

10 Definizione e caratteristiche tecniche del tracciato

10.1 Criteri progettuali generali

L'approccio metodologico progettuale di una strada deriva da un rapporto complesso tra diversi elementi fondamentali, interattivi fra loro, che nella globalità confezionano un prodotto finito di soddisfacimento ottimale. Gli elementi fondamentali possono essere sinteticamente raggruppati in questo modo: sicurezza della circolazione, impatto ambientale, costi.

10.1.1 Normativa di riferimento

Nella redazione dei progetti si farà riferimento alla seguente normativa:

- CNR BU n. 77180 "istruzione per la redazione dei progetti di strade";
- CNR BU n. 78180 "Norme sulle caratteristiche geometriche delle strade extraurbane";
- CNR BU n.90/83 "Norme sulle intersezioni stradali";
- CNR BU n.91/83 "Istruzioni per la determinazione della redditività degli investimenti stradali"
- CNR BU n. 125/88 "Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale";
- D.M. 4 Maggio 1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione, ed il collaudo dei ponti stradali";
- D.M. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione, e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- A.G.I./84 "Raccomandazioni sul calcolo dei pali di fondazione"
- D.P.C.M. 27 Dicembre 1988 G.U. 5 Gennaio 1989 "Istruzioni per la Valutazione di Impatto Ambientale";
- Nuovo Codice della strada 1 Gennaio 1993 - D.P.R. 16 Dicembre 1992 n. 495;
- Legge 109/94 "Merloni" nelle diverse formulazioni e successioni;
- Circolare Ministeriale n. 34233 del 25 Febbraio 1991 "Istruzioni relative alla normativa tecnica per ponti stradali";
- D.M. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";

10.1.2 Sicurezza della circolazione

Garantire un adeguato livello di sicurezza è la prima condizione che deve essere perseguita dal progettista dell'infrastruttura viaria. Si deve partire dalla considerazione di alcune osservazioni preliminari.

E' tendenza diffusa trasferire sempre e comunque agli utenti la responsabilità degli eventi infausti che si verificano sulla strada. Si introduce in questo modo un facile alibi, gestito spesso con notevole disinvoltura, che sollecita disposizioni di legge e regolamenti assunti senza tener conto di ciò che ne condiziona il recepimento.

Ancora si osserva che, per gli aspetti che maggiormente interessano l'ingegneria stradale, la sicurezza attiva della circolazione è ancora vincolata al riscontro di alcuni standard geometrici elementari, assunti uno indipendente dall'altro, e prescindendo da una valutazione degli effetti indotti sul comportamento degli utenti. Inoltre, molte volte gli standard stessi sono definiti con grossolana approssimazione e risultano codificati da una normativa non conforme.

Da queste poche considerazioni preliminari, si trae quindi il convincimento che è necessario mettere in discussione le certezze dei fenomeni fisici alla luce della aleatorietà degli eventi, e quindi si deve considerare la strada come unità funzionale piuttosto che come successione di singole componenti geometriche.

Ci si deve quindi svincolare dal tradizionale riferimento al veicolo isolato per tener conto delle situazioni reali di maggiore rischio non sempre coincidenti con l'ipotesi della marcia alla velocità di progetto.

Quindi la definizione delle migliori regole progettuali deve considerare la filosofia, acquisita ormai da altre discipline di ingegneria stradale, che fonda il giudizio di qualità del progetto sulla verifica delle sue prestazioni piuttosto che sul rispetto formale degli standard.

Venendo al caso concreto della progettazione del Passante Autostradale Nord di Bologna si può affermare che, nell'espressione più ampia, la sicurezza della circolazione deve essere perseguita mediante la razionale progettazione dei seguenti elementi: geometria del tracciato, svincoli, pavimentazioni.

Certamente la geometria del tracciato rappresenta il complesso di elementi fondamentale per la sicurezza di circolazione. Infatti in merito alla geometria del tracciato la progettazione deve derivare da un processo di sintesi fra elementi planimetrici ed altimetrici conseguente alla consapevolezza delle reali necessità dell'utenza e delle condizioni al contorno. Si tratta della fase "eroica" della progettazione dove il tecnico deve esprimere non solo valenze di capacità tecniche, ma anche sensibilità spiccata ed aderenza alla realtà. E ciò è possibile solo con una totale immersione nella progettazione dove, un tempo riga e compasso, oggi il computer, non possono essere altro che strumenti, elementi di supporto che vanno guidati, misurati, controllati.

Occorre che la progettazione dell'asse comporti una consequenzialità degli elementi geometrici in modo da avere un tracciato facile da percorrere, sempre presente e senza insidie, e fondamentalmente nella condizione di conferire all'utente la percezione immediata e continuativa di quello che deve avvenire. Si deve quindi arrivare ad infondere in chi percorre la strada da un lato la sensazione di chi si sente sicuro, dall'altro l'attenzione di chi non dimentica che in quel momento è chiamato a pilotare un veicolo che è un potenziale elemento di incidentalità.

Gli svincoli rappresentano l'elemento di rottura della continuità del flusso di traffico e vanno particolarmente curati in modo che possano assolvere alla loro funzione nel migliore dei modi temperando la necessità delle diversioni e delle immissioni con quelle della marcia normale.

Lo svincolo va impostato in un contesto progettuale che coinvolge direttamente la geometria del tracciato. Infatti esso, per l'utenza, deve essere percepibile, quasi immaginabile al di là della segnaletica, in modo che i tempi di reazione siano sufficientemente lunghi per fare scelte condizionate ma ponderate, così che le manovre avvengano sempre in maniera corretta.

Rimane quindi il fatto di carattere generale che nell'asta principale in corrispondenza dello svincolo, ed a maggior ragione all'interno dello stesso, l'utente deve avere riferimenti tali da aumentare il livello di sensibilità ed attenzione. Ecco allora che lo svincolo viene ad assumere un'altra funzione oltre a quella di distribuzione del traffico: la funzione di controllo della velocità. Uno svincolo del quale non ci si accorge a meno della segnaletica è certamente motivo di pericolosità.

Infine si osserva che, come per le caratteristiche plano-altimetriche del tracciato è opportuna una certa uniformità nell'uso di parametri geometrici, così per gli svincoli è necessario che le caratteristiche degli stessi siano simili sia per il tipo sia per le dimensioni. In sintesi quando l'utente inizia a percorrere una strada deve immediatamente percepirne le caratteristiche, le deve memorizzare e farle proprie in modo da uniformare il proprio comportamento sull'intero tracciato.

Chiaramente gli elementi geometrici degli svincoli, in particolare ai fini di un armonioso inserimento ambientale, devono essere organicamente rapportati a quelli del tracciato principale.

Infine per quanto riguarda le pavimentazioni, le caratteristiche superficiali devono essere caratterizzate in funzione dei luoghi nelle quali esse vengono posate affinché la circolazione avvenga sempre in condizioni di sicurezza. Nel caso in esame si tratta di una strada che si svolge a quote basse; quindi si dovranno considerare la piovosità, i giorni di gelo, le effettive possibilità di carenze di sicurezza. Oggi la tecnica stradale in questo campo ha fatto grandi passi approntando materiali che possono essere dimensionati in funzione della macro e microtessitura superficiale che le condizioni locali richiedono, e delle necessità di smaltimento delle acque.

Tuttavia le caratteristiche della pavimentazione non devono essere viste solo sotto l'aspetto funzionale dell'aderenza sempre garantita localmente, ma anche sotto l'aspetto della regolarità, e quindi dei comfort di moto, della rumorosità, per un problema di impatto ambientale, ed infine della stabilità strutturale per l'effettiva capacità di sopportare i carichi in condizioni di fatica.

Dal punto di vista della gestione la pavimentazione deve essere il risultato di un processo di ottimizzazione fra i costi di costruzione e manutenzione. A questo proposito si deve superare la vecchia concezione di manutenzione preventiva e curativa; preventiva nei casi in cui si intervenga al primo manifestarsi di segni di carenza di caratteristiche funzionali o di instabilità strutturale; curativa quando si interviene nel momento in cui l'utenza ha già segnalato una soglia di pericolosità e si è manifestata una pericolosità superiore alla media. Da qui la necessità che la progettazione della pavimentazione non deve fermarsi alla fase di redazione del progetto della strada, ma deve prevedere nel tempo le curve di decadimento delle caratteristiche funzionali e strutturali.

10.1.3 Impatto ambientale

Ogni opera dell'uomo viene posata in un contesto naturale radicato da sempre. Quindi le ricadute dell'opera sul territorio, inteso nella sua accezione più ampia, devono essere tali da disturbare il meno possibile, limitando gli effetti negativi, ed eventualmente attivando qualche effetto positivo. Ma attenzione: l'equilibrio per essere tale deve essere valido sotto ogni aspetto. Infatti uomo è quello che sta fuori della strada e sopporta le alterazioni atmosferiche, acustiche, di paesaggio, di vita sociale, ma uomo è anche quello che percorre la strada, che legge il territorio, che accorcia i tempi di percorrenza, che migliora il suo livello culturale, che si sente sanitarmente più protetto.

La filosofia di approccio al problema di impatto ambientale deve essere di tipo preventivo e non curativo. Le problematiche devono essere convenientemente valutate all'atto della progettazione, e non successivamente quando ben sappiamo che le opere di mitigazione offrono risultati non sempre esaustivi, anche se con costi notevoli.

