	Coefficiente di deflusso C_T
Superfici pavimentate	0,7÷0,9
Strade (o banchine) in terra	0,4÷0,6
Trincee e rilevati	0,5÷0,7
Superfici erbose	0,1÷0,7
Aree residenziali	0,3÷0,7
Boschi	0,1÷0,3
Terreni coltivati	0,2÷0,6

- $j_{IC,TR}$ è il valore dell'intensità di pioggia critica, il quale può essere determinato ricorrendo a curve di possibilità pluviometrica (Fig. 1.9.1) in funzione del tempo di corrivazione t_c (asse delle ascisse di Fig. 1.9.1) e del tempo di ritorno T_R (curve di Fig. 1.9.1).

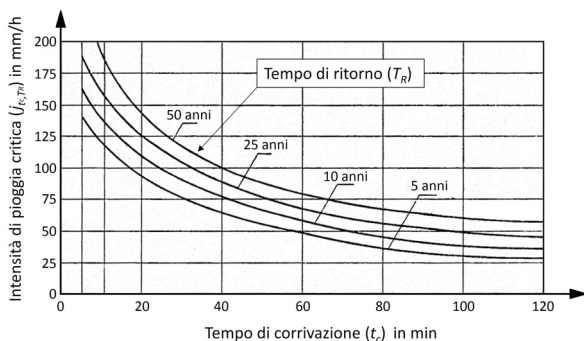


Fig. 1.9.1. Curve di possibilità pluviometriche per diverse durate e tempi di ritorno
(da: G. Tesoriere, Strade ferrovie aeroporti, Vol. 1, Il progetto e le opere d'arte UTET, Fig. X.3 p. 338)

In particolare, per la determinazione del tempo di corrivazione t_c è possibile utilizzare la relazione di Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8\sqrt{H - Z}}$$

dove:

- S è l'area del bacino scolante [km²];
- L è la lunghezza dell'asta principale [km];
- H è l'altitudine media del bacino [m s.l.m.];
- Z è l'altitudine della sezione di riferimento [m s.l.m.].

Per quanto riguarda il tempo di ritorno T_R è possibile assumere le seguenti indicazioni relative alle principali opere idrauliche a servizio della strada, così come definite nel successivo Par. 2:

- cunette o fossi di guardia di strade importanti: 10÷20 anni;

- cunette o fossi di guardia di strade secondarie: 2÷5 anni;
- tombini e ponticelli per piccoli corsi d'acqua: 30÷50 anni;
- sottopassi stradali o tratti di strada depressi esposti a possibili allagamenti: 50÷100 anni;
- ponti e difese fluviali: 100÷150 anni;
- difese dai torrenti: 20÷30 anni.

Considerando l'instaurarsi di moto uniforme, è possibile effettuare la determinazione della portata (Q') che l'elemento idraulico è in grado di smaltire attraverso l'equazione di Chezy:

$$Q' = C \cdot A \cdot \sqrt{R_H \cdot i}$$

dove:

- C è il coefficiente di resistenza/scabrezza [$m^{1/2}/s$];
- A è l'area della sezione liquida [m^2];
- R_H è il raggio idraulico [m], rapporto tra A (area della sezione liquida) e p (perimetro bagnato);
- i è la pendenza longitudinale del fondo dell'opera [-].

Il valore del coefficiente di resistenza (C) può essere determinato con la relazione di Gauckler-Strickler:

$$C = K_S \cdot R_H^{1/6}$$

In tale relazione R_H , come prima, è il raggio idraulico della sezione liquida, mentre K_S [$m^{1/3}/s$] è il coefficiente di scabrezza (Tab. 1.9.2), il quale dipende dalla natura e dallo stato delle pareti dell'opera.

Tab. 1.9.2. Valori tipici del coefficiente di scabrezza K_S .

Natura delle pareti dell'opera	Coefficiente di scabrezza K_S
Intonaco liscio accuratamente liscio	100
Intonaco cementizio liscio o tubi in ghisa nuovi	90
Rivestimento in muratura di mattoni eseguita con cura	80
Intonaco cementizio liscio senza particolare cura	70÷85
Tubi in lamiera o in ghisa	68÷70
Calcestruzzo non intonacato	60
Muratura in pietra non intonacata	50
Ghiaia e sabbia	38÷45
Roccia con sporgenza	15÷30

Il corretto dimensionamento dell'opera idraulica considerata è verificato se vale la seguente relazione:

$$Q' \geq Q$$

dalla quale risulta che la portata Q dell'opera idraulica a servizio della strada (Par. 2) deve essere maggiore o uguale alla portata di piena Q relativa al bacino cui l'opera stessa è asservita.

1.9.2 PROTEZIONE DALLE ACQUE METEORICHE E SUPERFICIALI. La protezione e la gestione delle acque meteoriche e superficiali in ambito stradale è effettuata in vari modi e con elementi di tipo diverso, anche in combinazione tra loro e in ragione della posizione assunta dalla strada rispetto al piano campagna. I principali sono: la pendenza trasversale della piattaforma stradale, l'arginello, le cunette, i fossi di guardia, gli embrici, le caditoie, i tombini.

1.9.2.1 Pendenza trasversale della strada. La pendenza trasversale della strada permette il controllo del velo d'acqua, in particolare dello spessore (valore massimo ammissibile tra 1 e 2 mm), che si crea sulla sede stradale durante una precipitazione.

Il D.M. n. 6792 del 5 novembre 2001 stabilisce un valore minimo della pendenza trasversale (i_t) della piattaforma stradale pari al 2,5% anche in rettilineo (tale conformazione, per strade a unica carreggiata, prende anche il nome di *schiena d'asino*).

