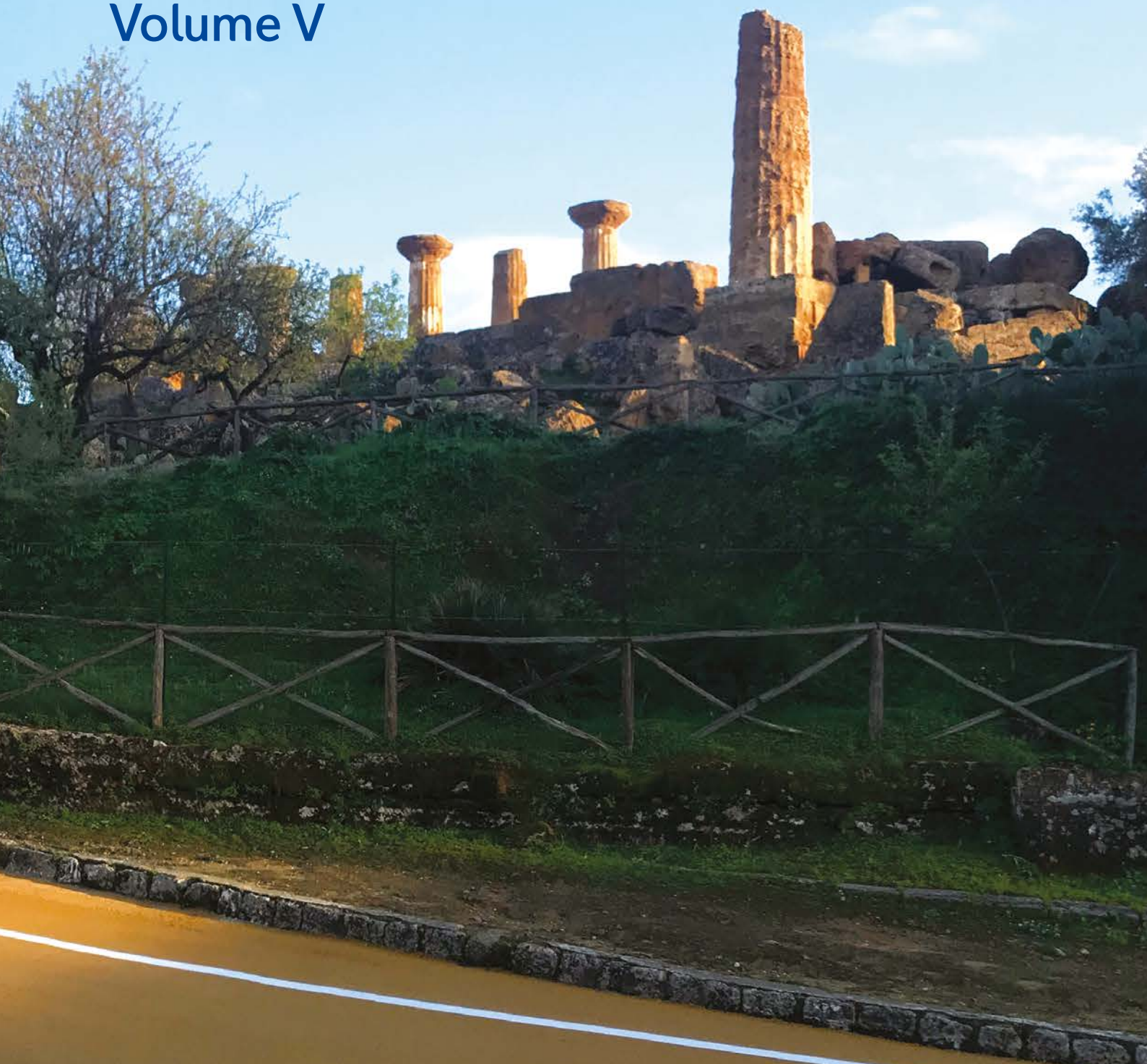


I QUADERNI TECNICI

per la salvaguardia delle infrastrutture

Volume V



anas

GRUPPO FS ITALIANE



I QUADERNI TECNICI

per la salvaguardia
delle infrastrutture

Volume V

Prefazione

Il quinto volume dei quaderni tecnici di Anas affronta il tema delle pavimentazioni stradali, primo elemento percepito dall'utente e biglietto da visita dell'Ente Gestore.

Anas gestisce oltre 30.000 km di rete stradale, in continuo incremento a seguito del piano di rientro strade da regioni ed altri enti.

Nel triennio 2016-2018 sono stati ripavimentati 14.500 km di corsie stradali e la relativa spesa, che ha sfiorato i 350 milioni di euro nel solo 2018, ha permesso un miglioramento delle condizioni del piano viabile valutabile attraverso l'indicatore IPAV che ha raggiunto il valore di 0,89, con un aumento dell'8,5% nell'arco di una annualità.

In tal senso, la conoscenza dell'infrastruttura e delle tecniche di intervento è un prerequisito indispensabile per attuare una efficace valorizzazione del patrimonio stradale esistente con un incremento degli standard di sicurezza e servizio all'utenza.

