



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI CATANIA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

SASCIA CANALE

FRANCESCO NICOSIA

SALVATORE LEONARDI

**ANALISI CRITICA DELLA
PROBLEMATICHE INERENTI ALLE
INFRASTRUTTURE VIARIE**

Quaderno n. 93

ISTITUTO STRADE FERROVIE AEROPORTI

VIALE A. DORIA, 6 - 95100 CATANIA

MARZO 1997

ANALISI CRITICA DELLA PROBLEMATICHE INERENTI ALLE INFRASTRUTTURE VIARIE

di: **Sascia Canale** (1)
Francesco Nicosia (2)
Salvatore Leonardi (3)

- (1) Professore associato di “Costruzione di Strade Ferrovie ed Aeroporti” presso l’Istituto di Strade Ferrovie ed Aeroporti dell’Università di Catania.
- (2) Ingegnere contrattista e cultore della materia presso l’Istituto di Strade Ferrovie ed Aeroporti dell’Università di Catania.
- (3) Ingegnere collaboratore all’attività di ricerca e cultore della materia presso l’Istituto di Strade Ferrovie ed Aeroporti dell’Università di Catania.

Istituto di Strade Ferrovie ed Aeroporti
dell’Università degli Studi di Catania

Direttore della Ricerca: Prof. Ing. Sascia Canale

1. PREMESSA

Il progetto così come la costruzione, la gestione e la manutenzione di una infrastruttura di viabilità e trasporto è oggi un processo multidisciplinare cui partecipano gli specialisti delle varie materie coinvolte. E' sempre più evidente tuttavia che nessuno degli attori di questo processo, inclusi gli organismi responsabili di approvazione e controllo, può fare la sua parte senza nulla sapere delle altre componenti.

Le infrastrutture di viabilità e trasporto presentano, infatti, quasi sempre una forte integrazione con l'ambiente con cui si relazionano. Ciò ha prodotto conseguenze di rilievo non solo sul piano legislativo e procedurale⁽¹⁾ ma anche su quello programmatico ai fini di una nuova ripartizione delle risorse tendente al raggiungimento di un più opportuno equilibrio dei traffici fra i modi di trasporto⁽²⁾.

I moderni ingegneri dovranno pertanto confrontarsi sempre più con scelte di tipo sistemico, che vanno quindi al di là della propria stretta competenza. Lo scopo di questa monografia è dunque quello di mettere in risalto il concetto di "progettazione integrata" intesa come strumento di scelta che prevede livelli differenziati di confronto e che viene articolato in tre quadri di riferimento: programmatico, progettuale ed ambientale.

La già accennata necessità di trasferimento di risorse verso il trasporto su ferro sia per i passeggeri che per le merci ci ha indotto a trattare due tematiche di attualità su questi argomenti. Si tratta dell'alta velocità ferroviaria⁽³⁾ e dell'intermodalità⁽⁴⁾, le quali

⁽¹⁾ A seguito della Direttiva della Comunità Europea 85/337/CEE del 27/6/85 sono state emanate in Italia i seguenti decreti:

- Legge n°349 del 8/7/86 per l'istituzione del Ministero dell'Ambiente;
- DPCM n° 377 del 10/8/88 per la "Regolamentazione delle pronunce di compatibilità ambientale e norme in materia di danno ambientale";
- DPCM del 27/12/88 per le "Norme tecniche per la redazione degli studi di impatto ambientale e la formulazione del giudizio di compatibilità".

⁽²⁾ Si consiglia la consultazione del Piano Generale dei Trasporti (PGT) pubblicato sulla G.U. del 15/5/86 con il relativo aggiornamento edito dal Ministero dei Trasporti nell'aprile 1990. In questo ambito viene anche definito il "modo" di trasporto come il sistema fatto di infrastrutture "più vettore" che utilizza il veicolo stradale, ferroviario, aereo, navale.

⁽³⁾ Con il termine "Alta Velocità ferroviaria" si intende un sistema costituito di nuove linee, nuovi impianti e nuovi vettori tali da poter raggiungere prestazioni di oltre 300 Km/h e di assicurare un servizio omotachico con cadenza di pochi minuti e con velocità commerciale

rappresentano le due scelte strategiche con cui nel nostro Paese si tenterà di trasferire una quota parte di traffico passeggeri e merci dalla strada alla rotaia.

Inoltre, l'ormai consolidata opportunità di incentivazione degli investimenti per le infrastrutture di trasporto su ferro non può assolutamente consentire di trascurare l'enorme patrimonio di infrastrutture viarie di cui è dotato il nostro Paese. Ciò implica un'attenzione particolare verso tutto ciò che ha a che fare con la sicurezza attiva e passiva⁽⁵⁾ perché in attesa dell'auspicato riequilibrio modale, per diversi anni ancora i flussi di traffico resteranno elevati sulla rete viaria con coefficienti di rischio sempre più alti che porteranno ad un contributo di vite umane che non potrà essere più accettato⁽⁶⁾.

(intesa come rapporto tra la lunghezza della tratta ed il tempo impiegato a percorrerla) di oltre 200 Km/h.

⁽⁴⁾ Il termine "Intermodalità" è riferito alla possibilità di effettuare lo spostamento cosiddetto "da porta a porta" (soprattutto nel settore merci) utilizzando nelle varie tratte il "modo" di trasporto più conveniente. E' tipico il caso delle "casce mobili" o dei "containers" o degli interi rimorchi degli autotreni che effettuano le tratte brevi di raccolta e distribuzione su strada e quella di lunga percorrenza su appositi carrelli ferroviari.

⁽⁵⁾ La sicurezza si definisce "attiva" quando si pone come obiettivo la diminuzione della probabilità di incidente, mentre si definisce "passiva" quando è mirata alla attenuazione della gravità delle conseguenze dell'incidente. Ad esempio una pavimentazione drenante, che ha cioè lo strato di usura con una percentuale di vuoti tale da permettere il drenaggio dell'acqua piovana, fa aumentare notevolmente il coefficiente di aderenza fra strada e pneumatico in condizioni di pioggia e quindi è un intervento attivo in quanto fa diminuire la probabilità di incidente causata dall'abbassamento di quel coefficiente. Una barriera di sicurezza invece non agisce sulle cause che producono l'incidente ma è essenziale per contenere (fino anche ad eliminarle) le conseguenze che possono derivare dall'incidente stesso e quindi è un intervento di tipo "passivo".

⁽⁶⁾ Si consiglia la consultazione di "Statistica degli incidenti stradali" edito dall'ISTAT.

2. QUADRO DI RIFERIMENTO PROGRAMMATICO

Le infrastrutture di viabilità e trasporto sono state fino ad ora realizzate in Italia con il contributo totale o parziale dello Stato in quanto normalmente sono state riconosciute opere di pubblica utilità⁽⁷⁾. Al contrario quindi di altri servizi che vengono pagati dall'utente, il servizio di trasporto, ritenuto appunto sociale, ha usufruito di questo status che porta l'onere della costruzione della infrastruttura a carico di tutti i cittadini. Infatti sia i pedaggi autostradali che le tariffe ferroviarie o aeree, salvo rare eccezioni, non solo non compensano gli oneri di costruzione della infrastruttura ma nemmeno quelli di manutenzione ed esercizio.

Il dibattito sulla equità di questo regime cosiddetto misto si trascina da anni passando da entusiastici apprezzamenti a critiche feroci. La congiuntura attuale di estrema difficoltà per le finanze pubbliche ovviamente porta ad accentuare le seconde e favorisce una tendenza alla ricerca di copertura per gli investimenti autostradali

⁽⁷⁾ La prima organizzazione del settore stradale in Italia risale alla legge n°2248 del 20/3/1865 che classificava le strade in: statali, provinciali, comunali, vicinali. Con la legge n°1094 del 17/5/1928 veniva istituita l'A.A.S.S. (Azienda Autonoma delle Strade Statali) da cui deriva l'attuale ANAS (Azienda Nazionale Autonoma delle Strade), che veniva delegata alla costruzione ed alla gestione della rete delle strade statali.

Con la legge n°547 del 17/4/1948 l'ANAS veniva autorizzata a costruire ed a gestire nuove autostrade anche in concessione, nonché, a contrarre mutui e prestiti, previa autorizzazione del Ministero del Tesoro, per finanziare nuovi lavori. L'istituto della concessione prevedeva la possibilità di un contributo da parte dello Stato nel caso che le entrate previste dal concessionario non fossero sufficienti a coprire le esigenze di bilancio. Con la legge n°463 del 21/5/1955 si perfezionava il meccanismo della concessione per la costruzione e la gestione delle autostrade secondo i seguenti criteri:

- massima durata della concessione: 30 anni
- contributo dello Stato: non superiore al 40%
- trasferimento allo Stato dell'eventuale surplus di bilancio derivante dai pedaggi, dopo il quinto anno di apertura al traffico, detratto il 10%, nella stessa percentuale del contributo ricevuto.

Il massimo contributo concesso dallo Stato con questa legge fu raggiunto dall'Autostrada del Sole Milano - Napoli nella misura del 36%.

La legge n°904 del 13/8/1959 integrava i fondi della precedente legge per la costruzione delle autostrade Bologna - Pescara, Palermo - Catania e Catania - Messina.

La legge n°729 del 24/7/61 regolamentava nuovamente la materia delle concessioni e stabiliva il finanziamento dell'autostrada Salerno - Reggio Calabria senza pedaggio.

L'aumento sia dei costi di costruzione che dei costi del denaro mise in crisi tutto il sistema ripartire i contratti per le autostrade.

attraverso l'aumento delle tariffe di pedaggio⁽⁸⁾ e per quanto riguarda le ferrovie attraverso la partecipazione di istituzioni private (banche) alla società concessionaria che dovrà realizzare e gestire le nuove linee ad alta velocità⁽⁹⁾.

In estrema sintesi si vuole qui evidenziare che, proprio perché l'investimento in infrastrutture di trasporto non viene quasi mai pagato da chi ne usufruisce, occorre un'accentuata sensibilità verso la verifica dell'*inderogabile necessità dell'opera* con la consapevolezza che qualsiasi spreco non solo è una sottrazione di risorse ad altre necessità ma può diventare anche un ingiustificato consumo di risorse non rinnovabili. Per contro va ricordato che da sempre trasporto equivale a progresso e che la possibilità di instaurare una nuova relazione è un beneficio anche per chi nell'immediato non ne usufruisce.

Come sempre la ricerca di un giusto equilibrio fra salvaguardia e consumo è un obiettivo valido da perseguire in tutte le decisioni che ci riguardano. In questo ambito uno strumento di verifica e controllo che sta mostrando sempre più la sua validità è *l'analisi dell'“opzione zero”*. Con questo termine si intende lo studio delle conseguenze che si potrebbero verificare se non viene realizzata l'opera. E' noto che un sistema a rete⁽¹⁰⁾, quale è appunto quello delle infrastrutture di trasporto, reagisce in forma articolata a qualsiasi intervento si faccia o non si faccia nel suo ambito. Se ne deduce che la mancata realizzazione di un nuovo ramo della rete, oltre alla mancanza del traffico

⁽⁸⁾ Ci si riferisce ad esempio al caso della “Variante di valico” dell'Autostrada A1 tra Firenze e Bologna il cui progetto per una estesa di circa 50 km è stato di recente approvato per un costo di circa 5000 miliardi di lire, per il cui finanziamento la Società Autostrade ha chiesto di poter aumentare i pedaggi su tutta la propria rete (circa 3000 km).

⁽⁹⁾ In data 7/8/1991 l'Ente Ferrovie dello Stato ha affidato alla Società “Treno Alta Velocità - T.A.V. S.p.A.” la concessione per la progettazione esecutiva, la costruzione e lo sfruttamento economico di opere facenti parte del Sistema Alta Velocità.

⁽¹⁰⁾ Un sistema si definisce “a rete” quando è composto da “nodi” e da “archi” che li collegano tra loro. Nel caso dei trasporti un “nodo” coincide con un punto di origine o di destinazione e quindi può essere un centro abitato, uno svincolo, una stazione, un aeroporto, ecc., a seconda della scala di lavoro. Gli “archi” o “rami” della rete rappresentano invece le possibilità di collegamento le quali possono essere di uno o più modi di trasporto. La rappresentazione schematica attraverso punti e linee di una rete si definisce “grafo” della rete.

creato⁽¹¹⁾ che in genere comporta, produce un sovraccarico sui rami esistenti dovuto alla mancata deviazione sulla nuova opera. Non solo tutto questo può essere quantizzato con sufficiente approssimazione, ma esistono gli strumenti, ampiamente tarati, per simulare le ricadute ambientali di questo fenomeno. Ci si riferisce in particolar modo a quei modelli matematici, di cui si dirà ampiamente in seguito, che permettono di simulare la diffusione dei vari inquinanti al contorno delle infrastrutture di trasporto.

L'inquinamento (e quindi la salute pubblica) è solo un aspetto, anche se oggi il più allarmante, del problema ma non si può trascurare l'enorme consumo di risorse in termini di tempo, di mancata produzione di reddito ed altro che la congestione su un ramo della rete può produrre.

E' evidente quindi che come è un danno per la collettività fare un'opera non necessaria, lo è altrettanto non farne una necessaria. In questo sottile equilibrio si deve inserire l'analisi obiettiva dell'ingegnere per dare alla comunità quel contributo di conoscenze che è proprio del suo ruolo.

La verifica dell'inderogabile necessità, tuttavia è solo il primo passo di un lungo iter del processo progettuale e realizzativo dell'infrastruttura; il secondo consiste nel controllo delle correlazioni con le pianificazioni sia di settore che territoriali. Per le infrastrutture di trasporto, le pianificazioni di settore hanno una gerarchia ben precisa. A monte di tutto esiste il Piano Generale dei Trasporti che è un documento quadro di indirizzo entro cui si inseriscono sia i piani più operativi di agenzia (Anas - Ferrovie - Aeroporti - ecc.)⁽¹²⁾ che i Piani Regionali di Trasporto⁽¹³⁾. Il concetto di correlazione

⁽¹¹⁾ Si definisce "traffico creato" quello che si sviluppa a seguito dell'apertura di una nuova possibilità di collegamento fra due nodi, o a seguito del miglioramento della quantità e della qualità del servizio lungo un ramo esistente.

⁽¹²⁾ Con il termine "piani di agenzia" si intende far riferimento ai piani dei vari enti delegati alla programmazione delle infrastrutture di trasporto. Ad esempio l'ANAS è l'azienda del Ministero dei Lavori Pubblici delegata alla programmazione, realizzazione e manutenzione delle strade statali. In tale veste è suo compito elaborare un piano decennale di lungo periodo ed un piano triennale di medio termine. Analogamente per l'Ente Ferrovie e per la Direzione dell'Aviazione Civile.

⁽¹³⁾ I "Piani Regionali di Trasporto" sono redatti dalle Regioni a seguito della "Legge quadro sui trasporti pubblici locali" n° 151 del 1981. Le prime Regioni a dotarsi di un PRT sono state il Piemonte, la Lombardia, l'Emilia Romagna e la Toscana rispettivamente nel 1979, 1982 e 1986. Hanno fatto seguito nel 1988 il Friuli, il Veneto, le Marche, l'Umbria, la Valle d'Aosta e la Sardegna. Nel 1989 la Puglia e la Campania, e nel 1990 la Basilicata, la Liguria, l'Abruzzo ed il Molise.

deve avere in questo caso una valenza che va al di là della presenza o meno dell'opera nei piani, si tratta infatti di verificare che gli obiettivi che ci si prefigge di raggiungere siano congruenti con le linee di tendenza dei piani.

Accade sovente infatti che l'infrastruttura in argomento sia soltanto una tratta di un più ampio itinerario indicato nei piani. Se da un lato appare giustificabile per motivazioni di ordine finanziario una procedura per tratte (che in Italia è quasi la norma), non è detto che la dinamica finanziaria coincida con quella trasportistica (caso molto frequente). Un errore di scelta della tratta o di funzionalità della stessa non solo può vanificare per anni il raggiungimento degli obiettivi che ci si era prefissi ma anche può apportare quei danni, di cui si è detto, dovuti all'inutilità dell'opera in quel frangente. E' necessario insistere su questo argomento data la frequenza di casi del genere in Italia. Bisogna uscire dall'equivoco di dichiarare coerente con i piani un'opera che lo è solo in parte. La compatibilità di una tratta è cosa ben diversa da quella dell'intero itinerario. Occorre analizzare a fondo i piani finanziari di supporto, la congruenza delle tempistiche realizzative, la logica funzionale della rete per stadi successivi, tenendo ben presente che il territorio non è un'entità statica nel tempo, ma al contrario si evolve continuamente.

In quest'ambito si inserisce l'altro ambito di pianificazione che è quello territoriale a scala regionale, provinciale, comunale, comprensoriale, ecc. A questo punto il quesito non è più solo se e quando fare l'infrastruttura, ma anche "come" e "dove" farla.

Ovviamente le complessità aumentano perché, non sempre le pianificazioni di settore e territoriali sono coerenti sia fra loro che al loro interno. La soluzione non è

Il 4/3/1989 è intervenuto il Decreto legge n° 77 "Disposizioni urgenti in materia di trasporti e di concessioni marittime" convertito in legge n° 160 del 5/5/1989 che dava tempo sette mesi alle Regioni ancora inadempienti.

In estrema sintesi il P.R.T. deve:

- indicare le esigenze e le valutazioni di ciascuna Regione in ordine all'assetto delle grandi reti nazionali ed internazionali;
- individuare soluzioni specifiche relative all'impatto che tali reti hanno sulla realtà locale e le condizioni del loro inserimento nel territorio;
- definire le strategie e le politiche di intervento nei confronti dei trasporti di interesse regionale;
- definire i relativi programmi di attuazione;
- individuare il fabbisogno di risorse e l'andamento negli anni dei flussi di investimento;
- verificare i risultati conseguiti a fronte degli obiettivi e dei criteri d'intervento indicati nello schema del P.G.T.

quasi mai univoca. E' bene quindi analizzare più scenari alternativi che gerarchicamente possono essere di sistema, di corridoio, di tracciato, di tipologia progettuale, di modalità costruttiva a seconda dello stadio in cui si opera.

Il Piano Regolatore di un Comune ad esempio non prevede quasi mai (in quanto non di propria competenza) infrastrutture che hanno una funzionalità sovracomunale e quando le prevede (perché recepite da un Piano Regionale) non è detto che la scelta fatta a livello comunale sia la migliore in un'ottica sovracomunale. Per contro ogni Comune è sovrano (con varie limitazioni) sul proprio territorio, per cui il progetto di una infrastruttura di trasporto a valenza sovracomunale è anche la ricerca di un consenso verso una soluzione che salvaguardi da un lato gli interessi della più ampia collettività (che paga l'opera) e dall'altro le esigenze di chi cede una quota parte del proprio territorio.

La conflittualità o il consenso si esprime, come si è detto, a vari livelli di progettualità, il primo dei quali è la cosiddetta "scelta di sistema". Con questa dizione si intende tutto quel campo di variabili che stanno a monte del progetto vero e proprio e che inficiano la funzionalità della rete in cui è articolato il sistema trasporti con i suoi sottosistemi stradali, ferroviario, aereo, navale, ecc. Ad esempio è una macroscelta di sistema decidere se privilegiare la relazione da A a B con il modo stradale o ferroviario. Sono sempre scelte di sistema i collegamenti con la rete e quindi gli svincoli, le stazioni, ecc., gli standard progettuali e quindi il tipo di servizio da offrire, gli eventuali corridoi alternativi.

3. QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE

3.1 Le scelte di sistema.

La prima parte del Quadro di riferimento Progettuale sta a cavallo fra il precedente quadro programmatico ed il progetto vero e proprio, in quanto affrontando le scelte di sistema si pone a valle della pianificazione ed a monte delle scelte progettuali che riguardano l'opera già definita. A titolo esemplificativo si sono già elencate alcune classiche scelte di sistema per una infrastruttura di trasporto.

Restando nel settore stradale si può evidenziare la scelta della *sezione tipo*, intendendo con questo non il progetto degli elementi costituenti, che verrà dopo, quanto la composizione tipologica della “piattaforma”⁽¹⁴⁾.

Tipo sezione	ΔV_p	Larghezza (m)	Corsie (per senso di marcia)	Larghezza spartitraffico (m)	Larghezza banchine (m)
I	110 - 140 km/h	25.00	2 x 3.75	4.00	3.00
		32.00	1 x 3.50 + 2 x 3.75	4.00	3.00
II	90 - 120 km/h	23.00	2 x 3.75	2.00	3.00
		30.00	1 x 3.50 + 2 x 3.75	2.00	3.00
III	80 - 100 km/h	18.60	2 x 3.50	1.10	1.75
IV	80 - 100 km/h	10.50	1 x 3.75	assente	1.50
V	60 - 80 km/h	9.50	1 x 3.50	assente	1.25
VI	40 - 60 km/h	8.00	1 x 3.00	assente	1.00

Tab. 3.1 - Classificazione della piattaforma stradale secondo il CNR.

Le norme CNR per la progettazione di strade extraurbane (attualmente in vigore) prevedono sei tipi di sezione (Tab. 3.1). Ad ognuno di essi⁽¹⁵⁾ corrisponde una capacità secondo la formula:

⁽¹⁴⁾ Si definisce “piattaforma stradale” l'insieme delle corsie di marcia (accorpate in una o più carreggiate) delle banchine e degli elementi marginali.

⁽¹⁵⁾ Si definisce “capacità” di una strada quel limite di portata che ha sufficiente probabilità di non essere superato.

$$C = 2000 \cdot n \cdot fw \cdot fHV$$

dove:

- n è il numero di corsie per ogni senso di marcia;
- fw è un coefficiente di riduzione che tiene conto della larghezza delle corsie e del franco laterale⁽¹⁶⁾;
- fHV è un altro coefficiente di riduzione che dipende contemporaneamente dalla percentuale dei veicoli pesanti e dall'andamento altimetrico⁽¹⁷⁾.