Si devono quindi prendere in esame innanzitutto gli elementi fisico-chimici di possibile inquinamento quali: chimica dell'atmosfera, rumore, acque superficiali e profonde, geologia, pedologia, orografia, paesaggio. Ma si devono anche considerare gli elementi connessi con le attività che si svolgono sul territorio quali le attività industriali, agricole, artigianali e quelle sociali. In particolare devono essere trattate con estrema delicatezza queste ultime, perché fanno parte di un patrimonio di vita che si è evoluto ed affinato nel tempo e non deve essere modificato in maniera traumatica.

Quindi la strada non solo non deve costituire una barriera di tipo fisico, ma nemmeno sociale. Quindi il territorio che non deve subire una frattura, deve essere ricucito mediante le opportune apparecchiature di arredo ed interconnessione.

Chiaramente la valutazione di impatto ambientale dovrà essere opportunamente approfondita.

10.1.4 Costi

Generalmente si tende a distinguere i costi di costruzione e quelli di manutenzione. Tuttavia questa tradizionale divisione deve essere superata in quanto progettazione, costruzione, esercizio e manutenzione debbono essere considerati componenti dello stesso disegno generale che non deve essere scisso né concettualmente né praticamente. Infatti la strategia dell'intervento manutentivo è strettamente legata al dimensionamento iniziale dell'opera. Da questa fase dipende la risposta strutturale e funzionale alle azioni del traffico e dell'ambiente e quindi il tasso di deterioramento nel tempo ed il livello di manutenzione di cui l'opera abbisogna.

Chiaramente la fase di costruzione risulta essere la più interessante in quanto in essa si devono esprimere le migliori soluzioni coi costi più vantaggiosi. Considerato che i condizionamenti geometrici non sono discutibili in relazione alle esigenze della viabilità, è evidente che si deve operare principalmente nella scelta dei materiali e delle modalità realizzative delle opere, aspetti questi che devono essere considerati sempre parallelamente in dipendenza gli uni dagli altri.

Al fine di quantificare più esaurientemente il problema economico connesso alla costruzione di una infrastruttura viaria si deve impostare uno studio di redditività dell'investimento, ossia un'analisi costi/benefici nella quale si contempera il costo di costruzione e manutenzione dell'infrastruttura ed il costo dell'utenza.

Questo tipo di approccio metodologico è certamente più completo di quello tradizionale.

L'utenza viene considerata quantizzando fondamentalmente due costi: i tempi di percorrenza ed il consumo di carburante. Si prendono in considerazione anche i costi di manutenzione dei veicoli, i

costi dei pneumatici e dell'olio lubrificante; ma questi costi sono generalmente trascurabili rispetto a quelli precedenti.

Chiaramente per tenere conto del costo dell'utenza occorre conoscere il volume di traffico e la sua composizione, e quindi occorre preventivamente fare una riassegnazione di traffico alla rete con l'inserimento della nuova infrastruttura. Tale operazione viene fatta sulla base di un'indagine di traffico che fa riferimento alle rilevazioni generalmente fatte periodicamente dagli enti gestori delle strade, ed a rilevazioni appositamente effettuate. Questa è certamente un'operazione che va condotta con precisione perché, sbagliando le ipotesi di traffico iniziale, si dimensionano le opere in maniera errata. La determinazione del traffico non può esaurirsi nella posizione iniziale all'atto dell'apertura della nuova infrastruttura, ma deve proiettarsi nel tempo.

A questo punto si innesta quindi il concetto di vita utile dell'infrastruttura viaria, intesa come l'arco temporale nel quale l'infrastruttura riesce a sopportare il carico di traffico con un accettabile livello di servizio. Generalmente per la vita utile delle infrastrutture viarie si accetta il tempo di trenta anni; chiaramente ciò non significa che dopo trenta anni l'infrastruttura non sia più utilizzabile, significa invece che l'infrastruttura va potenziata (ad esempio con un aumento della sezione).

10.2 Elementi geometrici della strada

Si sono seguite le "Norme funzionali e geometriche per la Costruzione delle strade" D.M. 5/11/2001.

10.2.1 Andamento planimetrico dell'asse

10.2.1.1 Distanza di visibilità

L'esistenza di opportune visuali libere costituisce primaria ed inderogabile condizione di sicurezza della circolazione.

Per distanza di visuale libera si intende la lunghezza del tratto di strada che il conducente riesce a vedere davanti a sé senza considerare l'influenza del traffico, delle condizioni atmosferiche e di illuminazione della strada.

Lungo il tracciato stradale la distanza di visuale libera deve essere confrontata, in fase di progettazione ed a seconda dei casi successivamente precisati, con le seguenti distanze:

- *Distanza di visibilità per l'arresto*, che è pari allo spazio minimo necessario perché un conducente possa arrestare il veicolo in condizione di sicurezza davanti ad un ostacolo imprevisto.

- *Distanza di visibilità per il sorpasso*, che è pari alla lunghezza del tratto di strada occorrente per compiere una manovra di completo sorpasso in sicurezza, quando non si possa escludere l'arrivo di un veicolo in senso opposto.

- *Distanza di visibilità per la manovra di cambiamento di corsia*, che è pari alla lunghezza del tratto di strada occorrente per il passaggio da una corsia a quella ad essa adiacente nella manovra di deviazione in corrispondenza di punti singolari (intersezioni, uscite, ecc.).

La distanza di visibilità per l'arresto è stata determinata con la quota limite del coefficiente di aderenza impegnabile longitudinalmente per la frenatura pari a 0,34 per la V_p max e 0,42 per la V_p min.

Per il tempo complessivo di reazione si è assunto il valore di 1,4 sec.

Complessivamente per diverse pendenze longitudinali si sono ottenute le seguenti distanze di visibilità per l'arresto:

- Pendenza longitudinale 0%
 - per V_p max = 140 Km/h Da = 235 m
 - per V_p min = 90 Km/h Da = 115 m
- Pendenza longitudinale 5%
 - per V_p max = 140 Km/h Da = 250 m
 - per V_p min = 90 Km/h Da = 125 m
- La distanza di visibilità per il sorpasso risulta:
 - per V_p max = 140 Km/h Ds = 770 m
 - per V_p min = 90 Km/h Ds = 495 m
- La distanza di visibilità per la manovra di cambiamento di corsia risulta:

per $V_p \text{ max} = 140 \text{ Km/h}$ $D_c = 365 \text{ m}$
per $V_p \text{ min} = 90 \text{ Km/h}$ $D_c = 235 \text{ m}$

10.2.1.2 Andamento planimetrico

Nella definizione dell'asse di una strada, tradizionalmente si studia separatamente l'andamento planimetrico da quello altimetrico.

Secondo tale impostazione il tracciato planimetrico è costituito da una successione di elementi geometrici tradizionali, quali rettifili, le curve circolari ed i raccordi a raggio variabile, mentre quello altimetrico si articola in una successione di livellette e raccordi concavi o convessi.

Ai fini di garantire una soluzione sicura, confortevole per gli utenti e soddisfacente dal punto di vista ottico, è necessario adottare per la planimetria e l'altimetria, soluzioni coordinate e compatibili con le velocità di progetto.

Nel caso delle autostrade, essendo esse a carreggiate separate, si considerano due assi distinti, uno per ogni carreggiata.

10.2.1.3 Rettifili

Per evitare il superamento delle velocità consentite, la monotonia, la difficile valutazione delle distanze e per ridurre l'abbagliamento nella guida notturna è opportuno che i rettifili abbiano una lunghezza L contenuta nel seguente limite:

per $V_p \text{ max} = 140 \text{ Km/h}$ $L_r = 3.080 \text{ m}$

Il rettifilo per potere essere recepito come tale dall'utente deve avere la seguente lunghezza minima:

per $V_p \text{ max} = 140 \text{ Km/h}$ $L_r = 360 \text{ m}$

Quindi la lunghezza dei rettifili deve essere compresa fra 3.080 e 360 m.

10.2.1.4 Curve circolari

Una curva circolare, per essere correttamente percepita, deve avere uno sviluppo corrispondente ad un tempo di percorrenza di almeno 2,5 secondi valutato con riferimento alla velocità di progetto della curva.

Quindi con $V_p \text{ max} = 140 \text{ Km/h}$ risulta una lunghezza della curva di 97 m.

I rapporti tra i raggi R_1 ed R_2 di due curve circolari che, con l'inserimento di un elemento a curvatura variabile, si succedono lungo il tracciato, per strade tipo "A" (Autostrade) deve essere molto prossimo all'unità.

Tra un rettifilo di lunghezza L_r ed il raggio più piccolo fra quelli delle due curve collegate al rettifilo stesso, anche con l'interposizione di una curva a raggio variabile, deve essere rispettata la relazione:

$R > L_r$ per $L_r < 300 \text{ m}$

$R \geq 400 \text{ m}$ per $L_r \geq 300 \text{ m}$

Indipendentemente dal tipo di strada nei rettifili la pendenza trasversale della sezione stradale è del 2,5%.

In curva la carreggiata è inclinata verso l'interno e la pendenza è la stessa su tutta la carreggiata. Per le strade tipo "A" (Autostrade) la pendenza massima è $q \text{ max} = 7\%$.

La determinazione del raggio della curva avviene considerando la pendenza trasversale, la velocità di progetto e la quota parte del coefficiente di aderenza impegnato trasversalmente f_t . Per f_t si assume un valore massimo, per $V_p \text{ max} = 140 \text{ Km/h}$, $f_t \text{ max} = 0,09$. Tale valore tiene conto, per ragioni di sicurezza, che una quota parte dell'aderenza possa essere impegnata anche longitudinalmente in curva.