Nonostante sia comunemente ritenuto che gli interventi sul piano viabile siano caratterizzati da una complessità progettuale e realizzativa ridotta, esistono molteplici aspetti, a volte trascurati, che incidono in maniera decisiva sulla qualità del lavoro finale e concorrono a determinarne una buona resa.

Questo volume si pone l'obiettivo di procurare un utile strumento di guida e promemoria per coadiuvare i tecnici impegnati nella progettazione, esecuzione e collaudo dei lavori sul piano viabile, tenendo presente che nella sua redazione si è cercato di fornire indicazioni il più possibile operative.

Il documento affronta in maniera analitica i principali temi alla base di una corretta progettazione e realizzazione delle pavimentazioni stradali, con un particolare focus sulle pavimentazioni flessibili, costituendo esse la quasi totalità delle rete di competenza Anas.

I temi affrontati spaziano dall'analisi delle caratteristiche dei singoli componenti le miscele in conglomerato bituminoso fino a dettagli sulle modalità di produzione e stesa delle stesse, fornendo preziose indicazioni sulla corretta esecuzione delle lavorazioni che pure concorrono in maniera determinante al raggiungimento delle prestazioni richieste.

Particolare attenzione in ciascuna sezione è attribuita ai compiti del Direttore Lavori con rimandi specifici alle norme tecniche di Capitolato Anas (e.g. controlli di accettazione, in corso d'opera e a fine lavori).

Un ultimo capitolo è dedicato alla descrizione delle principali tipologie di dissesto tipiche delle pavimentazioni flessibili, conoscenze propedeutiche all'impiego del PMS - Pavement Management System - per l'individuazione e programmazione delle priorità di intervento.

Per la redazione di questo volume si ringraziano il prof. ing. Tullio Caraffa, Responsabile di Piano Viabile della Direzione Operation e Coordinamento Territoriale e l'ing. Ph.D. Arianna Stimilli della medesima Unità.

Saranno ben accetti i contributi di tutti i tecnici impegnati quotidianamente ad affrontare i temi qui trattati per eventuali aggiornamenti ed integrazioni.

Il Direttore
Ing. Ugo Dibennardo

QUADERNO TECNICO

N. 17

LE PAVIMENTAZIONI STRADALI

Prontuario per la progettazione,
esecuzione e collaudo
dei lavori sul piano viabile

1. Premessa	9
2. Le pavimentazioni stradali: requisiti funzionali e strutturali	11
3. Pavimentazioni flessibili e semi-rigide: la composizione del pacchetto	17
3.1 Sottofondo	18
3.2 Fondazione	38
3.3 Base	42
3.4 Binder	43
3.5 Usura.....	43
4. Il conglomerato bituminoso	44
4.1 Gli aggregati	46
Proprietà geometriche	47
Proprietà fisiche	51
Proprietà chimiche.....	53
Marcatura CE degli aggregati.....	55
4.2 Il bitume.....	56
Classificazione e controllo del bitume.....	59
Tipologie di bitume.....	62
Emulsioni bituminose.....	67
Requisiti per l'accettazione dei bitumi e delle emulsioni bituminose.....	68
Marcatura CE per bitumi stradali ed emulsioni bituminose.....	70
4.3 Caratteristiche prestazionali del conglomerato bituminoso	71
4.4 Controlli sul conglomerato bituminoso e requisiti da Capitolato.....	73
Marcatura CE del conglomerato bituminoso.....	80
4.5 Raccomandazioni per il campionamento dei materiali.....	81
Prelievo di conglomerato bituminoso sciolto	81
Prelievo di bitume e di emulsione bituminosa	81
Prelievo di carote in sito.....	82
4.6 Produzione del conglomerato bituminoso a caldo	84

5. L'esecuzione dei lavori: modalità di posa in opera	87
5.1 Compattazione	87
Compattazione statica	88
Compattazione dinamica.....	90
Tecnologia delle macchine per la compattazione	98
Tipi di tamburo	101
Regole di base per la compattazione e stesa dei conglomerati bituminosi....	104
5.2 Planarità.....	109
5.3 Giunti di adesione.....	110
Stesa "caldo su caldo"	111
Stesa "caldo su freddo"	111
5.4 Adesione tra gli strati.....	113
5.5 Esecuzione dei lavori in condizioni ambientali limite.....	113
5.6 Preparazione del piano di posa del conglomerato	115
Adeguate realizzazione della fresatura.....	115
Mano d'attacco e mano di ancoraggio	116
6. Manutenzione delle pavimentazioni esistenti	120
6.1 Tipologie e cause di ammaloramento.....	121
Fessure ramificate	122
Distorsioni (ormae, cedimenti, sfondamenti e depressioni)	126
Pelature e sgranamenti	128
Buche	129
Rappezzi ammalorati	130
Bibliografia	132

1. Premessa

L'efficienza del sistema infrastrutturale influenza in maniera determinante lo sviluppo economico-sociale e la qualità di un territorio. In tal senso, ancora oggi la mobilità su gomma rappresenta la modalità di spostamento più sfruttata per la movimentazione di merci e persone ad ogni livello (nazionale, regionale e urbano).

