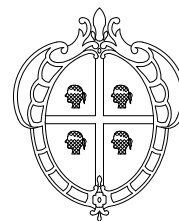




REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessorato dei Lavori Pubblici



Ente acque della Sardegna

Servizio Progetti e Costruzioni

COMPLETAMENTO FUNZIONALE DELLE OPERE DI DERIVAZIONE DELLE RISORSE
DEL BASSO FLUMENDOSA AL SERBATOIO DEL MULARGIA

INTERVENTI COMPENSATIVI PER IL COMUNE DI ARMUNGIA

COMPLETAMENTO DELLA VIA SAN SEBASTIANO

PROGETTO ESECUTIVO

DOCUMENTI

**Relazione geotecnica e di calcolo sovrastruttura
stradale**

allegato:

B1

scala:

-

B1_relazione sovrastruttura_rev02.doc

Redatto dallo **Studio Progetti Integrati**

Progettista

ing. Sandro Catta

Collaboratori

ing. Valentina Amorino

ing. Michela Carta

ing. Carla Marcis

ing. Irene Pili

Il Direttore Generale
ing. Giorgio Sanna

Il Direttore f.f. del Servizio
ing. Bruno Loffredo

Marzo 2011

LA PAVIMENTAZIONE STRADALE

La pavimentazione stradale (o sovrastruttura) è la struttura, sovrapposta al rilevato o al terreno in sito nelle trincee, idonea a garantire il transito dei veicoli secondo le previsioni progettuali. Le funzioni tradizionalmente attribuite alle pavimentazioni stradali sono:

- ripartire sul terreno sottostante le azioni trasmesse dai veicoli assicurando, in relazione al traffico servito, una elevata capacità portante in termini di resistenza strutturale e di adeguata risposta deformativa ai carichi applicati;
- proteggere il terreno sottostante dagli agenti atmosferici in modo tale da mantenere nel tempo i valori di portanza e uniformità conferiti al momento della costruzione;
- garantire ai veicoli una superficie di rotolamento regolare, con riferimento agli obiettivi di sicurezza e comfort di marcia.

Negli ultimi decenni si è assistito ad un'evoluzione qualitativa e quantitativa delle prestazioni richieste alle sovrastrutture, soprattutto in funzione del ruolo attivo svolto nel garantire sia la sicurezza delle condizioni di guida, sia condizioni più sostenibili dal punto di vista ambientale. Le principali caratteristiche funzionali su cui si è posata l'attenzione sono:

- l'aderenza, parametro fondamentale per il raggiungimento degli obiettivi di sicurezza della circolazione, è collegata direttamente alle caratteristiche della tessitura superficiale;
- la capacità drenante, al fine di ridurre il rischio di hydroplaning e l'effetto di nebulizzazione dell'acqua al passaggio dei veicoli;
- le proprietà acustiche (fonoassorbenza e bassa generazione di rumore da rotolamento), per ridurre gli effetti inquinanti prodotti dal traffico;
- le proprietà di regolazione dei deflussi idrici superficiali, che consente di ridurre il carico inquinante delle acque di dilavamento;
- la capacità di minimizzare la generazione di vibrazioni e smorzare la propagazione delle stesse attraverso la piattaforma.

CLASSIFICAZIONE DELLE PAVIMENTAZIONI

Le pavimentazioni stradali sono formate da più strati sovrapposti, costituiti da miscele di aggregati lapidei e di leganti inorganici o idrocarburici. Gli strati presenti in una sovrastruttura sono:

- strato superficiale: è lo strato che forma il piano viabile. Oltre ad assicurare buona aderenza per garantire la sicurezza della circolazione ed essere impermeabile al fine di proteggere gli strati inferiori, deve assorbire le azioni orizzontali prodotte dal traffico e trasmettere quelle verticali agli strati inferiori;
- strato di base – intermedio tra strato superficiale e strato di fondazione: ha la funzione principale di resistere ai carichi verticali trasmettendoli, opportunamente attenuati, agli strati sottostanti;
- strato di fondazione: è la parte inferiore della sovrastruttura a contatto con il terreno di appoggio (sottofondo) cui trasmette i carichi da traffico ulteriormente attenuati (in caso di

sottofondo con portanza elevata può essere assente).

Convenzionalmente le sovrastrutture vengono suddivise in flessibili e rigide in funzione sia dei materiali costituenti, sia del comportamento con cui reagiscono ai carichi da traffico ripartendoli sul sottofondo.

Le pavimentazioni rigide hanno elevata rigidità flessionale e una rilevante fragilità a cui corrispondono deformazioni a rottura molto piccole, assicurando una ripartizione dei carichi su un'ampia zona di sottofondo.

Sono dette flessibili tutte quelle pavimentazioni che si deformano nel tempo per effetto del traffico; esse possono tollerare notevoli deformazioni senza subire fessurazioni grazie all'effetto combinato della ridotta rigidità flessionale e delle caratteristiche di duttilità del conglomerato bituminoso.

La distinzione tra pavimentazioni flessibili e pavimentazioni rigide indica sostanzialmente che nelle prime sono presenti strati in conglomerato bituminoso con caratteristiche di duttilità, mentre nelle seconde è presente una lastra di calcestruzzo che risulta più fragile.

La richiesta di maggiori prestazioni ha portato la tecnica a sviluppare anche altre tipologie di pavimentazioni come le semirigide e le composite polifunzionali (PCP).

Le pavimentazioni rigide

L'elemento che contraddistingue una pavimentazione rigida è la presenza di uno strato realizzato in calcestruzzo che assolve le funzioni sia dello strato superficiale sia di quello di base e poggiate su una fondazione in materiale lapideo non legato o, più frequentemente, in misto cementato avente la funzione principale di costituire un piano di appoggio regolare.

Le pavimentazioni stradali in calcestruzzo sono di varie tipologie:

- pavimentazioni a lastre armate;
- pavimentazioni a lastre non armate;
- pavimentazioni ad armatura continua.

La prima, a causa dei costi e delle difficoltà costruttive non bilanciati da un rilevante aumento prestazionale, non ha avuto grande diffusione e al giorno d'oggi non è più impiegata nelle costruzioni stradali.

La seconda tipologia di pavimentazioni rigide è costituita da lastre di calcestruzzo non armato collegate tra di loro da giunti longitudinali e trasversali. La funzione dei giunti è quella di consentire le deformazioni dovute a variazioni termiche e al ritiro in fase di costruzione. La presenza dei giunti causa l'infiltrazione dell'acqua nello strato di fondazione. Il passaggio dei veicoli, deformando la lastra, causa la risalita dell'acqua (effetto pumping) che, dilavando il materiale presente, con il tempo induce la formazione di vuoti nello strato di fondazione in corrispondenza del giunto. La lastra di calcestruzzo, senza più appoggio nel punto di maggior debolezza strutturale, è allora soggetta a rapido ammaloramento (dislivello tra lastre adiacenti e conseguente danneggiamento del bordo del giunto dovuto agli impatti con i pneumatici).

Per evitare questo inconveniente si ricorre, oltre alla predisposizione di sistemi di drenaggio, all'inserimento di barre di compartecipazione tra le lastre, che siano in grado di assorbire gli sforzi di

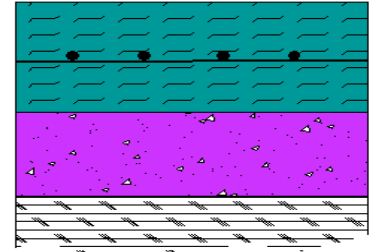
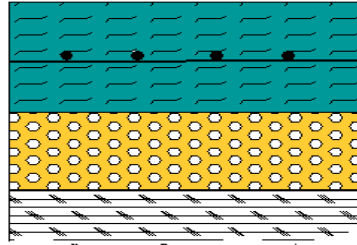
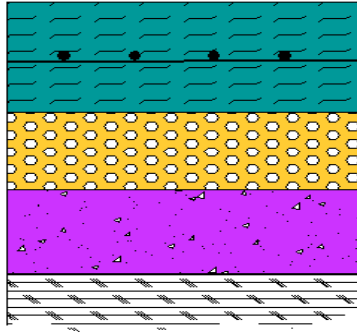
taglio in corrispondenza del giunto.

Sovrastrutture rigide continue armate RC

TIPO: A, B, C, D, corsie preferenziali

TIPO: A, B, C turistiche, D, E, F

TIPO: C, E, F

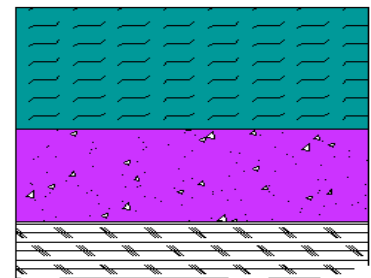
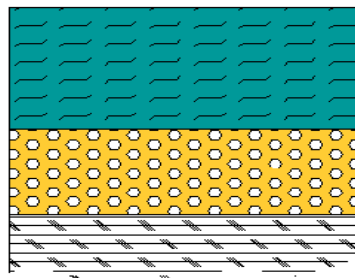
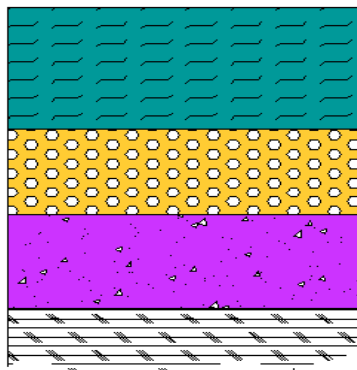







Sovrastrutture rigide in lastre non armate RG






TIPO: A, B, C, D, corsie preferenziali

TIPO: A, B, C turistiche, D, E, F

TIPO: C, E, F



-  Conglomerato bituminoso per strato di usura
-  Conglomerato bituminoso per strato di collegamento
-  Conglomerato bituminoso per strato di base
-  Misto cementato per strato di base
-  Misto granulare non legato

-  Lastra calcestruzzo non armata senza giunti
-  Lastra calcestruzzo armata con giunti
-  Lastra in calcestruzzo armato con giunti
-  Calcestruzzo ad armatura continua
-  Sottofondo

Le pavimentazioni in calcestruzzo ad armatura continua sono caratterizzate dall'assenza di giunti trasversali, ad eccezione di quelli in corrispondenza di opere d'arte e quelli di costruzione, e dalla presenza di un'armatura avente la funzione di assorbire le tensioni dovute ad effetti igrotermici e di limitare l'ampiezza delle lesioni nel calcestruzzo.

Rispetto alle pavimentazioni a lastre non armate, esse hanno il vantaggio di garantire maggior regolarità superficiale, minori esigenze di manutenzione ed elevata durata della vita utile. Di contro, esse richiedono un maggior costo iniziale e una maggior complessità costruttiva.

Per assicurare buone prestazioni in termini di aderenza, la superficie delle pavimentazioni in calcestruzzo viene sottoposta a trattamenti superficiali. Le principali tecniche oggi utilizzate sono:

- striatura del calcestruzzo fresco (plastic concrete grooving) – operata utilizzando pettini con dispositivi metallici o in PVC;
- striatura del calcestruzzo indurito (grooving) – realizzata mediante lame diamantate;
- dénudage – trattamento chimico che rallenta la presa del calcestruzzo, seguito dall'asportazione della malta cementizia con conseguente esposizione degli inerti;
- cloutage – inserimento mediante vibrazione sulla superficie del calcestruzzo ancora plastico di aggregati provenienti da frantumazione e con elevata resistenza alla levigatura.

Nei trattamenti di striatura si fa attenzione a realizzare solchi con interassi irregolari per ottenere una minore rumorosità.

Negli ultimi decenni si è assistito ad una progressiva diminuzione di interesse nei confronti delle pavimentazioni in calcestruzzo per motivi economici (eccessivo costo dei materiali rispetto alla soluzione di pavimentazione flessibile) e per motivi tecnici (complessità della lavorazione e di manutenzione).

Le pavimentazioni flessibili

Le pavimentazioni flessibili sono caratterizzate dall'avere lo strato superficiale e lo strato di base costituiti da miscele di aggregati e legante bituminoso.

Lo strato superficiale delle sovrastrutture flessibili è a sua volta suddiviso in due parti, di seguito illustrate.