Per strade di assegnato intervallo di velocità di progetto, il raggio minimo $R \text{ min}$ è quello calcolato con $V_p \text{ min} = 90 \text{ Km/h}$, per una pendenza trasversale $q \text{ max} = 7\%$. Nel nostro caso risulta:

$R \text{ min} = 339 \text{ m}$.

Il raggio calcolato per $V_p \text{ max} = 140 \text{ Km/h}$, $q \text{ max} = 7\%$ ed $f_t \text{ max} = 0,09$ vale:

$R' = 964 \text{ m}$.

Variando la pendenza trasversale si hanno i seguenti raggi:

$q = 6\% R = 1600 \text{ m}$
 $q = 5\% R = 1800 \text{ m}$
 $q = 4\% R = 2500 \text{ m}$
 $q = 2,5\% \quad R = 4820 \text{ m}$
 $q = -2,5\% \quad R = 10250 \text{ m}$

10.2.1.5 Curve a raggio variabile

Tra due elementi a raggio costante (curve circolari, ovvero rettilineo e curva circolare) deve essere inserita una curva a raggio variabile, lungo la quale generalmente si ottiene la graduale modifica della piattaforma stradale, cioè della pendenza trasversale, e, ove necessario, della larghezza.

La definizione di questi elementi e la loro combinazione è connessa soprattutto ad esigenze di sicurezza.

Le curve a raggio variabile sono progettate in modo da garantire:

- una variazione di accelerazione centrifuga non compensata (contraccolpo) contenuta entro valori accettabili,
- una limitazione di pendenza (o sovrappendenza) longitudinale delle linee di estremità della piattaforma;
- la percezione ottica corretta dell'andamento del tracciato.

La curva a raggio variabile da impiegarsi è la clotoide, che è una particolare curva della famiglia delle spirali generalizzate.

Il parametro della clotoide può essere determinato con i seguenti criteri:

- criterio 1 : limitazione del contraccolpo.
- criterio 2 : limitazione della sovrappendenza longitudinale delle linee di estremità della carreggiata.
- criterio 3 : ottico, per garantire la percezione ottica del raccordo.

10.2.1.6 Allargamento in curva

Abaco che lega il raggio di curvatura all'allargamento (Δf) in metri che deve essere fornito per garantire la visuale libera per l'arresto (curve sinistrorse con sezione trasversale a carreggiate separate)

Tabella 10-1 – A - Autostrada Extraurbana

p. longit.	V_0 (km/h)	90	100	110	120	130	140
	R (m)	339	437	545	667	807	964
	pendenza trasv.	7 %	7 %	7 %	7 %	7 %	7 %
5 %	Δf (m)	1,50	1,70	2,06	2,35	2,79	3,10
0 %	Δf (m)	1,81	2,27	2,66	3,16	3,73	4,16
-5 %	Δf (m)	2,46	2,93	3,50	4,31	4,96	5,58

p. longit.	V_0 (km/h)	140				
	R (m)	1360	1700	2550	3850	4820
	pendenza trasv.	6 %	5 %	4 %	3 %	2,5 %
5 %	Δf (m)	1,46	0,66	0,00	0,00	0,00
0 %	Δf (m)	2,22	1,27	0,00	0,00	0,00
-5 %	Δf (m)	3,23	2,08	0,53	0,00	0,00

10.2.2 Andamento altimetrico dell'asse

Si sono seguite le "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle Strade" D.M. 5/11/2001.

Il profilo altimetrico è costituito da tratti a pendenza costante collegati da raccordi verticali concavi e convessi.

10.2.2.1 Pendenza massima

La pendenza massima per strade tipo "A" (Autostrade) prevista dalle norme è $i_{max} = 5\%$.

Tuttavia, considerato che siamo in zona pianeggiante, per migliorare la percorribilità e per limitare l'impatto ambientale, si limita la pendenza massima al 3,5%.

10.2.2.2 Raccordi verticali concavi

Con riferimento alla distanza di visibilità per l'arresto di un veicolo di fronte ad un ostacolo fisso, in mancanza di luce naturale, si fa riferimento alla divergenza del fascio luminoso dei fari del veicolo.

Risulta	per Delta $i = 5\%$	Da = 250 m,	R = 6.500 m
	per Delta $i = 4\%$	Da = 250 m.	R = 6.200 m

10.2.2.3 Raccordi verticali convessi

Con riferimento alla distanza di visibilità per l'arresto, considerate sul piano stradale le altezze dell'occhio del conducente e dell'ostacolo, si fa riferimento alla possibilità di visibilità oltre il dosso.

Risulta	per Delta $i = 5\%$,	Da = 250 m,	R = 7.000 m
	per Delta $i = 4\%$,	Da = 250 m,	R = 6.800 m

10.2.3 Sezione trasversale

Si fa riferimento alle "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle Strade" D.M. 5/11/2001.

Classifica: Tipo "A" - Autostrada

Sezione a tre + tre corsie in rilevato

3 corsie per senso di marcia da 3,75:3,75x6	= 22,50 m
2 banchine in sinistra più spartitraffico: 2x0,70+2,60	= 4,00 m
2 corsie di emergenza: 2x3,00	= 6,00 m
2 banchine non pavimentate in destra: 2x1,00	= <u>2,00 m</u>
	34,50 m

Sezione in viadotto

3 corsie per senso di marcia da 3,75:3,75x6	= 22,50 m
2 banchine in sinistra più spartitraffico	= 4,00 m
2 corsie di emergenza: 2x3,00	= 6,00 m
2 marciapiedi di servizio: 2x1,50	= <u>3,00 m</u>
	35,50 m

Ad ogni tipo di strada, individuato dalla dimensione e composizione della piattaforma, è associato un intervallo di velocità di progetto. Con questo termine si intende l'intervallo entro il quale debbono essere contenute le velocità di progetto dei vari elementi di tracciato della strada (rettifili, curve circolari, curve a raggio variabile), le quali generalmente variano da elemento a elemento allo scopo di consentire al progettista una certa libertà di adeguare il tracciato al territorio attraversato.

La velocità di progetto condiziona sostanzialmente le caratteristiche plano-altimetriche dell'asse stradale e le dimensioni dei vari elementi della piattaforma: larghezza delle corsie, delle banchine e dei franchi fra le corsie adiacenti destinate ad essere percorse in senso opposto.

Il limite superiore dell'intervallo è quella velocità che un veicolo isolato non può superare, con gli assegnati margini di sicurezza, date le caratteristiche di piattaforma della strada ed è quindi la massima velocità compatibile in rettilineo ed in orizzontale. Con essa vanno verificate le distanze di visuale libera qualora condizioni di altimetria e planimetria non impongano valori inferiori.

Il limite inferiore dell'intervallo è quel valore che conduce alla progettazione degli elementi plano-altimetrici più restrittivi per una strada che possiede le assegnate caratteristiche di piattaforma.

Nel fissare le velocità di progetto di due elementi successivi e contigui del tracciato stradale si dovrà evitare l'adozione dei valori minimo e massimo dell'intervallo prefissato; inoltre il passaggio da un elemento con una data velocità di progetto ad un altro con velocità di progetto sensibilmente diversa dovrà avvenire con continuità.

Quindi il criterio su cui si basa la progettazione stradale prevede che, almeno entro certi limiti, il conducente del veicolo adegui la marcia alle condizioni locali di rischio, ed è proprio questa partecipazione dell'utente alla gestione del grado di sicurezza che giustifica l'assunzione della velocità massima del progetto, il riferimento a condizioni di aderenza minime normali, la rinuncia al sorpasso in condizioni precarie di visibilità.

Alla luce dell'analisi del comportamento dell'utente il criterio assunto è certamente condivisibile; tuttavia, così come non è lecita una sua generalizzazione volta ad imputare al conducente del veicolo l'esclusiva responsabilità per ogni sinistro, la regola generale può essere invocata solo se si ha sufficiente certezza di una corretta interpretazione dell'informazione visiva e delle sollecitazioni psicologiche indotte dalla fruizione della strada. Conseguenza da ciò la possibilità di garantire un idoneo livello di sicurezza solo se le caratteristiche progettuali esprimono un messaggio certo ed inequivocabile, tale che si possa realmente fare affidamento sul rispetto dell'ipotesi comportamentale assunta a base della progettazione.

Secondo le Norme del D.M. 5/11/2001 per le autostrade, tipo "A", si assume:

Velocità di progetto massima: $V_{p_{max}} = 140$ Km/h

Velocità di progetto minima : $V_{p_{min}} = 90$ Km/h

Si ricorda che per queste strade attualmente vige il limite di velocità di 130 Km/h.

10.3 Svincoli

10.3.1 Generalità

Una intersezione stradale, e quindi uno svincolo è l'area in cui due o più arterie si intersecano sotto qualsiasi angolazione consentendo uno scambio parziale o totale delle correnti veicolari attraverso dispositivi e attrezzature atte a limitare le reciproche interferenze e soggezioni di marcia per i veicoli in transito.

Nel contesto di una singola arteria, come pure nell'ambito di qualsiasi rete stradale, le intersezioni rappresentano punti singolari di particolare importanza agli effetti sia del regolare deflusso del traffico sia della prevenzione dei sinistri.