Entrambi i coefficienti (fw ed fHV) sono stati tabellati dall'HIGHWAY CAPACITY MANUAL edito dal TRANSPORTATION RESEARCH BOARD di Washington.

In termini trasportistici quindi ad ogni sezione tipo e ad ogni andamento planoaltimetrico corrisponde un "bene e un servizio offerto" individuato proprio dal valore della capacità della infrastruttura, dalla velocità media di base⁽¹⁸⁾ e, se c'è, dal costo del pedaggio.

Come in tutti i servizi l'offerta non ha un valore autonomo se non viene commisurata alla domanda potenzialmente interessata. Ma è altrettanto vero che questa dipende in gran parte dalle condizioni di esercizio della infrastruttura. Si può quindi dire che l'offerta e la domanda si condizionano vicendevolmente alla ricerca di un equilibrio continuamente dinamico, che dipende sostanzialmente dall'apprezzamento, dalla necessità e più in generale dalla convenienza che ha l'utente nell'effettuare lo spostamento.

⁽¹⁶⁾ Se uno ostacolo laterale si trova nel campo della visione distinta del conducente, la cui ampiezza dipende dalla velocità del veicolo, questi reagisce alla sensazione di pericolo allontanandosi lateralmente dall'ostacolo o riducendo la velocità, procurando in ogni caso una riduzione della portata.

⁽¹⁷⁾ L'influenza dei veicoli pesanti sulla portata di una strada dipende da tre fattori:

- percentuale sul totale dei veicoli;
- pendenza della livelletta;
- lunghezza della livelletta.

In termini relativi ciò che preoccupa di più è proprio la lunghezza della livelletta. Basta una lunghezza di appena 1000 metri (abbastanza usuale nella progettazione stradale) per portare il coefficiente di equivalenza in autovetture a valori abbastanza elevati anche con una pendenza del 3 %.

⁽¹⁸⁾ Si definisce "velocità media di base", la media pesata, in funzione della lunghezza, delle velocità di progetto del tronco stradale, che non sono altro che le massime velocità sostenibili in condizioni di sicurezza da un veicolo isolato su ogni elemento geometrico del tracciato.

Si è già detto che qualsiasi infrastruttura di trasporto appartiene ad una rete, che nel momento in cui viene dotata di un nuovo ramo (o se ne aumenta la capacità di uno esistente) subisce a catena una serie di trasferimenti di domanda da parte di tutti gli utenti interessati alla nuova tratta cui si va ad aggiungere il traffico creato (in quanto prima inesistente) dalla presenza della nuova tratta. Una più facile opportunità di spostamento favorisce infatti nuovi insediamenti in zone precedentemente non considerate o nuovi scambi fra zone che in precedenza non avevano convenienza ad effettuarli. Purtroppo con questo alibi si sono motivati tanti investimenti sbagliati sperando che la strada fosse una specie di bacchetta magica per risolvere la depressione di un'area. Ciò ovviamente non può essere vero in quanto quasi sempre il traffico creato deve essere un valore aggiunto al traffico deviato.

Partendo proprio dal concetto di deviazione (dallo stesso o da altri modi di trasporto) si può cominciare a capire meglio il legame fra offerta e domanda. E' chiaro infatti, non solo che per catturare traffico bisogna offrire condizioni migliori di quelle esistenti, ma anche che non c'è motivo di tentare di deviare il traffico se questo non si trova o, meglio, si prevede che a breve non si trovi in condizioni disagiate.

Questa analisi permette di individuare con buona approssimazione non solo la domanda (in quanto già fortemente presente su rami esistenti della rete) ma anche l'offerta necessaria per attrarla. Tutto questo sarebbe abbastanza semplice se non intervenisse una variabile aleatoria di rilevante importanza quale è il tempo. Da un lato infatti esiste il problema dell'enorme vita utile⁽¹⁹⁾ delle infrastrutture di trasporto (venti anni è proprio un minimo), dall'altro la poca attendibilità di previsioni comportamentali su tempi dello stesso ordine di grandezza. Ciò introduce un ulteriore elemento di prudenza che non sempre si rivela favorevole alla collettività. Sempre più infatti prevale la tendenza a ricercare il ritorno economico⁽²⁰⁾ dell'infrastruttura nell'arco dei primi dieci anni dall'apertura al traffico, il che a breve termine dà certamente maggiori

⁽¹⁹⁾ Si definisce “vita utile di un'infrastruttura di trasporto” quel periodo di tempo al di là del quale la degradazione da essa subita ne rende necessario il rifacimento.

⁽²⁰⁾ Si definisce “ritorno economico di una infrastruttura” il confronto, che può avvenire in diverse forme, tra il valore attualizzato del flusso dei benefici netti ed il valore attualizzato degli oneri di investimento, di manutenzione e di esercizio. Con il termine “beneficio” si intende la riduzione del costo generalizzato di trasporto dell'utente derivante dalla realizzazione del progetto.

garanzie sulla giustezza dell'investimento, ma a lungo termine può produrre situazioni di sottodimensionamento di infrastrutture per altri versi ancora validissime. Esempio è il caso attuale della necessità di allargamento a tre corsie di alcune autostrade aperte al traffico da appena venti anni senza che nulla sia stato predisposto per l'eventuale futuro ampliamento.

Si coglie ancora una volta l'occasione per ribadire che nel settore della progettazione delle infrastrutture viarie non esistono soluzioni univoche e che l'ingegnere si trova spesso davanti a scelte complesse in cui non tutti i termini del problema sono chiaramente definibili. E' quindi necessario un atteggiamento allo stesso tempo critico e di apertura verso le più diverse esigenze, evitando un conformismo superficiale con soluzioni prese in altri momenti e in altre condizioni.

Per una ferrovia la definizione dell'offerta presenta alcuni aspetti abbastanza simili ed altri completamente diversi. I concetti di traffico deviato e creato sono sostanzialmente gli stessi. Quello che cambia è il concetto di capacità in quanto in questo caso non è completamente vero che la qualità del servizio dipende dal rapporto portata su capacità.

In ferrovia infatti si potrebbe avere un ottimo servizio anche al limite della capacità proprio perché, non esiste l'aleatorietà comportamentale dell'autista e tutte le interferenze fra vettori sono regolate da apposito orario di servizio.

E' questo infatti uno dei tanti motivi di economicità del servizio su ferrovia rispetto a quello su strada. Un semplice confronto evidenzia infatti che per ogni direzione su ferrovia possono viaggiare circa 3200 passeggeri seduti l'ora⁽²¹⁾ ad una velocità commerciale di circa 200 Km/h con i treni ad alta velocità (AV) e di circa 110 Km/h per gli attuali intercity (IC) al prezzo di circa 185 lire al Km. Al contrario su un'autostrada a quattro corsie in condizioni ideali si hanno per il livello di servizio A⁽²²⁾ (rapporto $Q/c \leq$

⁽²¹⁾ La composizione media di un treno intercity è di una motrice (tipo E402) e 16 carrozze per un peso complessivo di 720+89 tonn. Mentre per l'A.V. è prevista una composizione di due motrici ETR500 e 10 vagoni con peso totale di 544 tonn.

⁽²²⁾ Si definisce "livello di servizio" un indice di qualità della circolazione che dipende dalla velocità possibile e dal rapporto portata/capacità. L'Highway Capacity Manual individua sei livelli di servizio da A ad F in ordine decrescente.

0,35 e velocità possibile ≥ 95 km/h) 1400 veicoli l'ora, che nell'ipotesi di un *coefficiente di riempimento medio*⁽²³⁾ di 1.3 corrispondono a 1820 passeggeri l'ora.

Bisogna arrivare al livello di servizio C (rapporto $Q/c \leq 0,75$ e velocità possibile ≥ 80 Km/h per portare 3900 passeggeri l'ora superando quindi la ferrovia. Se poi si fanno i conti in condizioni di capacità (livello di servizio E, velocità possibile circa 50 Km/h) si arriva anche a 5200 passeggeri/ora.

La situazione migliora sensibilmente per un'autostrada a sei corsie in condizioni ideali, dove già al livello di servizio A si raggiunge una portata oraria (circa 3120 passeggeri/ora) dello stesso ordine di grandezza di quella ferroviaria ed a capacità si raggiungono i 7800 passeggeri/ora (che sono più del doppio di quelli ferroviari)⁽²⁴⁾.

Il costo al chilometro non è nemmeno comparabile con quello ferroviario (sempre nell'ipotesi di un coefficiente di riempimento di 1.3) in quanto si attesta intorno alle 450 £/Km⁽²⁵⁾. Ovviamente questo costo a passeggero viene drasticamente abbattuto nel caso di coefficiente di riempimento 4 o 5, scendendo a 150-120 lire per passeggero al chilometro. Se ne deduce che se valessero solo queste condizioni ai fini della scelta modale attualmente dovrebbero andare in autostrada limitatamente al livello di servizio A soltanto le vetture con 4 o 5 passeggeri e quando sarà in servizio l'AV non ci dovrebbe andare più nessuno !!!

Ovviamente tutto ciò non è verosimile per le molteplici altre condizioni che entrano in gioco e sarebbe estremamente errato limitarsi a questo ragionamento ai fini di una scelta modale dell'investimento, tuttavia si spera che proprio l'aspetto volutamente provocatorio porti a riflettere meglio su queste condizioni.

Come si può constatare da questi brevi cenni, è proprio in questa fase di scelta di sistema che si decide la qualità e la quantità del servizio di trasporto che verrà offerto agli utenti. Solo dopo aver definito gli standard di servizio dell'infrastruttura si può passare alla scelta dei criteri progettuali.

3.1.1 Criteri progettuali.

⁽²³⁾ Si definisce "coefficiente di riempimento medio" di un'autovettura il numero medio di passeggeri occupanti (compreso il conducente) su un campione di veicoli statisticamente valido.

⁽²⁴⁾ Si raccomanda la consultazione dell'Highway Capacity Manual per un esame compiuto di tutti gli aspetti numerici.

⁽²⁵⁾ Si raccomanda la consultazione di "F. Armani - Gli autotrasporti italiani nel 1990".

Nel campo progettuale ad ognuno dei sei tipi di sezione, previsti dalle attuali norme CNR⁽²⁶⁾, corrisponde un intervallo di velocità di progetto. Abbiamo già visto che la qualità del servizio si relaziona meglio con la “velocità possibile”, che è la “massima velocità commerciale”⁽²⁷⁾, piuttosto che con la “velocità di progetto”, che è la “massima velocità sostenibile in condizioni di sicurezza da un veicolo isolato su ogni elemento geometrico del tracciato”.

Mentre quindi nel concetto di velocità possibile è insito quello di reciproco condizionamento dei veicoli in marcia, in quello di velocità di progetto contano solo le caratteristiche geometriche del corpo stradale, il che evidenzia l’origine ferroviaria di questo assunto. Dal momento che la velocità di progetto è la massima delle velocità possibili (essendo quella in cui non c’è alcuna interferenza veicolare) probabilmente gli estensori della norma hanno pensato di mettersi in condizioni di maggior cautela associando alle sezioni tipo un intervallo di velocità riferito al veicolo isolato. Il criterio progettuale scelto cioè è stato quello che se si adottano standard legati, attraverso leggi fisiche, alla massima velocità, sicuramente si è in condizioni di sicurezza per tutte le velocità di esercizio. E’ un criterio per certi versi considerato ancora oggi valido in quasi tutto il mondo, ma che comincia a mostrare i suoi limiti nelle attuali condizioni di traffico. La cronaca quotidiana infatti ha ampiamente messo in evidenza che la probabilità dell’incidente dipende in grandissima parte dal comportamento dell’utente in condizioni di flusso instabile e soprattutto climatiche avverse (nebbia, ghiaccio, pioggia, ecc.). Lo strumento dell’analisi di rischio, già ampiamente collaudato in altri settori dell’ingegneria, si affermerà probabilmente come il criterio progettuale più consono anche per il settore stradale. Per far ciò occorrerà sviluppare tutta una modellistica sul comportamento dell’utente nelle varie condizioni di esercizio ed ottimizzare la scelta fra soluzioni alternative. In attesa di ciò, i futuri ingegneri è bene che si pongano con un atteggiamento critico e non pedissequo nei confronti delle attuali Norme CNR, considerandole soprattutto come uno standard minimo piuttosto che come uno standard di orientamento.

⁽²⁶⁾ Ci si riferisce al Bollettino CNR n° 78 del 28/7/80 dal titolo “Norme sulle caratteristiche geometriche delle strade extraurbane” di cui si raccomanda la consultazione.

⁽²⁷⁾ Si confronti con: ” Ferrari - Giannini” - par. 7.5

Ben diverso il discorso in campo ferroviario, dove si va sempre più verso una circolazione a guida centralizzata in cui al macchinista vengono delegate funzioni esecutive soltanto su istruzioni della centrale operativa. Qui le prestazioni saranno funzione soltanto dell'andamento geometrico della linea e della distanza di sicurezza fra due convogli successivi.

Il criterio progettuale quindi è necessariamente legato alle prestazioni del vettore piuttosto che a quelle del conducente. Tanto è vero che una delle scelte di sistema più dibattute in Italia per le ferrovie ad alta velocità è stata quella fra linea dedicata (modello francese) e linea promiscua⁽²⁸⁾.

Proprio pensando ad un traffico merci di nuova generazione con velocità fra 120 e 160 Km/h, alla consolidata abitudine degli utenti ai viaggi notturni di lungo percorso ed ad un miglior effetto rete attraverso le interconnessioni per raggiungere con lo stesso vettore anche destinazioni rilevanti, soprattutto al Sud, non raggiunte ancora dalla nuova linea, è prevalso fino ad ora il modello di linea promiscua. Da questa scelta deriva un criterio progettuale che possa consentire tutto ciò. Ad esempio il raggio minimo deve garantire il transito sia al convoglio AV alla velocità di 300 Km/h sia al treno merci alla velocità di 80 Km/h.

3.1.2 Corridoi proponibili.

Essendo le infrastrutture stradali e ferroviarie di tipo lineare (al contrario di aeroporti, porti ed interporti che sono di tipo puntuale) la fascia di territorio in cui si pensa di inserirle viene chiamata normalmente "corridoio". Non ha alcun senso precisare in termini numerici le dimensioni del corridoio (come alcuni hanno tentato di fare) in quanto di volta in volta la larghezza possibile della fascia può cambiare in funzione sia degli obiettivi che ci si prefigge di raggiungere sia delle condizioni al contorno; è anch'esso quindi una scelta di sistema e come tale va inquadrata nell'iter logico sequenziale seguito senza riferirsi a modelli avulsi dal contesto in cui ci si trova.

⁽²⁸⁾ Una linea ferroviaria si dice "dedicata" quando è riservata al transito di un solo tipo di treno (come nelle metropolitane) e quindi può essere dimensionata in funzione delle prestazioni di quel solo treno. Al contrario si dice "promiscua" quando deve consentire il transito di più tipi di treno con prestazioni diverse tra loro.

L'analisi di corridoio è stata per un certo tempo trascurata in quanto sostituita da una meno onerosa analisi di tracciato a grande scala (1:25000)⁽²⁹⁾; adesso, per fortuna, l'obbligo dello studio di impatto ambientale sta reintroducendo nella progettazione delle infrastrutture lineari di trasporto questo strumento di lavoro prezioso per diversi motivi.

Il corridoio può nascere ad esempio dall'opportunità di collegare alcuni nodi della rete o di attraversare determinate fasce territoriali o di evitare alcuni vincoli, rappresentando in ogni caso una preliminare indicazione di allineamento ancor prima della scelta degli elementi geometrici del tracciato.

E' evidente che avendo già scelto il criterio progettuale l'ingegnere sa bene quali condizionamenti potranno venire al tracciato nell'individuare uno o più corridoi alternativi, ma deve essere consapevole che il criterio tecnico è soltanto uno degli elementi di analisi, da mettere a confronto anche con altri parametri quali quelli vincolistico, pianificatorio, funzionale, ambientale, ecc.

Una lettura multi-obiettivo dei corridoi proponibili può essere un approccio corretto per un confronto con gli Enti (Regioni e Comuni) delegati alla gestione del territorio. Si tratta di una lettura che deve portare all'individuazione di tutti i condizionamenti possibili e quindi alla stesura preliminare di quelle ipotesi progettuali (in scala ancora 1:25000) da cui ricavare anche un primo quadro sommario della tipologia e della entità delle risorse da coinvolgere.

3.2 L'opera.

Dopo aver scelto il corridoio, può cominciare quella che normalmente viene definita la progettazione di massima dell'opera. In genere questa viene sviluppata su una cartografia creata ad hoc (di solito in scala 1:5000) con il sistema della restituzione aerofotogrammetrica da foto aeree scattate con apposito volo.

Come prima per la scelta del corridoio, anche in questo caso l'ingegnere non può pensare di essere solo con la sua cartografia nell'affrontare il disegno del tracciato. Le norme tecniche sugli studi di impatto ambientale richiedono esplicitamente la caratterizzazione del corridoio per ognuna delle componenti ambientali individuate dal

⁽²⁹⁾ La scala cui si fa riferimento è quella di rappresentazione della cartografia su cui si effettuano gli studi. Tutto il territorio italiano è rappresentato su una cartografia con curve di livello in scala 1:25000 edita dall'Istituto Geografico Militare di Firenze.

decreto legge che regola la materia⁽³⁰⁾. Questo significa circondarsi dei vari specialisti di ogni materia (atmosfera, ambiente idrico, suolo e sottosuolo, vegetazione flora e fauna, ecosistemi, salute pubblica, rumore e vibrazioni, paesaggio) e farsi individuare tutte le emergenze presenti o previste nel corridoio. Il risultato di queste letture si esplicita in una serie di carte tematiche, redatte sulla stessa cartografia del progetto, che caratterizzano il corridoio a “pelle di leopardo”, attraverso cui toccherà all’ingegnere progettista districarsi con una o più alternative di tracciato cercando di fare il minor danno possibile. Si tratta indubbiamente di un processo oneroso, ma ampiamente giustificato rispetto ai “costi” che può subire la collettività per insufficienza di informazioni in questa fase.

Conosciuto compiutamente il territorio da attraversare si può costruire una matrice azione-tipologia-effetto per ognuna delle componenti ambientali. Si tratta di individuare per ognuna delle tipologie di progetto (scavo, rilevato, viadotto, galleria, ecc.) quali “azioni” comporta sull’ambiente sia la fase di costruzione che quella di esercizio e di conseguenza quali “effetti” può produrre su ogni componente. Ad esempio lo scavo ha come azione l’interruzione dell’idrologia superficiale che ha come effetto sull’ambiente idrico un’alterazione del regime idrico superficiale.

La matrice è lo strumento che permette di collegare l’opera all’ambiente. Infatti la lettura specialistica del territorio non è sufficiente se non si percepiscono le differenze dovute alle varie tipologie. *Il tracciato non è una linea geometrica, ma un susseguirsi di opere che si inseriscono nel territorio secondo modalità ben precise.* Ad esempio un bosco può essere attraversato in galleria senza alcun danno, mentre può restare compromesso in tutti gli altri casi.

Si richiede quindi all’ingegnere progettista non solo di tener conto di tutte queste informazioni al contorno, ma anche di approfondire un tema progettuale, che in passato era rimandato alle fasi successive, quale quello relativo cantierizzazione. Si è capito infatti che per le infrastrutture lineari di trasporto è proprio questa la fase in cui si rischiano i maggiori danni ambientali. Di conseguenza il decreto legge ha voluto che se ne anticipasse lo studio alla fase del progetto di massima. E’ evidente infatti che non

⁽³⁰⁾ Si raccomanda la consultazione del già citato Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri (DPCM) del 28/12/88 dal titolo “Norme tecniche per la redazione degli studi di impatto ambientale”.

essendo il tracciato una linea ma un insieme di opere realizzate in grandissima parte con materiali di origine naturale, assume importanza preponderante l'ottimizzazione del processo costruttivo e quindi del consumo e/o della trasformazione delle risorse naturali.

In definitiva si può dire che la progettazione integrata fa emergere alcuni fatti di notevole importanza:

- la fase preliminare e di massima torna ad avere un ruolo preminente nell'iter progettuale dell'opera;
- le scelte di sistema, i criteri progettuali, i corridoi non possono rispondere soltanto alla logica del progetto ma si devono relazionare ad uno scenario programmatico più ampio con il consenso delle Regioni e dei Comuni interessati;
- le scelte di tracciato sono condizionate dalla interazione opera-ambiente disaggregate per ogni componente ambientale;
- la fase di costruzione e di cantierizzazione ritorna ad essere dirimente fin dal progetto di massima, che abbraccia e risolve tutte le problematiche poste in essere dall'opera, lasciando alla fase del progetto esecutivo la messa a punto dei dettagli e la quantizzazione definitiva ed accurata delle risorse.

4. QUADRO DI RIFERIMENTO AMBIENTALE

La progettazione integrata, di cui si è già parlato, può innescare i meccanismi di un processo di ottimizzazione progettuale che può anche far arrivare al miglior progetto possibile, ma dà anche la consapevolezza che quasi mai ciò è sufficiente per giustificare l'opera così come è. Si tratta di un aspetto assolutamente nuovo per la progettazione delle infrastrutture di trasporto.