Strato di usura. È direttamente sollecitato dall'azione dei veicoli e dagli agenti climatici. Gli aggregati lapidei di cui è composto, qualitativamente migliori rispetto a quelli impiegati negli altri strati, devono avere un'ottima resistenza all'usura e agli elementi atmosferici, presentare spiccata microrugosità e forma poliedrica. I conglomerati tradizionali utilizzati per lo strato di usura hanno una percentuale di vuoti inferiore al 5% e sono costituiti miscelando a caldo gli inerti con bitume non modificato in percentuali oscillanti tipicamente tra il 4,5 e il 6% in peso. Gli spessori variano in genere dai 3 ai 5 cm.

Strato di collegamento (binder). Sottostante al precedente, ne integra le funzioni portanti e assicura la collaborazione con gli strati inferiori. Gli aggregati utilizzati in tale strato devono assicurare resistenza meccanica e a fatica ma, non dovendo garantire aderenza e resistenza all'usura, sono soggetti a restrizioni minori rispetto a quelli del manto superiore. La struttura dello strato di binder può essere anche semiaperta con percentuali di vuoti oscillante tra il 4 e l'8% mentre il tenore di bitume varia tra il 4 e il 6%. Lo strato di binder è ancorato agli strati adiacenti per mezzo di mani d'attacco realizzate con idoneo legante bituminoso (solitamente emulsioni bituminose). Lo spessore in genere varia tra 4 e 8 cm.

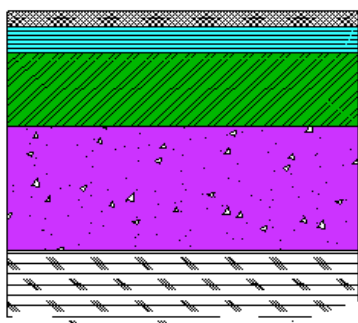
Lo *strato di base* deve ripartire i carichi verticali ed assorbire, deformandosi, l'azione flettente trasmessagli dagli strati superficiali. È formato da conglomerati bituminosi piuttosto rigidi contenuti basse percentuali di bitume (3,5÷5%) tanto che si parla anche di misti bitumati. Solo in caso di

strade soggette a scarsi volumi di traffico pesante, come strade locali o di quartiere, è possibile realizzare la strato di base in misto granulare eventualmente stabilizzato. Lo spessore è compreso tra i 10 e i 20 cm.

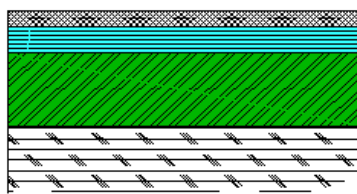
Lo *strato di fondazione* è generalmente costituito da misto granulare o da terre stabilizzate adeguatamente compattati. La stabilizzazione viene effettuata nel caso in cui non siano disponibili aggregati che soddisfino le caratteristiche fisiche e di portanza richieste. Essa consiste nel miglioramento di tali proprietà mediante la semplice correzione granulometrica o tramite l'impiego di leganti come calce, cemento o bitume. L'altezza di uno strato di fondazione oscilla da 15 a 35 cm in funzione anche della capacità portante del sottofondo.

Sovrastrutture flessibili F

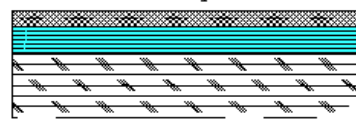
TIPO: A, B, C, D, E, F



TIPO: A, B, C, D, E, F



TIPO: E, F urbane con sottofondo buono e traffico scarso corsie preferenziali



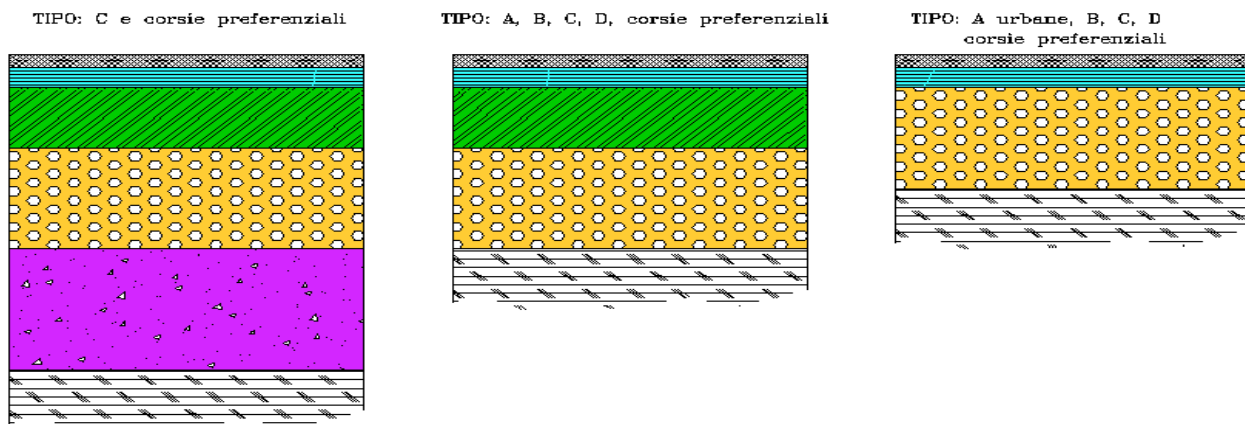
I requisiti fisico-meccanici, cui devono rispondere i materiali utilizzati nel confezionamento dei vari strati della sovrastruttura e i fusi granulometrici degli aggregati, sono fissati nei capitolati d'appalto in funzione delle prestazioni che si vogliono raggiungere per determinate condizioni di progetto.

Le pavimentazioni semirigide

Le pavimentazioni semirigide nascono come evoluzione delle pavimentazioni flessibili per far fronte alla richiesta di maggiore portanza provocata dall'incremento nel tempo dei volumi e dei carichi da traffico.

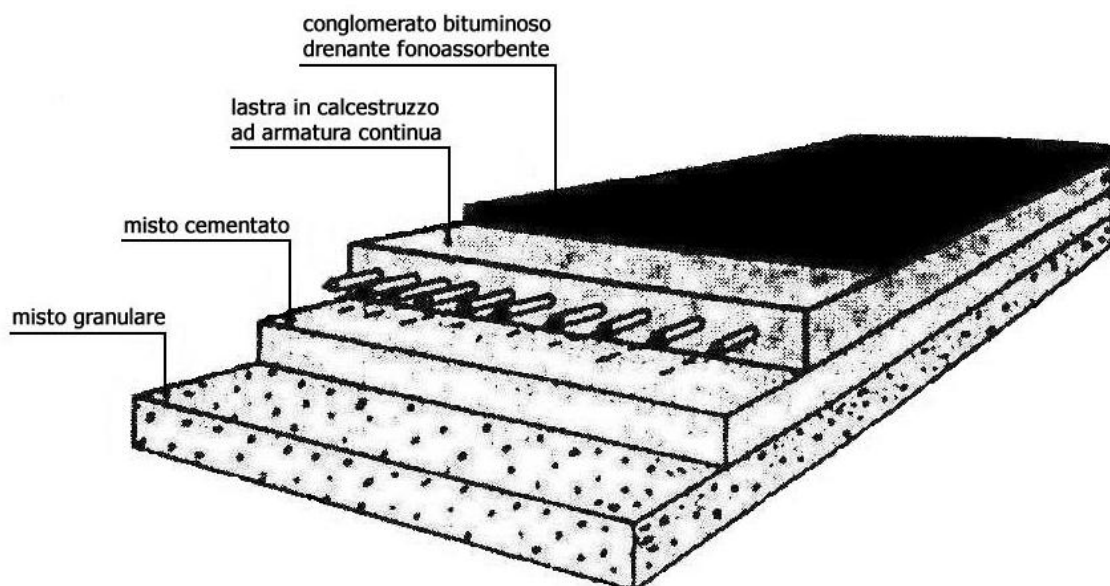
A differenza delle pavimentazioni flessibili, esse presentano l'inserimento tra lo strato di base e quello di fondazione di uno strato in misto cementato. Questo nuovo elemento può andare a ridurre lo spessore dello strato non legato di fondazione (soluzione utilizzata in Italia) oppure quello dello strato in misto bitumato (sistema adottato ad esempio in Francia). Grazie alla sua maggior rigidità, lo strato in misto cementato consente di ridurre le deformazioni di trazione negli strati superficiali e quindi di aumentarne la durata nei confronti della fatica. Una rigidità troppo elevata potrebbe però portare ad una eccessiva concentrazione di tensioni di compressione verticali negli strati superiori con conseguente formazione di lesioni. Per evitare tale inconveniente la percentuale in peso di legante solitamente impiegata è del 2÷2,5%.

Sovrastrutture semirigide SR



Le pavimentazioni composite polifunzionali (PCP)

Esse sono utilizzate nelle pavimentazioni autostradali ed hanno la struttura di una pavimentazione rigida ad armatura continua con l'aggiunta, al di sopra della lastra di calcestruzzo, di uno strato di usura in conglomerato bituminoso drenante e fonoassorbente. Tale soluzione unisce i vantaggi delle pavimentazioni rigide e di quelle flessibili: fornisce, come le prime, una elevata e durevole capacità portante (30 milioni di assi equivalenti da 82 kN) e, come le seconde, garantisce caratteristiche superficiali di facile riqualificazione.



I LEGANTI ORGANICI

Il bitume puro

Il bitume è un composto idrocarburico derivato dalla distillazione frazionata del petrolio grezzo. Dal punto di vista chimico è formato principalmente da carbonio (81÷88%) e idrogeno (8÷10%),

nonché da zolfo, ossigeno e azoto in minori percentuali. I composti che derivano dalla combinazione di tali elementi possono suddividersi in tre categorie:

- asfalteni, strutture complesse insolubili nel normale pentano, solide a temperatura ambiente ed aventi aspetto granulare e colore bruno. Determinano il comportamento del bitume (viscoso, elastico o plastico) al variare della temperatura e la resistenza alle sollecitazioni meccaniche;
- malteni, aromatici o saturi, sono il componente più fluido del bitume ed influiscono sul suo comportamento a temperature elevate;
- resine, composti chimici solubili in aromatici, viscosi a temperatura ambiente e con notevoli proprietà adesive, rendono il legante bituminoso duttile e adesivo.

Al bitume è attribuita una struttura colloidale in cui nuclei detti micelle, formati da asfalteni circondati da resine, sono dispersi in una matrice di oli maltenici. Il comportamento reologico del bitume dipende dallo stato di aggregazione delle micelle e dunque dal rapporto tra asfalteni, resine e malteni. Per carenza di asfalteni il bitume presenta consistenza ridotta ed è più suscettibile alle deformazioni. La mancanza di resine determina scadenti proprietà alle basse temperature e la segregazione degli asfalteni che tendono a reticolare. Basse percentuali di malteni rendono il legante duro e di difficile manipolazione.

La classificazione di un bitume si basa sulla determinazione di precise caratteristiche:

- penetrazione a 25°C: è un indice della consistenza di un bitume ed esprime in dmm la penetrazione di un ago normalizzato caricato per 5s con 100g in un provino condizionato per 1h a 25°C (UNI EN 1426);
- punto di rammollimento: è la temperatura cui convenzionalmente il bitume inizia a perdere le caratteristiche di plasticità e viene determinata mediante la prova Palla-Anello (UNI EN 1427);
- punto di rottura Fraas: indica la temperatura di innesco di fessure su uno spessore noto di bitume (UNI EN 12593). È un parametro indicativo del comportamento del legante alle basse temperature;
- punto di infiammabilità: rappresenta la temperatura alla quale il bitume si accende in presenza di una fiamma. Tale temperatura può essere determinata mediante due prove distinte: la COC (Cleveland Open Cup) (UNI EN 22592) e la PMCC (Pensky- Martens) (UNI EN 22719) ed è importante per lo stoccaggio e la lavorazione del bitume);
- solubilità: serve per determinare la presenza di eventuali cariche inerti aggiunte all'interno del bitume (UNI EN 12592);
- resistenza all'invecchiamento: il bitume risente della presenza di ossigeno, delle radiazioni ultraviolette, dei trattamenti termici subiti, e delle condizioni di esercizio. Questi fattori



determinano con il passare del tempo l'indurimento del materiale e un peggioramento delle prestazioni meccaniche. La prova di invecchiamento RTFOT consiste nel sottoporre un campione di bitume alla temperatura di 163°C per 75min (UNI EN 12607) e misurare quindi la variazione di peso, la penetrazione residua e il punto di rammollimento.