Il tema si pone in termini analoghi sia in ambito urbano sia nella viabilità extraurbana, anche se le modalità progettuali di approccio sono profondamente divaricate, al punto da connotare il riferimento a differenti criteri tecnici e normativi.

Nella viabilità extraurbana gli elementi caratterizzanti consistono nella velocità operativa e nella produzione di volumi di traffico ininterrotto, derivando il comportamento degli utenti dalle condizioni generali e specifiche di visibilità del nastro stradale e di tempestivo avvistamento di altri flussi veicolari.

La progettazione di uno svincolo, deriva anzitutto dalla nozione delle caratteristiche del traffico interessato in quanto direttamente o indirettamente coinvolto nelle manovre di incrocio e di interscambio, nonché dalla ricerca ed analisi di una serie di informazioni in merito alla situazione urbanistica esistente o prevista nell'intorno della zona allo studio.

L'impostazione dello schema risolutivo dello svincolo deriva dalla corretta interpretazione delle risultanze del traffico, in modo da evidenziare i principali elementi caratteristici:

- **il volume del traffico** afferente alle diverse arterie che confluiscono nella intersezione, oltre alla composizione dei vari flussi veicolari che, specie in città, possono essere alquanto eterogenei;
- **la distribuzione delle velocità** del movimento veicolare su ognuna delle direzioni concorrenti;
- **la ripartizione delle svolte** nell'unità di tempo (ora), con riferimento ai periodi di punta normale.

Per il Passante Autostradale Nord si considerano intersezioni e svincoli a livelli sfalsati. Il Codice della Strada definisce queste intersezioni e svincoli un insieme di infrastrutture che consente lo smistamento delle correnti veicolari fra rami di strade poste a diversi livelli.

In assenza di una normativa specifica italiana, si fa riferimento ai seguenti elementi tratti dalla letteratura tecnica americana, per giustificare lo sfalsamento dei livelli:

- uno svincolo a livelli differenziati produce benefici alla circolazione in misura rapidamente crescente all'aumentare dei volumi veicolari, l'A.A.S.H.O., *American Association of State Highways*, indica ad esempio che quando il traffico afferente complessivamente all'incrocio supera i 3000 veicoli all'ora è necessario procedere ad una soluzione a più livelli di svincolo;
- quando le caratteristiche costruttive e funzionali della strada comportino il mantenimento di buoni livelli di servizio e di elevati gradi di sicurezza - come per le *freeways* e le *expressways* - è indispensabile attrezzare tutte le intersezioni a più livelli, pena il decadimento delle finalità dell'arteria stessa;
- quando la situazione topografica esistente comporta una differenza naturale di quota fra strade incrociantisi, la realizzazione dell'interchange o grade separation è da preferirsi, anche se può risultare più costosa rispetto ad una soluzione a raso;
- quando la sistemazione a livello è inadeguata a smaltire il flusso delle ore di punta e non esistono altri modi (deviazioni, limitazioni di traffico, varianti ecc.) per eliminare la ricorrente congestione;
- quando la natura, la gravità e la frequenza di incidenti derivano dalle elevate velocità consentite nelle arterie afferenti, la separazione dei livelli rappresenta l'unica soluzione possibile.

I vantaggi funzionali conseguibili con l'adozione dei livelli sfalsati sono essenzialmente i seguenti:

- la velocità di percorrenza delle arterie per i flussi principali passanti non viene turbata dalla presenza della intersezione;
- la capacità delle strade, in corrispondenza dell'intersezione, non viene menomata, ma rimane invariata;
- il livello di servizio delle strade confluenti non decade a prestazioni inferiori;
- le svolte, sia in destra che in sinistra, si compiono con maggior sicurezza e agevolezza, senza arresti o rallentamenti eccessivi;
- la grande elasticità concessa al disegno delle varie rampe di interallacciamento permette di configurare il progetto nei modi più disparati, in qualunque circostanza e situazione le due strade si interessino mutuamente, senza necessità di realizzare i percorsi di scambio veicolare nelle immediate adiacenze del punto di incrocio degli assi viari.

Tali vantaggi vanno peraltro raffrontati anche ad alcune negatività, sintetizzabili come segue:

- sono opere costose, essendo oramai anche lo svincolo a più livelli più modesto da stimarsi su costi realizzativi elevati;
- possono riuscire poco istintivi, per quanto alla non sempre chiara comprensione della traiettoria da seguire si provveda con larghezza di indicazioni segnaletiche;
- rendono poco economica l'applicazione del criterio di progressività di realizzazione della strada, in quanto almeno il manufatto va attuato nella forma e dimensioni definitive fin dalla prima fase: si tratta di opere che incidono fortemente sugli investimenti di primo tempo, frustrando il beneficio della costruzione per successive scadenze;
- lo sfalsamento altimetrico introduce sulle strade afferenti creste o sacche che rendono meno regolare il profilo altimetrico dell'una o dell'altra strada o di entrambe, e che comportano impegnativi movimenti di terra;
- gli organismi di svincolo, per la loro estensione superficiale e per la loro altezza, possono costituire un motivo di guasto per le linee paesistiche.

- occupano molto spazio, vincolando pesantemente l'urbanizzazione delle aree limitrofe.

10.3.2 Caratteristiche geometriche

Si fa riferimento alla normativa CNR BU 90/83 e CNR BU 78/80.

Raggio minimo delle rampe semidirette ed indirette degli svincoli a trombetta: 65 m.

Raggio minimo delle rampe semidirette dello svincolo direzionale:

90 m.

Pendenza longitudinale massima: 4,0%

Raggio verticale minimo convesso: 1.100 m

Raggio verticale minimo concavo: 700 m

Sezione rampa unidirezionale

Corsia	4,00 m
Banchina sinistra	1,00 m
Banchina destra	<u>1,50 m</u>
Pavimentato	6,50 m
Arginelli erbosi: 2x0,75	<u>1,50 m</u>
Larghezza piattaforma	8,00 m

Sezione rampa bidirezionale

Corsie: 2x3,75	7,50 m
Banchine: 2x1,50	<u>3,00 m</u>
Pavimentato	10,50 m
Arginelli erbosi: 2x0,75	<u>1,50 m</u>
Larghezza piattaforma	12,00 m

10.3.3 Svincoli a trombetta

Sono svincoli utilizzati per l'ingresso/uscita nel Passante Autostradale e sono muniti di stazione per l'esazione del pedaggio.

Lo svincolo risulta costituito da quattro rampe monosenso: due dirette, una semidiretta e l'altra indiretta. Si crea quindi una gerarchia nell'interscambio a seconda della corrente cui si attribuisce la rampa più disagiata, ossia quella indiretta. Questa rampa è bene che non venga posta in uscita dalla principale. Infatti si deve evitare la copertura visiva dell'uscita da parte della struttura e la sorpresa che l'apparizione della rampa in uscita può ingenerare nell'utenza con conseguenti irregolarità nel flusso veicolare.

All'ingresso dello svincolo dalla viabilità ordinaria devono essere posizionate le stazioni di esazione del pedaggio, i locali di servizio, gli spazi per la sosta. Il dimensionamento di queste strutture deve essere fatto sulla base del traffico che si prevede usufruirà della stazione.

10.4 Sovrastruttura stradale e materiali

10.4.1 Generalità

La sovrastruttura stradale deve essere verificata con metodi razionali al fine di conoscere gli stati tensionali e deformativi. Questi stati devono essere confrontati con i livelli di sollecitazione accettabili in relazione ai materiali utilizzati tenendo conto dei fenomeni di fatica. A base del calcolo si devono assumere le ipotesi di traffico durante l'intera vita utile della sovrastruttura assunta pari a 30 anni.

Al fine di contenere la deformabilità per aumentare la vita utile dei conglomerati bituminosi, è opportuno utilizzare una sovrastruttura di tipo semirigido costituita, partendo dall'alto, dai seguenti strati:

- Usura in conglomerato bituminoso;
- Collegamento in conglomerato bituminoso;

- Base in conglomerato bituminoso;
- Base in misto cementato;
- Fondazione in stabilizzato granulometrico non legato.

Al fine di contenere la deformabilità e quindi aumentare la vita utile è opportuno, dove la quota del piano viabile sul piano campagna è inferiore a 1,50 m, stabilizzare il terreno in sito con calce per uno spessore di 25 cm.

Per migliorare la sicurezza della circolazione, eliminando gli effetti di spray e di aquaplaning in caso di pioggia, e per diminuire l'impatto acustico, è opportuno utilizzare nello strato di usura conglomerato bituminoso drenante e fonoassorbente confezionato con bitume modificato. Con questo materiale è assicurata la non presenza di acqua sul piano viabile in caso di pioggia, ed una riduzione di rumosità di 2,5÷3,0 dB.

Per il tappeto di usura il Coefficiente di Aderenza Trasversale (CAT) misurato con l'apparecchiatura SCRIM (CNR 147/92) deve risultare superiore o uguale a 0,60. In alternativa si può determinare la resistenza di attrito radente con lo Skid Tester (CNR 105/85) che deve fornire valori di BPN (British Pendulum Number) maggiori o uguali a 60.

L'altezza di sabbia (HS), determinata secondo la metodologia CNR 94/83, deve essere superiore o uguale a 0,4 mm. Misure eventualmente eseguite con apparecchiature a rilievo continuo devono essere riferite all'altezza di sabbia (HS) con apposite correlazioni.