Fino alla emanazione del DPCM del 28/12/88 qualsiasi progettista avrebbe considerato esaurito il suo ruolo se consapevole di aver redatto il miglior progetto possibile. Quel DPCM ha introdotto il concetto che per le opere elencate (fra cui tutte le ferrovie e le autostrade) ciò non è più sufficiente. Viene richiesto infatti che, per tutte quelle aree individuate come "critiche", venga documentato lo stato dell'ambiente ante operam e venga simulato quello post operam. Questa richiesta che ad alcuni è sembrata eccessiva, è in realtà quella che veramente sta contribuendo alla diffusione di una cultura ambientale non solo fra i progettisti ma anche fra i gestori delle infrastrutture già aperte al traffico. E' evidente infatti che per poter simulare impatti futuri in costruzione ed in esercizio, si sono dovute studiare da questo punto di vista tutte quelle situazioni già in essere sia nei cantieri in corso che sui tronchi aperti al traffico. Sono stati eseguiti molteplici rilevamenti che hanno permesso di sviluppare i più idonei modelli di simulazione.

4.1 Le aree critiche.

Il concetto di criticità di un'area dipende dalla contemporanea presenza di un motivo di sensibilità verso gli effetti prodotti dalla costruzione o dall'esercizio della infrastruttura e dal verificarsi degli effetti temuti. Si è già detto che questo è il criterio con cui vengono predisposte le matrici di impatto, che servono al progettista proprio per evitare, per quanto è possibile, di produrre situazioni di impatto. Ma nonostante la dovuta attenzione verso le componenti ambientali, anche il miglior progettista non può fare a meno di innescare delle attività che possano alterare la qualità ambientale di un ricettore sensibile. Così nascono le *aree critiche*, che non possono quindi avere, come

qualcuno crede, una dimensione prestabilita, ma hanno piuttosto i contorni del problema che di volta in volta si crea.

Per ognuna di esse viene chiesto:

- ◆ che vengano studiate in una scala di maggior dettaglio;
- ◆ che si cerchi di minimizzare l'impatto con opportuni interventi ed opere anche aggiuntive a quelle di progetto;
- ◆ che si simuli con modelli idonei la situazione che verrà a crearsi;
- ◆ che si predisponga un sistema di monitoraggio per tenere sotto controllo il sito;
- ◆ che si faccia riferimento ai valori limite previsti per i parametri regolamentati da apposite norme e leggi.

Mentre nel precedente Quadro di Riferimento Progettuale le conoscenze specialistiche relative alle componenti ambientali previste nel Decreto Legge avevano esclusivamente una funzione di supporto all'ottimizzazione delle scelte progettuali, nel Quadro di Riferimento Ambientale assumono una valenza autonoma mirata alla definizione dello stato dell'ambiente, ognuna per la propria competenza. Da qui la necessità di affrontare con maggior dettaglio le correlazioni fra le infrastrutture di trasporto ed ogni componente ambientale.

4.2 Atmosfera.

La prima componente ambientale elencata nel DPCM del 28/12/88 è l'"atmosfera", e, non è un caso che sia anche una delle componenti più sensibili all'impatto creato dalle infrastrutture di trasporto.

Bisogna evidenziare un aspetto peculiare di questa componente: *essendo sempre presente non può essere in alcun modo evitata come "ricettore" degli effetti prodotti sia durante la fase di costruzione che in quella di esercizio.* Per contro questa stessa caratteristica fa sì che gran parte degli effetti possano essere diluiti in uno spazio tale da abbassare la concentrazione delle sostanze inquinanti a livelli accettabili. Purtroppo non sempre tutto ciò è vero o perché le quantità di inquinante emesse a livello planetario sono tali da "innescare il rischio di danno, o perché il *ricettore uomo* è talmente vicino alla sorgente da rischiare l'assorbimento in concentrazioni ancora elevate e quindi tossiche o, infine, perché alcune sostanze inquinanti non riescono a diluirsi

nell'atmosfera e quindi dopo una diffusione più o meno breve ricadono al suolo, avviando il meccanismo di inquinamento attraverso la classica catena ecologica.

Si può evincere quindi che ci sono alcune caratteristiche ininfluenti ai fini della progettazione stradale o ferroviaria ed altre invece che hanno attinenza.

Cominciamo dal prendere in considerazione la fonte di inquinamento che è costituita dal veicolo con il motore acceso. Le emissioni che ne conseguono possono essere suddivise a seconda del carburante utilizzato (benzina, gasolio, gpl) del tipo di veicolo (leggero con portata minore di 3.5 t e pesante con portata maggiore di 3.5 t) e del tipo di strada o del ciclo di guida (urbano, extraurbano, autostradale).

L'ENEA (nell'ambito del progetto CORINAIR) ha studiato le emissioni veicolari⁽³¹⁾ permettendo così di ricavare per le due classi di veicoli benzina e diesel i fattori di emissione alle varie velocità espressi in grammi/veicoli x minuto (tabelle 4.1. e 4.2).

Velocità (km/h)	SOSTANZE INQUINANTI								
	NOx	CO	HC	Pts	SOx	Aldeide	Benz.	Benzop.	Pb
20	1.00	5.00	5.00	0.10	0.20	9.00E-03	0.270	5.00E-06	0.04
50	3.00	12.50	1.00	0.10	0.20	1.80E-03	0.054	1.00E-06	0.04
55	3.15	12.00	0.95	0.10	0.20	1.70E-03	0.051	9.50E-07	0.04
60	3.30	11.50	0.90	0.10	0.20	1.62E-03	0.049	9.00E-07	0.04
65	3.48	11.13	0.86	0.10	0.20	1.55E-03	0.047	8.63E-07	0.04
80	4.00	10.00	0.75	0.10	0.20	1.35E-03	0.041	7.50E-07	0.04
95	4.30	8.50	0.68	0.10	0.20	1.21E-03	0.036	6.75E-07	0.04
130	5.00	5.00	0.50	0.10	0.20	9.00E-04	0.027	5.00E-07	0.04

Tab. 4.1 - Fattore di emissione dei veicoli a benzina (g/veicolo x minuto).

Velocità (km/h)	SOSTANZE INQUINANTI								
	NOx	CO	HC	Pts	SOx	Aldeide	Benz.	Benzop.	Pb
20	1.00	5.00	2.50	1.00	2.00	1.79E-03	0.054	2.38E-03	-
50	3.00	2.50	0.50	1.00	2.00	3.57E-03	0.011	4.76E-04	-
55	3.15	2.40	0.48	1.00	2.00	3.39E-03	0.010	4.52E-04	-
60	3.30	2.30	0.45	1.00	2.00	3.21E-03	0.010	4.29E-04	-
65	3.48	2.23	0.43	1.00	2.00	3.08E-03	0.009	4.11E-04	-
80	4.00	2.00	0.38	1.00	2.00	2.68E-03	0.008	3.57E-04	-
95	4.30	1.70	0.34	1.00	2.00	2.41E-03	0.007	3.21E-04	-
130	5.00	1.00	0.25	1.00	2.00	1.79E-04	0.005	2.38E-04	-

Tab. 4.2 - Fattore di emissione dei veicoli diesel (g/veicolo x minuto).

⁽³¹⁾ Le sostanze emesse allo scarico, attualmente oggetto di limitazioni (emissioni regolamentate) sono il monossido di carbonio (CO), gli idrocarburi incombustibili (HC) e gli ossidi di azoto (NOx), per motori ad accensione sia comandata che spontanea, mentre per questi ultimi (Diesel) esiste una limitazione anche per le emissioni particellari (nerofumo).

Un'altra fonte di inquinamento, che riguarda la costruzione delle infrastrutture di trasporto, è costituita dalle "polveri di cantiere". Va ricordato infatti che qualsiasi progetto stradale e ferroviario prevede lo scavo, l'accumulo ed il trasporto di materiale terroso che subisce l'erosione da parte del vento e la conseguente diffusione al contorno.

Ritornando all'inquinamento primario, si può passare dalle emissioni del singolo veicolo alle emissioni totali per tronchi unitari di strada conoscendo (o prevedendo) i volumi di traffico disaggregati per categoria.

Note le concentrazioni alla sorgente si può affrontare il problema della diffusione e quindi delle concentrazioni in arrivo sugli eventuali ricettori. Entrano in gioco a questo punto i parametri meteorologici del sito:

- temperatura;
- velocità e direzione del vento;
- pressione atmosferica;
- radiazione solare;
- umidità relativa.

A tal proposito in Italia si può disporre dei dati relativi ad una fitta rete di stazioni del Servizio Meteorologico dell'Aeronautica.

In base alla velocità del vento ed alla radiazione solare si può ricavare la "classe di stabilità dell'atmosfera" secondo Pasquill⁽³²⁾ (Tabella 4.3). In un'atmosfera "stabile" un volume d'aria spostato dalla sua quota originaria tende a tornare a questa quota. Al contrario in un'atmosfera "instabile" il volume d'aria accelera nella direzione dello spostamento verso l'alto o verso il basso. In un'atmosfera "neutra" infine rimane alla quota in cui è stata portata.

La diffusione degli inquinanti al contorno è evidentemente influenzata dalla situazione meteorologica in cui si verifica. Maggiore è la velocità del vento, maggiore è la turbolenza e più rapida e più completa è la diluizione dell'inquinante. Una strada è

⁽³²⁾ Per determinare la relazione esistente fra i parametri e la stabilità atmosferica si può far riferimento a vari metodi fra cui quello di Pasquill. Tale metodo introduce una classificazione della stabilità atmosferica in funzione della velocità del vento e della radiazione solare incidente, secondo la tabella 4.3. Le classi suddette sono ricavate in funzione della velocità del vento (misurata ad una altezza standard dal suolo di circa 10 m.), dalla quantità di radiazione solare incidente, e dallo stato del cielo nel periodo notturno.

assimilabile ad una sorgente lineare di inquinamento e quindi la concentrazione dell'inquinante in un punto dello spazio è la somma di tutti i contributi delle sorgenti puntiformi infinitesimali che costituiscono la sorgente lineare.

Vento alla superficie	GIORNO			NOTTE	
	Radiazione solare incidente				
Vento alla superficie (a 10 m dal suolo [m/s])	Forte ⁽³³⁾	Moderata ⁽³³⁾	Debole ⁽³³⁾	Copertura sottile di nubi ⁽³⁴⁾ o 4/8 di nubi basse	3/8 di nubi basse
< 2	A ⁽³⁵⁾	A - B	B ⁽³⁵⁾		
2 - 3	A - B	B	C ⁽³⁵⁾	E ⁽³⁵⁾	F ⁽³⁵⁾
3 - 5	B	B - C	C	D ⁽³⁵⁾	E
5 - 6	C	C - D	D	D	D
> 6	C	D	D	D	D

Tab. 4.3 - Categorie di stabilità secondo Pasquill (1961).

L'equazione differenziale che è alla base di un trattamento matematico della diffusione in atmosfera è la seguente:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial C}{\partial x} + v \cdot \frac{\partial C}{\partial y} + w \cdot \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \cdot \left(K \cdot x \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \cdot \left(K \cdot y \cdot \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \cdot \left(K \cdot z \cdot \frac{\partial C}{\partial z} \right)$$

dove:

- ◆ C è la concentrazione;

⁽³³⁾ Per radiazione solare "forte" e "debole" si intende quando, con cielo sereno, l'altezza del sole sull'orizzonte, è, rispettivamente, maggiore di 60° e da 15° a 35°. La radiazione solare da "forte" si riduce a "moderata" con cielo coperto da 5/8 a 7/8 di nubi medie o da una debole copertura di nubi basse. Per la determinazione dell'altezza del sole esistono apposite tavole (List, R.J.1951).

⁽³⁴⁾ In condizioni di cielo completamente coperto da nubi, sia durante il giorno, sia durante la notte, si considera la classe D senza tenere conto della velocità del vento.

⁽³⁵⁾ La classe A corrisponde ad una instabilità forte.
 La classe B corrisponde ad una instabilità moderata.
 La classe C corrisponde ad una instabilità debole
 La classe D corrisponde ad un equilibrio debole
 La classe E corrisponde ad una stabilità moderata
 La classe F corrisponde ad una stabilità forte

- ◆ t è il tempo;
- ◆ x, y, z sono le direzioni di un sistema tridimensionale;
- ◆ u, v, w sono le componenti della velocità del vento nelle direzioni x, y e z;
- ◆ K_i ($i = x, y, z$) sono i coefficienti di diffusione turbolenta nelle direzioni x, y e z.

La soluzione analitica di questa equazione è possibile facendo alcune ipotesi semplificative. Ad esempio se si considera: stazionaria la velocità del vento nella direzione x, nulla la componente del vento nella direzione z ($w=0$) e $K \cdot x$ trascurabile, l'equazione di sopra diventa:

$$u \cdot \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial y} \cdot \left(K \cdot y \cdot \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \cdot \left(K \cdot z \cdot \frac{\partial C}{\partial z} \right)$$

Per risolvere questa equazione è necessario conoscere i profili della velocità del vento e del coefficiente di diffusione, che si possono ottenere tramite i parametri meteorologici. Una soluzione, ormai collaudata, è stata elaborata dal Texas Transportation Institute con il modello matematico chiamato TXLINE (Texas Line Source Dispersion Model) che ha come input:

- il traffico espresso in veicoli/ora disaggregato in benzina, diesel, leggeri e pesanti;
- il numero di corsie;
- la concentrazione ambientale al contorno per ogni sostanza;
- la temperatura del sito;
- la velocità del vento;
- la direzione prevalente del vento;
- la scabrezza superficiale;
- le coordinate del ricettore.

E' quindi possibile non solo misurare le concentrazioni al contorno con apposita strumentazione ma anche simulare con modelli matematici del tipo TXLINE la diffusione al contorno.

Per quanto riguarda l'accettabilità dei valori trovati occorre far riferimento alla normativa vigente; in particolar modo per l'Italia vale il DPCM 28/3/83 dal titolo: "Limiti massimi di accettabilità delle concentrazioni e di esposizione relativi ad

inquinamenti dell'aria nell'ambiente esterno." Tale DPCM ha individuato otto agenti inquinanti di cui ha fissato i limiti massimi di accettabilità (tabelle 4.4 e 4.5).

Inquinante		
Biossido di zolfo (SO ₂)	◆ Media delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno	◆ 80 µg/mc
	◆ 98° percentile delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno	◆ 250 µg/mc
Biossido di azoto (NO ₂)	◆ Concentrazione media di 1 ora da non superare più di una volta al giorno	◆ 200 µg/mc
Ozono (O ₃)	◆ Concentrazione media di 1 ora da non superare più di una volta al mese	◆ 200 µg/mc
Monossido di Carbonio (CO)	◆ Concentrazione media di 8 ore	◆ 10 µg/mc
	◆ Concentrazione media di 1 ora	◆ 40 µg/mc
Piombo	◆ Media aritmetica delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate in 1 anno	◆ 2 µg/mc
Fluoro	◆ Concentrazione media di 24 ore	◆ 20 µg/mc
	◆ Media delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate in 1 mese	◆ 10 µg/mc
Particelle sospese	◆ Media aritmetica di tutte le concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno	◆ 150 µg/mc
	◆ 95° percentile di tutte le concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno	◆ 300 µg/mc

Tab. 4.4 - DPCM 28/3/83; Tabella A: Limiti massimi di accettabilità delle concentrazioni e limiti massimi di esposizione relativi ad inquinanti dell'aria nell'ambiente esterno (standard di qualità)⁽³⁶⁾.

⁽³⁶⁾ Tutti i valori riportati riguardano la concentrazione totale dell'inquinante presente nell'aria.

Precursore	Valore limite di concentrazione	Condizioni per la validità del valore limite
Idrocarburi totali escluso il metano espressi come C.	Concentrazione media di 3 ore consecutive in periodo del giorno da specificarsi secondo le zone a cura delle autorità competenti: 200 µg/mc.	Da adottarsi soltanto nelle zone e nei periodi dell'anno nei quali si siano verificati superamenti significativi dello standard dell'aria per l'ozono indicato nella tabella A.

Tab. 4.5 - DPCM 28/3/83; Tabella B: Valori per le concentrazioni massime nell'aria di precursori di inquinanti contenuti nella tabella "A" da adottarsi subordinatamente alla concorrenza di determinate condizioni.

A questo ha fatto seguito il DPR del 24/5/88 n.203⁽³⁷⁾, che ha introdotto i concetti di "valore limite" e di "valore guida" (tabelle 4.6. e 4.7).

Inquinante	Valore guida	Periodo di riferimento
Biossido di zolfo (SO ₂)	♦ Media aritmetica delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno: da 40 a 60 µg/mc	♦ 1 aprile - 31 marzo
Idem	♦ Valore medio nelle 24 ore: da 100 a 150 µg/mc	♦ dalle 0 alle 24 di ciascun giorno
Biossido di azoto (NO ₂)	♦ 50° percentile delle concentrazioni medie di 1 ora rilevate durante l'anno: 50 µg/mc	♦ 1 gennaio - 31 dicembre
Idem	♦ 98° percentile delle concentrazioni medie di 1 ora rilevate durante l'anno: 135 µg/mc	♦ 1 gennaio - 31 dicembre
Particelle sospese (misurate con il metodo dei fumi neri)	♦ Media aritmetica delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno: da 40 a 60 µg/mc fumo nero equivalente/mc	♦ 1 aprile - 31 marzo
Idem	♦ Valore medio nelle 24 ore: da 100 a 150 µg/mc fumo nero equivalente/mc	♦ dalle 0 alle 24 di ciascun giorno

Tab. 4.6 - DPR 24/5/88; Allegato II: Valori guida di qualità dell'aria.

⁽³⁷⁾ La differenza sostanziale riguardo alla normativa precedentemente in vigore, riguarda la suddivisione dell'anno in due periodi, con limiti massimi diversi.

Inquinante	Valore limite	Periodo di riferimento
Biossido di zolfo (SO ₂)	◆ Mediana delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno: 80 µg/mc	◆ 1 aprile - 31 marzo
Idem	◆ 98° percentile delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno: 250 µg/mc ⁽³⁸⁾	◆ 1 aprile - 31 marzo
Idem	◆ Mediana delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno: 130 µg/mc	◆ 1 aprile - 31 marzo
Biossido di azoto (NO ₂)	◆ 98° percentile delle concentrazioni medie di 24 ore rilevate nell'arco di 1 anno: 200 µg/mc	◆ 1 gennaio - 31 dicembre

Tab. 4.7 - DPR 24/5/88; Allegato I: Valori limite di qualità dell'aria.

Per completare il quadro del percorso normativo sulla tutela dell'atmosfera si ricorda il D.M. 30/6/88 n.389 che applica la direttiva CEE n.88/76 sulle emissioni inquinanti prodotte dai motori a propulsione e le leggi n.487 e n.488, entrambe del 27/10/1988, con le quali sono state recepite le convenzioni di Helsinki (8/7/85) e di Ginevra (28/9/84) sull'inquinamento atmosferico a lunga distanza e transfrontaliero.

Come si è già detto, se si considera l'atmosfera come ricettore globale nel suo insieme, il progettista stradale può fare ben poco per minimizzare questo impatto, ma in ogni caso la normativa gli impone di documentarlo affinché, il decisore possa valutare l'ammissibilità o meno dell'opera.

Se invece si vuole considerare il ricettore uomo (nell'ambito della componente "salute pubblica") come direttamente colpito da concentrazioni di inquinanti che dovessero superare i limiti di norma, in questo caso, in effetti, il progettista ha notevoli spazi di manovra sia nel posizionamento del tracciato sottovento rispetto alla localizzazione del centro abitato sia nella scelta dell'andamento altimetrico più idoneo per limitare la diffusione al contorno.

⁽³⁸⁾ Si devono prendere tutte le misure atte ad evitare il superamento di questo valore per più di tre giorni consecutivi, inoltre si deve cercare di prevenire e ridurre detti superamenti.

Si tenga presente che una situazione di trincea, che è quella che contiene le sostanze inquinanti in un ambito più ristretto, può essere creata anche artificialmente con installazione ai margini della carreggiata di idonee barriere artificiali o naturali.

4.3 Rumore.

Si ritiene opportuno trattare subito dopo l'atmosfera la componente "rumore" perché, presenta molte analogie con la precedente.

Come è noto sia i veicoli stradali che quelli ferroviari producono delle emissioni acustiche che si diffondono al contorno attraverso l'atmosfera. Le onde sonore diventano rumore nel momento in cui provocano una sensazione di fastidio a chi le riceve. Gli studi sul disturbo da rumore sono abbastanza recenti e si stanno estendendo dalle problematiche relative al danno uditivo, che da sempre erano presenti, a quelle, dai contorni meno chiari, relative ai disturbi di natura psicosomatica riscontrati sui soggetti esposti a lungo a livelli di rumore non tali da provocare lesioni all'apparato uditivo. E' questo il motivo per cui questa componente è stata inserita fra quelle da prendere in considerazione per la Verifica di Impatto Ambientale. Si tenga infatti presente che in tutto il mondo industrializzato il rumore è considerato una delle motivazioni principali per il trasferimento delle residenze dalle aree urbane alle periferie.

Si tratta in definitiva di una componente che oltre ai problemi di salute innesca delle turbative di natura socioeconomica non indifferenti.

In Italia il primo dispositivo legislativo che ha riconosciuto il rumore come una componente da tenere sotto controllo è stato proprio il già citato DPCM del 28/12/88 sulla VIA. A questo è seguito il più esplicito DPCM del 1/3/91 dal titolo: "Limiti massimi di esposizione al rumore negli ambienti abitativi e nell'ambiente esterno". A questi vanno aggiunte le seguenti normative internazionali:

- ISO R 1996: Valutazione del rumore con riferimento alle reazioni della collettività;
- ISO R 1996/1: Acustica - Definizioni e misure del rumore ambientale - Parte 1a - Grandezze e metodi fondamentali;
- ISO R 1996/2: Acustica - Definizioni e misure del rumore ambientale - Parte 2a - Acquisizione dei dati pertinenti l'uso del suolo;

Da tutta questa normativa si evince che il rumore non solo va tenuto sotto controllo, ma anche quali sono i limiti di accettabilità sia per il periodo diurno che per il notturno. A questo punto il progettista può assumere un comportamento abbastanza simile a quello già visto per la componente atmosfera. Può cioè indirizzare il tracciato in modo tale da allontanarsi dai ricettori sensibili a distanza sufficiente da rendere accettabile il livello sonoro che raggiunge il ricettore. Il suono infatti, propagandosi liberamente attraverso l'atmosfera, diminuisce di intensità all'aumentare della distanza fra sorgente e ricettore. Questa attenuazione è dovuta a:

- ◆ divergenza geometrica a partire dalla sorgente, compreso l'effetto di restrizioni dovuto a superfici riflettenti;
- ◆ interposizione di eventuali ostacoli fra sorgente e ricevente;
- ◆ assorbimento di energia acustica da parte dell'aria in cui si propagano le onde sonore;
- ◆ effetto suolo.