Tuttavia, i concetti di infrastruttura e relativa manutenzione hanno subito nel corso del tempo una significativa evoluzione dovuta sia alle trasformazioni dei sistemi di trasporto in termini di entità e carichi, che all'introduzione di nuove tecnologie costruttive e strumenti gestionali.

La rete viaria nazionale ha vissuto una forte espansione nei decenni passati in concomitanza con l'accelerazione dello sviluppo economico dell'intero Paese. Nel corso degli anni si è tuttavia registrata una ridotta attività manutentiva, spesso orientata a fronteggiare le emergenze piuttosto che a intervenire tempestivamente per garantire un costante e soddisfacente livello funzionale. Ciò in ragione di una limitata disponibilità di risorse economiche e di una conoscenza ridotta dell'entità "pavimentazione" intesa come struttura, a partire dalla scelta consapevole dei materiali costituenti e dalla progettazione oculata del pacchetto strutturale, fino ad arrivare a un impiego appropriato delle tecnologie innovative disponibili sul mercato e alla corretta gestione delle fasi di controllo prima, durante e dopo la realizzazione dell'opera.

I concomitanti effetti dovuti alla naturale vetustà delle pavimentazioni e al degrado indotto da carichi di traffico sempre crescenti nel corso degli anni in numero ed entità, uniti a una mancanza di azioni preventive efficaci, hanno determinato la necessità di importanti interventi manutentivi sulle pavimentazioni della rete nazionale esistente.

A tali valutazioni non si sottrae la rete viaria di competenza della società Anas, specialmente in considerazione del recente reintegro di molte strade precedentemente affidate alle amministrazioni provinciali e regionali che versano in condizioni di diffuso e rilevante degrado.

Ciò premesso, considerando anche la limitata disponibilità su suolo nazionale di spazi e risorse per la realizzazione di nuove infrastrutture, si deduce l'importanza fondamentale che la manutenzione delle pavimentazioni esistenti assume a livello nazionale per garantire l'efficace mobilità di merci e persone e un accettabile livello di servizio agli utenti in termini di sicurezza e comfort.

Anas gestisce oltre 30 mila chilometri di rete stradale e autostradale italiana ed uno dei principali obiettivi è certamente quello di fornire un sempre migliore servizio (vantaggi

diretti per gli utenti della strada in termini di maggior continuità e qualità della circolazione con contenimento dei costi complessivi; vantaggi indiretti in termini di valorizzazione e riqualificazione di un patrimonio stradale imponente, oggi mediamente in fase avanzata del suo ciclo di vita).

Unitamente a tale traguardo, la buona progettazione e gestione degli interventi manutentivi può assicurare un rilevante risparmio in termini economici con una razionalizzazione oculata dei costi di intervento parallelamente a un netto incremento della vita utile delle opere realizzate.

Alla luce di quanto introdotto, Anas ha promosso una nuova strategia di azione tesa a rafforzare il settore della manutenzione e a promuovere un approccio preventivo orientato alla programmazione degli interventi sulla rete secondo obiettivi prestazionali e scenari di rischio standardizzati. La nuova visione di gestione delle strade ha avuto avvio tramite la stipula con il Ministero delle Infrastrutture (MIT) di un importante piano pluriennale di finanziamento che a partire dal 2015 ha previsto lo stanziamento di ingenti risorse economiche destinate alla manutenzione programmata della rete infrastrutturale nel suo complesso, con una quota parte importante dedicata agli interventi sul piano viabile: per il quinquennio 2016-2020 su 23 miliardi di euro di finanziamenti previsti, quasi 11 miliardi (i.e. 46%) sono stati destinati alla manutenzione, adeguamento e messa in sicurezza della rete stradale. Ciò al fine di superare la logica dell'intervento episodico o emergenziale, sapendo "leggere" i caratteri dell'infrastruttura e degli eventi che su questa o al suo intorno si verificano.

La valorizzazione delle risorse stanziare e il raggiungimento di concreti benefici sia economici che tecnici, dipende in larga parte dall'attenzione e dalla cura dei tecnici nella predisposizione di progetti adeguati, così come nel controllo attento delle fasi di esecuzione dei lavori.

In tal senso, il presente quaderno tecnico nasce per coadiuvare la Direzione Lavori di interventi su piano viabile nell'espletamento delle sue funzioni, fornendo un utile strumento di guida e promemoria sui numerosi aspetti coinvolti dal punto di vista tecnico.

2. Le pavimentazioni stradali: requisiti funzionali e strutturali

Con il termine *pavimentazione stradale* si indica sinteticamente la sovrastruttura interessata dal moto dei veicoli, atta a garantire nel tempo la transitabilità del traffico veicolare in condizioni di comfort e sicurezza. Essa deve ripartire sul terreno (i.e. sottofondo) le azioni statiche e dinamiche dei mezzi di trasporto, fornire una superficie di rotolamento regolare e poco deformabile, proteggere il terreno sottostante dagli agenti atmosferici.