Le misure di CAT e HS devono essere effettuate in un periodo di tempo compreso tra il 15° ed il 180° giorno dall'apertura al traffico, per ogni corsia, con un "passo di misura" di 10 m. I valori misurati possono, eventualmente, essere mediati ogni 50 m per tenere conto di disomogeneità occasionali e localizzate.

10.4.2 Materiali

10.4.2.1 Sottofondo

L'indagine geognostica rileva superficialmente la presenza dei terreni tipici della nostra pianura. Si tratta di materiali fini argillosi e limosi di modeste capacità portanti e molto sensibili alle variazioni di umidità.

Considerato che la falda freatica non è molto profonda (quindi la risalita capillare è forte) e che durante gli eventi meteorologici si possono verificare forti inibizioni a favore della stabilità della sovrastruttura, si deve essere prudenti nell'assunzione del CBR.

Secondo RAFIROIOU:

$$E_o : \text{modulo di sottofondo}$$

$$E_o = 7,5 \text{ CBR}$$

Affinché sia evitata la formazione di ormaie, la massima sollecitazione verticale è legata al numero N di ripetizioni di carico ed al modulo E, dalla relazione di KERHOVEN-DORMON:

$$\sigma_{zz} = \frac{0,006 \cdot E}{1+0,7 \log N}$$

σ_{zz} non deve superare 0,20 Kg/cm² e deve essere

$$\varepsilon_{zz} = \text{minore di } 0,0004$$

10.4.2.2 Materiale da rilevato

Il rilevato compreso fra il piano di sottofondo, effettuato lo scotico, ed il piano di posa dello stabilizzato è costituito da materiali tipo A1, A2, A3.

Per il dimensionamento a fatica può essere utilizzata la legge di fatica del sottofondo:

$$\sigma_{zz} = \frac{0,006 \cdot E}{1+0,7 \cdot \log N}$$

σ_{zz} : tensione verticale

E : modulo di deformazione
N : numero di ripetizioni di carico.

10.4.2.3 Stabilizzato granulometrico per lo strato di fondazione

Se E_1 è il modulo del materiale sottostante, e se lo strato di fondazione ha spessore "h" (in mm.), il modulo dello strato di fondazione in stabilizzato granulometrico, può essere assunto pari a:

$$E_1 = 0,206 \cdot h^{0,45} \cdot E_1$$

Si considera tuttavia che si tratta di materiale non confezionato con legante, ma "legato" per le caratteristiche intrinseche dei parametri di resistenza al taglio.

Le tensioni devono essere sempre di compressione. Si ammette una debole trazione pari a:

$$\sigma_{rad} \text{ minore di } 60 \text{ kPa}$$

ammettendo che tale sollecitazione sia assorbita dall'attrito lungo la superficie di separazione con lo strato sottostante.

Per il dimensionamento a fatica si assume la legge

$$\varepsilon_{zz} = 0,011 \cdot N^{-0,202}$$

che lega le deformazioni unitarie verticali al numero di applicazioni di carico N.

10.4.2.4 Misto cementato per lo strato di base

Nel caso in cui questo materiale sia utilizzato per irrigidire la sovrastruttura, al fine di aumentare la resistenza a fatica, si assume il modulo caratteristico del materiale fessurato.

Al fine di limitare la fessurazione deve essere:

$$\sigma_{rad} \text{ minore di } 0,6 \sigma_r$$

σ_r : tensione di rottura a trazione;

Per il comportamento a fatica si assume la legge:

$$\sigma_N = \sigma_r(1 - H \cdot \log N)$$

con σ_N la sollecitazione che provoca la rottura dopo N applicazioni di carico, ed H un coefficiente compreso fra 0,03 e 0,05.

Per le caratteristiche di questi materiali si rimanda al Capitolato ANAS. Tuttavia occorrerà fare uno studio di laboratorio per la ottimizzazione della percentuale di cemento. Lo studio viene condotto secondo le Norme CNR mediante prove di compressione su provini CBR a 7 giorni di stagionatura. Le resistenze alla compressione devono essere comprese fra 3,5 e 5,5 MPa.

La resistenza a trazione indiretta deve essere superiore a 0,30 Mpa. Questo significa che la sollecitazione massima a trazione in flessione è 5,0 Kg/cmq.

E' buona norma che la resistenza a compressione non superi il valore massimo indicato affinché la miscela non diventi troppo rigida e quindi facilmente fessurabile.

10.4.2.5 Conglomerato bituminoso per strati di base, collegamento ed usura

Considerate le caratteristiche di traffico della strada in oggetto di studio, si considera che gli strati di conglomerato bituminoso superficiali (usura e binder) siano confezionati con bitume modificato.

Per quanto riguarda le sollecitazioni, si fa riferimento alla letteratura scientifica ma più ancora alle apposite sperimentazioni effettuate presso il laboratorio del Settore Strade del Dipartimento Distart dell'Università di Bologna. Si ammettono i seguenti valori massimi:

- c.b. di usura e collegamento confezionato con bitume modificato :
 - in compressione 1,5 MPa
 - in trazione 0,8 Mpa

Per la verifica a fatica si assume le legge di VERSTRAETEN adattata alla realtà italiana secondo la formulazione della S.p.a. Autostrade che tiene conto dei fenomeni di autoriparazione, dei tempi intercorrenti fra successive applicazioni di carico, e della variabilità delle traiettorie:

$$\varepsilon = 47,5 \cdot 10^{-4} \cdot N^{-0,234}$$

ε = deformazione di rottura per un numero di applicazioni di carico N.

Al fine comunque di avere una soddisfacente resistenza a fatica, le deformazioni radiali di trazione devono essere:

$$\sigma_{rad} \text{ minore di } 0,00020$$

Per quanto riguarda i moduli di deformazione si sono particolarmente valutate le risultanze delle prove di CREEP effettuate presso l'Istituto di Infrastrutture Viarie dell'Università di Bologna. L'elaborazione delle prove è stata effettuata mediante la teoria della viscoelasticità lineare considerando una frequenza di 40 Hz, che corrisponde, secondo KLOMP, ad una velocità di 100 Km/h.

10.4.3 Dimensionamento

Per quanto riguarda i carichi, il Nuovo Codice della Strada limita gli assi singoli al carico massimo di 120 kN.

Tuttavia considerato che spesso le amministrazioni gestrici delle strade concedono deroghe, e che spesso gli autocarri sono in condizioni di sovraccarico, si assume a base di calcolo l'asse da 130 kN.

$P = 130 \text{ kN}$

$P_1 = \text{sulle ruote gemellate: } 65 \text{ kN}$

$P_2 = \text{su ogni ruota: } 32,5 \text{ kN}$

Per quanto riguarda le deflessioni ammissibili sulla sovrastruttura si fa riferimento alle esperienze svolte dal dipartimento DISTART, Sezione Strade dell'Università di Bologna.

In pratica si è constatato che per strade trafficate come la strada oggetto di studio, lo stato di sollecitazione e di deformazione è accettabile, e quindi la vita utile è sufficientemente lunga, fino a quando le deflessioni di superficie non superano 0,50 mm sotto l'asse da 130 kN.

Ancora si può fare riferimento alla teoria di IEUFFROY che mette in relazione la deformazione massima della sovrastruttura "f" col traffico medio giornaliero pesante nelle due direzioni "TGMP":

$$f = 0,155 - 0,02 \cdot \log TGMP$$

per $f = 0,50 \text{ mm}$, risulta $TGMP = 10.926$ veicoli pesanti/giorno che corrispondono ad un traffico elevato.

Infine si osserva che secondo IVANOV con $f = 0,50 \text{ mm}$, $p = 700 \text{ kPa}$, $P = 130 \text{ kN}$, si ottiene

E : modulo equivalente della sovrastruttura

E : 450 Mpa

Questo modulo corrisponde secondo la tecnica stradale al modulo di progetto per strade interessate da intenso traffico pesante.

Per il calcolo si utilizza il metodo razionale BISAR secondo il programma elaborato dal KONINSKLIJKE SHELL LABORATORIUM che consente di determinare lo stato di tensione e di deformazione in ogni punto della sovrastruttura e del sottofondo per qualsiasi condizione di carico. Ipotesi di omogeneità, isotropia ed elasticità lineare di ogni strato. La pavimentazione è schematizzata come una serie di strati orizzontali sovrapposti, indefiniti in pianta e di spessore costante. Ogni strato è caratterizzato dal modulo di elasticità e dal coefficiente di Poisson.

Gli strati sono appoggiati sul sottofondo schematizzato come un semispazio indefinito, anche esso omogeneo, elastico, isotropo. Si considera che lungo il piano di separazione fra due strati vi sia completa solidarietà per cui non esiste uno scorrimento relativo.

Si assumono per i carichi di traffico agenti sulla pavimentazione solo quelli verticali trasmessi dalle ruote dei veicoli, che si ritengono uniformemente distribuiti su superfici circolari equivalenti, con pressione pari a quella di gonfiaggio dei pneumatici; non si considerano le azioni tangenziali che si esplicano nelle fasi inerziali.

Si prevede, come risulta da calcoli di massima, la seguente sovrastruttura:

c.b. usura drenante

4 cm

c.b. collegamento	6 cm
c.b. base	15 cm
misto cementato	25 cm
fondazione in stab. granulom.	<u>30 cm</u>
	80 cm

10.5 Rilevati

Si è fatta una indagine sui materiali provenienti da attività estrattive nella provincia di Bologna e si sono proposti materiali e tecniche alternative che contemplano la stabilizzazione e l'uso di materiali di recupero.