È stato osservato che l'insorgenza dei principali difetti delle pavimentazioni flessibili, cioè deformazioni permanenti, fessurazione per fatica e rottura alle basse temperature, è correlata, tra le altre cose, con alcune grandezze reologiche del legante bituminoso. Le misure vengono effettuate sia sul legante tal quale, sia sottoposto a processi che simulano l'invecchiamento dovuto al processo di lavorazione (RTFOT, Rolling Thin Film Oven Test) e quello determinato dall'esercizio (PAV, Pressure Ageing Vessel). In particolare l'ormaiamento è influenzato dal valore di $G^*/\sin\phi$ misurato sul bitume originale, mentre la fatica dalla grandezza $G^*\sin\phi$ valutata sul bitume sottoposto a PAV e la rottura alle basse temperature dal coefficiente angolare m della curva $\log S(t)/\log t$ ricavata da una prova di creep.

Specifiche C.E.N. per bitumi stradali

(estratto dalla norma EN 12591/1999)

Grado	metodo E.N.	corrisp C.N.R.	unità di misura		20/30	30/45	35/50	40/60	50/70	70/100	100/150	160/220	250/330
Caratteristiche fondamentali													
Penetrazione @ 25°C	EN 1426	24/71	mm/10	min	20-30	30-45	35-50	40-60	50-70	70-100	100-150	160-220	250-330
Rammollimento	EN 1427	35/73	°C	min	55-63	52-60	50-58	48-56	46-54	43-51	39-47	35-43	30-38
Punto di infiammabilità	EN 22592 (1)	72/79	°C	min	240	240	240	230	230	230	230	220	220
Solubilità	EN 12592	48/75	%	min	99	99	99	99	99	99	99	99	99
Resistenza all'invecchiamento	EN 12607-1	54/77											
- Variazione di peso	EN 12607-1	54/77	%	max	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.8	0.8	1.0	1.0
- Penetrazione residua	EN 1426	24/71	%	min	55	53	53	50	50	46	43	37	35
- Rammollimento dopo invecchiamento	EN 1427	35/73	°C	min	57	54	52	49	48	45	41	37	32
Caratt. Nazionali (2)													
Punto di rottura Fraass	prEN 12593	43/74	°C	max	-5	-5	-5	-7	-8	-10	-12	-15	-16
Resistenza all'invecchiamento													
- Variazione massima del rammollimento (3)	EN 1427	35/73	°C	max	10	11	11	11	11	11	12	12	12

Note:

Il punto di infiammabilità può essere determinato con il metodo ISO 2592 con COC (Cleveland Open Cup), per l'indagine sulla presenza di contaminanti può essere usato il metodo ISO 2719 con PMCC (Pensky-Martens). Il metodo con PMCC può dare valori più bassi del metodo con COC.

(1) Oltre a quelle indicate, che sono state scelte per l'Italia, nella norma sono riportate il contenuto di paraffina, la viscosità dinamica a 60°C, e la viscosità cinematica a 135°C.

(2) Variazione sull'originale prima della procedura di invecchiamento con RTFOT.

Il bitume modificato

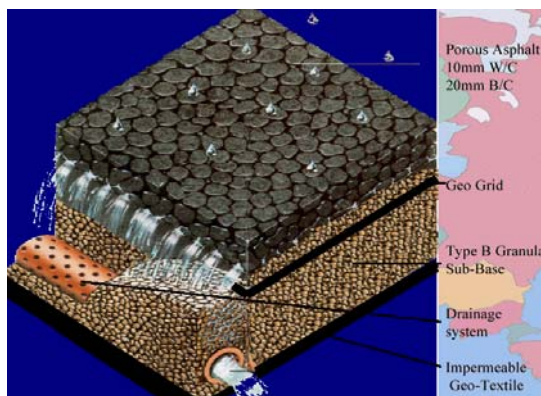
L'aggiunta al bitume puro di sostanze di natura diversa (generalmente polimeri) utilizzando sistemi meccanici e/o chimici, in condizioni particolari di pressione e temperatura, consente di modificare il comportamento originale del legante. Nella modifica del bitume vengono impiegati polimeri naturali o di sintesi che possono classificarsi come:

- plastomeri termoplastici, caratterizzati da un progressivo rammollimento al riscaldamento e dal passaggio allo stato liquido alla temperatura di fusione;
- elastomeri non termoplastici che, riscaldati, si decompongono prima di arrivare a fusione;
- elastomeri termoplastici, con caratteristiche intermedia rispetto ai precedenti.

Le principali tipologie di plastomeri sono l'etilene-metilacrilato (EMA), l'etilene-vinilacetato (EVA),

l'etilene-butilacrilato (EBA) e il polisobutylene (PIB). Gli elastomeri maggiormente diffusi sono lo stirene-butadiene-stirene (SBS), lo stirene butadiene (SB) e lo stirene-isoprene-stirene (SIS).

Non tutti i bitumi sono adatti ad essere modificati in quanto devono sussistere condizioni di compatibilità tra il legante e il polimero scelto dipendenti sia dalle caratteristiche del polimero scelto (ad es. peso molecolare, solubilità), sia dal rapporto asfalteni/malteni presenti nel bitume; gli asfalteni infatti contrastano la permanenza del polimero in soluzione, mentre i secondi svolgono la funzione di solventi. La modifica può essere di due tipi: si parla di modifica soft (o medium) nel caso in cui i valori di alcuni parametri varino in un intervallo ristretto, di modifica hard se si



influenza in maniera sostanziale il comportamento reologico e la suscettibilità termica del legante potendo assimilarli a quelli del polimero utilizzato. Le due tipologie di modifica differiscono, oltre che per gli effetti prodotti, per le tecnologie e per la quantità di polimeri impiegate.

Nel caso di modifica hard avviene il cosiddetto fenomeno dell'inversione di fase per cui si passa da una matrice di bitume in cui sono disperse le molecole di polimero, ad una fase polimerica continua nella quale risultano intrappolate le molecole di asfalteni. Poiché le proprietà della miscela sono determinate dalla fase dominante, nel primo caso sono influenzate fortemente dal contenuto di asfalteni del legante bituminoso, nel secondo caso dalle caratteristiche e dal dosaggio del polimero. Solitamente il contenuto di polimero per cui si verifica l'inversione di fase varia tra il 4 e il 6%.



I principali benefici apportati dalla modifica del legante sono:

- ampliamento dell'intervallo di elasto-plasticità;
- aumento del modulo complesso e diminuzione dell'angolo di fase;
- miglior comportamento alle basse e alle alte temperature;
- aumento della viscosità;
- maggior adesione agli inerti;
- maggior resistenza all'invecchiamento;
- aumento della resistenza a fenomeni di fatica;
- maggior resistenza all'ormaiamento.

Il miglioramento delle proprietà dei leganti modificati si può apprezzare osservando la risposta a prove di creep statico in cui la deformazione permanente è molto minore rispetto a quella registrata in un bitume puro.

Tab. 1 - SPECIFICHE TECNICHE PER L'INDIVIDUAZIONE E LA SCELTA DEI BITUMI MODIFICATI

(valide per condizioni climatiche normali nell'area mediterranea)

Classi di riferimento bitumi	Classe 1 10/30 - 70	Classe 2 30/50 - 65	Classe 3 (-) 50/70 - 65	Classe 4 50/70 - 60	Metodo d'analisi
Applicazioni tipiche suggerite	<ul style="list-style-type: none"> pavimentazioni ad alto modulo conglomerati alto modulo per strato di base e di collegamento 		<ul style="list-style-type: none"> tappeti d'usura drenanti e fonoassorbenti tappeti antisdrucchiolo (splittmastix asphalt, grenu e semigrenu) manti ultrasottili conglomerati chiusi ad alte prestazioni 	<ul style="list-style-type: none"> conglomerati tradizionali migliorati tappeti antisdrucchiolo (splittmastix asphalt, grenu e semigrenu) conglomerati aperti 	
Tipologia di strade e condizioni di traffico	<ul style="list-style-type: none"> strade extraurbane principali e secondarie piazze portcontainers piste aeroportuali Traffico molto pesante lento 	<ul style="list-style-type: none"> strade urbane, extraurbane principali e secondarie Traffico medio e pesante 	<ul style="list-style-type: none"> strade extraurbane di scorrimento Traffico medio veloce 	<ul style="list-style-type: none"> strade urbane, extraurbane principali e secondarie Traffico medio veloce 	
Penetrazione a 25°C (dmm)	10/30	30/50	50/70	50/70	CNR 24/71
Punto di rammolimento P&A (°C)	≥ 70	≥ 65	≥ 65	≥ 60	CNR 35/73
Punto di rottura Fraass (°C)	≤ -6	≤ -8	≤ -15	≤ -12	CNR 43/72
Viscosità dinamica a 160 °C (mPa x s)	≥ 600	≥ 400	≥ 400	≥ 250	ASTM D 4402 (Brookfield - S21, 20 rpm)
Ritorno elastico a 25°C (%)	≥ 50	≥ 50	≥ 75	≥ 50	DIN 52013
Stabilità allo stoccaggio Δ pen (dmm) e P&A (°C)	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 5	EN 13399
Invecchiamento (RTFOT) (variazione di P&A in °C)	+/- 5	+/- 5	+/- 5	+/- 5	CNR 54/77
Invecchiamento (RTFOT) (penetrazione residua %)	≥ 60	≥ 60	≥ 60	≥ 60	CNR 54/77
Coesione a + 5°C (J/cm ²)	≥ 5	≥ 5	≥ 5	≥ 5	Pr EN

(1) Per bitumi modificati con plastomeri il valore di ritorno elastico potrà essere inferiore al 75% ma maggiore di 50% e la viscosità maggiore di 300 mPa x s.

Le emulsioni bituminose

L'emulsione bituminosa è una dispersione di bitume in acqua. Per disperdere il bitume è necessario utilizzare energia meccanica di taglio e un agente tensioattivo o emulsionante.

Scientificamente, una emulsione è un sistema eterogeneo termodinamicamente instabile, che include almeno due fasi, delle quali una (il bitume) è dispersa nell'altra (acqua) sotto forma di goccioline.

I leganti di base utilizzati per la fabbricazione delle emulsioni bituminose ed impiegati per la costruzione e la manutenzione delle pavimentazioni stradali, sono "bitumi puri" o "bitumi modificati con polimeri", eventualmente fluidificati o flussati.

Il bitume è un prodotto petrolifero proveniente dalla raffinazione del greggio, dotato di proprietà leganti, impermeabilizzanti e resistente alla maggior parte degli acidi, dei sali e degli alcali.

La qualità del bitume in commercio dipende dal greggio d'origine ma anche dal processo che esso subisce in raffineria. A secondo del processo, si distinguono infatti diversi tipi di bitume: bitume da distillazione diretta, bitume da visbreaking, bitume ossidato, ecc.

Il bitume, le cui specifiche tecniche sono riportate nella norma EN-12591, viene prodotto in diverse gradazioni, differenziabili dalla prova di penetrazione. Il contenuto di bitume in una emulsione può variare dal 50 al 70% (in Italia, esiste un limite fiscale che impone una quota massima del 69%).

I componenti di una emulsione bituminosa sono:

- *bitume* - I bitumi impiegati nella produzione di emulsioni sono sia tradizionali che modificati e, al giorno d'oggi, di qualsiasi gradazione, anche quelle più dure. La percentuale varia tra

il 50% e il 69% (massimo imposto dalla normativa);

- *acqua* – non deve contenere né impurità organiche né minerali. A volte è necessaria l'aggiunta di idrossido di sodio o di potassio per renderla leggermente alcalina;
- *emulsionanti* (o tensioattivi) – sono prodotti che favoriscono la dispersione del bitume in acqua e, dopo la rottura dell'emulsione, l'adesione del legante agli aggregati. Sono caratterizzati dall'avere un gruppo polare, che conferisce loro le proprietà idrofile (adesione alle molecole d'acqua), e una catena idrocarburica apolare che li rende lipofili (adesione al bitume). Si distinguono in anionici (sapori di acidi grassi) con gruppo polare caricato negativamente, e cationici (ammine non aromatiche o sali di ammonio) con parte polare caricata positivamente. Poiché le sostanze emulsionanti sono insolubili in acqua è necessario trasformarle in saponi mediante reazioni chimiche con acido cloridrico (emulsioni acide) o soda (emulsioni basiche). Il quantitativo impiegato è solitamente molto basso (0,3÷1%).