E' evidente inoltre, per tutti i motivi di cui sopra, che una sezione in trincea non si comporta ai fini acustici come una in viadotto.

Anche per l'inquinamento acustico, come per quello atmosferico, esistono diversi modelli di simulazione che consentono al progettista di prevedere al meglio la situazione post operam. Per quanto riguarda le ferrovie uno dei modelli più accreditati è quello elaborato in Francia dal Centro Studi sui Trasporti Urbani (CETUR).

Alla base delle relazioni di calcolo è stato usato il livello sonoro massimo emesso dal convoglio ferroviario durante il transito (L_{max}), che può essere espresso mediante la relazione:

$$L_{max} = L_0 - K \cdot \log \frac{d}{d_0} + 30 \cdot \log \frac{V}{V_0} - K_d$$

dove:

- L_0 = Livello sonoro di riferimento emesso da un particolare tipo di treno transitante alla velocità di riferimento (V_0) e relativo ad un ricettore posto ad una distanza di riferimento (d_0) e ad un'altezza di riferimento (h_0);
- K = coefficiente moltiplicatore della distanza, funzione della lunghezza del convoglio;
- d = distanza del ricettore in metri;

- V = velocità del treno in Km/h;
- K_d = coefficiente di correzione per l'altezza del ricettore, funzione della direttività.

Ricavato l' L_{\max} è possibile calcolare il livello equivalente sonoro (L_{eq}) mediante la relazione:

$$L_{eq} = 10 \cdot \log \left(\frac{t_e}{T} \cdot 10^{\frac{L_{\max}}{10}} \right)$$

dove:

- T = tempo di riferimento (in secondi);
- t_e = tempo di esposizione (in secondi).

Si definisce “tempo di esposizione” l'intervallo temporale per il quale l' L_{\max} subisce una diminuzione di 10 dB(A). Esso è quindi funzione della lunghezza e della velocità del convoglio e della distanza del ricettore secondo l'espressione:

$$t_e = 3.6 \cdot \frac{L}{V} + \frac{6 \cdot d}{100}$$

dove:

- L = lunghezza del treno in m;
- V = velocità del treno in Km/h;
- d = distanza di riferimento in m.

Se nell'intervallo di riferimento transitano “ n ” treni dello stesso tipo, si può passare dal L_{eq} di un treno al L_{eq} complessivo mediante la:

$$L_{eq(n \text{ treni})} = L_{eq(1 \text{ treno})} + 10 \cdot \log n$$

Se, come è più probabile, nell'intervallo di tempo transitano “ n ” convogli di “ n ” tipi (AV, intercity, pendolari, merci, etc.), i L_{eq} prodotti dai diversi tipi di treno devono essere cumulati secondo le leggi del calcolo esponenziale.

Lo strumento di calcolo proposto (o altri similari) permette di individuare il livello sonoro previsto in corrispondenza di quei ricettori considerati sensibili in base alla normativa di cui si è detto.

In prima istanza il progettista dovrebbe tentare di fare in modo di rientrare nei limiti accettabili agendo sulle caratteristiche plano altimetriche del tracciato. Ove ciò non fosse sufficiente, può ricorrere alle cosiddette “barriere acustiche”, che consentono un abbattimento del livello sonoro mediamente fino a 15 dB(A).

Queste barriere, che cominciano ormai ad essere diffuse sulla rete autostradale, possono essere di vario tipo: in metallo, in calcestruzzo, in legno, in materiali trasparenti, di essenze vegetali, composite con essenze vegetali, ecc.

4.4 Ambiente idrico.

Le infrastrutture lineari di trasporto modificano sempre il regime di ruscellazione delle acque superficiali e meteoriche e talvolta anche di quelle profonde. Il progettista stradale o ferroviario da sempre si occupa di queste problematiche con un occhio particolarmente attento alla salvaguardia dell’opera che sta progettando. La normativa ambientale ovviamente gli chiede di più, estendendo l’analisi non solo all’opera ma all’ambiente circostante nelle sue varie accezioni.

A secondo quindi dell’assetto geomorfologico, pedologico e delle condizioni di uso del suolo al contorno dell’infrastruttura occorre valutare le conseguenze più ampie dell’alterazione del regime idrico. Un caso particolare, ma non raro, è costituito dalla presenza nelle vicinanze del corpo stradale di eventuale prese di acqua ad uso potabile. Sia per quanto già detto al paragrafo precedente in merito alla ricaduta delle sostanze inquinanti, ma soprattutto come conseguenza di un eventuale sversamento di sostanze tossiche trasportate sulla strada stessa, se ne deve dedurre che tali prese d’acqua costituiscono aree critiche ad altissimo rischio per la salute dei cittadini che vi si approvvigionano. E’ ovvio che in questi casi il progettista debba prevedere alla raccolta completa di tutti i liquidi che insistono sulla piattaforma stradale.

Altrettanto delicato è il problema della regimazione delle acque profonde ogni qualvolta si effettuano scavi. Innumerevoli sono ormai gli episodi di danni irreversibili all’ambiente causati da una mancanza di indagine conoscitiva sui siti soggetti a scavo.

Basti pensare che il foro di una galleria può avere lo stesso effetto dell'apertura di un foro di uscita in un bacino sovrastante con i danni che è facile immaginare.

5. L'ALTA VELOCITA' FERROVIARIA

Con la dizione “Alta Velocità” si intende al momento riferirsi a servizi eserciti con materiale rotabile e con infrastrutture che consentano velocità comprese fra i 250 e i 300 Km/h. Si tratta ovviamente di una definizione sicuramente provvisoria, in quanto una velocità che oggi è considerata “alta”, potrà non esserlo domani.

Negli anni 60 si considerava “alta” la velocità della linea Tokio-Osaka che per prima al mondo aveva consentito di superare i 200 Km/h come velocità ferroviaria massima ed aveva una velocità commerciale di 160 Km/h.

Negli anni 80 i francesi innalzarono ancora questo limite con la Parigi-Lione che consentiva i 270 Km/h di velocità massima ed i 200 Km/h di velocità commerciale.

Negli anni 90 si stanno realizzando linee con velocità comprese fra i 250 e i 300 Km/h in Italia, Francia, Germania, Spagna, Giappone.

Si noti che il 18 maggio 1990 il TGV ATLANTIC ha stabilito l'attuale record mondiale di velocità ferroviaria raggiungendo i 515.3 Km/h con un convoglio di prova.

Come è noto la velocità massima di percorrenza di una infrastruttura lineare di trasporto è funzione sia delle caratteristiche del vettore che delle grandezze geometriche dell'infrastruttura. Sia la strada che la ferrovia hanno da sempre il problema di dover consentire la circolazione ad una gamma abbastanza differenziata di vettori che va dal veicolo o convoglio leggero e veloce per i passeggeri a quello lento e pesante per le merci.

Dal momento che le caratteristiche geometriche idonee per entrambi i tipi di vettore portano ad un costo di costruzione sicuramente penalizzato rispetto a quello “dedicato” ad un solo tipo di vettore, l'investitore istituzionale si è posto sempre il problema di scelta fra un'infrastruttura a traffico “promiscuo” di maggior costo di costruzione ma in grado di soddisfare una domanda più ampia e quindi con coefficienti di utilizzazione più ampi e un'infrastruttura “dedicata” ad un solo tipo di vettore e quindi dimensionata “su misura”. In campo stradale, dove l'accesso è libero a qualsiasi veicolo, si tratta ovviamente di un dubbio inesistente. Per le autostrade, che sono ad accessi controllati, si è pensato qualche volta alla possibilità di progettare delle “camionali” ad uso

esclusivo del traffico pesante, ma l'idea non ha trovato e difficilmente può trovare il parere favorevole degli Enti territoriali attraversati.

Dove invece il concetto di infrastruttura “dedicata” ha trovato ampia applicazione (oltre che in tutte le linee metropolitane) è proprio nel settore dell'Alta Velocità sia in Giappone che in Francia. Il motivo di tale scelta lo si trova in un'analisi delle caratteristiche geometriche di una infrastruttura ferroviaria.

5.1 Il tracciato planimetrico.

Il primo parametro da prendere in considerazione è il raggio minimo di curvatura orizzontale. E' noto che qualsiasi veicolo nel percorrere una curva (Fig. 5.1) è soggetto ad una accelerazione centrifuga pari a:

$$a = \frac{v^2}{R} = \frac{V^2}{12.96 \cdot R}$$

dove:

- v è la velocità del veicolo in m/s;
- V è la velocità del veicolo in Km/h ($v = \frac{V}{3.6}$);
- R è il raggio della curva.

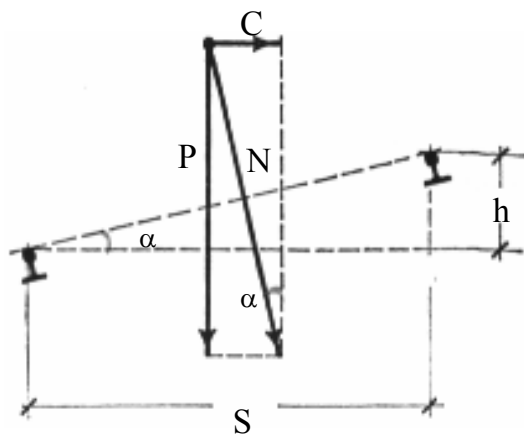


Fig. 5.1 - Sopraelevazione della rotaia esterna e condizione di equilibrio in curva.

Per evitare sia lo svio che il ribaltamento, la rotaia esterna della curva viene sopraelevata in modo da inclinare trasversalmente la via di corsa.

Affinché si abbia il completo bilanciamento della forza centrifuga C , occorre che la sopraelevazione sia tale da rendere normale al piano del ferro la risultante N delle due forze P , peso del veicolo, e C . Per cui, chiamato α l'angolo di inclinazione del binario, si ha:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{C}{P} = \frac{m \cdot v^2}{R \cdot m \cdot g} = \frac{v^2}{R \cdot g}$$

Essendo α sufficientemente piccolo, è lecito sostituire la sua tangente con il seno. Per cui se chiamiamo h la sopraelevazione ed S lo scartamento fra i due binari si ha:

$$\frac{C}{P} = \frac{h}{S}$$

da cui:

$$\frac{v^2}{R \cdot g} = \frac{h}{S}$$

e quindi:

$$h = \frac{V^2 \cdot S}{127 \cdot R}$$

ed essendo $S \approx 1500$ mm, si ha:

$$h = 11.8 \cdot \frac{V^2}{R}$$

con h in mm, V in Km/h ed R in metri.

E' questo il valore della sopraelevazione che, per una velocità V ed un raggio R , compensa completamente la forza centrifuga.

Qui si può fare già una prima considerazione a proposito di linea dedicata e promiscua. E' infatti evidente che, a parità di raggio e di sopraelevazione (infrastruttura), non si può raggiungere lo stesso equilibrio con un vettore di peso e velocità diversi.

Ne consegue che in una linea promiscua si è costretti a limitare il valore della sopraelevazione e quindi ad avere il raggio minimo più alto di quanto sarebbe possibile

con il solo traffico veloce, affinché, permanga in equilibrio anche il traffico lento e pesante. Si tenga tuttavia presente che è ammissibile, senza incidere né sulla sicurezza né sul comfort dei passeggeri, che una parte della accelerazione centrifuga non venga compensata dal sovralzato.

Indagini effettuate su un campione di viaggiatori hanno evidenziato il valore di $0.09 \cdot g$ (quindi circa 0.9 m/s^2), quale quello corrispondente all'inizio del fastidio, ed il valore doppio quale indicativo di un completo disagio.

Considerando quindi un coefficiente di sicurezza di 1.4, la fascia di oscillazione dell'accelerazione non compensata può essere compresa tra $a = \frac{0.9}{1.4} \text{ m/s}^2 = 0.065 \text{ m/s}^2$ ed $a = 0.13 \text{ m/s}^2$.

5.2 Le curve di transizione.

Come è già noto, le curve di transizione sono necessarie per far aumentare gradualmente l'accelerazione trasversale e quindi la sopraelevazione nel passaggio da rettilineo a curva.

Le curve di transizione possono essere di vario tipo. Su strada si preferisce la clotoide che ha la caratteristica di avere la curvatura crescente linearmente con la lunghezza ($\frac{1}{\rho} = K \cdot S$).

Le Ferrovie italiane preferiscono approssimare, data la benché minima differenza, l'ascissa unilinea con la sua proiezione sull'asse x. Ne deriva una parabola cubica esprimibile con la formula: $y = \frac{x^3}{6 \cdot L \cdot R}$.

Un problema comune sia alla clotoide che alla parabola cubica è che, avendo la rotaia esterna una pendenza $p = h/L$ (dove L è la lunghezza della curva di transizione), l'andamento dell'accelerazione trasversale non compensata presenta due punti di discontinuità all'inizio ed alla fine del raccordo. Ciò causa la indeterminazione in tali punti del contraccollo, che è la derivata nel tempo dell'accelerazione trasversale non compensata. Questa discontinuità può essere accettata grazie all'elasticità del veicolo sia stradale che ferroviario.

Per eliminare questo problema altri enti ferroviari hanno scelto la curva di transizione sinusoidale, che parte e finisce con tangente orizzontale (Fig. 5.2), per cui

con contraccollo nullo all'inizio ed alla fine della curva. Per contro il valore del contraccollo massimo; è più elevato nella sinusoide che nella parabola cubica (clotoide), con la differenza che nella prima la si raggiunge gradualmente e non istantaneamente come nella seconda (Fig. 5.3).

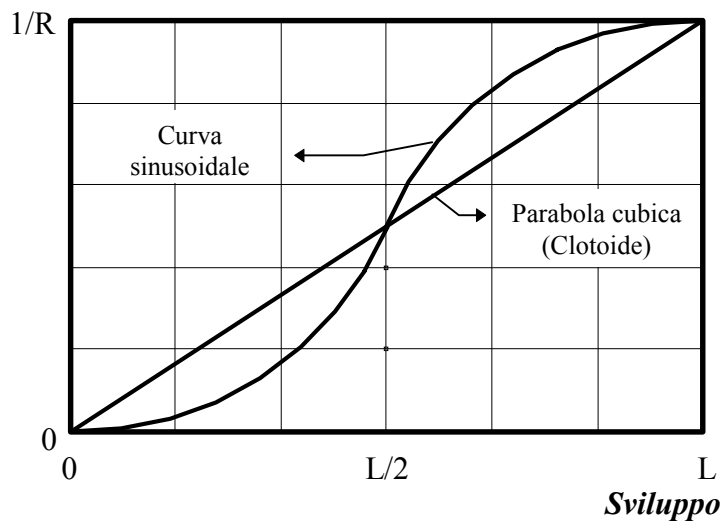


Fig. 5.2 - Andamento della curvatura per una parabola cubica e per una curva sinusoidale.

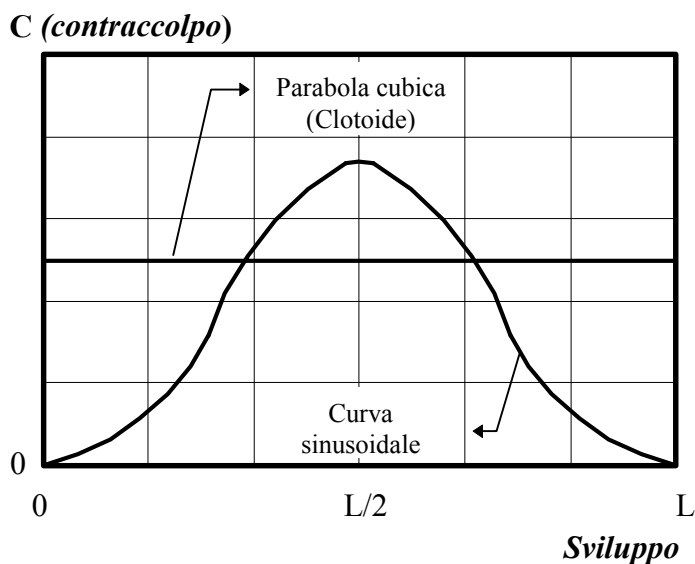


Fig. 5.3 - Andamento del contraccollo per una parabola cubica e per una curva sinusoidale.

5.3 L'andamento altimetrico.

Anche in questo caso il confronto fra linea dedicata e promiscua appare in tutta la sua evidenza, con le conseguenti ricadute sulla differenza dei rispettivi costi di

costruzione. Basti considerare al riguardo che per il TGV francese si sono adottate pendenze massime del 30 per mille e che per la direttissima Roma-Firenze si è adottata una pendenza massima dell'8 per mille e che solo sulle nuove linee AV, attualmente in progettazione, si è arrivati al 18 per mille.

Come è noto il coefficiente di aderenza in ferrovia può variare da 0.25 a 0.10 circa. Noto quindi il carico da rimorchiare e le prestazioni delle unità trainanti si può vedere di volta in volta quale può essere la pendenza massima da accettare.

5.4 Raccordi verticali.

E' noto che le due livellette contigue debbono essere raccordate da archi di circonferenza, il cui raggio R è limitato dal valore ammissibile dell'accelerazione verticale che ne consegue. A tal fine i francesi hanno condotto delle sperimentazioni su un aereo che percorreva traiettorie sinusoidali verticali, annotando le sensazioni sui passeggeri in funzione dei valori di accelerazione verticale. Dai test è risultata la non percettibilità fino a valori di $0.045 \cdot g$ e il fastidio oltre $0.06 \cdot g$.

5.5 Il vettore.

Il treno italiano per l'Alta Velocità è contraddistinto dalla sigla ETR500 ed è composto da motrici della serie 404 di lunghezza max 20000 mm, larghezza 2960 mm, altezza pantografo abbassato 3850 mm, distanza carrelli 12000 mm, potenza continuativa 4000 Kw, velocità max 300 Km/h, velocità di esercizio 275 Km/h e da vetture rimorchiate di lunghezza max 26000 mm, larghezza 2840 mm, altezza 3700 mm, distanza carrelli 19000 mm. L'architettura dei convogli prevede al momento varie ipotesi: si può andare dal tipo "normale" con 2 motrici + 3 vetture di prima classe + 1 bar ristorante + 8 vetture di seconda del peso di 696 t per un totale di 688 posti, al tipo "ridotto" con 2 motrici + 1 bar ristorante + 2 di prima + 5 di seconda del peso di 512 t per 436 posti fino al tipo "rinforzato" con 2 motrici + 1 bar ristorante + 3 di prima + 10 di seconda del peso di 788 t per 824 posti. Si tenga presente che la vettura di prima classe prevede al momento 48 posti e quella di seconda 68 posti.

6. INTERMODALITA'

L'*intermodalità* rappresenta la scelta strategica, parallela all'alta velocità, per il trasferimento su rotaia di una quota parte del traffico merci che oggi avviene su strada. Con questo termine si intende un sistema di trasporto che sfrutti al meglio il vettore più conveniente su ognuno dei segmenti che compongono il tragitto da porta a porta, controllandone il momento più delicato che è quello della rottura di carico. A tal fine la tecnica più utilizzata è la cosiddetta "unitizzazione" dei carichi, che non viaggiano più sfusi ma contenuti in una "unità di carico", che rimane la stessa da origine a destinazione.

6.1 Unità di carico.

Le unità di carico fondamentali sono le palette (*Pallets*) ed i contenitori (*Containers*).

Le palette sono pedane che in genere sono realizzate in legno o in plastica, di cui la ISO ha standardizzato le dimensioni (in mm): 800x1000, 800x1200, 1000x1200, 1200x1600, 1200x1800. Le palette hanno un peso proprio contenuto fra i 10 e i 20 Kg e devono poter sopportare un carico superiore ai 10 quintali (Fig. 6.1).



Fig. 6.1 - Pallets trasportate da un carrello elevatore.

I contenitori sono stati standardizzati dalla ISO in tre serie. La serie I comprende i containers AA, A, B, C, D da 30 a 10 ton di peso lordo ed E, F da 7 a 5 ton, con altezza

e larghezza pari a 2438 mm (8 piedi) escluso AA che ha un'altezza di 2591 mm (8 piedi e mezzo). La serie II riguarda i containers A, B, C con peso lordo di 7 ton, altezza di 2100 mm e larghezza e lunghezza non standardizzate. La serie III comprende i containers con un peso lordo inferiore alle 5 ton. La ISO ha standardizzato anche le norme costruttive e di collaudo.

6.2 Mezzi di trasporto stradali.

Il trasporto merci su strada in Italia era regolato dalla Legge n.313 del 5/5/1976 che prevedeva i seguenti veicoli:

⇒ VEICOLI SINGOLI:

- veicolo a due o più assi: lunghezza max 12 m
- veicolo a 1 asse (rimorchio): lunghezza max 6 m
- semirimorchio ad 1 asse: lunghezza max 6.5 m
- semirimorchio a 2 o più assi: lunghezza max 12.5 m

⇒ VEICOLI COMPLESSI

- autoarticolati: lunghezza max 15.50 m
- autotreni: lunghezza max 18 m

Per tutti è ammessa una larghezza max di 2.50 m ed un'altezza max di 4 m.

Dall'1/1/93 è entrato in vigore il nuovo Codice della Strada emanato con Decreto legislativo n°285 del 30/4/92 e pubblicato sulla G.U. n°114 del 18/5/92.