Deve pertanto assolvere sia requisiti strutturali che funzionali. I requisiti strutturali comprendono la *portanza* (capacità di sopportare i carichi veicolari) e la *durabilità* (resistenza ai fenomeni di degrado) e sono principalmente funzione della tipologia di sovrastruttura (i.e. spessore e materiali). Quelli funzionali, direttamente dipendenti dall'interazione pneumatico-pavimentazione e strettamente connessi a comfort e sicurezza di guida, includono *regolarità* del piano viabile e *aderenza* pneumatico-piano di rotolamento.

In tal senso, le caratteristiche più importanti per una struttura stradale possono essere riassunte nei seguenti punti:

- elevata capacità portante;
- buona stabilità;
- bassa permeabilità all'acqua;
- rispetto della plano-altimetria di progetto;
- buone caratteristiche di micro e macrotestitura;
- vita utile estesa.

Tradizionalmente la pavimentazione stradale è costituita da più strati sovrapposti realizzati con materiali differenti. Ciascuno strato assolve funzioni specifiche e presenta pertanto caratteristiche peculiari, che possono differire sia in ragione della tipologia costruttiva della sovrastruttura stradale, che in funzione delle sollecitazioni (di traffico e ambientali) cui la stessa si prevede sarà soggetta nell'arco della propria vita utile.

Sulla base di qualità/caratteristiche dei materiali costituenti e dello spessore degli strati, si distinguono generalmente tre macro-tipologie costruttive di pavimentazioni: flessibili, semi-rigide e rigide (Figura 2.1). La diversa combinazione degli strati e la scelta dei materiali costituenti comporta una differente distribuzione dei carichi al terreno di sottofondo e, conseguentemente, un diverso comportamento in esercizio.

In generale, risalendo da quote più profonde verso la superficie, si possono individuare i seguenti strati di qualità via, via crescente:

- sottofondo;
- fondazione;
- base;
- binder;
- usura.

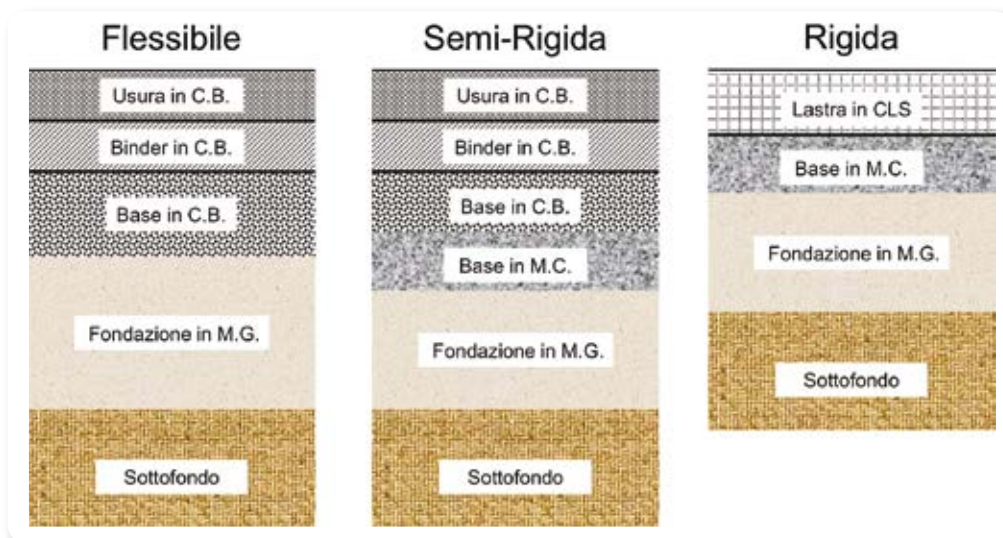


Figura 2.1. Composizione stratigrafica delle possibili tipologie di pavimentazione

Nello specifico, le *pavimentazioni rigide* sono costituite da una lastra superficiale in calcestruzzo che poggia al di sopra di uno strato di base in misto cementato e uno strato di fondazione in misto granulare. La maggior parte delle sollecitazioni è sopportata dalla piastra in calcestruzzo. Questo tipo di pavimentazione viene impiegata laddove si dispone di sottofondo con scarse caratteristiche meccaniche, dove si devono fronteggiare condizioni climatiche molto severe e/o dove si hanno carichi di traffico molto elevati e prolungati (e.g. piazzali di stazionamento aeroportuali, piazzali di stoccaggio container negli interporti). Negli ultimi anni è stata posta particolare attenzione alle pavimentazioni rigide per l'impiego in galleria al fine di garantire maggiore visibilità in virtù di una superficie del piano viabile più chiara e quindi maggiormente riflettente, in grado al contempo di ridurre il rischio di infiammabilità in caso di incendi.