La classificazione delle emulsioni avviene sulla base di tre caratteristiche:

- *carattere ionico*: si dividono in anioniche (basiche) e cationiche (acide). Le prime conferiscono al bitume carica negativa, le seconde carica positiva;
- *percentuale di bitume residuo*, ossia la percentuale di bitume in emulsione;
- *velocità di rottura*: indica il tempo che impiega l'acqua a separarsi dal bitume facendo iniziare la presa. Una emulsione può così essere super rapida (RR), rapida (R), media (M), lenta (L) o sovrastabilizzata (LL).

La velocità di rottura è influenzata da molti fattori come la temperatura dell'emulsione, quella dell'ambiente, la natura degli inerti, le dimensioni delle particelle di bitume disperse, le modalità di esecuzione del lavoro. Il fenomeno della rottura si articola in più stadi: decantazione, durante la quale i globuli di bitume sedimentano, flocculazione, in cui le particelle si avvicinano, e coagulazione, quando i globuli si fondono tra di loro. Successivamente alla rottura si verifica la presa, ossia la fase in cui il bitume perde l'acqua rimasta al suo interno e disperde le componenti più volatili fino ad aderire completamente all'aggregato. Il meccanismo di adesione è funzione sia della natura dell'emulsione (acida o basica) che di quella degli inerti. Nel caso di emulsione anionica e aggregato acido (silice, quarziti, porfidi, basalti) non si verifica adesione tra legante e aggregato ed è per questo motivo che l'uso di emulsioni basiche è sempre minore, seppur esse siano di più facile produzione e più economiche. Gli impieghi principali delle emulsioni bituminose nella tecnica stradale sono la formazione di mani d'attacco, il riciclaggio a freddo del conglomerato bituminoso, i trattamenti superficiali e microtappeti colati a freddo (slurry seal).

I LEGANTI INORGANICI

I leganti inorganici, sia aerei che idraulici, hanno in comune la capacità di reagire con l'acqua dando origine a prodotti con proprietà leganti. La miscela legante+acqua impiega un certo tempo, detto presa, per consolidarsi e successivamente un periodo più lungo (indurimento) per esplicare al massimo le proprietà meccaniche. I leganti aerei sono così chiamati perché il processo

di indurimento necessita della presenza di aria, mentre immersi in acqua o a contatto con essa vi si sciolgono; i leganti idraulici, al contrario, sono insolubili in acqua, e il processo di indurimento, per alcuni di essi, può avvenire anche quando il materiale è completamente immerso in acqua. In entrambi i casi la presa deve avvenire in presenza del rapporto acqua/legante prescelto. I leganti inorganici utilizzati nell'ambito delle costruzioni stradali sono la calce aerea e il cemento.

La calce aerea

La calce aerea (CaO) è un legante aereo derivato dalla cottura a circa 1000°C del carbonato di calcio (CaCO_3) la cui azione legante si esplica quando entra in contatto prima con l'acqua e successivamente con l'anidride carbonica presente nell'aria. Una cottura insufficiente o troppo spinta e la presenza di impurità provocano una idratazione molto lenta. Dallo spegnimento della calce viva (CaO) con la quantità stechiometrica di acqua si ottiene una polvere secca detta calce idrata. La calce viene principalmente impiegata nelle opere di miglioramento e stabilizzazione del sottofondo e raramente dello strato di fondazione. Vengono trattate a calce terre con forte componente limo-argillosa al fine di ridurre la suscettibilità all'acqua, l'umidità naturale del terreno e migliorarne la lavorazione; solo nel caso di terreni a comportamento pozzolanico si ottiene un miglioramento delle proprietà meccaniche.

La calce idrata viene inoltre impiegata nella produzione di conglomerati bituminosi a caldo.

Il cemento

Il cemento viene ottenuto cuocendo a circa 1400°C una miscela di calcare e argille in modo da consentire la reazione tra carbonato di calcio, silicati, alluminati e ossidi di ferro così da sviluppare le proprietà idrauliche. Il prodotto della cottura è il clinker i cui costituenti sono il silicato bicalcico (C_2S) e tricalcico (C_3S), l'alluminato tricalcico (C_3A) e l'alluminato ferrotetracalcico (C_4AF). Dalla macinazione del clinker si ottiene il cemento Portland o cementi di miscela nel caso vengano aggiunte pozzolane, loppe d'altoforno e ceneri volanti. Nella tecniche delle costruzioni stradali vengono utilizzati cemento Portland e, al fine di aumentare la resistenza nei confronti dell'attacco di solfati, cementi pozzolanici. La presenza di solfati infatti porta alla formazione di un composto, detto ettringite, che rallenta il processo di presa e provoca dannosi aumenti di volume. La velocità di presa è influenzata inoltre dalle dimensioni delle particelle, e dunque dal processo di macinazione, dipendendo dalla superficie specifica della fase solida. Altro fattore molto importante nella lavorazione del cemento è il quantitativo di acqua fornito all'impasto: un eccesso di umidità porta infatti alla formazione di un solido poroso con scarsa resistenza meccanica.

Il cemento viene utilizzato nelle opere di stabilizzazione di sabbie, di ghiaie e di misti granulari non plastici, destinati a strati di sottofondo e di fondazione, quando è necessario un miglioramento delle loro prestazioni meccaniche. In questi casi infatti la calce, essendo un legante aereo, non riuscirebbe ad indurire e dunque non determinerebbe alcun incremento di resistenza. Ulteriore impiego del cemento è nella formazione di strati in misto cementato per strati di fondazione e di base di strade a elevati carichi da traffico.

ANALISI DEL TRAFFICO

Il dimensionamento di una sovrastruttura stradale oltre che dalla portanza del piano di posa del sottofondo e dalla resistenza meccanica dei singoli strati, dipende dalla composizione e dalla entità del traffico, valutato tra l'entrata in esercizio e il termine della vita utile dell'infrastruttura. L'analisi completa del traffico dovrebbe tenere conto oltre che del numero ed entità dei cicli di carico, anche delle fluttuazioni giornaliere e stagionali, della composizione degli assi dei differenti veicoli, delle variazioni di velocità. Tale operazione rappresenta un impegno oneroso se condotta su un'arteria esistente e diviene molto complessa ed incerta se occorre proiettarla nel futuro. L'applicazione di modelli verificati attraverso approfondite ed estese indagini può risultare di grande aiuto mantenendo però larghi margini di approssimazione, in particolare per quanto riguarda la composizione del traffico pesante. Infatti, al fine del dimensionamento, risultano fondamentali le sollecitazioni dovute al passaggio degli *autocarri*, rispetto alle quali possono essere ritenute trascurabili quelle dovute al traffico leggero (autovetture) anche se questo è di gran lunga più elevato come entità numerica. Occorre anche tener presente che i mezzi pesanti esercitano la propria azione in modo diverso a seconda del carico massimo raggiungibile ed in relazione alla distribuzione di tale carico sui differenti assi e ruote.

Le sollecitazioni risultano più gravose quando sono ripetute, quando le ruote passano sempre sullo stesso punto; nella realtà ciò non si verifica esattamente, ma in genere si riscontrano dispersioni rispetto alla traiettoria media che dipendono oltre che da fattori soggettivi, dalla larghezza dell'area di impronta, dalla larghezza delle corsie, dai volumi di traffico, etc..

Il primo aspetto che occorre considerare è quello di sapere quale è il numero medio di assi n_a per veicolo pesante. Si possono considerare i seguenti valori:

	Tipo di strada	numero medio di assi
1	Autostrada extraurbana	2,73
2	Autostrada urbana	2,05
3	Strade extraurbane principali e secondarie a forte traffico	2,53
4	Strade extraurbane secondarie ordinarie	2,12
5	strade extraurbane secondarie turistiche	2,08
6	Strade urbane di scorrimento	2,05
7	Strade di quartiere e locali	2,00
8	Corsie preferenziali	2,00

Dal prodotto di tali coefficienti per il numero di veicoli commerciali che transitano si ottiene il numero di assi cercato. Viene definito dalle norme CNR (Catalogo Italiano delle Pavimentazioni Stradali) "Veicolo Commerciale" quello con massa complessiva maggiore di 3 t.

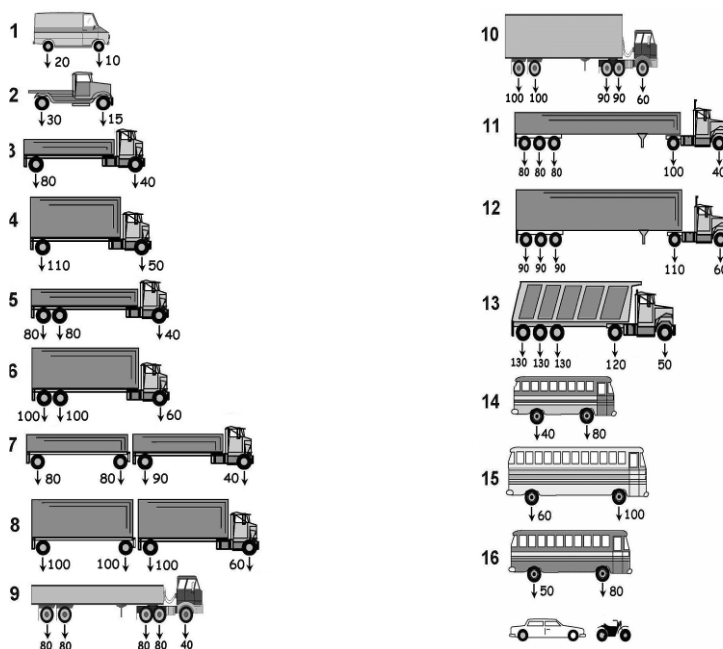
Al fine di rendere più semplice il calcolo si sono sviluppati in passato diversi metodi che trasformano i generici assi in assi equivalenti standard. In Italia attualmente l'asse standard di riferimento è un asse singolo a ruote gemellate di 12 t, anche se il Catalogo delle Pavimentazioni, non fa esplicito riferimento ad esso ma fornisce gli spettri di traffico commerciale per diverse categorie di veicoli. Al fine della verifica statica della sovrastruttura interessa conoscere quale sarà il massimo carico che

transiterà su di essa. Questo può essere individuato nella configurazione dei carichi eccezionali (60 t su 3 assi gemellati) come previsti dal D.M. LL.PP. del 4.5.1990 per il progetto strutturale dei ponti stradali.

I metodi di calcolo sviluppati fanno riferimento talvolta (Biroulia-Ivanov) al numero N di passaggi di assi standard per giorno sulla corsia di marcia normale in un giorno dell'ultimo anno di vita utile, altre volte al numero A_n annuale all'anno n-esimo. Al fine di verificare la sovrastruttura nei confronti dell'instaurarsi di possibili fenomeni di fatica, legati al ripetersi dei carichi, interessa invece conoscere il numero N_c cumulato di cicli di carico che si verificherà lungo tutto l'arco della vita utile. Per poter valutare i valori cumulati a partire da valori attuali occorre ipotizzare il tasso di accrescimento del traffico; generalmente in assenza di sperimentazione diretta si assume 3%. Detto N_g il numero di assi giornalieri all'anno iniziale, n il numero di anni di vita utile ed r il tasso di accrescimento, il numero di assi cumulato che sono transitati fino all'anno n vale:

$$N_c = 365 \cdot N_g \cdot \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Con riferimento ad una tipica realtà stradale in Italia nella figura seguente sono indicate le diverse classi di veicoli presenti nel traffico, gli assi e i carichi. Le 16 tipologie mostrate sono assunte anche dal Catalogo delle Pavimentazioni come rappresentative del traffico commerciale.