All'art.61 (Sagoma limite) si può notare come siano stati leggermente modificati alcuni dei valori fissati dalla precedente legge.

Per quanto riguarda i carichi, il peso max consentito è di 12 ton per asse singolo, 19 ton per asse tandem con interasse non inferiore a 2 m, con il vincolo che il rapporto max tra peso rimorchiato e peso della motrice sia 1.4.

Dati questi standard, se ne deduce che un autoveicolo isolato a 2 assi non può avere un peso totale superiore alle 18 ton e quindi una portata utile di 10 ÷ 11 ton circa; un autoveicolo a 3 assi 24 ton con carico intorno alle 15 ton; un autotreno o un autoarticolato non possono superare le 44 ton con carico utile intorno alle 30 ton.

Per quanto riguarda la cubatura, dal momento che il pianale del veicolo è ubicato in genere ad 1.5 da terra circa, si possono raggiungere gli 80 ÷ 85 mc per gli autotreni ed i

75 mc circa per gli autoarticolati. Si noti che l'autoarticolato ha le dimensioni sufficienti per portare sia 2 containers da 20 piedi che 1 da 40 piedi, mentre l'autotreno ha la sola possibilità di 2 containers da 20 piedi.

Per quanto concerne le dimensioni di uno stallo per la sosta si considera la lunghezza max che è quella dell'autotreno (18 m) e la larghezza con l'aggiunta di almeno 1 m di fianco, per cui si hanno 63 mq.

Rimane infine da definire il raggio minimo di sterzata e l'ingombro di curva.

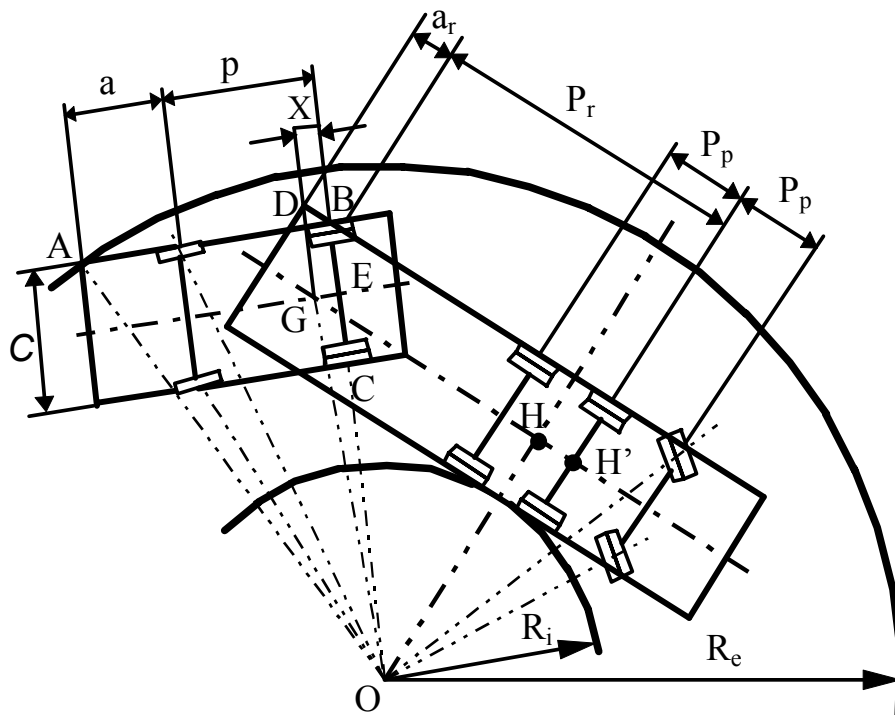


Fig. 6.2 - Raggio minimo di sterzata ed ingombro in curva.

L'art.7 della legge n°313 del 5/5/76 fissa in 5.30 m il raggio minimo, per cui con riferimento alla figura 6.2, la fascia di ingombro è data da $f = R_e - R_i$.

Il centro istantaneo di rotazione si determina per intersezione delle due rette rispettivamente perpendicolari l'una all'asse longitudinale del trattore in corrispondenza del suo asse posteriore e l'altra all'asse longitudinale del semirimorchio in corrispondenza della metà fra il primo e il secondo asse del semirimorchio stesso. Questo nell'ipotesi che il terzo asse sia sterzante ed i primi due siano ugualmente caricati.

Dalla figura 6.2 si ricava:

$$\begin{aligned} R_e &= \sqrt{\overline{AB}^2 + \overline{OB}^2} = \sqrt{(a+p)^2 + \left(\overline{OE} + \frac{C}{2}\right)^2} = \\ &= \sqrt{(1.410 + 3.485)^2 + \left(\overline{OE} + \frac{2.500}{2}\right)^2} = \\ &= \sqrt{23.961 + (\overline{OE} + 1.25)^2} \end{aligned}$$

$$\overline{OE} = \sqrt{\overline{OG}^2 - \overline{GE}^2} = \sqrt{\overline{OG}^2 - X^2}$$

$$\begin{aligned} \overline{OG}^2 &= \overline{GH}^2 + \overline{OH}^2 = \left(P_r - \frac{P_p}{2}\right)^2 + \left(R_i + \frac{C}{2}\right)^2 = \\ &= \left(6.792 - \frac{1.360}{2}\right)^2 + \left(5.30 + \frac{2.500}{2}\right)^2 = 79.893 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\overline{OE} = \sqrt{79.893 - 0.633^2} = 8.916 \text{ m}$$

$$R_e = \sqrt{23.961 + (8.916 + 1.25)^2} = 11.283 \text{ m}$$

$$f = 11.283 - 5.30 = 5.983$$

Ulteriore verifica riguarda il rientro nella fascia di ingombro dello spigolo anteriore esterno del semirimorchio (D):

$$\overline{OD} = \sqrt{\left(R_i + C\right)^2 + \left(P_r - \frac{P_p}{2} + a_r\right)^2} = \sqrt{(5.30 + 2.50)^2 + \left(6.762 - \frac{1.360}{2} + 1.450\right)^2} = 10.843 \text{ m}$$

e quindi $\overline{OD} < R_e$

Infine se il terzo asse del semirimorchio non fosse sterzante il punto H si sposterebbe in H' (secondo asse) e quindi:

$$\overline{OG}^2 = P_r^2 + \left(R_i + \frac{C}{2}\right)^2 = 6.762^2 + \left(5.30 - \frac{2.500}{2}\right)^2 = 88.627 \text{ m}^2$$

$$OE = \sqrt{OG^2 - X^2} = \sqrt{88.627 - 0.633^2} = 9.393 \text{ m}$$

$$R_e = \sqrt{(a+p)^2 + \left(OE + \frac{C}{2}\right)^2} = \sqrt{23.961 + \left(9.393 + \frac{2.500}{2}\right)^2} = 11.715 \text{ m}$$

$$f = R_e - R_i = 11.715 - 5.30 = 6.415 \text{ m}$$

6.3 Mezzi di trasporto ferroviari.

Gli standard internazionali relativi alla sagoma limite ferroviaria sono 3150 mm di larghezza, 4280 mm di altezza. I carri possono essere montati su 2 assi oppure su carrelli, che normalmente sono a 2 assi ma possono anche essere a più assi. Di conseguenza la lunghezza può andare da 8 a 18 metri e quindi la superficie utile dei pianali da 20 a 34 mq e i volumi utili da 42 a 85 mc. La portata, che dipende anche dall'armamento su cui è previsto il transito, oscilla dalle 20 alle 60 ton.

In base ad accordi internazionali, i carri ferroviari sono catalogati in serie, contraddistinte da una lettera maiuscola dell'alfabeto. Ad esempio i carri della serie G hanno una capacità compresa fra i 63 e gli 80 mc, possono trasportare derrate e raggiungere una velocità di 120 Km/h. I carri della serie H sono invece particolarmente idonei per le merci pallettizzate. I carri della serie I sono coibentati e possono anche essere refrigerati.

Molto interessanti per il trasporto combinato sono i cosiddetti *carri pianale* per il trasporto di containers, casse mobili e semirimorchi.

6.4 Sistemi per la movimentazione delle merci.

Si distinguono sistemi discontinui e continui a seconda se si usa un'attrezzatura puntuale o nastroforme. Allo stesso tempo possono essere classificati a seconda se lo spostamento avviene in verticale (elevatori) o in orizzontale (convogliatori) o in entrambe le direzioni (transelevatori). Questi ultimi sono quelli prevalentemente usati negli interporti in quanto si prestano bene sia allo spostamento delle unità di carico che al passaggio da un vettore ad un altro, coprendo un'area molto vasta.

6.5 Magazzini.

Si distinguono magazzini del tipo “first in-first out” dove la prima merce che entra è anche la prima ad uscire, oppure “first in-last out” dove la prima merce che entra è l’ultima ad uscire. Altra classificazione è quella statico/dinamica, che prevede appunto nel primo caso che il carico non si muova per tutto il tempo di permanenza nel magazzino e viceversa nel secondo caso che segua un percorso predeterminato dall’entrata all’uscita.

Ulteriore suddivisione può essere a seconda del tipo di merci da stoccare. Ad esempio un moderno magazzino per il collettame può essere organizzato in questo modo: all’arrivo della merce vengono inseriti i dati caratteristici in un elaboratore, da cui fuoriesce un’etichetta autoadesiva con codice a barre. Il collo viene posto su di un nastro che lo porta fino ad uno scanner che legge, decodifica l’etichetta e lo smista automaticamente. In Giappone si arrivano a smistare fino a 10.000 colli l’ora.

Analogamente un magazzino per pallets può essere automatizzato con un traslo-elevatore comandato da computer. In questo caso il magazzino è attrezzato con una serie di scaffalature portapallets per tutta la sua lunghezza, intervallate da corridoi attraverso i quali il traslo-elevatore opera la movimentazione sia in orizzontale che in verticale (Fig. 6.3 e Fig. 6.4).

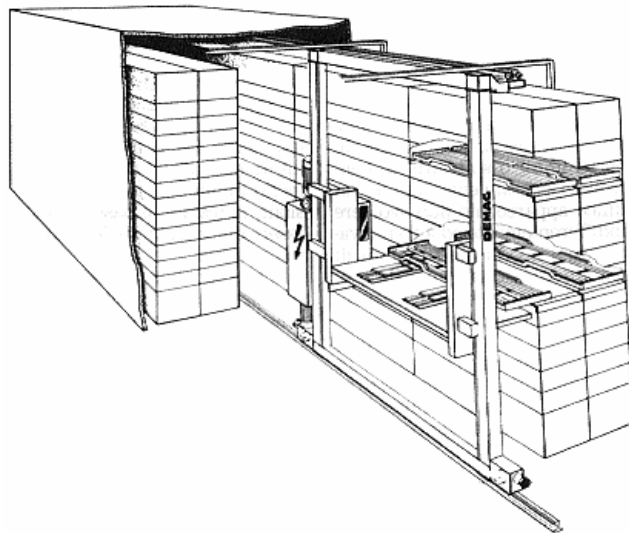


Fig. 6.3 - Schema di traslo-elevatore per materiale di pezzatura molto lunga in un magazzino con corsie strette.

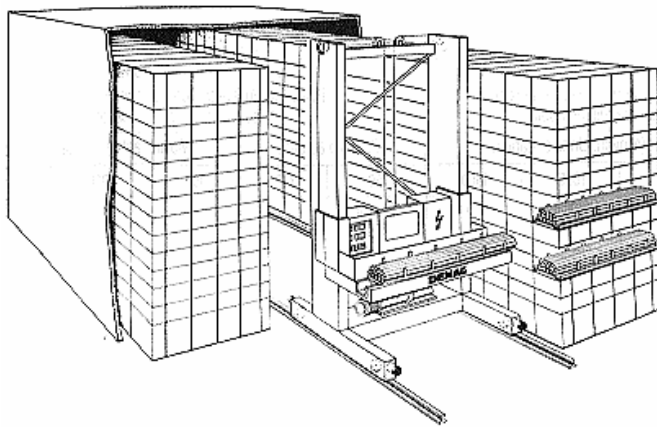


Fig. 6.4 - Schema di traslo-elevatore per materiale di pezzatura molto lunga in un magazzino con corsie larghe.

In Germania sono già in uso anche attrezzature idonee per l'automazione del carico e dello scarico delle merci dal vettore.

Per quanto riguarda infine i containers, essendo autoportanti ed isolati dagli agenti atmosferici, non hanno bisogno di magazzino per il ricovero quanto piuttosto di piazzali per lo stoccaggio e la movimentazione.

6.6 Tipologia degli impianti.

Se si escludono i terminali stradali per piccole partite a corto raggio, si possono considerare cinque tipi di impianti per l'organizzazione del trasporto merci:

- ◆ AUTOPORTI a medio/lungo raggio;
- ◆ AUTOPORTI con raccordo ferroviario;
- ◆ SCALI MERCI a medio/lungo raggio;
- ◆ INTERPORTI;
- ◆ TERMINALI CONTAINERS.

6.6.1 Autoporti a medio/lungo raggio.

Si tratta di impianti che svolgono oltre alle operazioni di raccolta, consolidamento, deconsolidamento e distribuzione di singole partite di merci, anche servizi di deposito conto terzi e gestione dei magazzini. Le operazioni di consolidamento dei carichi richiedono magazzini con ribalta su due fronti e con elevata disponibilità di accosto, mezzi di sollevamento e trasporto su ribalta altamente automatizzati. Il magazzino, che

costituisce il nucleo centrale, può essere previsto con accosto su uno o due fronti. La scelta della tipologia di accosto è funzione delle caratteristiche dei traffici prevalenti. Se si prevedono punte di traffico frequenti sono più idonee le banchine con accosto ortogonale, se invece si ha a che fare con un traffico omogeneo e regolare è preferibile scegliere le banchine a dente di sega con angolo di inclinazione modesto. Attorno al magazzino si deve predisporre la viabilità per l'accesso, per le manovre, le aree di stazionamento, i parcheggi per gli addetti e per gli utenti, stazioni di rifornimento e di assistenza tecnica, locali di ristoro e di pernottamento.

Il movimento minimo per giustificare un impianto di questo genere è di 1000 ÷ 1500 quintali al giorno. Il magazzino in proporzione richiede un'area di 0.5 ÷ 1 mq coperti per ogni quintale movimentato al giorno. La superficie complessiva minima risulta quindi di 3000 mq di cui circa 1000 mq per il magazzino e 2000 per piazzali ed uffici.

6.6.2 Autoporti con raccordo ferroviario.

Questi impianti si configurano come gli esempi più elementari di interporti. In questo caso infatti il magazzino prevede la ribalta su due fronti, di cui uno idoneo all'accosto di carri ferroviari. Le strutture di raccordo consistono generalmente in una fascia di binari di presa e consegna, situati nella stazione ferroviaria più vicina, in un binario di allacciamento all'autoporto e negli impianti ferroviari all'interno dell'area autoportuale. Dove esiste una promiscuità di circolazione stradale e ferroviaria, i binari devono stare necessariamente a raso. Questo può portare ai condizionamenti derivanti dai diversi vincoli geometrici (soprattutto per quanto riguarda la pendenza longitudinale minima) fra strada e ferrovia.

6.6.3 Scali merci.

Al contrario del caso precedente si tratta di impianti prevalentemente ferroviari che sono ben collegati con il sistema stradale.

In genere sono composti da:

- fascio binario per arrivo e partenza dei convogli;
- binari per il carico e lo scarico diretto delle merci dai carri ferroviari, con interposte corsie per il movimento dei veicoli stradali;
- magazzini;

- piani caricatori coperti o scoperti (Fig. 6.5, Fig. 6.6, Fig. 6.7);
- binari di accosto ai piani caricatori ed ai magazzini merci;
- binari e magazzini separati per le operazioni doganali;
- fasci di binari per il deposito temporaneo dei carri.

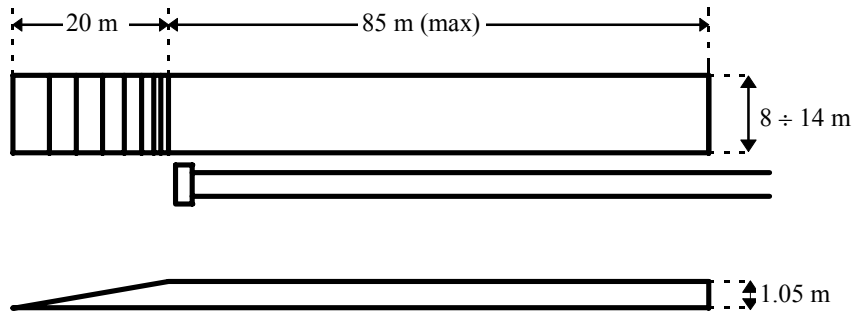


Fig. 6.5 - Schema di un piano cariatore scoperto.

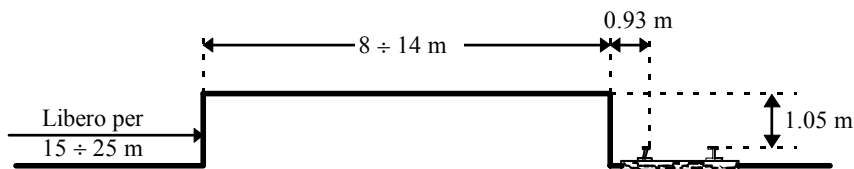


Fig. 6.6 - Sezione trasversale di un piano cariatore.

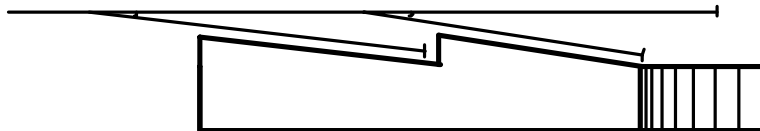


Fig. 6.7 - Schema di un piano cariatore scoperto a "dente di sega".

6.6.4 Interporti.

Questo tipo di impianto costituisce l'ottimizzazione dei due precedenti in quanto consente al meglio l'integrazione modale strada-rotaia (Fig. 6.8).

In genere la parte ferroviaria è costituita da almeno due aste associate a gru a portale (Fig. 6.9 e Fig. 6.10), che consentono il trasferimento o dell'intero semirimorchio, o della cassa mobile o dei containers al veicolo ferroviario a quello stradale e viceversa.



Fig. 6.8 - Integrazione modale strada-rotaia in un interporto.

Per poter organizzare treni bloccati dalla partenza all'arrivo, le aste devono avere una lunghezza minima di $400 \div 600$ metri. La larghezza invece è proporzionale al numero delle aste, delle corsie stradali affiancate ed alla fascia di sosta e manovra dei veicoli stradali.



Fig. 6.9 - Gru a portale.

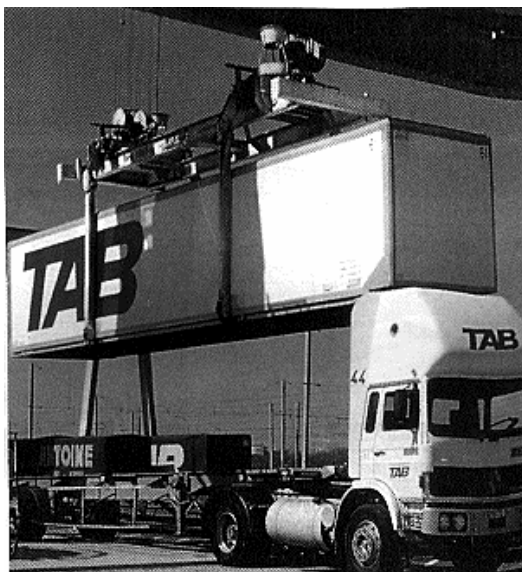


Fig. 6.10 - Particolare della manovra di trasferimento di una cassa mobile.

6.6.5 Terminali containers.

Il container è ancora oggi l'unità di trasporto più usata via mare, da cui consegue che i maggiori terminali containers si trovano in prossimità di aree portuali, da cui vengono inoltrati via terra o su ferrovia o su strada. Si tratta quindi prevalentemente di una intermodalità nave-ferrovia o nave-strada, che può diventare anche ferrovia-strada a valle della prima o strada-ferrovia a valle della seconda. Lo stoccaggio in questo caso può avvenire all'aperto senza magazzino. Come si è già detto è possibile impilare fino a sette containers uno sull'altro.

6.7 Dimensionamento degli impianti.

A seconda delle varie funzioni che possono coesistere in tutti i tipi di impianto visti nel paragrafo precedente, si possono ipotizzare le dimensioni del modulo minimo che può essere incrementato in funzione del traffico vero.

6.7.1 Centro collettame.

I carichi, in genere inferiori ad 1 ton, vengono spediti su furgoni fino al centro merci, dove vengono compattati e inviati a destinazione su autocarri o autoarticolati. In arrivo vale il viceversa. Il modulo di base per questa funzione consiste in una ribalta di 25x4 m attrezzata con un carrello a mano. La superficie totale occupata, comprese le aree per la manovra dei veicoli, è di 300 mq. In un turno si possono movimentare 16 furgoni

oppure 4 autocarri e/o autoarticolati. Per immagazzinare le merci in attesa di essere compattate, va prevista una seconda ribalta delle stesse dimensioni della prima. Si raggiungono così i 600 mq per un modulo minimo.

6.7.2 Centro merci pallettizzate.

E' in genere usato per carichi compresi fra 1 e 5 ton. Le modalità di trasbordo sono simili alle precedenti. A parità di area e con magazzino alto 6 m vengono movimentati in questo caso per ogni turno 24 autocarri leggeri o 10 autoarticolati.