In caso di strato di usura realizzato in conglomerato bituminoso drenante, la piattaforma stradale rimane a schiena d'asino, l'allontanamento delle acque meteoriche, però, non avviene per ruscellamento superficiale, ma attraverso la percolazione all'interno dello strato di usura fino all'interfaccia, impermeabile, con lo strato di binder, da dove viene poi allontanata, sempre per effetto della conformazione della piattaforma stradale.

1.9.2.2 Arginello. Nelle sezioni in rilevato, al fine di evitare che le acque provenienti dalla piattaforma stradale ruscellino liberamente lungo le scarpate, è prevista l'installazione di un apposito cordolo a delimitazione della banchina, chiamato *arginello* (Fig. 1.9.2), avente la funzione di regimentare il deflusso delle acque accumulate a lato della strada. L'arginello presenta un'altezza rispetto alla banchina di $5 \div 10$ cm.

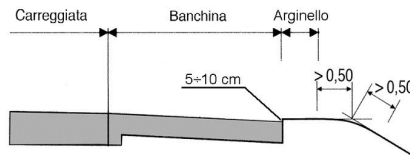


Fig. 1.9.2. Arginello (DM 05 novembre 2001)

1.9.2.3 Cunette. Le *cunette* sono poste a lato della piattaforma stradale nelle sezioni in trincea con il compito di raccogliere le acque provenienti dalla piattaforma stradale e dalle scarpate. Le cunette presentano diverse configurazioni geometriche (Fig. 1.9.3), la pendenza è pari a quella longitudinale della strada e possono essere realizzate in terreno naturale, in muratura di pietrame o in calcestruzzo (prefabbricato o gettato in opera).

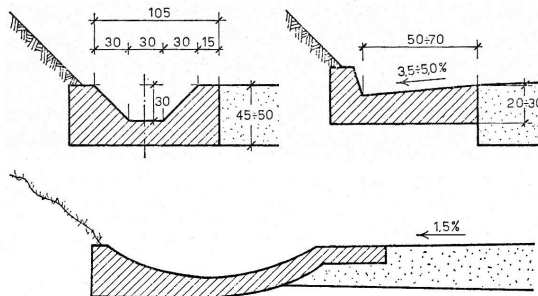


Fig. 1.9.3. Principali tipologie di cunette

(da: G. Tesoriere, Strade ferrovie aeroporti, Vol. 1, Il progetto e le opere d'arte UTET, Figure X.5 p. 342 e X.6 p. 343)

1.9.2.4 Fossi di guardia. I *fossi di guardia* (Fig. 1.9.4) hanno lo scopo di raccogliere flussi superficiali di rilevante entità e possono essere posti a monte della sezione in rilevato, in sommità dei muri di controripa, oppure delle scarpate.

Di forma tipicamente trapezoidale, sono realizzati, nella conformazione più semplice, eseguendo uno scavo nel terreno, oppure mediante la posa di elementi prefabbricati in calcestruzzo, eventualmente rivestiti con muratura di pietrame e malta.

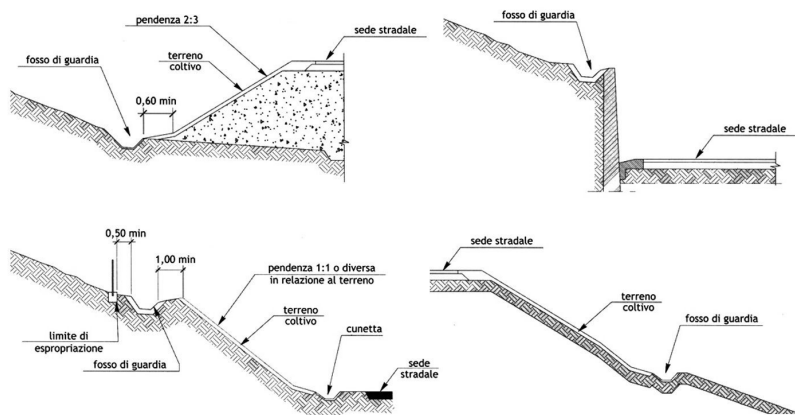


Fig. 1.9.4. Principali tipologie di fossi di guardia
(da: M. Servetto, Strade e ferrovie - Tecniche progettuali e costruttive
per le infrastrutture di trasporto terrestri, Il Sole 24 ORE, 2006)

1.9.2.5 Embrici. Nelle sezioni stradali in rilevato, gli *embrici* (Fig. 1.9.5) permettono la captazione dell'acqua accumulata lungo l'arginello e proveniente dalla piattaforma stradale. Sono costituiti da un invito e da un canale posto sulla scarpata e realizzati con elementi prefabbricati in calcestruzzo, solitamente posizionati a secco.

Il distanziamento tipico degli embrici è di 10÷15 m in curva (solitamente posti solo sul lato interno della curva) e di 15÷20 m in rettilineo (posti su entrambi i lati del corpo stradale).

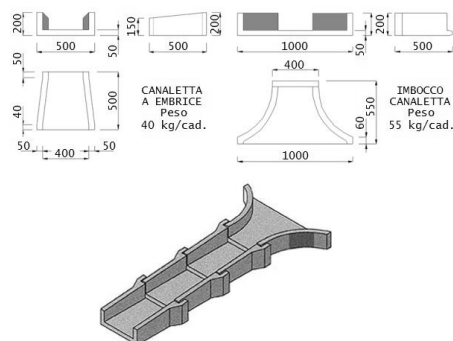


Fig. 1.9.5. Principali tipologie di embrici

1.9.2.6 Caditoie. Le *caditoie* stradali sono i dispositivi che hanno la funzione di raccogliere le acque fluenti nelle cunette, nei fossi di guardia o ai lati della strada in ambito urbano, dove è previsto il marciapiede pedonale rialzato, e convogliarle verso i collettori.