Le *pavimentazioni flessibili*, che costituiscono la stragrande maggioranza della rete viaria urbana ed extraurbana, sono invece costituite da uno strato di usura superficiale in conglomerato bituminoso che si appoggia su uno strato di collegamento (i.e. binder) e uno strato di base, anch'essi in conglomerato bituminoso. Il pacchetto strutturale è

completato da uno strato di fondazione in misto granulare (stabilizzato o non) che trasferisce i carichi al sottofondo. Questo tipo di pavimentazione, a differenza di quelle rigide, permette una più graduale distribuzione del carico al piano di sottofondo attraverso il sistema stratificato.

Come suggerisce la definizione stessa di questa tipologia di sovrastruttura, il meccanismo di resistenza è basato sul concetto di **flessibilità**. Affinché la pavimentazione possa resistere efficacemente ai carichi senza deformarsi né fessurarsi, la sovrastruttura deve essere in grado di flettersi efficacemente a seguito dell'applicazione dei carichi di traffico senza superare la resistenza a trazione nella zona di massima tensione (base degli strati legati). Per esemplificare il concetto, si può assumere un principio di funzionamento simile a quello degli aerei in fase di decollo o atterraggio. Come mostrato in Figura 2.2 le ali dei velivoli sono progettate in maniera tale da potersi flettere significativamente durante l'accelerazione così da poter resistere senza rompersi alla pressione subita.

Ciò implica anche che gli strati della pavimentazione siano progettati in modo tale da non avere differenze di rigidità, e quindi flessibilità, tra loro eccessive. Deve esistere una progressiva variazione di rigidità tra gli strati della pavimentazione affinché la stessa possa rispondere come un corpo unico alle sollecitazioni ed evitare una risposta indipendente di ciascuno strato che comporterebbe una resistenza complessiva nettamente inferiore.



Figura 2.2. Concetto di flessibilità

Tuttavia, occorre sottolineare che la trasmissione dei carichi in profondità e, quindi, le sollecitazioni indotte sui vari strati della pavimentazione dipendono non soltanto dalle proprietà dei materiali costituenti, ma anche dalle caratteristiche dei carichi applicati. Ciò che maggiormente incide sulla trasmissione del carico stesso è soprattutto la superficie di contatto tra carico e pavimentazione. Una superficie di contatto più ampia garantisce una distribuzione del carico superiore: il carico arriverà ad interessare anche strati più profondi della pavimentazione, ma sarà via, via efficacemente attenuato e in superficie si svilupperà una sollecitazione limitata. Viceversa, se il carico risulta concentrato in una area molto ristretta, pur avendo un

valore assoluto non elevato, indurrà negli strati superficiali delle sollecitazioni nettamente superiori a quelle di un carico maggiore, ma applicato su una superficie di contatto più ampia (Figura 2.3). Il carico tenderà quindi a dissiparsi velocemente andando in profondità.

Conseguentemente, gli effetti indotti sulla sovrastruttura da un carico concentrato saranno nettamente più gravosi e dannosi.