6.7.3 Ribalta ferro-gomma.

Anche qui si distinguono i carichi da 1 a 7 ton e quelli superiori alle 7 ton. Nel primo caso il modulo minimo si compone di un magazzino di 1600 mq coperti (compresa la pensilina) con un lato di 50 m affiancato al binario. Se lo scarico o il carico dei carri ferroviari avviene lateralmente, si può predisporre il piano ribalta a 1.30 m come per il lato stradale. Se si prevede una fascia di 25 metri per la manovra dei mezzi gommati, si ottiene una superficie totale del modulo, incluso il binario, di 3000 mq. Con tre carrelli elevatori ed un locomotore di manovra si può arrivare a movimentare da 450 a 900 ton per turno, che corrispondono a circa 40 autocarri. Gli uffici occupano un'area di circa 300 mq per ogni modulo.

6.7.4 Centro merci confezionate in pezzi.

In genere è usato per compattare su destinazioni omogenee carichi da 7 a 11 ton spediti con autoarticolato. Il modulo di base consiste in una ribalta di 25x4 m attrezzata con gru semovente. La superficie totale occupata comprese le aree per la manovra dei veicoli è di 300 mq. Si riescono a smaltire circa 300 ton per turno pari a circa 14 autoarticolati.

6.7.5 Centro containers.

Si prevede un'asta ferroviaria di manovra di 400 m a doppio binario, una gru tipo "transtainer" e un locomotore di manovra. La superficie del modulo è di circa 30000 mq (10000 per le manovre e 20000 per il deposito temporaneo).

Si possono movimentare circa 1200 ton per turno equivalenti a 48 carri ferroviari o a 60 autoarticolati.

6.7.6 Centro trasporti combinati.

Per trasporto combinato si intende quello che prevede il trasferimento da gomma a ferro dell'intero semirimorchio. A tal fine sono stati progettati diversi tipi di carri ferroviari a pianale ribassato con alloggiamenti speciali per le ruote sia per diminuire l'ingombro sia per facilitare l'operazione di carico e scarico direttamente con una motrice. Si evince quindi che un modulo operativo deve avere due binari da 400 m, un trattore per semirimorchi, una rampa mobile e un locomotore da manovra. La superficie totale del modulo è di 24000 mq inclusa l'area di circolazione e deposito temporaneo dei semirimorchi. Si possono movimentare 800 ton per turno equivalente a circa 32 semirimorchi.

6.7.7 Servizi accessori.

Oltre alle aree destinate alle operazioni di carico e scarico, possono essere individuate una serie di servizi accessori che costituiscono un supporto a volte determinante per l'ottimizzazione della logistica.

Si citano:

- il centro direzionale;
- motel, ristorante, bar;
- custodia;
- dogana;
- pesatura;
- veterinario;
- stazione di servizio;
- officina;
- magazzini;
- piazzali deposito;
- parcheggio;
- casello di entrata e uscita.

6.8 Valutazione di Impatto Ambientale.

Il DPCM dell'agosto 88 non prevede la V.I.A. per questo tipo di impianti, ma il disegno di legge approvato dal Consiglio dei Ministri il 15/1/93 cita nell'elenco dei progetti di rilevanza nazionale soggetti a VIA, al comma 12, gli "interporti definiti ai sensi della legge 4 agosto 1990, n. 240". Quest'ultima legge fra l'altro prevede che a livello di studio preliminare, venga redatta una relazione di compatibilità ambientale. Diverse normative regionali inoltre hanno inserito gli interporti fra le opere obbligatoriamente soggette a Studio di Impatto Ambientale.

Vale quindi anche per questo tipi di impianti, quanto già detto per le infrastrutture lineari di trasporto con le peculiarità di un'opera puntuale che può condizionare significativamente l'ambiente circostante per un raggio di azione anche abbastanza vasto.

Quando sarà emanata definitivamente la legge si potranno esaminare in dettaglio le peculiarità insite in questo tipo di impianti.

7. SICUREZZA ATTIVA IN CAMPO STRADALE

Si è già detto (nota 5) come la sicurezza “attiva” si distingua da quella “passiva”. L’ISTAT elabora ogni anno una “Statistica degli incidenti stradali”, che a partire dal 1991 considera una nuova definizione di incidente stradale, che esclude tutti i sinistri che hanno causato solo danni alle cose e non alle persone.

L’annuario del 1991, che è stato presentato a Stresa nel 1992, evidenzia rispetto al 1970 (anno di inizio delle rilevazioni statistiche) il decremento di tutti gli indicatori della incidentalità (fa eccezione il rapporto di lesività: feriti x 1000 incidenti) rispetto ad un elevatissimo tasso annuale di crescita (+4,6%) del volume complessivo di circolazione espresso in numero di chilometri effettivamente percorsi da ogni forma di veicolo.

Questa considerazione tuttavia mostra immediatamente i suoi limiti se si presta attenzione non solo al valore in assoluto elevato di 7498 morti l’anno entro il settimo giorno dall’incidente stradale, ma soprattutto alla linea di tendenza in crescita a partire dal 1989 del numero sia di incidenti che di morti e feriti. Nella serie storica a partire dal 1970 il 1989 è stato quindi l’anno di minima mortalità da incidente stradale.

Occorre quindi riflettere approfonditamente sul perché di questa inversione di tendenza che si verifica sia sulle autostrade che su tutti gli altri tipi di strade extraurbane ed urbane.

In ogni caso si ritiene importante sottolineare che l’incidentalità su fondo stradale bagnato è circa il 25% del totale in autostrada e poco meno sugli altri tipi di strade.

7.1 Pavimentazione drenante.

Come risulta dalla statistica ISTAT 1991 sugli incidenti stradali in Italia, circa il 25% degli incidenti avviene su fondo stradale bagnato. Ovviamente non si può trasformare quella che è una constatazione statistica in una causa, ma è indubbio, visto che i giorni totali di pioggia in un anno sono molto meno del 25%, che il fondo bagnato è potenzialmente una causa scatenante dell’incidente o anche un’aggravante delle conseguenze del sinistro.

D’altra parte questo problema è noto a tutti quelli che percorrono la rete autostradale e stradale italiana e naturalmente anche ai responsabili della gestione della stessa rete.

Da tempo infatti le tecniche manutentorie delle pavimentazioni stradali hanno preso un indirizzo ben preciso verso la specializzazione degli strati costituenti il pacchetto della sovrastruttura, affidando la funzione portante a quelli inferiori e il mantenimento dell'aderenza a quello superficiale.

Nonostante tuttavia questa necessità sia percepita empiricamente un po' da tutti, non sempre ne consegue un intervento coerente.

Si è ritenuto quindi opportuno approfondire con maggior dettaglio le condizioni di guida su fondo bagnato affinché, emergessero nella loro completezza le vere condizioni di rischio, che sono poi all'origine di quel 25% di incidentalità di cui si è detto, e quindi la necessità di una manutenzione mirata in funzione dell'aumento della sicurezza in condizioni di pioggia.

E' a tutti noto che a causa della natura viscoelastica della gomma, le proprietà di aderenza fra pneumatico e strada deviano dalla classica legge di attrito. In condizione asciutte le forze di aderenza fra strada e pneumatico si sviluppano attraverso i meccanismi di adesione e di isteresi (Fig. 7.1).

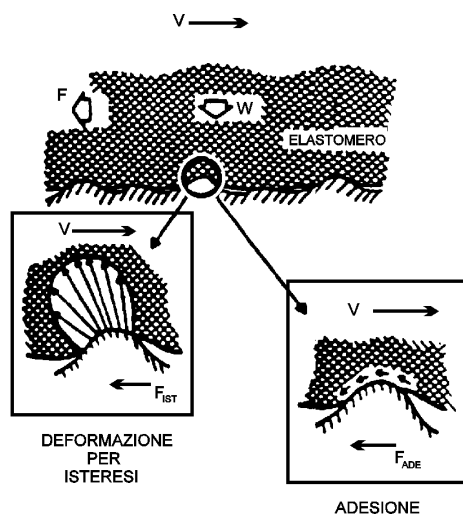


Fig. 7.1 - Fattori di adesione ed isteresi influenzanti lo scorrimento pneumatico-terreno.

La componente adesiva si sviluppa con il processo di attacco e stacco a livello molecolare (che gli americani chiamano stick-slip process), dovuto alla maggior morbidezza della superficie della gomma rispetto a quella stradale. Lo slittamento della ruota procura un distacco di questa adesione quasi come uno strappo.

La componente di isteresi è dovuta invece al fatto che la gomma, passando sopra un'asperità, crea (per le sue proprietà di isteresi) una distribuzione asimmetrica di pressioni, la cui componente orizzontale si oppone allo slittamento.

Nelle superfici stradali bagnate, la presenza di un film lubrificante fra il pneumatico e l'area di contatto della pavimentazione riduce il livello di aderenza interferendo con i due meccanismi di adesione e di isteresi (perché, diminuisce sia il legame molecolare che la deformazione della gomma). Ma ciò che ancor più rende critici i livelli di aderenza su strada bagnata è la diminuzione dell'area di contatto fra ruota e strada, da cui deriva principalmente la riduzione della deformazione del battistrada e quindi della forza di isteresi. Questo fenomeno, che è comunemente noto con il nome di aquaplaning, ha il gravissimo difetto di peggiorare all'aumentare della velocità.

Usando una ripresa fotografica sotto una lastra di vetro, il fenomeno è stato verificato a velocità diverse per alcuni tipi di battistrada (Fig. 7.2).

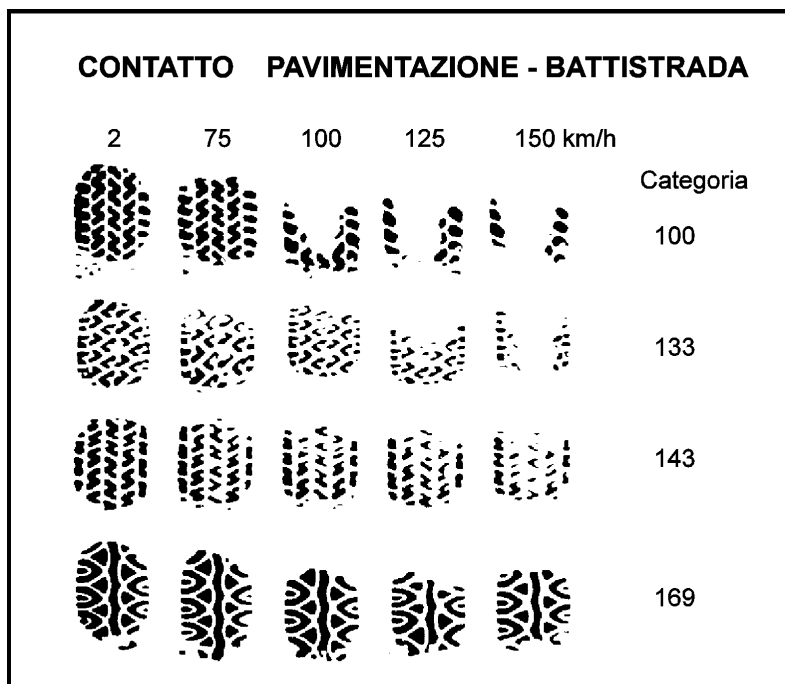


Fig. 7.2 - Illustrazione dell'uso di tecniche fotografiche, a mezzo di lastra di vetro, per lo studio delle prestazioni dei pneumatici e delle aree di contatto nelle condizioni di aquaplaning dinamico ad elevate velocità.

Si conoscono tre tipi di aquaplaning: da fusione del pneumatico, dinamico e viscoso.

- *Aquaplaning da fusione del pneumatico*: si verifica quando i veicoli pesanti con alta pressione di contatto pneumatico-strada bloccano le loro ruote ad elevata velocità. La costruzione a caldo del battistrada causa la fusione della gomma. Il pneumatico quindi slitta su una miscela di gomma fusa, acqua e vapore.
- *Aquaplaning dinamico*: si verifica quando la quantità di acqua incontrata dal pneumatico supera la capacità di drenaggio sia del battistrada che della macrotestitura della pavimentazione. In questo caso la pressione del velo d'acqua sul pneumatico è sufficiente a causare la progressiva penetrazione del film liquido dal fronte al retro della ruota all'aumentare della velocità. Si possono distinguere tre aree di contatto. Nella prima c'è un effetto cuneo dell'acqua che spinge verso l'alto il battistrada: in questa zona le forze di attrito fra pneumatico e strada quasi non esistono. Nella parte centrale si raggiunge un certo contatto, c'è una qualche deformazione della gomma del battistrada e quindi si produrranno delle forze di isteresi al contatto con le asperità della strada. Nella regione posteriore dell'area di contatto si ha una significativa deformazione della gomma del battistrada malgrado la persistenza di uno strato fluido fra le due superfici. All'aumentare della velocità si estende la "zona 1" fino ad occupare tutta l'area di contatto (Fig. 7.3). Si può quindi concludere che aquaplaning dinamico diventa critico alle alte velocità.

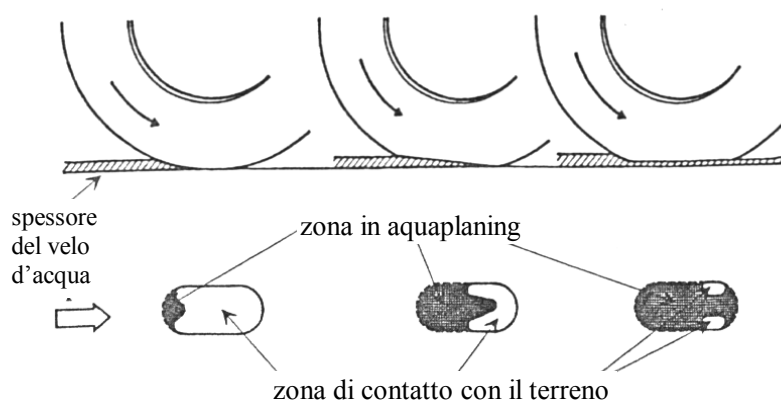


Fig. 7.3 - Visualizzazione delle zone di contatto e delle zone in aquaplaning nel caso di pavimentazione bagnata.

- *Acquaplaning viscoso*: si verifica quando un sottile velo d'acqua rimane fra il pneumatico e la strada indipendentemente dalla velocità della ruota e dall'altezza

d'acqua. Questo si può verificare per due motivi: o per insufficienza di tessitura superficiale della pavimentazione o con battistrada che presentino le scanalature principali sulla direttrice longitudinale. Proprio per il fatto che persiste anche a basse velocità può essere considerato il più insidioso dei tre.

Per capire bene la pericolosità del velo d'acqua sulle pavimentazioni stradali occorre analizzare le due manovre critiche della marcia su strada che sono la frenatura e la sterzata.

Gli effetti del passaggio da asciutto a bagnato sulle caratteristiche di frenatura di un pneumatico tipo evidenziano un'insidia pericolosa: per bassi valori del tasso di slittamento delle ruote, quali si riscontrano in condizioni di marcia normali, non esiste praticamente alcuna sostanziale differenza di comportamento fra le condizioni di frenatura su asciutto e su bagnato. Ciò fa sì che il guidatore medio si trovi impreparato ad affrontare le ben diverse condizioni di frenatura che si verificano all'aumentare del tasso di slittamento delle ruote fino alla situazione drammaticamente diversa che si verifica a ruote bloccate completamente (Fig. 7.4).

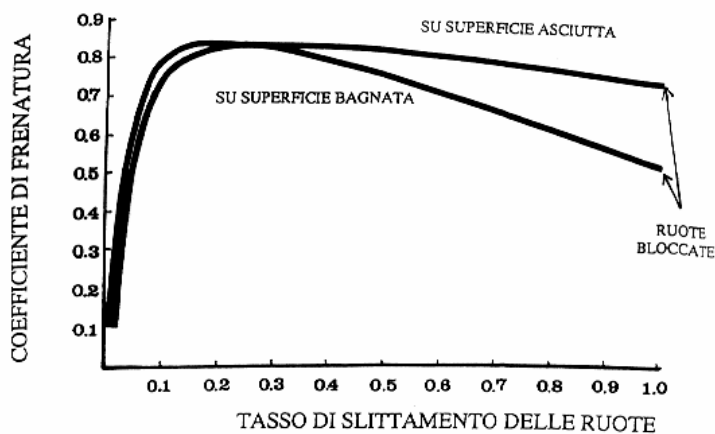


Fig. 7.4 - Relazione tra il coefficiente di frenatura ed il tasso di slittamento delle ruote.

Per quanto riguarda la sterzata, è noto che in curva è applicata sulle ruote una forza trasversale, che fino a che è contrastata dall'aderenza trasversale fra pneumatico e pavimentazione, fa deformare elasticamente la carcassa del pneumatico, che subisce quindi un leggero slittamento nella sua parte più esterna. In analogia a quanto visto per la frenatura, si può notare che per piccoli angoli di slittamento la forza laterale, che è quella che permette il controllo della traiettoria, è proporzionale al valore dell'angolo e

raggiunge il valore critico abbastanza prima su bagnato che su asciutto. Oltre i valori critici il controllo della traiettoria è a rischio.

Ad 80 Km/h su strada bagnata la forza laterale si riduce di circa il 25% rispetto alle condizioni di asciutto (Fig. 7.5). A 140 Km/h c'è una notevole riduzione della forza laterale tanto più quanto aumenta l'altezza del velo d'acqua (Fig. 7.6). Questo spiega la facile perdita di controllo del veicolo per improvvise sterzature ad elevata velocità su strada bagnata.

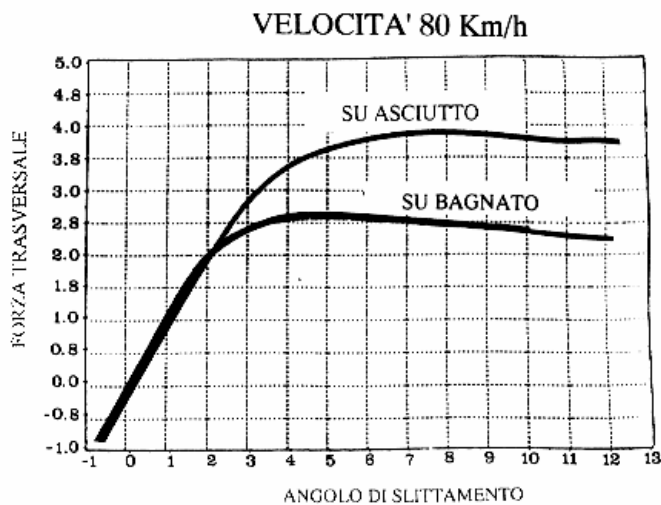


Fig. 7.5 - Variazione della forza laterale in funzione di differenti condizioni ambientali (V = 80 km/h).

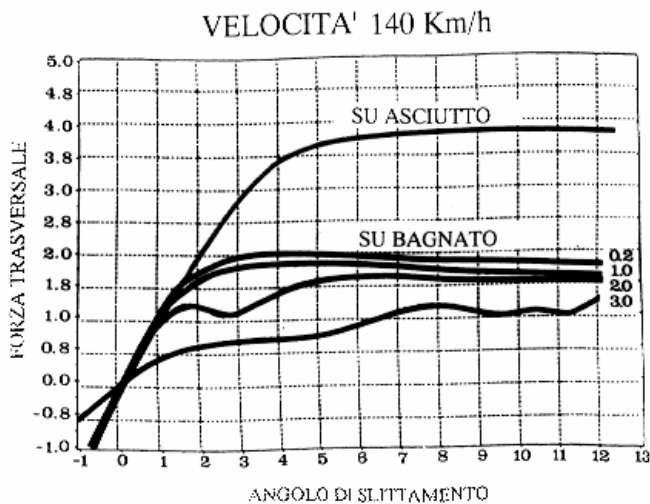


Fig. 7.6 - Variazione della forza laterale in funzione di differenti condizioni ambientali (V = 140 km/h).

Tutto ciò non fa altro che confermare quanto già noto sia agli ingegneri stradali che in forma intuitiva anche agli utenti della strada. Per contro le statistiche sulla incidentalità dimostrano non solo la maggiore frequenza di incidenti su strada bagnata

ma purtroppo anche la maggior gravità delle conseguenze degli incidenti stessi. Sul totale dei morti l'anno in Italia dovuti ad incidenti stradali su autostrada e strade statali, circa il 20% avvengono su fondo stradale bagnato. Diversi ricercatori hanno confermato la forte correlazione che esiste fra i livelli di aderenza e la frequenza di incidenti su fondo bagnato. Alcuni sono arrivati a dimostrare una proporzionalità fra frequenza degli incidenti e aderenza disponibile.

L'incremento esponenziale del tasso di incidentalità al diminuire del livello di aderenza ha suggerito anche l'applicazione a questo fenomeno del concetto di domanda e offerta. Dato un qualsiasi tratto di strada con le sue caratteristiche sia geometriche che di traffico esiste una distribuzione delle accelerazioni (o decelerazioni) dei veicoli che costituisce la domanda di aderenza. Con opportuni interventi sulla pavimentazione può essere predisposta un'offerta di aderenza. La probabilità che la domanda superi l'offerta può essere calcolata ed usata per definire il livello di rischio potenziale. Le moderne attrezzature di rilevamento continuo della aderenza permettono di avere una mappa aggiornata dell'offerta di aderenza su una rete stradale. I rilievi di traffico e la conoscenza delle caratteristiche geometriche permettono di calcolare per tratte significative la domanda di aderenza e quindi di valutarne il rischio.

Purtroppo questo tipo di approccio, oggi già operante presso alcune amministrazioni stradali, non sempre corrisponde ad una valutazione del vero rischio che si ha in esercizio. Questo perché, le variazioni delle caratteristiche, soprattutto dovute a cattiva manutenzione o uso, sia dei pneumatici che dei veicoli in generale possono alterare significativamente le previste condizioni di frenatura e di sterzata. Al riguardo è sufficiente una non corretta distribuzione del peso o un non corretto bilanciamento della frenatura fra asse anteriore e posteriore del veicolo.