Le principali tipologie (Fig. 1.9.6) sono:

- caditoie a griglia, consistono in una piastra rimovibile in ghisa sferoidale, complanare alla superficie della cunetta, dotata di aperture (fessure di $2 \div 3$ cm di larghezza o fori con area di circa $10 \div 25 \text{ cm}^2$);
- caditoie a bocca di lupo, costituite da una luce verticale posta tra la cunetta ed il cordolo del marciapiede;
- caditoie a fessura, utilizzate in particolari condizioni, come ad esempio al termine di una strada in discesa che si immette in un'altra strada;
- caditoie a griglia e bocca di lupo.

Le caditoie sono, generalmente, disposte lungo entrambi i lati della strada, lungo le cunette ed in corrispondenza dei pozzetti di ispezione, comunque con interasse di $25 \div 50$ m.

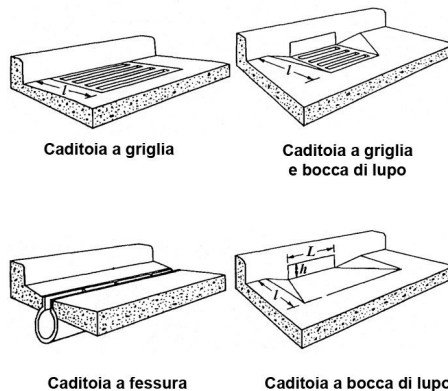


Fig. 1.9.6. Principali tipi di caditoie

1.9.2.7 Tombini. I tombini permettono il passaggio, al di sotto della piattaforma stradale, delle acque raccolte a monte, ad esempio dalle cunette e dai fossi di guardia e presentano una luce compresa tra 1,5 m (necessaria per permettere ispezioni e attività di manutenzione) e 4,0 m.

Presentano sezioni trasversali con geometrie diverse (Fig. 1.9.7): tubolari, aventi sezione circolare od ovoidale e realizzati in tubi di calcestruzzo prefabbricato o in lamiera ondulata; a piattabanda, di forma rettangolare e costruiti in calcestruzzo o muratura; a volta, simili a quelli a piattabanda, differiscono per la forma della copertura che può essere una volta a tutto sesto o a sesto ribassato, realizzati anchessi in calcestruzzo o muratura; scatolari, di forma rettangolare o quadrata, solitamente in calcestruzzo armato con unica struttura a telaio chiuso.

I tombini hanno pendenza compresa tra il 2% e il 4%, in modo da permettere lo smaltimento delle acque torbide, evitando la formazione di depositi solidi sul fondo degli stessi. Per ovvie ragioni strutturali, la parte superiore dei tombini è collocata ad almeno 80 cm di profondità rispetto alla superficie della pavimentazione stradale.

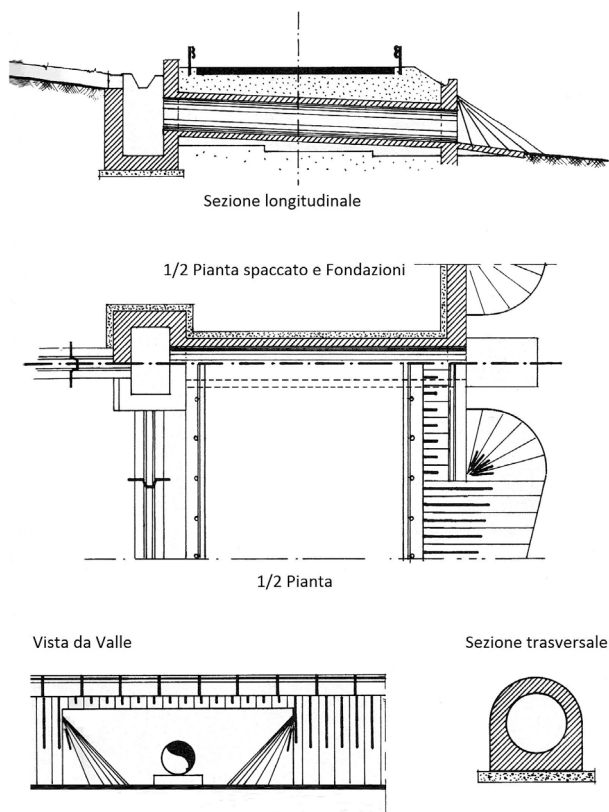


Fig. 1.9.7. Esempio di tombino

(da: G. Tesoriere, Strade ferrovie aeroporti, Vol. 1, Il progetto e le opere d'arte UTET, Fig. XI.6 p. 357)

1.9.3 PROTEZIONE DALLE ACQUE SOTTERRANEE. Le opere di protezione dalle acque sotterranee sono realizzate allo scopo di separare il corpo stradale dal terreno circostante. Ciò per evitare che la presenza d'acqua, di falda o di altra origine, possa da quest'ultimo penetrare nel corpo stradale, inficiandone la stabilità e la durabilità.

Per la protezione dalle acque sotterranee sono correntemente utilizzati:

- *trincee drenanti* (Fig. 1.9.8), sono opere realizzate secondo la linea di massima pendenza di un versante, costruite scavando una porzione di terreno e sostituendo quest'ultimo, nella parte inferiore, con pietrame di granulometria tale da permettere il facile deflusso delle acque e nella parte più superficiale, con uno strato di terreno impermeabile;
- *pozzi drenanti*, il foro dei pozzi viene riempito con materiali di grossa pezzatura, quest'ultimo protetto da materiale più fine o da geotessile; l'allontanamento dell'acqua dai pozzi è realizzato tramite tubi posti sul fondo degli stessi;