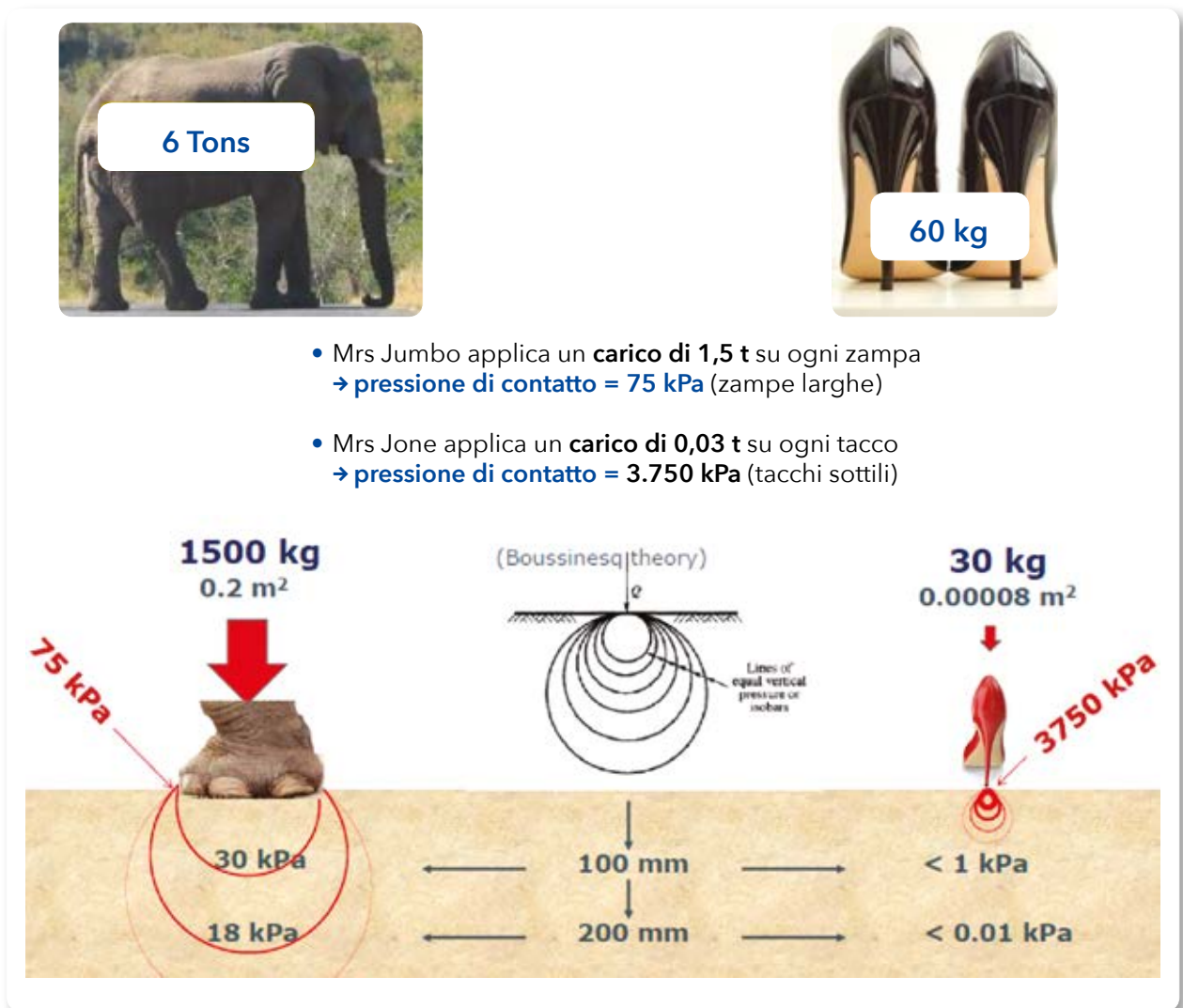


Figura 2.3. Sollecitazioni indotte sulla pavimentazione: concetto di valore assoluto del carico e area di contatto

Per spiegare il concetto, si può ricorrere nuovamente a un parallelismo con il caso aeroportuale: una pista di volo sarà soggetta a tensioni decisamente più elevate quando transita un velivolo con carrello triciclico per l'atterraggio a ruote di ampio raggio e spessore molto sottile, rispetto al caso di un velivolo di peso nettamente più alto, ma dotato di vari carrelli di atterraggio con ruote gemellate (carrelli tandem a più ruote) a basso raggio e con spessore elevato (Figura 2.4).

In sostanza il concetto è quello con cui funziona la rotella taglia pizza.



Figura 2.4. Concetto di distribuzione del carico e area di contatto: carico maggiore, ma distribuito su una superficie superiore (in alto a sx); carico inferiore, ma concentrato su una superficie limitata (in alto a dx)

Nell'analisi delle sollecitazioni indotte in una pavimentazione non è possibile pertanto eseguire un'analisi assoluta e valida per ogni contesto, ma bisogna considerare la concomitanza di vari aspetti che concorrono a determinare situazioni specifiche a seconda del contesto contingente.

In generale, considerando condizioni di carico analoghe, si può affermare che rispetto alle pavimentazioni rigide, quelle flessibili sono caratterizzate da una vita utile ridotta, in quanto risulta minore la portanza complessiva della pavimentazione (influenzata dal comportamento visco-elastico e termo-dipendente degli strati legati a bitume). Tuttavia, esse garantiscono maggior semplicità costruttiva, così come maggiore facilità di intervento in fase manutentiva. Al contempo, va considerato che le pavimentazioni rigide presentano numerosi punti di discontinuità (giunti) di non facile gestione (sia realizzativa che manutentiva) e spesso causa di prematura fessurazione. Inoltre, le condizioni ambientali (gradienti termici e variazioni igrometriche) possono indurre nella lastra in calcestruzzo notevoli tensioni potenzialmente nocive.

Una soluzione intermedia tra le due è rappresentata dalle *pavimentazioni semi-rigide*, costituite da un pacchetto strutturale analogo a quello delle pavimentazioni flessibili a cui si aggiunge uno strato di sotto-base in misto cementato (interposto tra la base in conglomerato bituminoso e la fondazione in misto granulare). Questa soluzione tipologica è solitamente adottata per pavimentazioni a forte traffico pesante (i.e. autostra-

de) e per piste di volo e vie di rullaggio degli aeroporti (per gli aeroporti minori non è insolito trovare soluzioni con pavimentazioni flessibili).

Nei capitoli seguenti si focalizzerà l'attenzione sulle pavimentazioni flessibili, in quanto oggetto preponderante degli interventi di manutenzione sulla rete viaria nazionale. Dapprima si provvederà a dettagliare le caratteristiche di ciascuno strato costituente il pacchetto strutturale, specificando proprietà compositive, funzioni svolte e modalità realizzative. Successivamente si analizzeranno le caratteristiche dei conglomerati bituminosi, valutando sia le proprietà dei materiali costituenti (aggregati e bitume) che le prestazioni complessive richieste alle miscele bituminose in opera, con riferimento diretto alle prescrizioni imposte dalle norme tecniche di Capitolato Anas. Parallelamente, si forniranno precisazioni e prescrizioni utili circa le modalità di controllo dei materiali in fase di accettazione, corso d'opera e fine lavori, oltre a raccomandazioni per le cautele da adottare in fase esecutiva.