Solitamente il dato di partenza è il traffico giornaliero medio TGM, che transita o si presume transiterà nell'infrastruttura nel primo anno di vita utile. Questo dovrà essere corretto per tener conto dei seguenti fattori:

- (n) numero anni vita utile, individua l'intervallo temporale durante il quale l'opera conserva la propria funzionalità;

- (r): evoluzione del traffico nel corso degli anni. È evidente che è estremamente difficile poter prevedere l'esatta evoluzione, ma in genere si assiste ad tassi di crescita maggiori nei primi anni che si riducono nel tempo. In mancanza di dati più precisi si può assumere un tasso compreso tra il 2 ÷ 3% nel primo periodo di vita utile, 1 ÷ 2% nel medio periodo di vita utile e 1% nell'ultima parte;
- (p_d) distribuzione del traffico per senso di marcia. In genere si può assumere che il TGM si suddivida equamente nelle due direzioni. In particolari situazioni, legate a fenomeni di pendolarismo si può verificare una diversa suddivisione (70% in un senso, 30% nell'altro);
- (p) percentuale di veicoli commerciali. Questa varia da valori nulli se il transito è interdetto a questa categoria di mezzi, fino ad assumere valori del 30÷40%. Valori medi sono compresi intorno tra 10÷15%;
- (p_l) percentuale di traffico commerciale che transita nella corsia lenta. Non tutti i veicoli definiti commerciali transitano nella corsia lenta; parte di questi, soprattutto quelli con minori carichi per asse, raggiungono velocità tali da impegnare anche le altre corsie. Di ciò si tiene conto ipotizzando che generalmente il 95% di tutti i veicoli commerciali transiti sulla corsia lenta;
- (d_t) la dispersione delle traiettorie. La traiettoria seguita dalle ruote, come già accennato, non è sempre la stessa, ma si disperde nell'intorno di una valore medio. Si tiene conto di ciò riducendo, in genere del 20%, il TGM;
- (C_{eq}) coefficiente di equivalenza è la distribuzione dei carichi del traffico commerciale. I veicoli che compongono la corrente veicolare non hanno gli stessi carichi per asse e, quindi, determinano livelli di sollecitazione differenti. Per poter rendere uniforme i risultati spesso si ricorre al concetto di asse equivalente a cui riferire tutti gli altri. Il legame di equivalenza è espresso in termini di danno o di deflessione prodotta e la progressione al crescere del carico non è semplicemente lineare ma di tipo esponenziale. Yoder ha proposto un'espressione del tipo $C_{eq} = 20.78(x/y)$ dove x è il peso dell'asse in esame ed y il peso dell'asse equivalente standard. Altra espressione molto diffusa è la cosiddetta legge della 4a potenza $C_{eq} = (x/y)^4$;
- (n_a) il numero medio di assi di un generico veicolo commerciale. Questo è compreso tra 2 e 5. Se si tiene conto della distribuzione delle differenti classi di veicoli commerciali, si può assumere un valore compreso tra 2,25 e 2,7.

Il numero N_c di assi cumulati alla fine della vita utile potrà determinarsi moltiplicando i TGM per i parametri suddetti:

$$N_c = 365 \cdot TGM \cdot p_d \cdot p \cdot p_l \cdot d_t \cdot C_{eq} \cdot n_a \cdot \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

Sistemazione del piano di posa.

Prima dell'inizio della costruzione delle sovrastrutture stradali, una volta eseguito lo scavo di sbancamento necessario per la formazione del sito d'impianto dell'opera, si dovrà provvedere alla preparazione del piano di posa; tale lavoro di scoticamento si esegue nel tratto con nuove fondazioni stradali e non in carreggiate già esistenti.

Una volta eseguito il taglio delle piante, l'estirpamento di ceppaie, di radici, di arbusti, ecc., occorre procedere alla rimozione della coltre vegetale, per una profondità minima di 20 cm, ed assicurarsi che il terreno sottostante al piano di posa sia idoneo a sopportare il peso dell'opera, senza che si verifichino cedimenti e rifluimenti. A questo scopo, il piano di posa di un rilevato dovrà essere accuratamente costipato mediante preventiva scarificazione dello stesso e opportuna umidificazione.

Effettuata quindi la rimozione dello strato vegetale sopraindicato, o della parte di fondazione stradale da ripristinare, si procederà in maniera diversa a secondo della natura dei terreni.

Qualora al disotto della coltre vegetale si rinvenisse un ammasso costituito da terreni A1, A2, A3, (secondo la classificazione C.N.R.) sarà sufficiente eseguire la semplice compattazione del piano di posa così che il peso del secco in sito (massa volumica apparente secca nelle unità S.I.) risulti pari al 90% del valore massimo ottenuto in laboratorio nella prova A.A.S.H.T.O. Mod. su un campione del terreno. Per raggiungere tale grado di addensamento si potrà intervenire, modificando l'umidità in sito, in modo che sia prossima al valore ottimo rilevabile dalla prova A.A.S.H.T.O. Mod.

Invece, nel caso in cui l'ammasso sottostante fosse costituito da terreni dei gruppi A4, A5, A6 è opportuno svolgere una attenta indagine per studiare in loco la soluzione più idonea alla luce delle risultanze dei rilevamenti geognostici, all'occorrenza estesi in profondità.

Tali provvedimenti, possono consistere in:

- approfondimento dello scavo di sbancamento, fino a profondità non superiori a $1,50 \div 2,00$ m dal piano di campagna, sostituzione del terreno in sito con materiale granulare A1, A3 od A2, sistemato a strati e compattato così che il peso secco di volume risulti non inferiore al 90% del valore massimo della prova A.A.S.H.T.O. Mod. di laboratorio; si renderà necessario compattare anche il fondo dello scavo mediante rulli a piedi di montone;
- approfondimento dello scavo come sopra indicato completato, dove sono da temere risalite di acque di falda per capillarità, da drenaggi longitudinali con canalette di scolo o tubi drenanti che allontanino le acque raccolte dalla sede stradale;
- sistemazione di fossi di guardia, soprattutto per raccogliere le acque superficiali lato monte, di tombini ed acquedotti in modo che la costruzione della sede stradale non modifichi il regime idrogeologico della zona.

Qualora si rinvenissero strati superficiali di natura torbosa di modesto spessore (non superiore a 2,00 m) è opportuno che l'approfondimento dello scavo risulti tale da eliminare completamente tali

strati. Per spessori elevati di terreni torbosi o limo-argillosi fortemente imbibiti d'acqua, che rappresentano ammassi molto compressibili, occorrerà prendere provvedimenti più impegnativi per accelerare l'assestamento (con pali di sabbia o mediante precompressione statica per mezzo di un sovraccarico) ovvero sostituire l'opera in terra (rilevato) con altra più idonea alla portanza dell'ammasso (per esempio, ponte o viadotto), secondo quanto disporrà la D.L.

Nei terreni acclivi si consiglia di sistemare il piano di posa a gradoni facendo in modo che la pendenza trasversale dello scavo non superi il 5%; in questo caso risulta sempre necessaria la costruzione lato monte di un fosso di guardia e di un drenaggio longitudinale se si accerta che il livello della falda è superficiale.

Nella formazione dei rilevati potranno impiegarsi i terreni provenienti dagli scavi purché appartenenti ad uno dei seguenti gruppi A1, A3 od A2, con l'avvertenza che i terreni del gruppo A3 (sabbie fini), essendo prevalentemente monogranulari, anche dopo energica compattazione non raggiungono valori elevati di peso secco di volume, per cui le relative scarpate, non opportunamente protette da uno strato di terra vegetale e da seminaggoni, sono suscettibili alle erosioni superficiali (ruscellamenti).

Anche i terreni A2 devono essere controllati con molta attenzione, scartando quelli dei sottogruppi A2-6 ed A2-7 con indice di plasticità elevato ($IP > 15$) soprattutto laddove sono da temere risalite di acqua per capillarità.

Gruppo	Sotto-gruppo	Frazione passante allo staccio UNI 2332			LL (limite liquido)	IP (indice di plasticità)	Indice di gruppo	Materiali caratteristici costituenti il gruppo	Caratteristiche come sottofondo	Azione del gelo	Ritiro o rigonfiamento	Permeabilità	Classificazione generale
		2	0,4	0,075									
A1	A1-a A1-b	<50	<30 <50	<15 <25	—	<6	0	ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane	da eccellente a buono	nessuna o lieve	nullo	elevata	Terre ghiaio-sabbiose
A3	—	—	>50	<10	—	—	0	sabbia fine					
A2	A2-4 A2-5 A2-6 A2-7	—	—	<35	<40 >40 <40 >40	<10 <10 >10 >10	0 <4	ghiaia o sabbia limosa o argillosa		media	nullo o lieve		
A4	—	—	—	>35	<40	<10	<8	limi poco compressibili	da mediocre a scadente	molto elevata	lieve o medio	media o scarsa	Terre limo-argillose
A5	—	—	—	>35	>40	<10	<12	limi fortemente compressibili					
A6	—	—	—	>35	<40	>10	<16	argille poco compress.		media	elevato		
A7	A7-5	—	—	>35	>40 IP < LL — 30	>10 — 30	<20	argille fortemente compressibili mediamente plastiche		elevata	elevato	scarsa o nulla	
	A7-6	—	—		>40 IP > LL — 30	>10 — 30		idern fortemente plastiche		media	molto elevato		
A8	—	—	—	—	—	—	—	torbe, detriti organici di origine palustre	inadatte				Torbe

L'ultimo strato che formerà il piano di posa della sovrastruttura sarà costituito, in ogni caso, da terreni che devono essere osservati con molta attenzione, scartando quelli dei sottogruppi A2-6 ed A2-7 sottogruppi A1-a od A2-4.

I terreni appartenenti ai gruppi A4 od A5 potranno essere accettati soltanto per rilevati che non superino 3,00 m di altezza.

I terreni dei gruppi A6 od A7, provenienti dagli scavi di trincea, anche se ad elevato indice di plasticità, potranno essere utilizzati solo se opportunamente corretti, e sempreché il tipo di trattamento adottato possa essere esteso ad un tronco ben definito di rilevato.

Le materie per la formazione dei rilevati possono provenire da cava di prestito, in tal caso saranno del gruppo A1 od A2 con l'avvertenza che l'ultimo strato, dello spessore di 30 cm, sia costituito da terreni dei sottogruppi A1-a od A2-4; questo strato, a giudizio della D.L., potrà essere costituito da altri materiali idonei, anche se non classificabili, come vulcanici, artificiali, rosticci di miniera, ecc..

Conclusioni

Dalle valutazioni effettuate i terreni in oggetto appartengono ai gruppi A1, A2, A3, per questo è sufficiente eseguire la semplice risagoma e compattazione del piano di posa.

Nella presente progettazione non ci sono rilevati, se di minima entità. Nello specifico, tra il picchetto 41 ed il picchetto 46 (si veda la tavola 3) si effettueranno dei riempimenti sfruttando i materiali di scavo su tutta l'ampiezza del tracciato. Detti materiali, frutto principalmente degli scavi di sbancamento e delle demolizioni in roccia (non da mina), saranno poggiati per strati a seguito di congrua vagliatura ed accuratamente cilindati.

Le specifiche voci di elenco prezzi prevedono infatti la posa ed il costipamento fino all'ottenimento dei valori prescritti in premessa.

A tergo del nuovo muro di sostegno è previsto infine un modesto ricoprimento, oltre il drenaggio immediatamente a ridosso del muro. Il rilevato, utile per la formazione del corpo stradale, verrà eseguito a strati orizzontali di 30 cm, disposti secondo le sagome prescritte dagli elaborati grafici di progetto; sarà successivamente soggetto a compattamento per ogni singolo strato, fino a raggiungere una densità superiore a 90% di quella massima AASHO modificata, per gli strati più bassi ed al 95% per lo strato superiore, di spessore non inferiore a 40 cm, a seguito di costante bagnatura.

DIMENSIONAMENTO DELLA SOVRASTRUTTURA**PREMESSA**

Il primo proporzionamento della sovrastruttura è stato effettuato con l'ausilio del "Catalogo delle Pavimentazioni Stradali" redatto dal Consiglio Nazionale delle Ricerche. Si è successivamente proceduto alla verifica della sovrastruttura stradale attraverso l'algoritmo di calcolo dell'"AASHTO GUIDE FOR DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES" che ha sostituito, ormai a tutti gli effetti, quello dell'"AASHTO Interim Guide".

Il metodo è basato sui risultati dell'esperimento AASHTO attraverso una nuova e più completa interpretazione della prova, oltre che sui risultati delle più recenti ricerche. Esso permette di ricavare, fissata "l'affidabilità" della soluzione, il numero totale di passaggi di assi standard di dato peso, che la pavimentazione è in grado di sopportare prima di decadere a un livello di funzionalità inaccettabile. Sono stati infine calcolati i cedimenti permanenti sotto carico verificando che essi restassero entro i limiti ammissibili.

L'obiettivo che ci si prefigge nella progettazione delle sovrastrutture è quello di assicurare, attraverso normali operazioni di manutenzione, un livello minimo di funzionalità per un prefissato lasso di tempo.