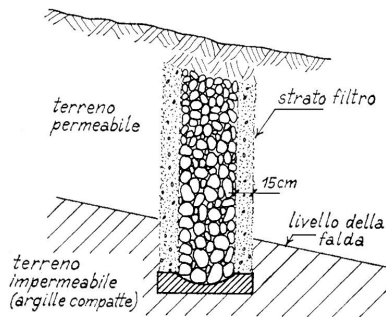


Fig. 1.9.8. Esempio di trincea drenante
(da: G. Tesoriere, Strade ferrovie aeroporti, Vol. 1, Il progetto e le opere d'arte UTET, Fig. X.9 p. 346)

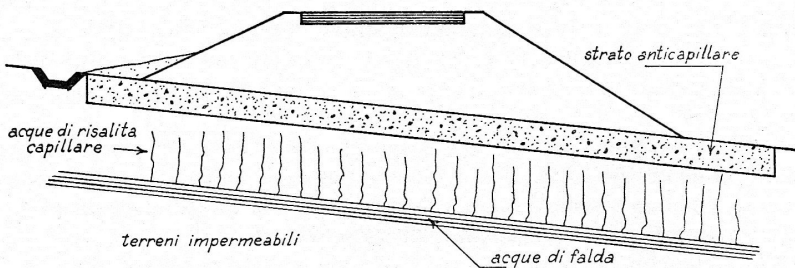


Fig. 1.9.9. Esempio di diaframma anti-capillare
(da: G. Tesoriere, Strade ferrovie aeroporti, Vol. 1, Il progetto e le opere d'arte UTET, Fig. X.10 p. 347)

- *dreni di umidità o diaframmi anti-capillari* (Fig. 1.9.9), realizzati scavando un cassonetto dello spessore di 30÷60 cm e sistemando, per una larghezza superiore alla fascia di occupazione del rilevato, uno strato costituito da terreno granulare (ciottoli e ghiaie) e da sabbie grosse. Questa soluzione permette l'evaporazione delle acque capillari, poiché lo strato è sempre in comunicazione con l'ambiente esterno.

1.9.4 VASCHE DI RACCOLTA DELLE ACQUE. Le *vasche di prima pioggia* raccolgono le acque provenienti dalla piattaforma, quindi ricche di sostanze inquinanti, impedendo così che queste si riversino nei colatori naturali o penetrino nel sottosuolo; le acque contenute in queste vasche possono subire trattamenti di sedimentazione e disoleazione oppure possono essere avviate ad un depuratore.

Occorre anche considerare che le strade sono percorse da veicoli che trasportano sostanze inquinanti liquide, le quali, in caso di un evento incidentale, potrebbero spandersi nell'ambiente circostante la strada. Per tali motivi, in prossimità di prese d'acqua per usi potabili oppure all'interno di gallerie, dove l'eventuale spandimento e conseguente incendio di liquidi infiammabili determinerebbe ingenti danni a cose e soprat-

tutto persone, vengono previste opportune *vasche di sicurezza idraulica*, alimentate da un sistema di caditoie e pozzetti provvisti di sifoni, che scaricano in un collettore parallelo, allo scopo di raccogliere tali sostanze pericolose, evitando quindi il contatto con l'ambiente circostante.

1.10 OPERE DI CONTENIMENTO DEL TERRENO ED ELEMENTI DI RITENUTA PARAMASSI

1.10.1 OPERE DI CONTENIMENTO DEL TERRENO. Nelle situazioni in cui la realizzazione di una scarpata di sterro o riporto comporti la movimentazione di elevati volumi di terra o un ingombro planimetrico eccessivo, la piattaforma stradale ed il terreno possono essere raccordati attraverso opere di contenimento che sostituiscono in tutto o in parte la scarpata stessa.

1.10.1.1 Tipologie. A seconda della posizione nella quale le opere di contenimento sono realizzate, si ha la seguente distinzione (Fig. 1.10.1):

- *muri di sostegno*, utilizzati nelle sezioni in rilevato, sostituiscono la scarpata di valle sostenendo il terrapieno;
- *muri di sottoscarpa*, utilizzati nelle sezioni in rilevato, sostituiscono la parte finale di una scarpata di valle;
- *muri d'unghia*, utilizzati nelle sezioni in rilevato, vengono realizzati al piede della scarpata per consentire una maggior stabilità e pertanto hanno dimensione inferiore rispetto al caso precedente;
- *muri di controripa*, adottati nelle sezioni in scavo per sostenere il terreno a monte della piattaforma stradale;
- *muri d'ala*, sono opere di sostegno del terrapieno realizzate lateralmente alle spalle di un ponte.

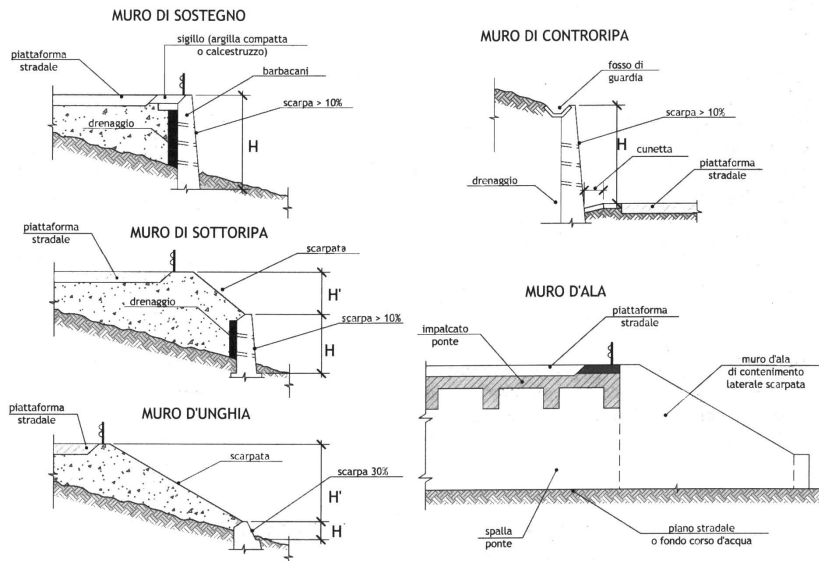


Fig. 1.10.1. Tipologie di muri di sostegno
(da: M. Servetto, *Strade e ferrovie - Tecniche progettuali e costruttive*
per le infrastrutture di trasporto terrestri, Il Sole 24 ORE, 2006 - Fig. 4.45 p. 261)

Nelle situazioni in cui il muro si trovi, su un lato, a diretto contatto con il terreno naturale è necessario inserire un sistema di drenaggio (Fig. 1.10.2). Ciò allo scopo di evitare accumuli d'acqua in prossimità del muro medesimo, da cui potrebbero derivare sovrappressioni, con conseguente aumento delle sollecitazioni.