Da ultimo, verrà discusso l'aspetto legato all'ispezione delle pavimentazioni finalizzata alla valutazione dello stato di degrado, elemento fondamentale per l'individuazione delle cause di deterioramento e delle modalità/priorità di intervento.

3. Pavimentazioni flessibili e semi-rigide: la composizione del pacchetto

Come precedentemente accennato, la stragrande maggioranza della rete viaria urbana ed extra-urbana italiana risulta costituita da pavimentazioni flessibili o semi-rigide. In ambo i casi, la principale peculiarità risiede nell'impiego di conglomerato bituminoso per il confezionamento degli strati legati del pacchetto strutturale (i.e. base, binder, usura).

Essi poggiano sullo strato di fondazione che a sua volta ripartisce i carichi verso il terreno di appoggio (sottofondo).

A seconda delle particolari condizioni contingenti (carichi di traffico e condizioni ambientali), ciascuna pavimentazione presenterà caratteristiche specifiche in termini di numero di strati, materiali impiegati e spessori.

A tal proposito, occorre ricordare che nel progetto del pacchetto strutturale le caratteristiche del sottofondo rivestono un ruolo essenziale.

In generale, si può assumere che a parità di traffico, maggiore è la portanza del sottofondo, minore può essere il numero e lo spessore degli strati sovrastanti.

Tale aspetto, fondamentale da un punto di vista tecnico per ottenere prestazioni ottimali, incide anche economicamente.

Infatti, considerando che i materiali della pavimentazione sono generalmente molto più costosi di quelli impiegati per il sottofondo, ne scaturisce che scegliere oculatamente i materiali del sottofondo e prestare attenzione alla corretta realizzazione dello strato (i.e. posa in opera in strati di adeguato spessore con rulli idonei - peso, ampiezza, vibrazione, numero di passaggi - individuazione dell'umidità ottimale di costipamento) può determinare un ingente risparmio di risorse.

Nel seguito si descrivono le funzioni e le caratteristiche compositive di ciascuno strato, analizzando le diverse possibilità realizzative eventualmente a disposizione.

STRATO	FUNZIONE	MATERIALI
USURA	REGOLARITÀ E ADERENZA	CONGLOMERATO BITUMINOSO
BINDER	COLLEGAMENTO	CONGLOMERATO BITUMINOSO
BASE	STRUTTURALE RIPARTIZIONE DEI CARICHI	CONGL. BITUMINOSO MISTI CEMENTATI
FONDAZIONE	TRASMISSIONE DEI CARICHI AL SOTTOFONDO	MISTI GRANULARI TERRE STABILIZZATE
SOTTOFONDO	ASSORBIMENTO E DISSIPAZIONE DEI CARICHI	TERRE STABILIZZATE

Figura 3.1. Pavimentazioni flessibili: funzioni di ciascuno strato

3.1 Sottofondo

Il sottofondo rappresenta lo strato più superficiale del terreno (di apporto in rilevato o naturale in trincea) posto al di sotto della sovrastruttura stradale (spessore di riferimento circa pari a 1 metro). Ha il compito di assorbire e distribuire i carichi, evitandone la concentrazione in un unico punto, causa primaria di potenziali cedimenti locali e fessurazioni. La disponibilità di un buon sottofondo costituisce un aspetto strutturale sostanziale per la buona resa della pavimentazione sovrastante e per la preservazione della sua integrità nel tempo. Infatti, anche laddove ci si confronta con pavimentazioni di elevato spessore e realizzate con materiali aventi caratteristiche ottimali che determinano un'adeguata attenuazione fino al sottofondo delle sollecitazioni indotte dal traffico, qualora quest'ultimo strato risulti di scarsa qualità (i.e. bassa portanza) si registra ugualmente un rapido deterioramento della pavimentazione sovrastante e un drastico abbattimento della vita utile. A titolo esplicativo, si consideri l'esempio riportato in Figura 3.2: un sistema bistrato formato da una lastra di vetro sovrapposta a un materasso. Quando il sistema viene sottoposto a carico, la lastra di vetro (nettamente più rigida) assorbendo tutto il carico comincia a manifestare le prime fessure con conseguente diminuzione della rigidità del materiale, mentre il materasso (nettamente meno rigido) non subisce alcuna deformazione. Se si applicano ulteriori carichi, la lastra continuerà a fessurarsi riducendo ulteriormente la propria rigidità ed iniziando a trasferire quota parte del carico al materasso. Gli effetti sul materasso si paleseranno soltanto nel momento in cui la lastra di vetro risulterà ormai completamente infranta e si potrà pertanto considerare che abbia una rigidità paragonabile a quella del materasso. In questa condizione i due strati si comporteranno come un sistema unico e risponderanno solidariamente all'applicazione dei carichi.