Traffico Previsto

La misura più rappresentativa e più comunemente usata per la rilevazione del traffico è il T.G.M. (Traffico Giornaliero Medio) derivante dal rapporto fra il numero complessivo dei veicoli transitati in un anno e i giorni dell'anno (365). Essa rappresenta la media giornaliera su base della domanda di traffico.

Il valore viene calcolato con "la formula di Ginevra", utilizzata dall'ANAS dal 1975:

$$TGM_{TOTALE} = TGM_{DIURNO} + TGM_{NOTTURNIO}$$

Il TGM_{DIURNO} ed il $TGM_{NOTTURNIO}$ sono a loro volta funzione del TGM rilevato in ben precisi giorni dell'anno rispettivamente dalle 7.00 alle 19.00 e dalle 19.00 alle 7.00.

Viene definito traffico giornaliero medio leggero il TGM dato dalla somma dei TGM relativi alle prime tre categorie di traffico ovvero: motoveicoli, autovetture con meno di 10 posti, autocarri con peso totale a carico autorizzato inferiore a 3 tonnellate.

Il volume di traffico considerato nel presente calcolo viene presupposto pari $TGM = 1000$ con una percentuale pari al 13% di traffico pesante, valori seppur indicativi e presumibilmente mai raggiungibili nell'arco della vita utile della struttura. Detto valore è chiaramente elevatissimo rispetto alla realtà del tracciato (se ne prevedono in realtà non più di poche decine), tuttavia viene preso a riferimento per ottenere un ottimo livello di durabilità della sovrastruttura.

Si presuppone inoltre che il tasso di accrescimento del traffico durante la vita utile sia del 3%.

Il numero totale di assi cumulati alla fine della vita utile, si determina secondo la relazione già vista sopra:

$$N_C = 365 \cdot TGM \cdot p_d \cdot p \cdot p_l \cdot d_t \cdot C_{eq} \cdot n_a \cdot \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

dove assumiamo i seguenti valori:

- 365 è il numero dei giorni in un anno;
- per "n" imponiamo 20 anni;
- per l'evoluzione del traffico nel corso degli anni "r" assumiamo il valore 0,03;
- per la distribuzione del traffico per senso di marcia "pd" si è assunto che il TGM sia suddivisa equamente nelle due direzioni ovvero $pd = 0,50$;
- per la percentuale di veicoli pesanti nel presente caso consideriamo $p = 13\%$;
- per la percentuale di traffico pesante che transita nella corsia lenta "pl", si è ipotizzato che il 100% di tutti i veicoli commerciali transiti sulla corsia lenta;
- per la dispersione delle traiettorie abbiamo considerato un valore di $dt = 0,80$;
- il coefficiente di equivalenza e distribuzione dei carichi del traffico pesante nel nostro caso è pari a $C_{eq} = 2,1361$
- per il numero medio di assi di un generico veicolo pesante "na" assumiamo il valore 2,5.

Per cui risulta:

$$N_c = 365 * 1000 * 0.5 * 0.13 * 1.00 * 0.8 * 2.1361 * 2.5 * (1 + 0.03)^{20} - 1 / 0.03 = 1274981$$

Portanza del Sottofondo

Il piano di posa della sovrastruttura stradale, sia nei tratti in trincea che in quelli in rilevato, dovrà garantire un valore minimo della portanza, individuato attraverso il modulo di deformazione M_d , a cui corrisponde un valore del modulo resiliente pari a circa:

$$M_r = CBR * 10 = \text{daN/cm}^2$$

Si definisce M_r quel valore del modulo resiliente del sottofondo, costante durante tutto l'anno solare, per il quale si avrebbe nella pavimentazione una variazione della funzionalità (ΔPSI) uguale a quella che si produce in presenza dei diversi valori assunti dal modulo resiliente nelle varie condizioni climatiche, che si hanno nell'anno. La portanza andrebbe valutata per ogni periodo (stagione) in cui essa si può supporre costante. In genere si possono definire almeno 4 periodi stagionali ciascuno caratterizzato da un M_{ri} .

Non disponendo di misure sperimentali si può fare riferimento alla Classifica di Casagrande, da cui, in relazione al tipo di sottofondo, determiniamo il CBR ottimo, il quale andrebbe opportunamente ridotto in funzione del presumibile contenuto d'acqua del terreno. C'è da dire che tale contenuto d'acqua non dovrebbe mai essere pari a quello di saturazione, inoltre è bene rimuovere il terreno vegetale e sostituirlo con 30-50 cm di terreno opportuno (classe A3, o A1, o eventualmente qualche sottoclasse dell'A2).

Pertanto si può dire che il CBR del terreno può variare dal CBR ottimo (in estate) a quello ottimo saturo (in inverno), questo ultimo è però un estremo che si ha in ipotesi di assenza di opere di difesa idraulica profonde.

La prova di portanza CBR viene eseguita su provini compattati in laboratorio con modalità analoghe a quelle della prova AASHTO modificata, tali provini vengono sottoposti a saturazione di 4 giorni in acqua, per rilevarne l'eventuale rigonfiamento e successivamente a penetrazione con

un pistone cilindrico di diametro standard. I carichi corrispondenti alle penetrazioni di 2,5 e 5,0 mm, rapportati a valori standard danno l'indice CBR del terreno. Nel caso in esame impostiamo un valore dell'indice CBR pari al 9%.

Condizioni climatiche

Vista la localizzazione dell'infrastruttura stradale, non avendo a disposizione dei dati relativi alla zona in esame, per caratterizzare le condizioni climatiche si è fatto riferimento ai dati riportati sul Catalogo delle pavimentazioni stradali del CNR più precisamente al caso delle temperature dell'Italia centrale riportate nella tabella che segue.

	TEMPERATURA MEDIA STAG. DELL'ARIA (°C)	MEDIA STAGION. ESCURS. TERMICA GIORNALIERA (°C)	RADIAZIONE SOLARE MEDIA STAG. (Kcal/m ² ,d)	VELOCITA' DEL VENTO MEDIA ANNUA (km/h)
INVERNO	4.5	6	2718	13
PRIMAVERA	11.5	7.5	5785	
ESTATE	22.0	10.6	3547	
AUTUNNO	14.0	8.3	6507	

IL PRIMO DIMENSIONAMENTO ATTRAVERSO IL CATALOGO DELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI

Il catalogo Italiano delle sovrastrutture è stato utilizzato per un primo dimensionamento della sovrastruttura, in esso sono indicati gli spessori minimi che ogni strato deve possedere; presenta delle schede per ciascuna tipologia di traffico del Nuovo Codice della strada, per il caso in esame, ovvero strada extraurbana secondaria ordinaria, considera un traffico composto prevalentemente di autovetture con le percentuali indicate nella tabella seguente.

Tab. 3 - Tipici spettri di traffico di veicoli commerciali per ciascun tipo di strada.

Tipo di strada	T i p o d i v e i c o l o															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1) autostrade extraurbane	12.2	----	24.4	14.6	2.4	12.2	2.4	4.9	2.4	4.9	2.4	4.9	0.10	----	----	12.2
2) " urbane	18.2	18.2	16.5	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.6	18.2	27.3	----
3) strade extr. principali e secondarie a forte traffico	----	13.1	39.5	10.5	7.9	2.6	2.6	2.5	2.6	2.5	2.6	2.6	0.5	----	----	10.5
4) strade extraurb. second. ordin.	----	----	58.8	29.4	----	5.9	----	2.8	----	----	----	----	0.2	----	----	2.9
5) " extr. second.-turistiche	24.5	----	40.8	16.3	----	4.15	----	2	----	----	----	----	0.05	----	----	12.2
6) " urbane di scorrimento	18.2	18.2	16.5	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.6	18.2	27.3	----
7) " " di quartiere e locali	80	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	20	----	----
8) corsie preferenziali	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	47	53	----

La portanza del sottofondo viene indicata solitamente tramite il modulo resiliente di progetto, ma se non si dispongono di dati necessari per la sua determinazione si utilizza l'indice di portanza CBR tramite opportuni coefficienti di correlazione. Nel caso in esame, come descritto in precedenza impostiamo un valore dell'indice CBR pari al 9%.

Altra caratteristica considerata nel CIP sono le condizioni climatiche, nel caso delle sovrastrutture flessibili e semirigide si sono considerate le temperature medie dell'Italia centrale, mentre per le altre quelle dell'Italia settentrionale, precisando che in effetti piccole variazioni climatiche non incidono sul comportamento stesso della sovrastruttura.

Le pavimentazioni inserite nel catalogo sono state dimensionate secondo i criteri dell'AASHTO

GUIDE, si tiene conto anche dell'indice PSI ovvero l'indice di sopravvivenza della sovrastruttura al termine della vita utile.

Il dato di ingresso del traffico all'interno del catalogo italiano delle pavimentazioni è il numero dei veicoli pesanti cumulato VC_c dato da:

$$VC_c = 365 \cdot 1000 \cdot 0.5 \cdot 0.13 \cdot 1.00 \cdot 0.8 \cdot (1 + 0.03)^{20} - 1 / 0.03 = 509993$$

Come possiamo evincere dalla tabella sotto riportata, nel caso di sovrastruttura flessibile, per un traffico cumulato di veicoli pesanti pari a 400.000 (il valore più vicino a quello reale), portanza del sottofondo CBR=9%; i valori forniti per gli strati della sovrastruttura risultano essere: strati superficiali rispettivamente tappeto e bynder in conglomerato bituminoso 4 e 5 cm, base sempre in conglomerato bituminoso di 8 cm e fondazione in misto granulare non legato di 15 cm.

N. 4F Modulo resiliente del sottofondo	STRADE EXTRAURBANE SECONDARIE - ORDINARIE					
	Numero di passaggi di veicoli commerciali					
	400.000	1.500.000	4.000.000	10.000.000	25.000.000	45.000.000
150 N/mm. ²						
90 N/mm. ²						
30 N/mm. ²						

TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA

CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI USURA
 CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI COLLEGAMENTO
 CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI BASE
 MISTO GRANULARE NON LEGATO

METODO EMPIRICO STATISTICO DELL'AASHTO GUIDE FOR DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES

Descrizione sintetica del metodo

Il metodo è empirico-statistico, basato cioè su osservazioni sperimentali dei parametri in gioco, i quali sono opportunamente correlati da funzioni di regressione in modo che i legami funzionali siano fisicamente corretti. Esso consiste nel determinare il numero di assi standard (l'asse standard è l'asse singolo con ruote gemelle da 18 kips = 80 kN = 8,2 t) che la pavimentazione può sopportare raggiungendo un fissato grado di ammaloramento finale (PSIf). Tale valore è funzione di vari parametri, quali caratteristiche meccaniche dei materiali, spessori degli strati, portanza del sottofondo, grado di ammaloramento finale che, per questioni di comfort e sicurezza, la pavimentazione può raggiungere, coefficiente di sicurezza (fissato attraverso l'affidabilità, ovvero

la probabilità che la pavimentazione resista al traffico che transita durante la sua vita utile).

Tali assi devono essere confrontati con il traffico pesante che si stima passerà durante la vita utile della pavimentazione sulla corsia più carica che nel presente caso, essendo la strada a due corsie di marcia una per ogni senso, è sempre la corsia di destra.

Poiché il traffico pesante che transita su strada è costituito da veicoli che si differenziano per numero di assi, carico per asse e tipologia di asse (singolo, tandem e tridem) è necessario determinare il numero di assi standard equivalenti, ovvero il numero di assi standard che determinano lo stesso danno alla pavimentazione provocato dai veicoli reali, o meglio dagli assi dei veicoli reali.

Il danno alla pavimentazione, nel metodo empirico probabilistico AASHTO, viene identificato in termini di riduzione di comfort e sicurezza percepiti dall'utente. Tali parametri vengono misurati attraverso il PSI del quale si è discusso in precedenza.

Per determinare il numero di assi standard che transiteranno, è necessario stabilire preliminarmente i coefficienti di equivalenza tra ciascun asse reale e quello standard. Tali coefficienti sono funzione di alcuni parametri, quali caratteristiche meccaniche dei materiali, spessori degli strati, grado di ammaloramento finale (per quanto riguarda la pavimentazione, carico per asse e tipologia di asse (per quanto riguarda gli assi stessi).

Noti i coefficienti di equivalenza di ciascun asse dei veicoli che compongono il traffico reale, bisogna determinare il coefficiente di equivalenza medio, che è funzione della composizione del traffico sulla strada in esame (ovvero dello spettro di traffico, cioè della frequenza relativa dei vari tipi di veicoli).