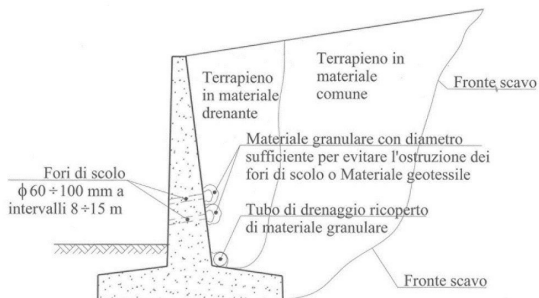


Fig. 1.10.2. Sistema di drenaggio di un muro di sostegno

(da: A. Longo, Muri di sostegno in calcestruzzo armato agli stati limite, 2.a ed., Hoepli, Fig. 4.9 p. 48)

Tali sistemi di drenaggio sono realizzati utilizzando dei terreni di riempimento con elevate caratteristiche di permeabilità, prevedendo l'installazione alla base del materiale filtrante di un tubo di drenaggio lungo tutta la lunghezza del muro. Tale tubo permette di convogliare l'acqua raccolta in appositi pozzetti o tombini. Inoltre sono da prevedersi dei fori di scolo con diametro $60 \div 100$ mm che attraversano il muro da monte a valle a distanza variabile di $8 \div 15$ m.

1.10.1.2 Tecniche realizzative. Le opere di contenimento, in relazione alla tecnica realizzativa adottata, possono essere così suddivise: muri a gravità, muri a secco, muri in calcestruzzo armato, muri prefabbricati, muri ad elementi, gabbionate, terre armate e terre rinforzate.

I *muri a gravità* (Fig. 1.10.3) sono costituiti da una struttura monolitica in calcestruzzo o in muratura di mattoni o pietrame, la stabilità è garantita dal peso proprio della struttura. Si tratta di opere generalmente poco costose e utilizzate per altezze limitate ($3 \div 4$ m), che possono dar vita a instabilità in caso di sisma. Al fine di aumentare la stabilità dell'opera stessa è possibile realizzare le pareti interna e/o esterna con gradonature (Fig. 1.10.3 b) o inclinare la base della fondazione verso l'interno del muro stesso (Fig. 1.10.3 c).

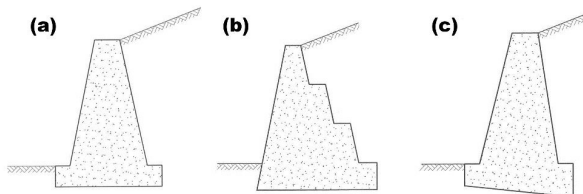


Fig. 1.10.3. Esempi di muri a gravità

(da: A. Longo, Muri di sostegno in calcestruzzo armato agli stati limite, 2.a ed., Hoepli, Figure 4.6 p. 42, 4.7 p. 43 e 4.8 p. 43)

I *muri a secco* (Fig. 1.10.4) sono realizzati accostando pietre di cava con superficie esterna avente scabrezza tale da garantirne il reciproco ammassamento, l'assenza di legante tra una pietra e l'altra consente a queste opere una elevata capacità drenante. Lo schema statico è il medesimo dei muri a gravità, ma richiede lunghe operazioni di posa in opera da parte di personale specializzato, con conseguenti elevati costi di realizzazione.



Fig. 1.10.4. Esempio di muro a secco

I *muri in calcestruzzo armato* (Fig. 1.10.5) sono costituiti da un paramento verticale ancorato alla suola (fondazione) in calcestruzzo. L'ancoraggio deve garantire la continuità strutturale tra gli elementi. La stabilità dell'opera deriva in larga parte dal peso di terreno che grava sulla parte di suola a monte; per migliorare la stabilità è possibile realizzare un dente di fondazione (Fig. 1.10.5 *b*) e/o disporre una mensola lungo la parete interna (Fig. 1.10.5 *c*). Tale tipologia di muro trova ampia applicazione nelle opere stradali o ferroviarie per altezze fino a 6÷8 m, per altezze superiori si ricorre generalmente a muri con contrafforti o tiranti.

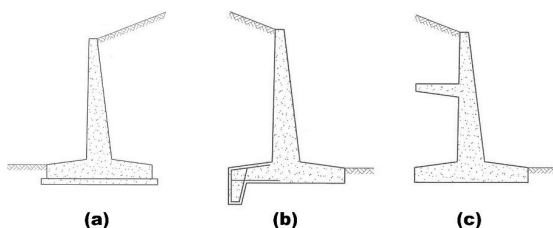


Fig. 1.10.5. Esempi di muri in calcestruzzo armato
(da: A. Longo, Muri di sostegno in calcestruzzo armato agli stati limite,
2.a ed., Hoepli, Figure 4.1 p. 38, 4.2 p. 38 e 4.3 p. 39)

I *muri prefabbricati* (Fig. 1.10.6) sono costituiti da pannelli prefabbricati in apposto impianto, aventi dimensioni che consentano il trasporto con mezzi tradizionali (larghezza massima pari a 2,4 m) ed accostati in sito; la prefabbricazione può interessare anche solo il paramento esterno, che ha la funzione di cassero al getto strutturale realizzato in opera. Lo schema statico è il medesimo dei muri in calcestruzzo armato.