10.5.1 Materiali provenienti da attività estrattive

I materiali classici che vengono utilizzati per la formazione dei rilevati sono, secondo la classifica CNR UNI 10006, A1, A3, A2-4, A2-5. Per la reperibilità di questi materiali nella Provincia di Bologna, si è consultato il Piano Infraregionale delle Attività Estrattive del Luglio 1999.

Le cave che risultano maggiormente disponibili sono:

10.5.1.1 Ghiaia e sabbia alluvionale

Tabella 10-2 – Disponibilità cave

COMUNE	AREA	DISPONIBILITA' (m ³)
Bologna	Casteldebole	572.900
Bologna	S. Niccolo'	880.000
Bologna	Forni	399.243
Bologna	Birra	295.000
Bologna	Pigna	207.884
Bologna	Marazzo	415.757
Calderara	Franzoni	518.000
Castel S.P.	Granara	124.842
Castel S.P.	La Vigna	980.145
Imola	S.Vincenzo	86.249
S.Lazzaro	Ca' Rossa	221.000
S.Lazzaro	La Campana	600.000
S.Lazzaro	Valletta	42.737

10.5.1.2 Sabbia alluvionale

Tabella 10-3 – Disponibilità cave

COMUNE	AREA	DISPONIBILITA' (m ³)
Castel Maggiore	Bonconvento	1.260.000
Castel Maggiore	S.Alessandro	45.000
Sala Bolognese	Boschetto	2.520.000

10.5.1.3 Ghiaia di monte

Tabella 10-4 – Disponibilità cave

COMUNE	AREA	DISPONIBILITA' (m ³)
Casalfiumanese	Monte Verro	1.009.800
Pianoro	Laghi	1.700.000

10.5.2 Stabilizzazione a calce

Con il termine di stabilizzazione vengono indicati quei procedimenti di ordine fisico o chimico utilizzati singolarmente, o in combinazione tra di loro, finalizzati ad incrementare alcune proprietà del terreno in sito ed a conservarle nel tempo affinché questo sia utilizzabile a fini strutturali.

L'esigenza di ridurre l'utilizzo di materiali pregiati quali ghiaie e sabbie (gruppi A1-A3-A2 della classifica CNR-UNI 10006) nella costruzione di rilevati e pavimentazioni stradali, ha determinato un crescente interesse verso quelle tecniche di stabilizzazione effettuate attraverso la miscelazione del terreno con leganti idraulici.

La stabilizzazione a calce e/o cemento può essere impiegata per raggiungere resistenze modeste a breve termine (STS, short term stabilization) in modo da ottenere condizioni accettabili di lavoro durante la fase esecutiva come nel caso della messa in opera di rilevati in presenza di terreni con scarse caratteristiche meccaniche. Essa può avere anche un impiego più a lungo termine (LTS, long term stabilization) per conferire al materiale così ottenuto caratteristiche di resistenza adeguate al proprio utilizzo strutturale, così come richiesto per gli strati che compongono una pavimentazione permanente per viabilità secondaria o di cantiere.

La stabilizzazione con calce si impiega su terre che hanno un elevato contenuto di argilla (>2 μ m) e consiste nella miscelazione del legante, sotto forma di ossido di calce CaO (calce viva) o idrossido di Calcio Ca(OH)₂ (calce idrata), al terreno naturale e nella compattazione della miscela in condizioni di umidità prossime a quella ottima.

Gli effetti tipici della stabilizzazione (riduzione dell'umidità, modifica dei limiti di Atterberg, granularizzazione, minore sensibilità all'acqua e quindi modifica del fenomeno del ritiro, aumento della resistenza) sono tutti ottenibili con l'impiego della calce viva e della calce idrata, con preferenza per la prima quando l'umidità naturale della terra è superiore al 6-8%.

In generale la stabilizzazione con calce si applica per migliorare nettamente certe fasi dei movimenti terra soprattutto in relazione alla possibilità di ridurre l'umidità e di migliorare notevolmente le caratteristiche di lavorabilità e costipamento.

La stabilizzazione può essere altresì utilizzata proficuamente nella realizzazione degli strati di sottofondo e di fondazione di pavimentazioni.

La stabilizzazione a calce può essere impiegata sia per la formazione dei rilevati sia per la realizzazione delle fondazioni stradali.

In proposito le indicazioni tecniche principali tratte dalle Norme Tecniche ANAS relative all'impiego delle terre stabilizzate a calce nel corpo stradale e nelle sovrastrutture, tenendo conto della loro specificità essendo destinate a strade di importanza anche notevole, possono risultare un'utile guida per l'impiego della tecnologia della stabilizzazione a calce nelle pavimentazioni.

La formazione dei rilevati e la realizzazione di strati di fondazione per pavimentazioni può essere effettuata impiegando le materie provenienti dagli scavi o da cave di prestito appartenenti ai gruppi A5 A6 e A7 ovvero ai gruppi A2/6 e A2/7 (secondo le norme CNR-UNI 10006/1963) con IP > 1 0 e con una frazione passante al setaccio 0.4 UNI non inferiore al 35% purché stabilizzate a calce. Le terre da impiegare non devono contenere più del 3% di materiale organico.

La quantità di calce e l'umidità ottima della miscela di progetto dovranno essere determinate sperimentalmente attraverso prove CBR, e prove di rottura a compressione. In particolare il valore dell'indice CBR, determinato secondo la norma CNR-UNI 10009, dovrà essere valutato al variare dell'umidità di compattazione e per almeno tre miscele terra-calce partendo da una percentuale di calce pari al predeterminato valore del CIC.

La composizione della miscela di progetto deve risultare tale da rispettare i seguenti valori medi dell'indice CBR e del rigonfiamento a saturazione in acqua, ottenuti con serie di due provini preparati secondo CNR-UNI 10009, punto 3.2.I., compattati secondo AASHTO Mod. T180 e rispettivamente tenuti a maturare 7 giorni in aria a $20\pm 1^{\circ}\text{C}$ e U.R. > 95% (presaturazione), oppure come sopra e poi saturati 4 giorni in acqua a $20\pm 1^{\circ}\text{C}$ (postsaturazione):

- per miscele destinate alla formazione dei corpi dei rilevati esclusi gli ultimi 50 cm, presaturazione: $\text{CBR} \geq 60$,

postsaturazione: $\text{CBR} \geq 40$, rigonfiamento $\geq 2\%$;

- per miscele destinate alla formazione degli ultimi 50 cm dei corpi dei rilevati e per la formazione dei piani di sottofondazione, presaturazione: $\text{CBR} \geq 80$, postsaturazione: $\text{CBR} \geq 60$, rigonfiamento $\geq 1,0\%$.

La composizione della miscela di progetto deve, altresì risultare tale da rispettare i seguenti valori medi della resistenza a compressione a espansione laterale libera, ottenuti con serie di tre provini, preparati in stampi apribili CBR, secondo B.U. CNR N. 29, compattati secondo AASHTO Mod T180, metodo D, avvolti in pellicola di polietilene e tenuti a maturare 7 giorni in aria a $20\pm 1^{\circ}\text{C}$ e U.R.>95%:

- per miscele destinate ai corpi dei rilevati esclusi gli ultimi 50 cm: $R_c \geq 0,90 \text{ MPa}$;

- per miscele destinate agli ultimi 50 cm dei corpi dei rilevati e per la formazione dei piani di sottofondazione: $R_c \geq 1,4 \text{ MPa}$.

Il materiale argilloso (terra) dovrà essere posto in opera a strati di uniforme spessore non eccedenti i cm 30 e miscelato in sito con il quantitativo di calce predeterminato mediante apposita macchina mescolatrice (pulvimixer) con una o più passate fino ad ottenere che la frazione passante al crivello 5 UNI sia superiore al 65%.

Prima dello spandimento della calce si dovrà procedere alla determinazione dell'umidità naturale delle terre con metodi speditivi di campagna in più zone e a diverse profondità all'interno dello strato da trattare.

Per valori di umidità elevati si procederà all'erpatura dello strato con successiva esposizione all'aria, al fine di ottenere l'evaporazione dell'acqua in eccesso rispetto al valore ottimo determinato in fase di progetto.

Per valori di umidità inferiori all'ottimo si procederà all'aggiunta della quantità di acqua necessaria al raggiungimento di quanto stabilito in progetto.

La miscelazione tra terra e calce potrà anche avvenire presso impianti fissi ubicati presso la cava di prestito del terreno, purché il materiale trattato risponda ai requisiti prescritti: i valori dell'indice CBR e della resistenza a compressione, ottenuti su provini confezionati secondo la normativa vigente, non devono risultare inferiori al 93% di quelli della miscela di progetto.

Il costipamento dello strato al fine di raggiungere la densità voluta dovrà essere effettuato tramite rulli a piastre o a punte e/o rulli gommati.

Si prescrive una densità in sito secondo B.U. CNR no. 22 pari al 95% della densità Proctor ottenuta sulla stessa miscela sciolta prodotta in sito e da lì prelevata immediatamente prima delle operazioni di rullatura e compattata in laboratorio secondo AASHTO mod. T180. Il valore di M_d determinato con piastra da 300 mm di diametro (B.U. CNR no 146) dovrà risultare non inferiore a 25 N/mm^2 nel ciclo di carico compreso tra $0,05 \text{ N/mm}^2$ e $0,15 \text{ N/mm}^2$ per strati intermedi il corpo stradale e non inferiore a 60 N/mm^2 nel ciclo di carico compreso tra $0,15 \text{ N/mm}^2$ e $0,25 \text{ N/mm}^2$ per l'ultimo strato del corpo del rilevato sottostante la sovrastruttura stradale e per i piani di sottofondazione.