Un altro fattore di rilevante importanza di cui spesso non si tiene conto è che il guidatore medio riesce più facilmente a percepire le condizioni di guida al limite di aderenza che quelle altrettanto pericolose di basso coefficiente di aderenza per cui non è portato a considerare il livello di rischio dell'eventualità di una manovra improvvisa in condizioni di insufficienza di aderenza rispetto alle necessità derivanti dalla manovra stessa. Non si rende cioè conto di essere in equilibrio molto precario. E' questo il vero problema della strada bagnata: il calo del livello di aderenza non viene percepito in condizioni di marcia normale per cui il guidatore non viene indotto ad adottare quelle

misure precauzionali (diminuzione della velocità, aumento della distanza di sicurezza) che meglio predispongono al controllo del veicolo in caso di manovra di frenatura o sterzata.

Se questo è il problema, su cui ormai molti ricercatori convergono, l'obiettivo dell'aumento della sicurezza stradale in caso di pioggia non può essere altro che quello di avvicinare le prestazioni del veicolo alle aspettative del guidatore. Questo ovviamente può avvenire nei due sensi sia diminuendo le aspettative del guidatore (ma questo non è compito degli ingegneri stradali) sia aumentando l'offerta di aderenza in condizioni di strada bagnata (e questo è ovviamente compito degli ingegneri stradali). Da anni ormai la ricerca in questo campo si è orientata verso la specializzazione degli strati costituenti la pavimentazioni affidando la portanza agli strati inferiori dimensionati in modo tale da non richiedere alcuna manutenzione per un periodo di almeno 20-30 anni mentre lo strato di usura non ha alcuna funzione strutturale se non quella di assorbire la eventuale propagazione delle fessure dagli strati inferiori e soprattutto deve essere tale da garantire le migliori condizioni di aderenza.

Grazie allo sviluppo dei bitumi modificati con elastomeri si sono potuti applicare anche in campo stradale (dopo le esperienze aeroportuali) i *conglomerati bituminosi drenanti*. Un'opportuna scelta granulometrica permette di confezionare conglomerati bituminosi con percentuali di vuoti dell'ordine del 20% che siano comunicanti fra loro per almeno il 75% del totale. In queste condizioni le prove normalizzate con il permeometro a carico variabile hanno evidenziato una capacità di drenaggio in meno di 25 secondi di un volume d'acqua di 1400 cc attraverso una sezione di 30 mm di diametro.

Come è evidente, in queste condizioni l'acqua non scorre più sulla superficie stradale, ma penetra all'interno del manto d'usura per scorrere lungo il piano di attacco impermeabile con lo strato sottostante. Si capisce quindi che non è sufficiente realizzare un'elevata percentuale dei vuoti ma è necessario seguire l'acqua lungo il suo percorso fino allo scarico nelle cunette laterali per evitare l'eventuale saturazione dei vuoti e quindi l'inefficacia del sistema. Questo porta ad un'attenta verifica della geometria del piano di appoggio del manto di usura ed allo stesso tempo ad una riconsiderazione della geometria della superficie estrema finale della pavimentazione. Se è vero infatti che l'acqua scorre nel piano sottostante e che l'altezza massima d'acqua si raggiunge in

corrispondenza del ciglio laterale, allora sembrerebbe opportuno incrementare lo spessore dello strato drenante in corrispondenza del ciglio. Questa considerazione spinge verso la ricerca di un'ottimizzazione della pendenza delle due superfici in funzione della quantità d'acqua prevista e della capacità drenante dello strato superficiale. Se tutto funzionasse come previsto e fosse impossibile qualsiasi intasamento dei vuoti, non si vede perché, non si potrebbe al limite pensare ad una sagoma esterna orizzontale o quasi orizzontale. Questa ipotesi, traslata dalla sezione in rettilineo a quella in curva, rivoluzionerebbe gli attuali equilibri fra velocità, raggio di curvatura e pendenza trasversale della sagoma. Se è vero infatti che si è in grado di assicurare sempre l'assenza di qualsiasi velo d'acqua sulla pavimentazione si potrebbe ottenere la stessa velocità di progetto con un minor raggio di curvatura o con una minor pendenza trasversale, ma soprattutto si raggiungerebbe l'obiettivo di offrire le stesse condizioni di aderenza con e senza pioggia. Si conferma ancora una volta che il coefficiente di aderenza rappresenta il cuore di tutto il sistema geometrico cui fa capo la progettazione stradale.

Per concludere non si può non fare un cenno ad altri due importantissimi risultati raggiungibili con il manto di usura in conglomerato drenante. Ci riferiamo alla *eliminazione dello spray* ed alla *riduzione del fonoinquinamento*.

Lo spray non è altro che l'acqua nebulizzata dallo schiacciamento dell'aria negli interstizi del battistrada e conseguente violenta espulsione della stessa sul retro del veicolo con forte perdita di visibilità per il veicolo che segue. Anche in questo caso significa aumentare le condizioni di sicurezza su bagnato e renderle equivalenti a quelle su asciutto.

La riduzione del fonoinquinamento avviene su due livelli: come minor produzione di rumore da rotolamento e come assorbimento di tutte le altre fonti di rumore emesse dal veicolo. Riteniamo inopportuno soffermarci di più su questo ultimo argomento essendo già ampia la produzione scientifica in merito. Ci preme soltanto fare un breve cenno a proposito dei risultati più recenti della ricerca sull'argomento, che vanno sotto il nome di "*pavimentazione eufonica*".

Dopo un primo periodo in cui si è verificata la corsa all'abbattimento indiscriminato dei decibel prodotti, si è capito che occorre passare dalla quantità alla qualità dei decibel da abbattere. Occorre concentrare quindi le risorse su quelle frequenze giudicate

maggiormente fastidiose. In quest'ottica per quanto riguarda i conglomerati drenanti, anziché, puntare ad un aumento degli spessori come qualcuno pensava di fare, ci si sta orientando verso un'ottimizzazione dello strato drenante come setto assorbente di particolari frequenze. Questo può avvenire sagomando il piano di appoggio del manto di usura con una serie di concavità rivolte verso l'alto, che diventano selettive nell'assorbimento delle frequenze volute. Si tratta di sperimentazioni in una fase ancora embrionale, ma che promettono risultati interessanti.

7.2 Verifica prospettica.

Le istruzioni CNR per la redazione dei progetti di strade prescrivono fra gli elaborati del progetto di massima i "Diagrammi di visuale libera", che è intesa come la visuale disponibile per un osservatore posto ad un'altezza di m 1.10 sul piano viabile rispetto ad un ipotetico ostacolo posto a m 0.20 sulla direttrice di marcia.

E' evidente che qualsiasi progetto di strade deve essere fatto in modo tale che sia sempre garantita per entrambe le direzioni di marcia una visuale libera almeno uguale alla distanza di arresto del veicolo. Come è noto quest'ultima è funzione della velocità di progetto dell'elemento geometrico considerato e quindi è variabile lungo il tracciato all'interno dell'intervallo di velocità di progetto previsto per la sezione tipo considerata.

Per poter procedere alla verifica occorre ricostruire prospetticamente l'immagine che si propone all'occhio del conducente. Oggi esistono dei programmi per elaboratore che consentono abbastanza facilmente questa operazione. Poiché, il metodo di calcolo percorre numericamente un processo assimilabile all'effettiva visuale prospettica che si potrebbe ottenere percorrendo la strada finita, è possibile graficizzare la distanza di visuale libera relativa a qualsiasi progressiva della strada in progetto per entrambi sensi di marcia. Ne consegue la conoscenza della velocità ammissibile in condizioni di sicurezza dal punto di vista della distanza d'arresto per ogni punto del tracciato. Ogni qual volta questa velocità non è coerente con quella ammissibile in condizioni di sicurezza dal punto di vista dell'equilibrio in curva del veicolo, si crea una condizione di insicurezza. E' estremamente rischioso infatti che ci sia un raggio di curvatura ed una pendenza trasversale che consentano una velocità di percorrenza superiore a quella per la quale è assicurata la distanza di visibilità per l'arresto. Lo stesso discorso, anche se con le dovute proporzioni, vale per la distanza di visibilità per il sorpasso.

Le limitazioni più frequenti sono dovute in genere, per le curve a destra, alla barriera di sicurezza, o alla scarpata dell'eventuale trincea o anche alla presenza di qualche muro di contro ripa. Per quanto riguarda invece le curve a sinistra è quasi sempre la barriera di sicurezza dello spartitraffico ad interferire con la visuale libera.

Oltre a queste considerazioni che riguardano la verifica delle distanze di visibilità, l'analisi prospettica di un tracciato stradale presenta altri aspetti che meritano attenzione.

Strettamente legato a quanto già detto è il problema della cosiddetta "perdita di tracciato", che non è altro che la scomparsa dalla visione prospettica del conducente del veicolo, di particolari tratti della strada da percorrere, in conseguenza di un non corretto coordinamento del tracciato planimetrico con quello altimetrico. Molto spesso infatti si procede erroneamente alla progettazione distinta dell'asse stradale sui due piani di riferimento orizzontale e verticale, senza pensare alle conseguenze nello spazio tridimensionale delle suddette scelte.

E' necessaria non solo un'opportuna proporzione fra i valori dei raggi di curvatura planimetrici ed altimetrici, ma anche un coordinamento fra le due ubicazioni affinché, non si producano effetti imprevisti e non desiderati. La bibliografia sull'argomento è ormai abbastanza ampia. E' evidente comunque che quanto più si tende a far percepire all'utente il reale andamento del tracciato stradale che si appresta a percorrere, tanto più aumenta la sicurezza della circolazione.

Un altro aspetto che di recente ha attirato l'attenzione dei progettisti stradali riguarda l'allargamento dell'immagine prospettica al contorno del corpo stradale. Questo permette infatti di ottimizzare l'inserimento dell'infrastruttura nel territorio da diversi punti di vista.

7.3 Analisi di rischio della manovra di sorpasso.

L'analisi di rischio è uno strumento di lavoro da lungo tempo impiegato nell'ingegneria industriale, che comincia a trovare applicazione anche nell'ingegneria civile. Una volta che in un qualsiasi processo vengono individuati quegli eventi che contengono una componente di pericolosità se ne analizzano separatamente la probabilità statistica che l'evento accada e la pericolosità e/o gravità delle conseguenze insite nell'evento stesso. Il prodotto dei due fattori (di frequenza e di gravità) permette

di individuare il livello di rischio di un determinato evento nell'ambito di un certo processo.

La manovra di sorpasso è certamente una delle più pericolose della circolazione stradale, ma le diverse condizioni in cui può avvenire inducono ad una variabilità del rischio abbastanza elevata, di cui occorre tener conto sia nella progettazione che nella gestione delle strade.

A tutt'oggi quasi tutta la normativa sulla sicurezza in campo stradale è impostata sulle prestazioni del veicolo isolato e quindi l'approccio coerente alla sicurezza della manovra di sorpasso è dato dalla esistenza della distanza di visibilità per il sorpasso. Alla luce dei più moderni indirizzi progettuali e gestionali, questa condizione si sta rivelando necessaria, ma ampiamente insufficiente. L'analisi di rischio dell'evento evidenzia infatti a cascata il seguente processo probabilistico:

- la domanda di sorpasso è tanto più alta quanto maggiore è;
- la densità veicolare;
- la percentuale di veicoli pesanti;
- la pendenza media del tracciato;
- la lunghezza delle livellette a maggior pendenza;
- il permanere di tempi lunghi in cui non si presentano le condizioni per il sorpasso;

La sussistenza di uno o più dei suddetti fattori fa aumentare le condizioni di pericolosità perché, aumentano le probabilità di accettazione del rischio da parte dell'utente. E' a tutti noto che si possono creare delle situazioni in cui la percentuale di utenti disposti ad eseguire una manovra azzardata è elevatissima. Sta quindi al progettista e/o al gestore fare in modo che queste situazioni, che nulla hanno a che vedere con la distanza di visibilità, vengano a crearsi. L'approccio statistico prevede inoltre il calcolo delle probabilità che il veicolo in sorpasso possa incrociare un altro che proviene in senso opposto (per le strade a due corsie). Anche questa probabilità è funzione della densità veicolare e della ripartizione del traffico nei due sensi di marcia. Va infine considerata la probabilità che l'eventuale veicolo che incrocia proceda a bassa od a elevata velocità.

E' evidente quindi che nel calcolo della probabilità complessiva ci sia un'incidenza esponenziale delle condizioni di circolazione del flusso di traffico. In questo contesto la mancanza della distanza di visibilità va vista non tanto come verifica puntuale quanto

piuttosto come causa scatenante, ove si verificasse per tempi troppo lunghi, dell'accettazione delle condizioni di rischio da parte dell'utente.

7.4 Caratteristiche della segnaletica.

Con il termine "segnaletica" si intende un complesso di interventi, opportunamente regolamentati dal Codice della Strada, che hanno un'attinenza diretta con la regolarità e quindi con la sicurezza della circolazione stradale.

Dando per scontato tutto ciò che riguarda la segnaletica di prescrizione e di pericolo, si vuole qui richiamare l'attenzione su alcuni parametri fondamentali della segnaletica verticale di indicazione in quanto più strettamente legati alla progettazione geometrica della strada. Ci si riferisce in particolar modo alla "visibilità" dei segnali stradali in funzione della loro collocazione nella scena stradale "ed alla loro leggibilità".

7.4.1 Visibilità.

Il massimo dell'acuità visiva di un osservatore medio si ha all'interno di un cono di ampiezza $2 \cdot \alpha = 2^\circ 30'$. All'aumentare della velocità il cono si restringe in proporzione. E' evidente quindi l'opportunità di collocare il segnale quanto più possibile al centro del campo visivo del conducente. Da queste considerazioni è nata la segnaletica a portale, che permette di collocare il segnale esattamente in asse alla corsia di riferimento. Ad esempio in un'autostrada a tre corsie per carreggiata, il guidatore che sta sulla corsia di sinistra si trova a 15.50 m di distanza da un eventuale segnale posto a destra della carreggiata. Se lo stesso segnale viene posto sul lato destro di un portale, la suddetta distanza si riduce a 10 m. A 120 Km/h si ha una distanza media di accomodamento dell'occhio di circa 600 m ed una distanza media di fissazione di circa 100 m. Se ne deducono nei due casi i seguenti angoli visivi:

$$\alpha_1 = \operatorname{arctg} \frac{15.50}{600} = 1^\circ 29'$$

$$\alpha_2 = \operatorname{arctg} \frac{10.00}{600} = 0^\circ 57'$$

$$\alpha'_1 = \operatorname{arctg} \frac{15.50}{100} = 9^\circ 12'$$

$$\alpha'_2 = \operatorname{arctg} \frac{10.00}{100} = 5^\circ 35'$$

7.4.2 Ottimizzazione della posizione.

Le dimensioni del segnale e la distanza del segnale dal punto in cui l'utente deve effettuare la manovra conseguente al messaggio ricevuto, sono funzione dei seguenti tempi:

- ◆ t_1 = tempo di lettura del messaggio;
- ◆ t_2 = tempo di reazione all'informazione;
- ◆ t_3 = tempo necessario a modificare la velocità.

Il tempo di lettura deve assolutamente finire prima che la posizione del segnale rispetto alla direzione di osservazione del conducente (angolo θ) sia tale da impedire la lettura stessa senza alzare o voltare la testa ($\theta = 2.5^\circ$) (Fig. 7.7). Se ne deduce che la distanza di leggibilità D è data da:

$$D = t_1 \cdot V + S \cdot \cot g 2.5^\circ$$

dove V è la velocità di progetto ed S è la distanza trasversale fra l'occhio del guidatore ed il centro del segnale.

Il valore di t_1 non dovrebbe essere superiore ad 1 secondo. D è quindi la distanza dal segnale in cui comincia il processo di lettura + reazione + decelerazione, che deve essere completato nel punto in cui va effettuata la manovra.

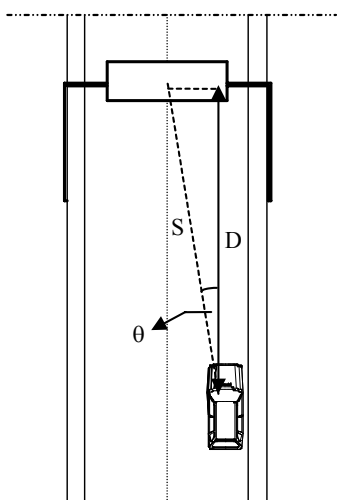


Fig. 7.7 - Distanza di leggibilità della segnaletica stradale.

Se ad esempio si vuole verificare l'esatta ubicazione di un cartello che indica la rampa di uscita da un'autostrada, la distanza D dal segnale è quella da cui partono le tre distanze di lettura, reazione e decelerazione che devono terminare all'inizio della rampa di uscita.

Le attuali norme sulla segnaletica autostradale sono tese a garantire una distanza di leggibilità molto elevata (≈ 400 m) per poter mettere il segnale a portale a soli 200 m dall'inizio della rampa di uscita. Questo però porta ad una distanza di decelerazione insufficiente per quegli utenti non molto attenti che si accorgono del portale a pochi metri da esso.

8. LA SICUREZZA PASSIVA IN CAMPO STRADALE

Un intervento si dice “passivo” quando non mira tanto ad eliminare le cause dell’incidente quanto piuttosto ad attenuare o, se possibile, annullare le conseguenze dell’incidente stesso.

Le barriere di sicurezza ai margini della carreggiata costituiscono a tutt’oggi l’intervento primario escogitato dai progettisti stradali nel campo della sicurezza passiva. L’unica alternativa valida, che tuttavia non ha avuto largo seguito per gli alti costi che comporta, si è dimostrato l’allargamento dello spartitraffico fino alla completa separazione dei corpi stradali delle due carreggiate e la diminuzione, fino ad evitare il ribaltamento, della pendenza della scarpata.

La materia relativa alle barriere di sicurezza ha cominciato ad essere regolamentata in Italia a partire dalla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n.2337 dell’11/7/87, che ha posto per la prima volta i criteri di minimo ed ha incoraggiato la ricerca di soluzioni più efficienti. A questo ha fatto seguito una campagna sperimentale effettuata dalla Società Autostrade, che ha portato alla redazione del “Manuale delle protezioni di sicurezza autostradali” e quindi al Decreto n.223 del Ministero dei Lavori Pubblici del 18/2/92 (Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza).

Dopo decenni di utilizzo indifferenziato della barriera metallica, che nella “versione Autostrade” era costituita da una lama a W di 2-3 mm di spessore con paletti ad interasse di 3.60 m alti 45 cm e fascia di 30 cm, oggi ci si orienta verso le seguenti soluzioni:

- per lo spartitraffico: barriera in calcestruzzo di $h = 1$ m (monofilare o bifilare);
- per il bordo laterale normale: barriera metallica fortemente rinforzata (aumenta l’altezza, il numero di lame, la frequenza dei paletti e il tipo di distanziatore);
- per le opere d’arte: barriera in calcestruzzo ad ancoraggi duttili.

8.1 funzionamento delle barriere in calcestruzzo.

Le barriere in calcestruzzo hanno un profilo esterno, comunemente chiamato New Jersey, costituito da più piani diversamente inclinati, che ha funzione direttiva (Fig.

8.1). Rispetto al prototipo largamente usato negli USA, la Società Autostrade ha introdotto sostanziali modifiche che hanno trasformato la concezione di urto rigido insito nel modello americano in quella di tipo plastico.

Si è passati quindi dal modello originale incastrato nella pavimentazione ad un sistema prefabbricato semplicemente appoggiato che sotto l'urto si sposta riducendo la decelerazione sui passeggeri e dissipando l'energia dell'impatto.

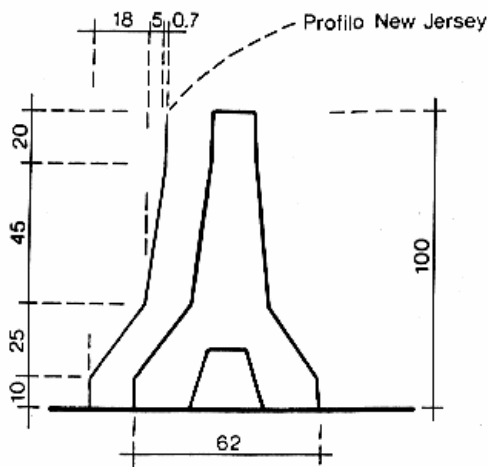


Fig. 8.1 - Barriera in calcestruzzo monofilare provvisoria per spartitraffico.

In relazione allo spazio disponibile gli elementi possono essere monofilari o bifilari con interposizione di terra e siepe antiabbagliante (Fig. 8.2, Fig. 8.3). La spostabilità si ottiene anche sul bordo dei ponti tramite l'uso di ancoraggi al piede (Fig. 8.4, Fig. 8.5, Fig. 8.6).

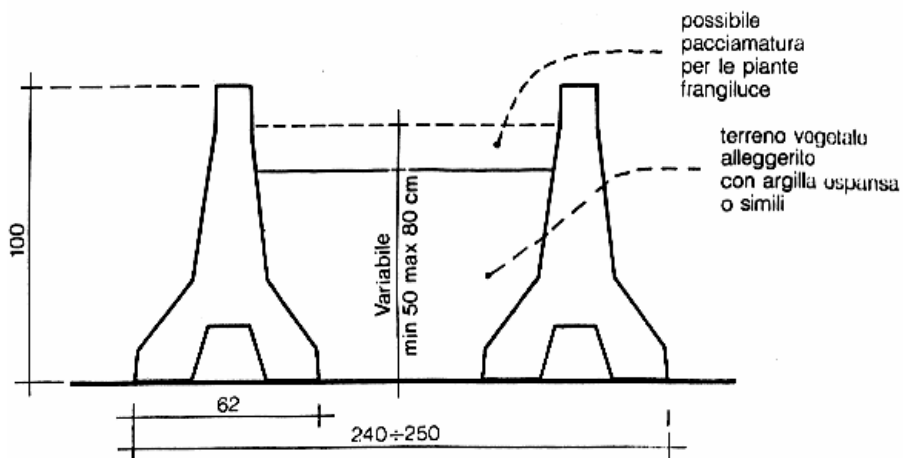


Fig. 8.2 - Barriera in calcestruzzo bifilare simmetrica per spartitraffico largo.