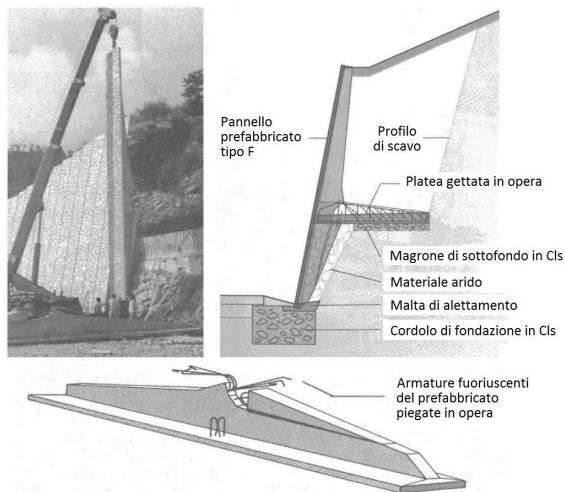


Fig. 1.10.6. Muro prefabbricato

(da: M. Servetto, Strade e ferrovie - Tecniche progettuali e costruttive per le infrastrutture di trasporto terrestri, Il Sole 24 ORE, 2006 - Fig. 4.53 p. 268)

I *muri a elementi* o *muri cellulari a gabbia* (Fig. 1.10.7) sono costituiti da un'intelaiatura di elementi prefabbricati in legno, calcestruzzo o acciaio, ottenuta sovrapponendo, in modo alternato ed ortogonale, gli elementi modulari e riempiendo con terreno naturale le gabbie così realizzate; la loro particolare struttura consente la crescita di vegetazione all'interno, per questo sono anche noti come *muri verdi*. Lo schema statico è il medesimo dei muri a gravità ma presentano il vantaggio di avere una rapida posa in opera e una maggiore deformabilità.

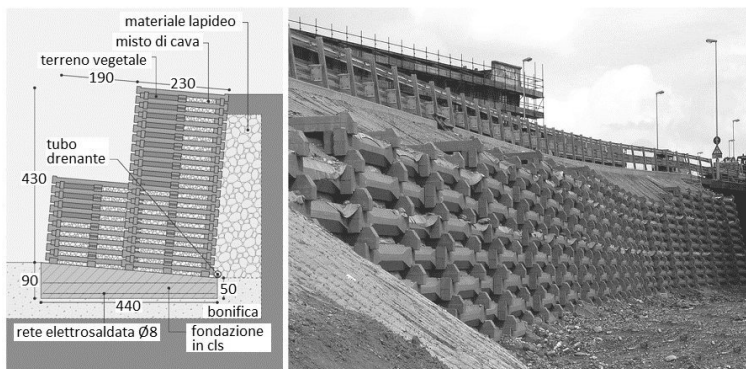


Fig. 1.10.7. Muro ad elementi o muro cellulare a gabbia

(da: Sezione ASPIA S.r.l. www.aspia.it/ecm/index.asp?9668=027id=2CPM=9 ; Esempio Co.Ge.Fa. S.p.A.

[<http://www.cogefaspa.com/modules/progetti/index.php?pid=26> www.cogefaspa.com/modules/progetti/index.php?pid=26]

I *muri in pietrame a gabbioni* (Fig. 1.10.8), o più semplicemente *gabbionate*, sono opere realizzate in luoghi dove è necessario intervenire in breve tempo per ripristinare la stabilità. Sono costituiti da gabbie di rete metallica zincata realizzate con processo industriale, trasportate, poste a terra e riempite con pietrame reperito in loco. Generalmente, le gabbie hanno larghezza 1 m, altezza $0,5 \pm 1$ m, lunghezza 1,5÷4 m.



Fig. 1.10.8. Muri in pietrame a gabbioni

(da: Gabbia di rete metallica ; Sezione trasversale S.I.S. S.r.l. www.sis.ingegneria.it/walls ; Esempio Borghi Azio S.r.l. [<http://www.borghiazio.com/prodotti/gabbioni.php> www.borghiazio.com/prodotti/gabbioni.php])

I *muri in terra rinforzata* (Fig. 1.10.9) sono realizzati rinforzando il terreno di riempimento (posto in opera a strati dello spessore di circa 30 cm, costituito preferibilmente da materiale granulare non argilloso o organico) con geogriglie o geosintetici in HDPE; grazie all'attrito che si sviluppa all'interfaccia terreno-rinforzo, si riducono le deformazioni orizzontali dell'ammasso, permettendo allo stesso di resistere allo stesso oltre le sue normali capacità.

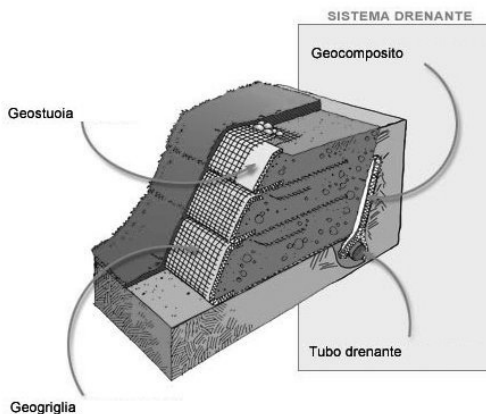


Fig. 1.10.9. Terra rinforzata

(da: HARPO S.p.A. www.enkadrain.it/applicazioni/terre-rinforzate.asp)

I *muri in terra armata* (Fig. 1.10.10) sono simili ai muri in terra rinforzata, con la differenza che il rinforzo non è continuo, è di tipo rigido e realizzato attraverso profilati metallici (o barre) di acciaio (spaziatura

orizzontale compresa tra 0,8 e 1 m, spaziatura verticale circa 0,5 m) fissati al paramento esterno. Detto paramento, appoggiato su un cordolo di calcestruzzo, è generalmente realizzato con pannelli prefabbricati in calcestruzzo.