Per le prove dell'indice CBR, prove di rigonfiamento e prove di rottura a compressione su provini prelevati in sito costituiti da materiale già compattato si potranno accettare valori non inferiori al 93% di quelli ottenuti in laboratorio durante la fase di progettazione della miscela.

10.5.3 Materiali di recupero

Nei Paesi dell'Unione Europea circa la metà di tutti i rifiuti prodotti deriva da interventi edilizi. Una quota considerevole di tali materiali è costituita - senza trattamenti - da materie prime che potrebbero essere riutilizzate nella costruzione e manutenzione della viabilità. Nel lungo periodo al

fine di conservare la più ampia disponibilità di aree per discariche e per risparmiare materie è pertanto necessario riuscire a riciclare una percentuale possibilmente elevata di tali "rifiuti". Dal punto di vista delle caratteristiche tecniche i materiali provenienti da demolizioni e di riciclaggio hanno dimostrato la loro validità ai fini della realizzazione di rilevati, sottofondi e fondazioni stradali. Rimangono ancora alcune perplessità e pregiudizi relativamente al rispetto dei requisiti di compatibilità ambientale.

Attualmente il testo base in Italia relativamente al riutilizzo dei rifiuti è rappresentato dal D.LEG. 5 febbraio 1997, n. 22 (noto come Decreto Ronchi), dal D.M. 5-2-1998 e dal D.M. 25-10-1999.

In particolare il Decreto Ronchi (all'art. 7) classifica il materiale derivante dalle attività di demolizione e costruzione come rifiuto speciale; il riutilizzo di tali materiali è subordinato alla verifica di compatibilità ambientale mediante "test di cessione". La procedura di prova UNI 10802 comporta delle sostanziali modifiche dei risultati in termini di accettabilità del materiale in quanto le concentrazioni derivanti dalla prova di eluizione (prova di conformità) risultano spesso sostanzialmente ridotte rispetto a quelle che si ottengono con la procedura di prova descritta nel D.M. 5-2-1998.

In questo senso è prevista una modifica sia delle indicazioni di prova contenute nel D.M. sia dei limiti di accettabilità dei diversi parametri individuati.

Per giungere ad un pieno e completo riutilizzo dei materiali edili di rifiuto e quindi ad un risparmio energetico, economico ed ambientale per tutto il Paese occorre ridefinire i limiti di soglia per la valutazione della compatibilità ambientale e cercare di adattare tutta la normativa al principio contenuto nell'art. 3 dei D.M. 5 febbraio 1998 secondo il quale i prodotti o le materie prime secondarie ottenute tramite recupero non devono presentare caratteristiche di pericolo superiori a quelle dei prodotti ottenuti dalla lavorazione di materie prime vergini.

Solo passando da un'ottica ristretta di "concentrazioni limite" ad una logica più aperta di compatibilità ambientale "relativa" si potranno nel futuro aumentare le incidenze di riutilizzo dei materiali di demolizione e di fresatura anche all'interno delle pavimentazioni per la viabilità.

Questi materiali vengono prodotti in impianti di frantumazione.

All'impianto di trattamento vengono prodotte due tipologie ai materiali: le "macerie" ed il "calcestruzzo" ottenute rispettivamente dall'insieme dei materiali da demolizione in muratura e da scarti di lavorazione di prodotti laterizi e ceramici, e dall'insieme di frammenti di strutture in calcestruzzo. I primi materiali sono generalmente, utilizzati per la formazione di rilevati e strati di fondazione, i secondi anche per strati di base legati a cemento.

Per questi ultimi il legante idraulico per ottenere le resistenze richieste risulta inferiore a quello occorrente per le miscele con gli aggregati di cava in quanto, durante la macinazione nel processo di trattamento in impianto, vengono liberate alcune frazioni di cemento che non hanno ancora completato il processo di idratazione.

10.5.4 Miscele catalizzate con loppe d'altoforno

Nelle pavimentazioni lo strato di base e di fondazione può essere legato anziché con cemento, con scorie d'altoforno e calce idrata. La presenza della calce idrata si rende necessaria in quantitativi minimi (1% circa) per creare un ambiente basico senza il quale non si innescano le reazioni chimiche di presa. Gli interventi di stabilizzazione devono essere preceduti da una serie di prove atte a caratterizzare la terra da miscelare al legante. Lo studio della miscela parte dalla conoscenza della granulometria e della plasticità del materiale in sito ed ottimizza il dosaggio di legante ed acqua. Si sperimenta su campioni compattati secondo le modalità della prova AASHO modificata. Generalmente si fanno prove di compressione e di trazione indiretta dopo un mese di maturazione: le prime devono dare resistenze superiori a 3,0 MPa, le seconde resistenze superiori a 0.3 MPa. L'indice di plasticità delle terre deve risultare uguale a 0.

Indicativamente per inerti di natura calcarea si utilizza un dosaggio di legante pari al 20-22% sulla percentuale in peso degli aggregati. Per inerti di altra natura la percentuale di legante deve essere definita mediante apposite prove di caratterizzazione meccanica della miscela. Le loppe utilizzate devono avere una dimensione comunque inferiore ai 5 mm.

10.5.5 Materiali non contemplati nei capitolati

Si evidenzia infine che si deve valutare anche la possibilità di utilizzare materiali di classi non contemplate dai capitolati quali l'A4 per la formazione dei rilevati. Con questi materiali è ormai stata fatta una notevole sperimentazione che ha dimostrato che, se essi sono messi in opera con la dovuta compattazione e con le condizioni ottimali di umidità si hanno ottimi risultati; l'importante è che queste condizioni di umidità rimangano invariate nel tempo mettendo in opera opportuni accorgimenti come rivestimenti, top soil, geotessili drenanti. Anche per gli strati profondi dei conglomerati bituminosi si possono utilizzare inerti costituiti da materiali calcarei di contenuta resistenza meccanica. Si tratta di materiali di modesto costo che abbondano sul nostro Appennino.

10.6 Viadotti

I viadotti costituiscono una parte notevole dell'infrastruttura e quindi essi devono essere dotati di caratteristiche rilevanti sotto l'aspetto della resistenza statica e dell'impatto paesaggistico.

10.6.1 Resistenza e durabilità

La normativa italiana che regola la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali è contenuta nel D.M. 2 Agosto 1980 e successive Circolari del Ministero dei LL.PP. Secondo questa normativa, per i carichi mobili si devono considerare quelli previsti per i ponti di prima categoria.

E' opportuno tenere in considerazione anche le azioni sismiche assumendo nel computo delle masse strutturali e dei carichi mobili quanto previsto dalle norme. Si deve considerare un grado di sismicità $S = 9$.

E' necessario anche verificare la sicurezza a fatica connessa all'alto numero di cicli di carico che determinano un processo irreversibile di danneggiamento dei materiali. La procedura di analisi parte dalla conoscenza della storia temporale delle tensioni nei materiali sottoposti a verifica. Tale storia è frutto di un'analisi numerica che presuppone la conoscenza del modello dei carichi dinamici dovuti al traffico veicolare. La risposta strutturale può essere valutata con i metodi classici della dinamica, operanti nel dominio del tempo, qualora i modelli di carico siano di tipo deterministico, oppure nel dominio delle frequenze, quando si utilizzino modelli di carico rigorosi basati sulla teoria dei processi stocastici.

Per il calcolo a fatica si fa riferimento alla normativa italiana per il calcolo delle strutture e per il calcolo dei ponti, ed agli Eurocodici. Gli Eurocodici, in particolare nella parte "Traffic loads on bridges", forniscono dettagliate informazioni sulle proprietà meccaniche dei materiali nei confronti della fatica, sulla metodologia da utilizzare per il calcolo del danneggiamento, sui carichi "da fatica" da impiegare per la verifica.

In merito alla durabilità delle opere, in forma generale valida per tutti i componenti della strada, si può dire che l'adozione di una nuova concezione progettuale che presti maggiore attenzione ai problemi che si verificano durante la vita utile di un'opera, può condurre, a fronte di modesti incrementi dei costi di costruzione, a rilevanti risparmi nella manutenzione. Le considerazioni che seguono partono da un dato di fatto: il cambiamento della problematica stradale, legato ad una nuova concezione della strada, che attualmente viene considerata come un bene degradabile nel tempo, e che come tale richiede riparazioni periodiche e la sostituzione delle parti soggette ad usura. Quanto detto è vero in generale per l'intero corpo stradale, ma diventa di estrema importanza per le opere d'arte ed i viadotti in particolare, in quanto sono questi i manufatti più esposti e quindi più soggetti ad aggressioni sia di tipo fisico che chimico. Il progetto di un'opera d'arte finalizzato all'ottimizzazione della fase gestionale deve prevedere l'ottemperanza di una serie di esigenze, tra cui la migliore conservazione del manufatto è sì la principale, ma non certamente l'unica. L'opera in esercizio infatti, deve rispondere a criteri di sicurezza, deve essere durevole nel tempo, deve poter essere tenuta sotto controllo agevolmente, deve poter subire una manutenzione a costi minimi, deve garantire comunque la continuità dei flussi veicolari che la attraversano.