Infine, per determinare il numero di assi equivalenti che transiteranno sulla corsia più carica basta moltiplicare il coefficiente di equivalenza medio per il numero di veicoli commerciali che si stima transiteranno durante la vita utile della pavimentazione sulla corsia più carica. Per ottenere il numero di veicoli commerciali che transiteranno sulla corsia più carica della pavimentazione durante la vita utile, bisogna conoscere il TGM, la percentuale di veicoli pesanti P (%), la suddivisione del traffico pesante tra le corsie C (%), il tasso di incremento annuo del traffico r (%).

Determinazione dei parametri

Nel progetto delle pavimentazioni, l'obiettivo si sostanzia quindi attraverso la definizione di tre elementi:

- la vita utile, intesa come il numero di anni durante il quale la pavimentazione deve assicurare, attraverso normali operazioni di manutenzione, condizioni di funzionalità superiori allo stato limite;
- lo stato limite cioè il livello minimo di funzionalità della sovrastruttura ritenuto accettabile, superato il quale è necessario comunque intervenire;
- l'affidabilità cioè la probabilità che la sovrastruttura sia in grado di assicurare, con normali operazioni di manutenzione, condizioni di circolazione superiori allo stato limite per l'intera durata della vita utile.

La vita utile considerata è pari a 20 anni.

Lo stato limite è definito attraverso il parametro PSI, nel metodo di calcolo empirico statistico, mentre nei metodi di calcolo razionali si fa riferimento alla superficie di area affetta da fessurazione e alla profondità delle ormaie.

Il grado di efficienza della pavimentazione, noto anche come PSI (Present Serviceability Index), che esprime la misura della idoneità di questa ad assicurare la sicurezza della circolazione e le condizioni di confort per gli utenti, assume valori numerici compresi tra 0 (strada in pessime condizioni) e 5 (strada in ottime condizioni).

Il grado di efficienza ritenuto generalmente accettabile, per le strade extraurbane secondarie ordinarie, prima che si rendano necessari radicali interventi sulla pavimentazione è: $PSI = 2,5$.

Per quanto concerne la percentuale di *area fessurata limite* è stato fissato il valore pari al 10%, conformemente a quanto generalmente consigliato in letteratura.

Un importante aspetto che viene considerato nell'espressione dell'AASHTO è l'affidabilità.

L'affidabilità R , è la probabilità che la pavimentazione duri realmente per il periodo per il quale viene progettata. Nel metodo dell'AASHTO l'affidabilità R (*Reliability*) viene introdotta attraverso i coefficienti S_0 e Z_R . Esso tiene conto delle condizioni aleatorie che possono inficiare le previsioni di traffico e le prestazioni delle pavimentazioni.

L'affidabilità di un processo di dimensionamento della pavimentazione è la probabilità che la sezione dimensionata possa mantenersi in condizioni accettabili durante tutta la vita utile. S_0 rappresenta la deviazione standard nella predizione del traffico e della prestazione attribuita alla pavimentazione, mentre Z_R è l'ascissa della distribuzione standard ridotta. Pertanto il "Fattore di Affidabilità" di Progetto F_R è tale che:

$$F_R = \frac{W_t}{W_T} = 10^{-Z_R S_0}$$

Nel caso in esame, dal Catalogo Italiano delle Pavimentazioni, in relazione alla funzione della strada in esame, ovvero strada extraurbana secondaria ordinaria, è stata assunta:

$$R = 85\% .$$

Per ciascun valore di R esiste un ben determinato valore di deviazione standard ridotta Z_r , riportati nella tabella seguente:

R [%]	50	60	70	75	80	85	90	92	95	98	99	99.9
Z_i	0.000	-0.253	-0.524	-0.674	-0.841	-1.037	-1.282	-1.405	-1.645	-2.054	-2.327	-3.090

AASHTO Guide 1993

Table EE.9. Evaluation of reliability design factor for specified reliability and overall variance levels.

Lower Limit of S ₀ Range (S ₀ - 0.05) ²	Est. Std. Dev. S ₀	Reliability Level (R) - Corresponding Normal Curve Abcissa (Z _R)							
		R=90%	R=80%	R=70%	R=60%	R=50%	R=40%	R=30%	R=20%
.0600	.25	1.00	1.16	1.35	1.62	2.09	2.58	3.82	5.92
.0650	.26	1.00	1.16	1.37	1.65	2.15	2.68	4.03	6.36
.0702	.27	1.00	1.17	1.39	1.69	2.22	2.78	4.25	6.83
.0756	.28	1.00	1.18	1.40	1.72	2.29	2.89	4.48	7.33
.0812	.29	1.00	1.18	1.42	1.75	2.35	3.00	4.73	7.87
.0870	.30	1.00	1.19	1.44	1.79	2.42	3.12	4.99	8.45
.0930	.31	1.00	1.20	1.45	1.82	2.50	3.24	5.26	9.08
.0992	.32	1.00	1.20	1.47	1.86	2.57	3.36	5.55	9.75
.1056	.33	1.00	1.21	1.49	1.89	2.65	3.49	5.86	10.5
.1122	.34	1.00	1.22	1.51	1.93	2.73	3.62	6.18	11.2
.1190	.35	1.00	1.23	1.53	1.97	2.81	3.76	6.52	12.1
.1260	.36	1.00	1.23	1.54	2.01	2.89	3.91	6.88	13.0
.1332	.37	1.00	1.24	1.56	2.05	2.98	4.06	7.26	13.9
.1406	.38	1.00	1.25	1.58	2.09	3.07	4.22	7.66	14.9
.1482	.39	1.00	1.26	1.60	2.13	3.16	4.38	8.08	16.0
.1560	.40	1.00	1.26	1.62	2.17	3.26	4.55	8.53	17.2
.1640	.41	1.00	1.27	1.64	2.21	3.35	4.73	9.00	18.5
.1722	.42	1.00	1.28	1.66	2.26	3.45	4.91	9.49	19.9
.1806	.43	1.00	1.28	1.68	2.30	3.56	5.10	10.0	21.3
.1892	.44	1.00	1.29	1.70	2.34	3.66	5.29	10.6	22.9
.1980	.45	1.00	1.30	1.72	2.39	3.77	5.50	11.1	24.6
.2070	.46	1.00	1.31	1.74	2.44	3.88	5.71	11.8	26.4
.2162	.47	1.00	1.31	1.76	2.48	4.00	5.93	12.4	28.3
.2256	.48	1.00	1.32	1.78	2.53	4.12	6.16	13.1	30.4
.2352	.49	1.00	1.33	1.81	2.58	4.25	6.40	13.8	32.7
.2450	.50	1.00	1.34	1.83	2.63	4.38	6.65	14.6	35.1
.2550	.51	1.00	1.35	1.85	2.68	4.51	6.90	15.4	37.7
.2652	.52	1.00	1.35	1.87	2.74	4.64	7.17	16.2	40.4
.2756	.53	1.00	1.36	1.90	2.79	4.78	7.44	17.1	43.4
.2916	.54	1.00	1.37	1.92	2.84	4.92	7.73	18.1	46.6
.2970	.55	1.00	1.38	1.94	2.90	5.07	8.03	19.0	50.1
.3080	.56	1.00	1.39	1.97	2.96	5.22	8.34	20.1	53.8
.3192	.57	1.00	1.39	1.99	3.02	5.38	8.66	21.2	57.7
.3306	.58	1.00	1.40	2.01	3.07	5.54	9.00	22.4	62.0
.3422	.59	1.00	1.41	2.04	3.13	5.71	9.34	23.6	66.5
.3540	.60	1.00	1.42	2.06	3.20	5.88	9.71	24.9	71.4

Basandosi sui dati raccolti nel corso dell'AASHTO Road test, S_0 assume, per le pavimentazioni flessibili, un valore compreso tra $0,40 \div 0,50$: per questa verifica è stato considerato $S_0 = 0,45$.

La tabella EE.9 proposta dall'AASHTO Guide consente per un dato valore di affidabilità R e S_0 di determinare il valore di F_r .

Per $S_0 = 0,45$ e di $Z_r = -1,037$ corrisponde un valore di $F_r = 3,08$.

Pertanto il fattore da considerare nell'espressione analitica di dimensionamento è

$$Z_r \cdot S_0 = -1,037 \cdot 0,45 = -0,46665.$$

Si definisce asse standard ESAL (Equivalent

Single Axle Load) l'asse singolo con ruote gemellate variabile da 80 a 200 kN.

Tale fattore è negativo; ciò significa che a parità di altre condizioni il numero di ESAL sopportabili diminuisce. In altri termini se si volesse una migliore affidabilità il fattore $Z_r \cdot S_0$ diminuisce ulteriormente così come il numero di assi sopportabile (ESAL).

Calcolo del traffico in assi standard equivalenti

Nella metodologia proposta dall' "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures" i carichi di traffico sono rappresentati dal numero cumulado W_{18} di assi standard (ESAL) da 8,16 t (18 kip) ESAL = Equivalent Standard Axle Load. Questo rappresenta l'asse standard assunto dall'AASHTO pari a 18 chilopound). Poiché 1 Pound = 0.4536 Kg esso equivale a $18.000 \times 0.4536 \text{ Kg} = 8.164,8 \text{ Kg}$.

Pertanto si sono applicati i coefficienti di equivalenza tra assi di vario tipo, peso ed assi standard da 18 Kpounds suggeriti dall'AASHTO, in tal modo si sono calcolati il numero di assi standard da 8.2 t equivalenti al traffico transitante sulla corsia più caricata della strada in progetto, così come riportato nelle tabelle che seguono.

Il traffico è stato convertito in un numero di passaggi di assi standard equivalenti impiegando il criterio suggerito dall'AASHTO, avendo assunto:

- o TGM: 1000;
- o Tasso di crescita traffico durante la vita utile (r): 0.03;
- o Vita utile in anni (n): 20;
- o Numero giorni commerciali per settimana (gg): 5;
- o Numero settimane commerciali per anno ($n^\circ \text{ sett}$): 52;
- o Aliquota di traffico per direzione più carica (pd): 0.50;
- o Percentuale veicoli commerciali (p): 0.13;

- o Aliquota veicoli commerciali sulla corsia di marcia normale: 1.00;
- o Coefficiente di dispersione della traiettoria (d): 0.80;
- o Numero medio di assi per veicolo commerciale (na): 2.12;

Si ottiene:

Tipo veicolo commerciale	Percentuale %		Peso assi (ton)												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	0,00%	Numero di assi distribuiti per peso	1	1											
2	0,00%			1	1										
3	58,80%					1				1					
4	29,40%						1						1		
5	0,00%					1				2					
6	0,00%							1				2			
7	5,90%					1				2	1				
8	0,00%							1				3			
9	2,80%					1				4					
10	0,00%							1			2	2			
11	0,00%					1				3		1			
12	0,00%							1			3		1		
13	0,20%						1							1	3
14	0,00%					1				1					
15	0,00%							1				1			
16	2,90%						1			1					

Spettro di traffico (distribuzione delle 16 categorie dei veicoli considerati dal Catalogo Italiano delle Pavimentazioni)

Tipo veicolo commerciale	Percentuale %		Frequenze parziali degli assi												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	0,00%	Frequenza degli assi distribuiti per peso													
2	0,00%														
3	58,80%					58,8%				58,8%					
4	29,40%						29,4%						29,4%		
5	0,00%														
6	0,00%														
7	5,90%					5,9%				11,8%	5,9%				
8	0,00%														
9	2,80%					2,8%				11,2%					
10	0,00%														
11	0,00%														
12	0,00%														
13	0,20%						0,2%							0,2%	0,6%
14	0,00%														
15	0,00%														
16	2,90%						2,9%			2,9%					
						67,5%	32,5%			84,7%	5,9%		29,4%	0,2%	0,6%

Frequenza degli assi per ciascuna categoria di autoveicolo

Peso asse (ton)	Frequenza asse	Coefficiente equivalenza 4 [^]	Transiti da 8 t
1	0,0%	0,00024	0,00%
2	0,0%	0,00391	0,00%
3	0,0%	0,01978	0,00%
4	67,5%	0,06250	4,22%
5	32,5%	0,15259	4,96%
6	0,0%	0,31641	0,00%
7	0,0%	0,58618	0,00%
8	84,7%	1,00000	84,70%
9	5,9%	1,60181	9,45%
10	0,0%	2,44141	0,00%
11	29,4%	3,57446	105,09%
12	0,2%	5,06250	1,01%
13	0,6%	6,97290	4,18%
TOTALE	220,8%	TOTALE	213,61%

Frequenza parziale degli assi per ciascuna categoria di autoveicolo in transiti da 8t

Dalla prima tabella possiamo desumere rispettivamente la distribuzione del traffico totale in funzione del tipo di veicolo ed in funzione del peso degli assi, dalla seconda al passaggio di 100 veicoli pesanti, distribuiti secondo le percentuali riportate nella seconda colonna, la frequenza parziale degli assi sempre per ogni categoria di veicoli, dall'ultima, in funzione della frequenza degli assi parziali appena determinati ed in funzione della legge alla quarta potenza si sono determinati gli assi equivalenti di 8 t pari a 213,61 ai quali corrispondono un numero di transiti totali alla fine della vita utile pari a:

$$W_{18(\text{progetto})} = 1492371 \text{ assi da } 80 \text{ kN.}$$

Caratteristiche strutturali

Nel metodo ad ogni strato (di spessore H_i espresso in pollici) viene assegnato un coefficiente di struttura a_i , che rappresenta il contributo dello strato alla prestazione complessiva della pavimentazione.