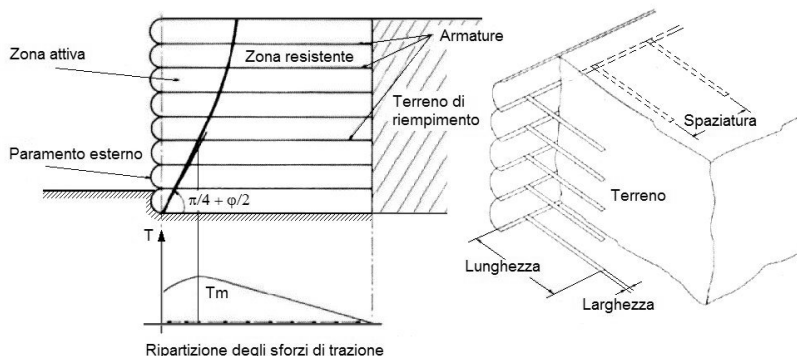


Fig. 1.10.10. Schema di terra armata
(da: A. Longo, Muri di sostegno in calcestruzzo armato agli stati limite,
2.a ed., Hoepli, Fig. 4.13 p. 46)

1.10.1.3 Dimensionamento di massima. Il dimensionamento delle opere di contenimento è da effettuarsi in conformità alle Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC), DM 14 gennaio 2008, e alle istruzioni per l'applicazione di tale DM (CM 2 febbraio 2009 n. 617), che impongono il metodo di verifica degli stati limite. Per muri con fondazioni superficiali, le verifiche geotecniche richieste in condizioni di equilibrio limite sono: verifica al ribaltamento, verifica allo scorrimento, verifica della capacità portante e verifica della stabilità globale. In tali verifiche, in ragione dell'area nella quale è inserita l'opera in progetto, sono da considerarsi nel calcolo le azioni sismiche.

Pur restando il dimensionamento delle opere di contenimento a carico dello specialista, si forniscono nella Tab. 1.10.1 le indicazioni di massima relative alle geometrie di alcuni muri al solo fine della redazione delle sezioni tipo del progetto stradale.

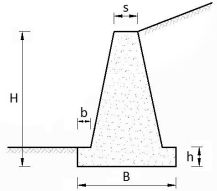
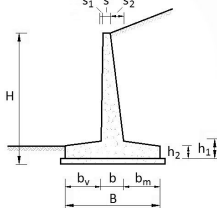
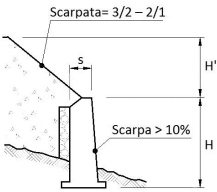
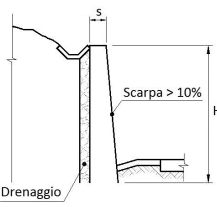
1.10.2 ELEMENTI DI RITENUTA PARAMASSI. Gli elementi di ritenuta paramassi sono opere atte a proteggere la strada dalla caduta di massi, vincolando o arrestando la loro corsa prima che raggiungano l'infrastruttura oggetto di protezione. Ne esistono diverse tipologie: rivestimenti con rete metallica, barriere paramassi, fossati di raccolta, rilevati in terra, gallerie paramassi.

I *rivestimenti di pendii con rete metallica* sono la soluzione più utilizzata allo scopo di trattenere i massi pericolanti (dimensione massima $0,6 \div 1 \text{ m}^3$) e di consolidare la superficie del pendio (Fig. 1.10.11).

La rete metallica, generalmente zincata e/o rivestita in PVC allo scopo di proteggere il filo dalla corrosione, presenta solitamente una maglia esagonale con doppia torsione dei fili (Fig. 1.10.12).

La rete è ancorata a monte con metodi diversi a seconda del carico di rottura della stessa (normalmente la distanza tra gli ancoraggi è di circa 1 m, comunque da definirsi in ragione del materiale costituente il pendio), lungo la parete sono inoltre previsti ancoraggi ogni $15 \div 20 \text{ m}^2$ di parete rivestita.

Tab. 1.10.1. Predimensionamento muri di sostegno.

Tipologia e Schema	Indicazioni
	<ul style="list-style-type: none"> • $B = 0,5 \div 0,7 H$ • $b = H/16 \div H/12$ • $h = H/8 \div H/6$ • $s \geq 30 \text{ cm}$
	<ul style="list-style-type: none"> • $B = 0,5 \div 0,7 H$ • $s \geq 30 \text{ cm}$ • $s_1 \geq H/100$ • $s_2 \geq H/10$ • $s \leq b \leq s + H/10$ • $b_v = B/3$ • $h_1 \leq b$ • $h_2 = 25 \div 30 \text{ cm}$
	<ul style="list-style-type: none"> • $H/H' \rightarrow s$ • $0,25 \rightarrow 0,18 \div 0,20 H$ • $0,50 \rightarrow 0,20 \div 0,22 H$ • $0,75 \rightarrow 0,22 \div 0,24 H$ • $1,00 \rightarrow 0,23 \div 0,26 H$
	<ul style="list-style-type: none"> • $s = 0,25 \div 0,40 H$ • $s_{\min} = 0,50 \text{ m} \rightarrow \text{se in pietrame e malta}$ • $s_{\min} = 0,40 \text{ m} \rightarrow \text{se in cls}$

Le *barriere paramassi* sono elementi di ritenuta in grado di sopperire alle sollecitazioni derivanti dalla movimentazione dei massi medesimi attraverso grandi deformazioni degli elementi strutturali (barriere paramassi flessibili) o attraverso piccole deformazioni ed elevato assorbimento di energia (barriere paramassi rigide). Esse possono essere:



Fig. 1.10.11. Operazione di rivestimento di un pendio con rete metallica
(dal web: oushiJia.en.alibaba.com)

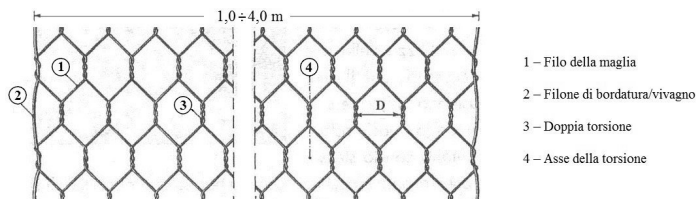


Fig. 1.10.12. Esempio di maglia per rivestimenti di pendii in rete metallica
(da: M. Agostinacchio, S. Olita - Elementi di ritenuta paramassi -
Tecnica e progettazione per costruzioni stradali e ferroviarie, EPC Libri, Fig. 2.2 p. 18)

- in legno e acciaio (Fig. 1.10.13 *a*) con bassa energia assorbita (<10 kJ) e quindi adatte per caduta di massi di piccole dimensioni;
- rigide in acciaio (Fig. 1.10.13 *b*) adatte per massi e detriti di limitate dimensioni (energia assorbita <40 kJ) e, come le precedenti, costituite da montanti verticali (profilati in acciaio tipo HE, interasse 2÷3 m, altezza 2÷3 m, incastrati alla base in un cordolo di CLS) sui quali vengono fissati gli elementi orizzontali (lamiera sagomata con ondulazioni profonde, larghezza circa 40 cm);

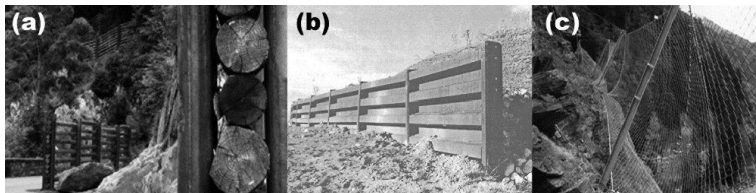


Fig. 1.10.13. Esempi di barriere paramassi

(da: M. Agostinacchio, S. Olita - Elementi di ritenuta paramassi - Tecnica e progettazione
per costruzioni stradali e ferroviarie, EPC Libri, Fig. 3.9 p. 64; (c) P.M.P. Costruzioni S.r.l.
[<http://www.costruzionipmp.it/barriera-paramassi-500.htm> www.costruzionipmp.it/barriera-paramassi-500.htm])

– a rete (Fig. 1.10.13 c), con funi di rinforzo orizzontali, permettono di assorbire un’elevata energia cinetica e sono costituite da montanti verticali (profilati in acciaio tipo HEA o HEB, interasse 3÷6 m, altezza fino a 4 m, incastrati alla base in un cordolo di CLS) collegati tra loro da funi in acciaio (diametro 18÷20 mm, interasse 20÷25 cm).

I *fossati di raccolta* (Fig. 1.10.14), molto economici, sono costituiti da uno scavo posto a monte dell’infrastruttura, allo scopo di limitare la movimentazione dei massi in caduta dopo rotolamento o rimbalzo. Un dimensionamento di massima dei fossati di raccolta è proposta da Ritche come riportato in Tab. 1.10.2.

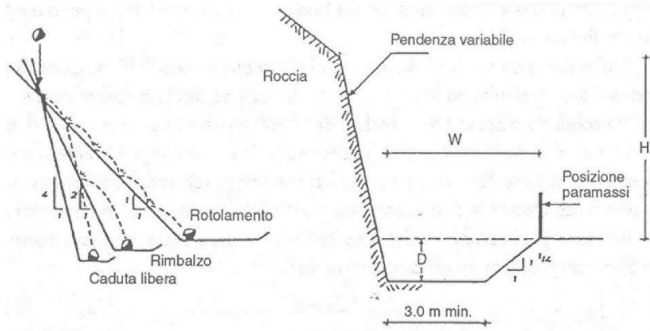


Fig. 1.10.14. Esempio di maglia per rivestimenti di pendii in rete metallica
(da: M. Agostinacchio, S. Olita - Elementi di ritenuta paramassi -
Tecnica e progettazione per costruzioni stradali e ferroviarie, EPC Libri, Fig. 4.2 p. 117)

Tab. 1.10.2. Parametri per il dimensionamento del fossato come nella Fig.1.10.14 – Ritche 1963
(da: M. Agostinacchio, S. Olita - Elementi di ritenuta paramassi - Tecnica e progettazione per costruzioni
stradali e ferroviarie, EPC Libri, Tab. 4.1 p. 117).

Pendenza parete	H (m)	W (m)	D (m)
Prossima alla verticale	4,5÷9,0	3,6	0,9
	9,0÷18,0	4,5	1,2
	> 18,0	6,0	1,2
0,25:1 – 0,30:1	4,5÷9,0	3,6	0,9
	9,0÷18,0	4,5	1,2
	18,0÷30,0	6,0	1,8 ^(*)
	> 30,0	7,5	1,8 ^(*)
0,50:1	4,5÷9,0	3,6	1,2
	9,0÷18,0	4,5	1,8 ^(*)
	18,0÷30,0	6,0	1,8 ^(*)
	> 30,0	7,5	2,4 ^(*)
0,75:1	0÷9,0	3,6	0,9
	9,0÷18,0	4,5	1,2
	> 18,0	4,5	1,8 ^(*)
1:1	0÷9,0	3,6	0,9
	9,0÷18,0	3,6	1,5 ^(*)
	> 18,0	4,5	1,8 ^(*)

(*) – se il fossato è utilizzato in accoppiamento con una barriera paramassi, D può essere ridotto a 1,2 m