Bisogna cercare di identificare quali sono le tecnologie che hanno dato migliori effetti sulla buona conservazione delle opere e quali dei tanti possibili accorgimenti risultano essere più vantaggiosi per la gestione stessa.

Ai fini della durabilità si ritiene che gli accorgimenti più significativi ed efficaci siano:

- Fare strutture con impalcato continuo senza giunti i quali costituiscono sempre elementi di degrado;
- Sollecitare i materiali con opportuni margini di sicurezza;
- Interconnettere efficacemente materiali con caratteristiche diverse;
- Fare riferimento a tecnologie consolidate;
- Utilizzare materiali di ottima qualità;
- Mettere in opera sistemi di protezione come vernici speciali e protezioni elettrostatiche.

10.6.2 Impatto paesaggistico

Per un corretto approccio all'impatto paesaggistico si deve considerare che la nuova infrastruttura viene posata su un terreno pianeggiante dove pochissime sono le emergenze. Quindi, a parte i problemi di impatto acustico ed atmosferico di cui si dirà nello studio di fattibilità ambientale, occorre che i viadotti garantiscano la trasparenza e siano di gradevole aspetto.

In merito alla trasparenza è opportuno che i viadotti siano progettati con i seguenti tre criteri. Il primo è che le luci siano ampie. Il secondo è relativo alle spalle che è bene siano di tipo aperto affinché il manufatto non dia la sensazione del "foro" nel rilevato per permettere il passaggio di una strada o di un corso d'acqua; a questo proposito è anche consigliabile che il viadotto sia di qualche campata più lungo del necessario così da sostituire parte del rilevato. Infine l'ultimo criterio è quello di contenere le dimensioni delle strutture compatibilmente con le necessità statiche.

In quanto all'aspetto che deve essere gradevole, si ritiene che debbano essere utilizzate soluzioni che privilegiano lo sviluppo essenzialmente orizzontale senza emergenze verticali. Fra queste, soluzioni brillanti sono certamente fornite da strutture a cassone e continue. Infatti se il cassone è fatto con calcestruzzo, esso può assumere la forma che si vuole secondo una modellazione che trova motivazione nell'ambiente in cui l'opera viene inserita.

10.6.3 Tipologie

Vengono utilizzati ponti a cassone. Questi ponti possono essere di due tipi: in cemento armato precompresso, in struttura mista acciaio-calcestruzzo.

10.6.3.1 Cassone in cemento armato precompresso

Un ponte a cassone in struttura continua in cemento armato precompresso può essere costruito in tre modi:

- Varo di impalcati isostatici di portata pari a quella delle luci di appoggio con realizzazione della continuità mediante cavi tesati in opera;
- Varo o comunque costruzione in opera di strutture isostatiche del tipo Gerber con solidarizzazione delle cerniere e realizzazione della continuità sempre mediante cavi tesati in opera;
- Costruzione della struttura comunque iperstatica a conci costruiti in sito o prefabbricati, solidarizzati fra loro mediante cavi tesati in opera.

I ponti a cassone in cemento armato precompresso, in virtù della loro sezione trasversale chiusa, presentano una elevata rigidezza flessione-torsionale che riduce le deformazioni e quindi aumenta la durabilità.

Per questo tipo di impalcato si può considerare un rapporto fra luce ed altezza pari a $\frac{1}{25} \div \frac{1}{30}$.

10.6.3.2 Struttura mista acciaio-calcestruzzo

Si tratta di ponti costituiti da travi principali longitudinali e da travi di irrigidimento trasversali in acciaio sostenenti una soletta in cemento armato solidarizzata alla struttura in acciaio con apposti

connettori metallici. La solidarizzazione longitudinale per assicurare la continuità strutturale viene effettuata per l'acciaio con apposite piastre saldate o bullonate, e per la soletta mediante precompressione. La soletta può essere precompressa trasversalmente o longitudinalmente con vari procedimenti tipici di queste strutture quali: cavi scorrevoli di acciaio armonico, distorsioni elastiche ottenute mediante cedimenti differenziali degli appoggi, distorsioni prodotte mediante eliminazione di vincoli interni temporanei.

Per questo tipo di impalcato si può considerare un rapporto fra luce ed altezza pari a $\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}$.

Chiaramente con questa tipologia la struttura longitudinale metallica non è modellabile e quindi si vede comunque la trave inferiore metallica e la soletta superiore in cemento armato. La tipologia in cemento armato precompresso fornisce invece ampia possibilità di modellazione della sezione trasversale.

10.7 Sistemi fondali

Al fine della progettazione del Passante Autostradale Nord occorre predisporre una indagine geognostica al fine di conoscere i parametri al taglio, di deformabilità e comportamentali dei terreni.

L'indagine geognostica deve consentire di affrontare alcune problematiche:

- a) Definizione dei sistemi fondali dei manufatti
 - scelta del sistema fondale,
 - pressione ammissibile al contatto fondazione/terreno nel caso di fondazioni dirette,
 - cedimenti delle fondazioni dirette,
 - tempi di consolidamento delle fondazioni dirette
 - tipologia delle fondazioni indirette,
 - carichi ammissibili sulle fondazioni indirette,
 - cedimenti delle fondazioni indirette e tempi di consolidamento.
- b) Analisi di stabilità dei rilevati
 - stabilità del piano di posa,
 - stabilità delle scarpate,
 - cedimenti,
 - tempi di consolidamento.
- c) Analisi di stabilità delle trincee
 - stabilità delle scarpate,
 - stabilità del piano di posa.
- d) Calcolo della sovrastruttura stradale
 - parametri di portanza del piano di posa.

10.7.1 Fondazioni dirette

Pressioni ammissibili al contatto fondazione terreno.

pr_d : pressione di rottura in condizioni drenate

pr_u : pressione di rottura in condizioni non drenate

Le pressioni di rottura sono state determinate:

- secondo TERZAGHI (1943)

$$pr = C \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N$$

- secondo BRINCH-HANSEN (1970)

$$pr = \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

N_γ , N_c , N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio φ'

s_γ , s_c , s_q = fattori di forma della fondazione;

i_γ , i_c , i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico

b_γ , b_c , b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

g_γ , g_c , g_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

d_c , d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

B = larghezza della fondazione

C_u : coesione non drenata

C' : coesione drenata

φ' : angolo di attrito effettivo

p_{rd} : pressione di rottura in condizioni drenate

p_{ru} : pressione di rottura in condizioni non drenate

p_a : pressione ammissibile al contatto fondazione/terreno

FS_{rd} : coefficiente di sicurezza in condizioni drenate

FS_{ru} : coefficiente di sicurezza in condizioni non drenate

Secondo il D.M. 11/03/1988 i coefficienti di sicurezza devono essere superiori a 3,00.

Dalla conoscenza delle caratteristiche geotecniche del terreno sulla base di prove effettuate in zona, si ritiene che la pressione ammissibile al contatto fondazione/terreno, nel caso di fondazioni dirette, sia dell'ordine di 0,10÷0,15 MPa.

Chiaramente occorre una indagine geognostica mirata per ogni manufatto eseguita con prove penetrometriche, sondaggi, e prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in sito.

Rimane comunque l'indicazione di carattere generale che possono essere muniti di fondazioni dirette solo i manufatti minori, di modeste dimensioni, e poco importanti.

10.7.2 Fondazioni indirette

Si considerano pali trivellati di grande diametro: $D = 1200$ mm e $D = 1500$ mm,

Si fa riferimento alle Raccomandazioni A.G.I. 1984 ed al D.M. 11/03/1988.

Calcolo della portanza

$$- Q_{lim} = Q_p + Q_s$$

Q_{lim} : portata limite

Q_p : portata di punta

Q_s : portata di attrito laterale

$$- Q_p = q_p \cdot A_p$$

A_p : area di punta = 0,785. D^2

D : diametro del palo

q_p : pressione limite di punta

$$q_p = N_q \cdot q_L + N_c \cdot C_u$$

$N_q = N_q(\varphi)$ da BEREZANTEV 1965 corrispondente all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta

$q_L = \gamma H$ pressione efficace alla punta

γ : massa volumica apparente in termini di tensioni efficaci

H : profondità della punta del palo dal piano campagna

$$- Q_s = \text{somma } q_s \cdot A_s$$

$$q_s = q_a + n \cdot K \cdot \sigma_v$$

q_a : aderenza palo/terreno per terreni coesivi

$q_a = a \cdot C_u$

a : coefficiente adesione

C_u : coesione non drenata
 n : coefficiente di attrito palo/terreno per terreni incoerenti
 K : rapporto tra tensione normale al fusto del palo e tensione verticale
 σ_v : tensione verticale in termini di tensioni efficaci

- Q_{pp} : peso proprio del palo

$$Q_{pp} = D^2 \cdot 0,785 \cdot 1,4$$

- PORTANZA

$$P = \frac{Q_p + Q_s}{2,5} - Q_{pp}$$

I parametri per il calcolo della portanza devono essere desunti da una apposita indagine geognostica, mirata per ogni manufatto, e costituita da prove penetrometriche, sondaggi e prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nei sondaggi.

Dalla conoscenza dei terreni interessati dal Passante Autostradale Nord, sulla base di prove eseguite in zone limitrofe per altri manufatti, si ritiene che con pali lunghi 28÷30 m, con diametro 1200 mm si possono avere portanze di 200÷230 t, mentre con diametro 1500 mm si hanno portanze di 250÷280 t.