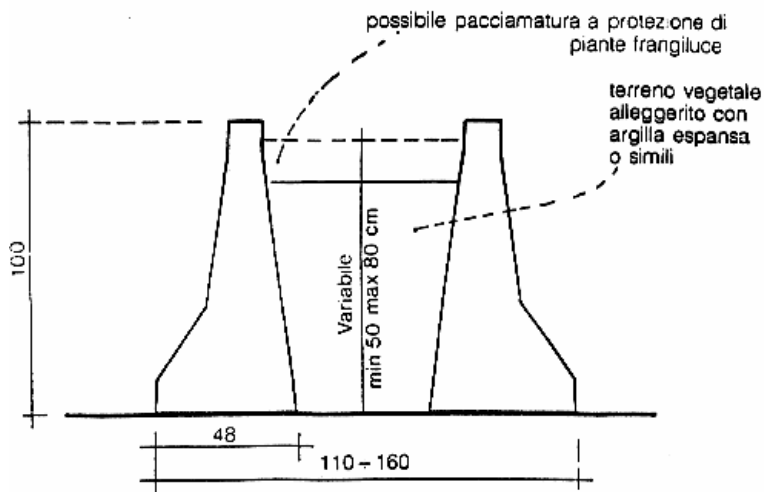


Fig. 8.3 - Barriera in calcestruzzo bifilare simmetrica per spartitraffico stretto.

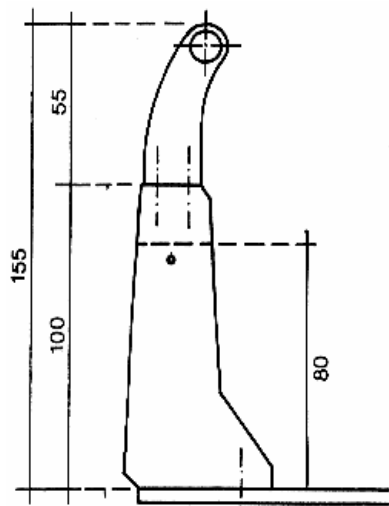


Fig. 8.4 - Barriera da viadotto "PANORAMICA" con mancorrente.

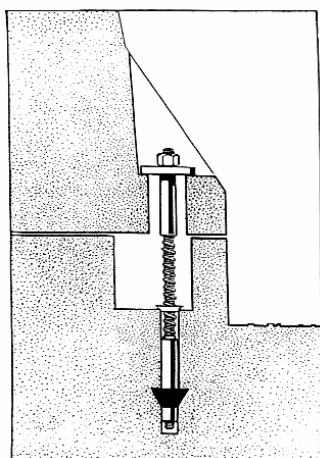


Fig. 8.5 - Particolare dell'ancoraggio duttile utilizzato nelle barriere da viadotto.

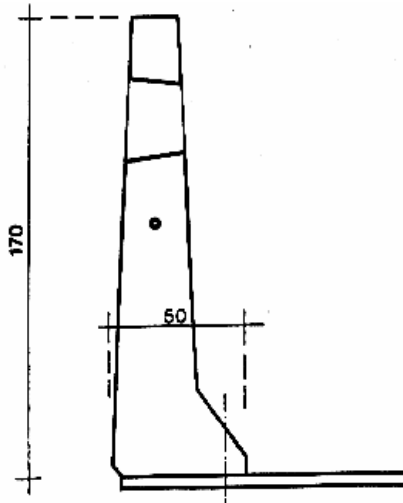


Fig. 8.6 - Barriera da viadotto "COLOSSEO".

8.2 Funzionamento delle barriere metalliche.

Le barriere metalliche si compongono di 4 parti: la lama, i montanti, il distanziatore, il terreno in cui vengono infissi i montanti.

La lama è l'elemento resistente principale e normalmente ha una forma a W, a doppio W contrapposto o a tripla onda. Nelle barriere più comuni c'è una sola lama a $50 \div 70$ cm d'altezza, in quelle rinforzate se ne prevede un'altra a $100 \div 120$ cm. Se ne può installare una terza molto bassa (a $25 \div 30$ cm) per impedire alla ruota di andare a sbattere con i paletti. Questi ultimi vengono infissi nel terreno con frequenza e profondità diverse a seconda del tipo di terreno e delle resistenze volute.

Ad esempio "Autostrade" prevede per una barriera laterale alta 75 cm con una profondità di infissione di 185 cm.

I distanziatori, che sono l'elemento di interconnessione fra lama e paletti, hanno una doppia funzionalità: da un lato danno un notevole contributo alla dissipazione di energia, dall'altro servono a tenere più alta la lama quando i paletti cominciano ad inclinarsi.

L'ideale sarebbe che i paletti, dopo una certa resistenza iniziale, si strappassero per rottura in modo da permettere alla lama di continuare ad avere la funzione di contenitore del veicolo, senza schiacciarsi per terra (Fig. 8.7, Fig. 8.8, Fig. 8.9, Fig. 8.10).

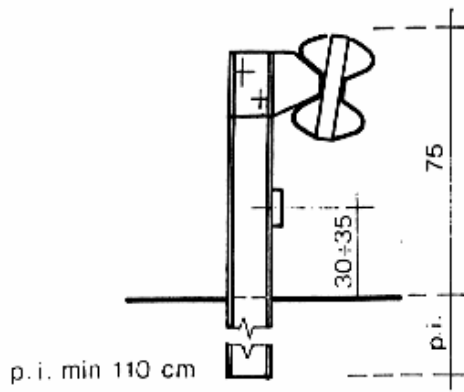


Fig. 8.7 - Barriera metallica con profilato di rinvio, per bordo laterale (h = 75 cm).

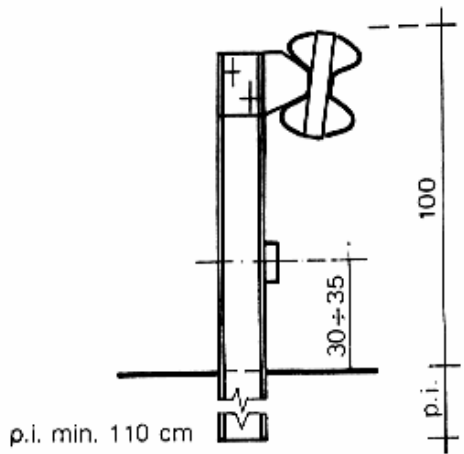


Fig. 8.8 - Barriera metallica con profilato di rinvio, per bordo laterale (h = 100 cm).

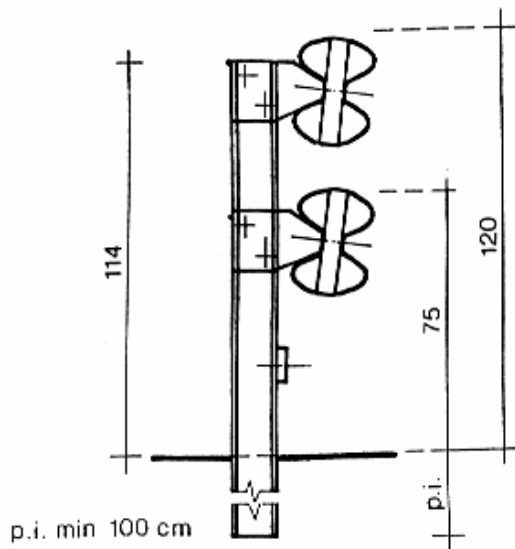


Fig. 8.9 - Barriera metallica con profilato di rinvio, per bordo laterale (h = 120 cm).

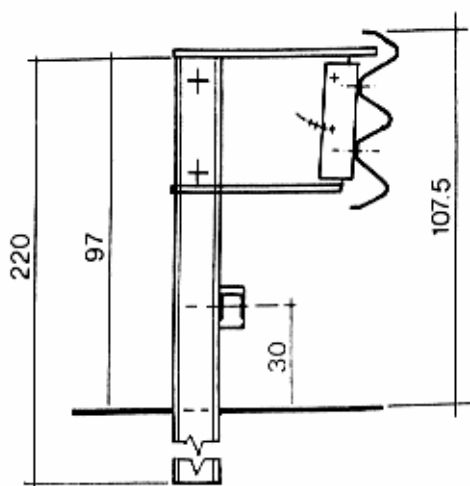


Fig. 8.10 - Barriera metallica con a tripla onda con distanziatore a “frattura prestabilita”.

8.3 L’indice A.S.I. (Acceleration Severity Index).

Si è già detto che le barriere di sicurezza servono sia a trattenere il veicolo in strada ma soprattutto ad attenuare le conseguenze dell’urto sui passeggeri del veicolo.

Molto spesso si fa una distinzione pregiudiziale fra barriere in acciaio, definite “elastiche”, e barriere in calcestruzzo, definite “rigide”. Si tratta di un approccio, appunto preconcepito, che si basa più sulla natura dei due materiali che sulle caratteristiche dei due tipi di barriere, che invece possono avere un comportamento opposto a quello che si pensa.

Per questo motivo è stato introdotto l’A.S.I. (indice di severità dell’accelerazione):

$$A.S.I.(t) = \left(\frac{a_x}{\hat{a}_x} \right)^2 + \left(\frac{a_y}{\hat{a}_y} \right)^2 + \left(\frac{a_z}{\hat{a}_z} \right)^2$$

in cui a_x , a_y , a_z sono le tre componenti delle accelerazioni misurate nei crash tests in un intervallo di tempo mobile di 50 ms ed \hat{a}_x , \hat{a}_y , \hat{a}_z sono i valori di riferimento.

Questi ultimi sono diversi fra normativa italiana (decreto n.223 del 18/2/92) ed europea (norme CEN). Inoltre mentre la norma italiana dà un limite sia per le singole componenti che per l’accelerazione totale subita dal passeggero, la norma europea prescrive che sia il valore massimo di A.S.I.(t) a non dover superare i limiti prestabiliti (Tab. 8.1).

	ITALIA	CEN
\hat{a}_x	20•g	12•g
\hat{a}_y	10•g	9•g
\hat{a}_z	6•g	10•g
	Acc. totale = $a_x + a_y + a_z \leq 23 \cdot g$	A.S.I. _{max} ≤ 1 per barriere di bordo laterale; A.S.I. _{max} ≤ 1.4 per barriere da spartitraffico e da ponte.

Tab. 8.1 - Accelerazioni di riferimento secondo le normative europea (CEN) ed italiana; limiti imposti all'accelerazione totale ed all'indice di severità dell'accelerazione.

8.4 Criteri di scelta.

Una delle differenze più macroscopiche fra barriere in acciaio e in calcestruzzo riguarda l'influenza del terreno di appoggio nel "sistema" di sicurezza. Nel caso dell'acciaio l'infissione dei paletti nel terreno rende "partecipe" quest'ultimo della resistenza offerta dalla barriera. Cosa che non avviene col calcestruzzo in quanto semplicemente appoggiato al terreno e quindi partecipante solo per attrito.

La variabilità del terreno di infissione rende difficoltosa la simulazione nei crash tests o nei calcoli di progetto. Occorre quindi verificare che le ipotesi sviluppate in quella fase siano poi rispettate in opera. Proprio per questi motivi si tende ad usare maggiormente le barriere in acciaio sul bordo laterale con rilevato dove le prestazioni richieste sono inferiori a quelle dello spartitraffico o dei viadotti.

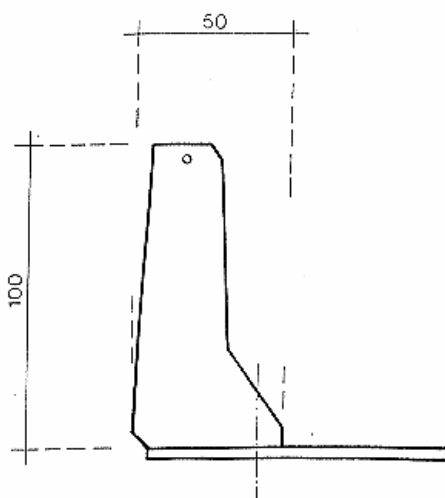


Fig. 8.11 - Barriera in calcestruzzo per bordo laterale (richiede l'appoggio su cordolo o su lastra prefabbricata).

Al contrario proprio sul bordo laterale con rilevato trovano minor convenienza le barriere in calcestruzzo perché, richiedono la preparazione di un cordolo di supporto (Fig. 8.11) o l'inserimento degli ancoraggi verticali. In estrema sintesi si può quindi dire che le barriere in calcestruzzo sono preferibili per lo spartitraffico e sulle opere d'arte, in quanto danno la migliore affidabilità contro lo scavalco, mentre quelle in acciaio sono più indicate per il bordo laterale con rilevato. Ovviamente ci sono numerose eccezioni che possono essere giustificate caso per caso⁽³⁹⁾.

⁽³⁹⁾ Si consiglia la consultazione del n.3 Marzo 1990 della rivista *“Industria italiana del cemento”*.

9. LE METROPOLITANE

Le prime metropolitane sono state realizzate nella seconda metà dell'800 come prolungamenti urbani delle linee ferroviarie.

Sia a Londra che a Parigi al sistema dei trasporti è affidato il ruolo di avvicinare le zone residenziali al centro, secondo il concetto che non è la distanza "fisica" che conta quanto piuttosto quella "temporale" e quindi i tempi e le condizioni dello spostamento. Ne è conseguita storicamente un'attitudine alla pianificazione integrata trasporti-territorio che ha trasferito al 900 un concetto di città come centro di servizi e di attività per un contesto territoriale molto ampio.

Negli Stati Uniti le metropolitane hanno avuto una genesi diversa in quanto sono nate per potenziare l'offerta lungo corridoi urbani già naturalmente carichi e non per legare la città al suo hinterland. Non a caso oltre oceano sono state chiamate subways (strade sotterranee) ed invece in Inghilterra underground (sotterraneo). Basti pensare che a New York per lungo tempo la subway era limitata alla sola area di Manhattan. D'altra parte il concetto stesso di area residenziale fatto di case monofamiliari non si prestava facilmente ad un collegamento ferroviario con il centro ed era portato quindi a favorire l'espansione degli agglomerati urbani a misura di automobile. Los Angeles rappresenta la radicalizzazione di questa tendenza. Per contro sia la presa di coscienza dei problemi di impatto ambientale conseguenti alla crescita di un tale modello di sviluppo, sia l'impossibilità di sostenere i livelli di reddito che avevano in passato consentito quel disegno, hanno portato molte città americane a promuovere un'inversione di tendenza con la realizzazione dei mass transit rapid systems.

Una terza tipologia caratterizzante le metropolitane si è avuta e si ha tuttora in Germania, dove, più che in ogni altro posto al mondo, si è realizzata una perfetta integrazione fra rete ferroviaria nazionale e rete di trasporto urbano. Qui infatti c'è stata la riconversione di quelle che erano le ferrovie vicinali in S-BAHN, ovvero "metropolitane regionali", che costituiscono un sistema di trasporto veloce a grande capacità con frequenze ravvicinate ed addebitabili alla domanda ma soprattutto, e questa è la peculiarità, con treni che utilizzano la sede ferroviaria tradizionale ovviamente potenziata con nuovi sistemi di controllo. In questo senso la rete ferroviaria ha fatto da filo conduttore della espansione urbana, consentendo indifferentemente agglomerazioni

sia di tipo policentrico che monocentriche. Nelle città più grandi, oltre i 300 mila abitanti, la S-Bahn è integrata da sistemi U-Bahn, ovvero metropolitane urbane, che si sono sviluppate lungo le vecchie reti tranviarie.

Anche la regione di Parigi nel 1960 ha varato un piano policentrico con tre poli terziari e sei quartieri satelliti all'esterno dell'area urbana collegati tra loro e con il centro attraverso un sistema ferroviario regionale il RER, che integra e completa gli altri due sistemi ferroviari allora esistenti: quello delle ferrovie nazionali che terminano nelle stazioni di testa e quello del métro. Il RER ha rotto la logica centro-periferia, allargando di fatto l'area metropolitana di Parigi.

Altro esempio classico è quello di Tokio, in cui lungo la cintura ferroviaria è stato realizzato un anello veloce (la Jamanote Line) di 21 miglia percorribili in 60 minuti in entrambi i sensi che nelle sue 29 stazioni si raccorda con tutte le 10 linee metropolitane, le ferrovie private e le ferrovie a lunga distanza.

Al di là delle esemplificazioni di maggior richiamo realizzate nelle più grandi capitali del mondo, l'esperienza tedesca dimostra come in qualsiasi città, anche medio-piccola, un sistema di trasporto veloce su ferrovia permette un'organizzazione della vita urbana ad elevati livelli di qualità ed efficienza. Per contro una rete metropolitana costituisce uno dei più complessi ed interdisciplinari sistemi di ingegneria. Se la si considera come una macchina che trasforma energia elettrica in meccanica, dovrebbe essere dimensionata in funzione della potenza richiesta così definibile:

$$N = 2L \cdot p \cdot t_r \cdot V_c \text{ (pass.Km/h)}$$

ove:

- L = lunghezza della linea a doppio binario (Km);
- p = posti per treno;
- t_r = treni a Km di linea;
- V_c = velocità commerciale (Km/h).

Dal punto di vista infrastrutturale, che è quello che più ci interessa, gli elementi condizionanti sono: la sezione di scavo della galleria, le dimensioni delle stazioni, la profondità del piano del ferro.

Il problema della sezione di scavo è il compendio dell'intero sistema. Il punto da cui partire è il progetto della vettura.

La larghezza dei convogli delle metropolitane di Roma e Milano è di m 2.85 contro i m 2.646 di media di tutte le vetture al mondo. Le analisi fatte hanno dimostrato che il costo chilometrico per vetture di dimensioni ridotte in rapporto alla potenza della metropolitana è più basso sia pure di poco di quello per vetture grandi. Da questo punto di vista quindi non conviene prevedere vetture troppo larghe.

Una volta decise le dimensioni del convoglio, il secondo passo è la scelta fra due fori a binario unico ed unico foro a doppio binario. In questa problematica si innesca l'alternativa fra sezione circolare di tipo profondo e sezione rettangolare di tipo superficiale.

La sezione circolare monobinario ha il problema delle banchine laterali di emergenza per l'eventuale sgombero dei passeggeri. L'unica eccezione è costituita dal *Tube* di Londra che, avendo la via di sgombero centrale, ha il minimo rapporto al mondo tra sezione di scavo e sezione di intradosso.

Nel caso invece di sezione a doppio binario si può fare a meno delle banchine laterali prevedendo lo sgombero sull'altro binario con un sistema di blocco della circolazione in caso di eventuale avaria. Basti pensare che con vetture larghe 2.40 m si potrebbe fare una sezione con diametro di 5.80 m, che è di soli 40 cm superiore a quella monobinario della linea A di Roma.

Lo spazio disponibile in calotta viene utilizzato per la linea aerea di alimentazione. Al contrario nelle sezioni rettangolari conviene prevedere l'alimentazione di terra con la terza rotaia.

Il tipo di sezione si riflette anche sul progetto delle stazioni. Premesso che la distanza fra due stazioni successive varia dai 500 agli 800 metri per una metropolitana e dai 1500 ai 2000 metri per una ferrovia regionale, si possono configurare diverse situazioni.

Nel caso di gallerie separate monobinario, la stazione è normalmente organizzata con banchina centrale. Nelle metropolitane di Barcellona e Madrid si è adottata in questo caso la stazione a tre banchine per permettere la separazione dei flussi di entrata e di uscita dai treni. A Barcellona si entra dalle banchine laterali e si esce dalla banchina centrale. C'è chi sostiene che sia meglio al contrario, ma non è stato ancora provato.

La soluzione a tre banchine, aumentando il volume di scavo del solo 10%, ha eliminato i punti di conflitto tra passeggeri, aumentando la velocità del pedone, e quindi

ha ridotto il tempo di sosta fino al 30-40% (6-8 sec.) con evidente guadagno in termini di velocità commerciale.

Nel caso invece di sezione a doppio binario, normalmente la stazione è organizzata con banchine laterali. Le stazioni hanno il vincolo di dover essere in rettilineo. Dal punto di vista del passeggero e quindi dei tempi di carico e scarico, sarebbero sempre da preferire le stazioni superficiali, ma bisogna tener conto sia dei vincoli geometrici che di quelli geotecnici, per non parlare di tutti gli ostacoli presenti lungo il percorso.

L'andamento plano-altimetrico della linea non consente pendenze longitudinali superiori al 35 per mille e raggi planimetrici inferiori ai 300 metri. Sia per la vicinanza fra le stazioni che per la facilità con cui si incontrano ostacoli, alcuni hanno pensato di superare i vincoli geometrici della circolazione su ferro, facendo camminare le carrozze su pneumatici. Si potrebbe passare quindi dagli standard ferroviari a quelli stradali. Resta l'inconveniente del maggior consumo di energia ed il problema del maggior riscaldamento in galleria, dal momento che la resistenza al rotolamento della gomma produce una quantità di calore di circa sette volte superiore a quella del ferro.

Il futuro delle metropolitane sembra indirizzarsi verso carrozze sempre più leggere non dotate come oggi di equipaggiamenti di potenza, che possono essere governate automaticamente con la precisione del millimetro. L'obiettivo è quello di un sistema a trasporto continuo in cui vetture singole si muovano nelle stazioni ad una velocità sufficientemente bassa per consentire la salita e la discesa in moto, per poi accelerare fuori della stazione. Si tratterebbe di superare dopo 100 anni l'archetipo di metropolitana nata dalle ferrovie.