Dello spessore e delle caratteristiche dei materiali costituenti i vari strati della pavimentazione si tiene conto nel calcolo mediante l'"Indice di Spessore" o "Structural Number" SN, il quale rappresenta un parametro indicativo della resistenza della sovrastruttura alle sollecitazioni di traffico:

$$SN_i = a_i H_i d_i$$

dove:

- o SN_i : numero di struttura dell'i-esimo strato [inch];
- o a_i : coefficiente di strato dell'i-esimo strato [adimensionale];
- o H_i : spessore dell'i-esimo strato [inch].
- o d_i : coefficiente di drenaggio dell'i-esimo strato.

Inoltre, si tiene conto del contributo dato dal sottofondo SNSG (structural number of subgrade). Il valore di SN viene, infine, valutato con la seguente espressione (inch):

$$SN = \sum_{i=1}^{n_{\text{strati}}} a_i H_i d_i + SNSG$$

Si ipotizza ora una sovrastruttura di tipo flessibile, secondo le indicazioni ottenute in fase di predimensionamento dal CTP, poggiante su un sottofondo con CBR 9%. Lo strato di fondazione è previsto in misto granulare non legato, mentre la base viene considerata in misto bitumato. Gli strati superficiali di binder e usura valutati sono in conglomerato bituminoso, rispettivamente aperto e chiuso. Gli spessori ed i coefficienti a_i , d_i assunti sono riportati nella tabella seguente:

STRATO	Spessore H_i (mm)	Coefficiente di drenaggio d_i	Coefficiente di spessore a_i	$H_i \times a_i \times d_i$	CBR
Sottofondo					9 %
Fondazione	---	1	0.12	---	
Base cementata	---	1	0.22	---	
Base bitumata	250	1	0.18	45.0	
Collegamento	70	1	0.40	28.0	

Usura	30	1	0.45	13.5	
			Totale	86.5	

Sono state assunte buone caratteristiche di drenaggio.

Da cui:

$$SNSG=1.145$$

$$SN=4.553$$

Calcolo del traffico sopportabile

L'equazione per la verifica delle pavimentazioni flessibili è la seguente:

$$\log W_{18} = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \log (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

in cui

- o W_{18} è il numero di passaggi di assi singoli equivalenti da 18 Kpounds (8.2t o 80kN) sopportabile;
- o Z_R è il valore della variabile standardizzata, legata all'"affidabilità" R ;
- o S_0 è la deviazione standard che tiene conto dell'errore che si commette nelle previsioni dei volumi di traffico e delle prestazioni della pavimentazione;
- o ΔPSI è la differenza fra il grado di efficienza iniziale e quello finale;
- o M_R è il modulo resiliente del sottofondo [Mpa];
- o SN è lo "Structural Number" o "Indice di Spessore" [cm].

Nel caso in esame sono stati assunti i seguenti parametri:

- o $R=85\%$
- o $Z_R=-1,037$
- o $S_0=0,45$
- o PSI iniziale = 4,20
- o PSI finale = 2,50
- o $\Delta PSI= 1,70$
- o $M_R = 90$ MPa che corrisponde a $MR = 90 \cdot 106 / 7136.2722 = 13053,39$ psi
- o $SN= 5,30$ cm

Risulta allora un traffico sopportabile pari a:

$$W_{18(\text{sopportabile})} = 32293004 \text{ assi da } 80 \text{ kN}$$

Verifica dello structural number della pavimentazione

Noto dunque il numero $W_{18(\text{sopportabile})}$ di passaggi di assi equivalenti da 8 t sopportabili dalla pavimentazione di assegnate caratteristiche, si verifica la relazione:

$$W_{18(\text{sopportabile})} > W_{18(\text{progetto})}$$

nel presenta caso risulta:

$$W_{18(\text{sopportabile})} = 32293004 > W_{18(\text{progetto})} = 1492371$$

Pertanto la sovrastruttura ipotizzata è verificata.

Calcolo dei cedimenti permanenti di origine viscosa (ormai)

Per la determinazione dell'entità del cedimento permanente complessivo di origine viscosa che si verifica nella pavimentazione sotto l'azione del traffico considerato si è utilizzata la metodologia proposta da J. Verstraeten. Questa vede l'impiego della seguente relazione:

$$\varepsilon_p(N) = H((\sigma_1 - \sigma_3) / |E^*|)(N/1000 f)^B$$

dove:

- o $\varepsilon_p(N)$ è la deformazione unitaria permanente in funzione del numero di ripetizioni di cicli di carico N;
- o σ_1 è la tensione principale verticale;
- o σ_3 è la tensione principale orizzontale (in condizione di assialsimmetria $\sigma_3 = \sigma_2$);
- o $|E^*|$ è il valore assoluto del modulo complesso del conglomerato;
- o N è il numero di ripetizioni carico (assi da 12t) pari a 10,20-12,7;
- o f è la frequenza di carico in Hz;
- o B è un coefficiente per il quale si assume un valore medio dell'ordine di 0,20;
- o H viene calcolato in funzione del rapporto $V_b / (V_b + V_v)$.

Il calcolo è stato eseguito con riferimento ai vari periodi climatici innanzi considerati. Per ciascun strato in conglomerato bituminoso si sono calcolate le deformazioni unitarie permanenti che, moltiplicate per gli spessori dei vari strati, hanno permesso di calcolare i corrispondenti cedimenti permanenti.

ε_p				
	INVERNO	PRIMAVERA	ESTATE	AUTUNNO
Usura	0.024554545	0.048548652	0.139205257	0.048642764
Usura	0	0	0	0
Usura	0	0	0	0
Usura	0	0	0	0
Binder	0.021010745	0.024050896	0.016317351	0.024618907
Binder	0	0	0	0
Binder	0	0	0	0
Binder	0	0	0	0
Base	0.03413905	0.062414668	0.08752811	0.047036101
Base	0.056272586	0.090520093	0.23066783	0.079863227
Base	0	0	0	0
Base	0	0	0	0

Deformazione unitaria permanente in funzione del numero di ripetizioni dei cicli di carico N alle varie profondità

Δh_i		
Usura	3	cm
Binder	7	cm

Base	10	cm
-------------	----	----

Abbassamento permanente in funzione dei cicli di carico

$$\Sigma \varepsilon_p \times \Delta h_i = 3,78 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

La somma di tali cedimenti, pari a 3,78 mm, ha fornito l'entità complessiva della profondità delle ormaie dopo 30 anni; avendo supposto che la manutenzione ordinaria avvenga dopo 20 anni, tale valore risulta certamente accettabile.

Conclusioni

Alla luce di quanto esposto, la pavimentazione che verifica le condizioni progettuali dovrebbe essere realizzata da uno strato di base in misto bitumato, con spessore pari a 25 cm, e da uno di finitura, composto dagli strati di collegamento ed usura rispettivamente di 7 e 3 cm, in conglomerato bituminoso.

Nella fattispecie si adotterà uno strato di fondazione di 20 cm in misto granulare non legato, pur opportunamente intasato e cilindrato, e uno strato di collegamento (binder) di 5 cm. Questo principalmente per due motivi.

Il primo è legato a ragioni di ordine economico: la realizzazione di una base in misto bitumato sarebbe eccessivamente onerosa per le specificità del tracciato.

Il secondo a considerazioni meramente tecniche: ovvero, nel processo di dimensionamento, condotto seguendo le norme di buona tecnica, sono stati introdotti molti fattori cautelativi che hanno condotto ad una sovrastima dei carichi effettivamente agenti. Infatti il tracciato in esame è caratterizzato da volumi di traffico notevolmente ridotti, anche rispetto alle categorie minime che i criteri di dimensionamento prevedono. Dunque, il rientrare nel parametro minimo di calcolo sicuramente sovrastima la sovrastruttura.

Con tali premesse si può concludere che la sezione stradale ipotizzata garantisca un ottimo compromesso tra economicità, performance e durabilità. Tale considerazione è avvalorata dalla risposta in esercizio dei tratti iniziale e terminale della medesima via, eseguita su progetto dello scrivente. In tali tratti è infatti stata adottata la stessa stratificazione e, a distanza di anni, la pavimentazione mantiene ottime caratteristiche superficiali e di resistenza.

Occorre anche sottolineare che in futuro, in seguito a disponibilità di fondi, sarà possibile completare la struttura con successive integrazioni della pavimentazione flessibile, mediante realizzazione del tappetino di usura.

PAVIMENTAZIONE IN CALCESTRUZZO ARCHITETTONICO

Per esigenze legate al rispetto delle peculiarità storiche ed architettoniche del contesto, come altrove ampiamente descritto, la via Marconi verrà trattata con una soluzione maggiormente coerente col contesto.

La soluzione è ricaduta su una pavimentazione in calcestruzzo architettonico, che garantisce buona resistenza meccanica (certamente inferiore alle pavimentazioni in conglomerato bituminoso) e migliore qualità estetiche e percettive.

La pavimentazione ghiaia a vista realizzata con calcestruzzo standard garantisce un aspetto totalmente naturale ed una valida durabilità nel tempo. Il colore base dato dagli aggregati si integra con l'ambiente con discrezione e armonia.

Per assicurare una perfetta integrazione nell'ambiente delle pavimentazioni si propone dunque un materiale con proprietà meccaniche ed estetiche date dall'aggiunta di particolari additivi all'impasto.

Questo procedimento, ormai diffuso ed apprezzato, consente di realizzare un prodotto a bassa porosità, rinforzato da una moltitudine di fibre in polipropilene, con una buona resistenza agli effetti dei cicli di gelo/disgelo. Antisdrucchiolo, asciutto subito dopo la pioggia, indeformabile sotto carico e alle alte temperature, il calcestruzzo così additivato consente di ottenere buoni standard di sicurezza e durabilità.

I colori naturali e l'aspetto ghiaia a vista permettono alle pavimentazioni di superare gli anni senza perdite di colore. Il risultato finale è un materiale nobile con aspetto simile a quello della pietra che, nel corso degli anni, acquisisce una patina naturale senza la necessità di fastidiosa e costosa manutenzione.

A livello prettamente esecutivo la pavimentazione verrà costituita mediante l'impiego di un calcestruzzo con Rck 300, ghiaia a vista, gettato in opera, per uno spessore finito di 10 cm. Il confezionamento del calcestruzzo corticale, previa realizzazione di campionature, avverrà con l'aggiunta di un premiscelato multifunzionale in polvere appositamente studiato per la realizzazione di pavimentazioni ghiaia a vista. Il dosaggio dell'additivo in polvere, dovrà essere pari a 25 kg/m³. L'aggiunta di tale additivo nel calcestruzzo determina: un aumento della resistenza ai cicli di gelo/disgelo, all'abrasione, alla fessurazione e agli urti; riduzione delle efflorescenze.

L'additivo multifunzionale verrà mescolato al calcestruzzo di consistenza S2 in autobetoniera, fino al raggiungimento di una corretta omogeneità dell'impasto (minimo 7-8 minuti alla velocità massima). Il prodotto, oltre ad agire da protettivo antievaporante, rallenta la presa superficiale del calcestruzzo. Il lavaggio della superficie con abbondante acqua fredda a pressione, consente di portare a vista gli aggregati.