Ciò implica che la rigidità degli strati della sovrastruttura non è semplicemente dettata dalle proprietà intrinseche dei materiali costituenti, ma dipende anche dalla rigidità degli strati profondi (con particolare riferimento al sottofondo). Una medesima sovrastruttura in termini di spessori e qualità/tipologia di materiali avrà pertanto un comportamento diverso a seconda del substrato su cui si troverà a poggiare.

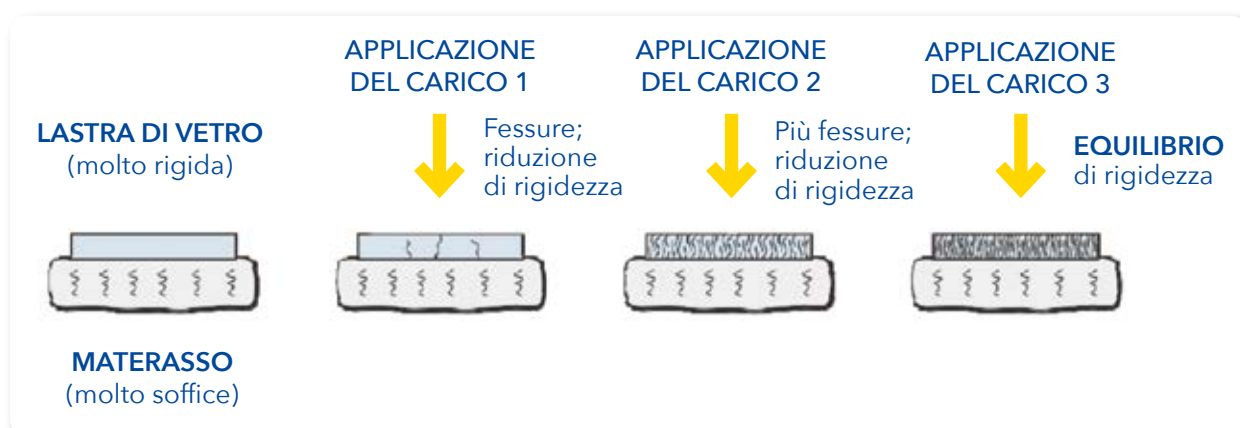


Figura 3.2. Esempificazione del concetto di rigidità del sottofondo

Ciò spiega perché risulta basilare avere una buona portanza del sottofondo: in caso contrario qualsiasi sia la sovrastruttura essa andrà inevitabilmente in crisi a causa dei carichi che dovrà assorbire senza poterli condividere con il sottofondo stesso.

In conclusione qualora il sottofondo presenti scarse caratteristiche meccaniche, seppure la sovrastruttura sovrastante sia ottimale in termini di spessore e proprietà dei materiali costituenti, sarà inevitabilmente soggetta a significativi e prematuri ammaloramenti con una riduzione complessiva della vita utile della pavimentazione.

Occorre quindi predisporre tutte le misure atte a valutare la qualità del sottofondo e a realizzare uno strato di adeguata rigidità in grado di sopportare efficacemente i carichi trasmessi dagli strati sovrastanti.

Particolare attenzione deve essere posta nei casi in cui il sottofondo sia costituito da terreni limo-argillosi (i.e. terre fini con scarse caratteristiche meccaniche) sensibili all'infiltrazione dell'acqua. Qualora a contatto con acqua, essi raggiungono difficilmente adeguati livelli di portanza, determinando un rapido deterioramento della sovrastruttura stradale (i.e. avvallamenti, deformazioni, fessurazioni diffuse che coinvolgono tutti gli strati della pavimentazione).

In tal senso, laddove la valutazione delle caratteristiche del sottofondo dovesse far emergere la presenza di materiale inadatto, si deve intervenire o prevedendo la posa di geogriglie e geotessuti, o tramite sostituzione del materiale scadente con materiale idoneo,

o migliorandone le caratteristiche tramite tecniche di stabilizzazione a calce e/o cemento. Con il termine *stabilizzazione* si intendono quei procedimenti che permettono di migliorare le proprietà meccaniche del materiale, con particolare riguardo alla portanza. Nello specifico, l'aggiunta di calce e/o cemento in un terreno limo-argilloso tramite apposite macchine stabilizzatrici (i.e. pulvimixer) provoca una reazione che determina una riduzione del contenuto d'acqua parallelamente ad una variazione delle caratteristiche fisico-meccaniche del materiale (si assiste a una sorta di "cementificazione" dei granuli di terra). I dosaggi e la tipologia di calce e cemento da aggiungere al terreno variano in funzione dell'umidità (i.e. contenuto d'acqua) del terreno da trattare registrata al momento della miscelazione (è sempre necessario verificare il contenuto d'acqua tramite opportuni controlli in laboratorio per non rischiare di realizzare materiali troppo resistenti e soggetti nel tempo ad elevati ritiri).

La stabilizzazione può coinvolgere sia il sottofondo che lo strato di fondazione sovrastante, agendo direttamente sul materiale esistente o su materiali precedentemente fresati, rimossi e successivamente riportati per realizzare la nuova fondazione stabilizzata (caso che si verifica quando si vuole raggiungere la profondità del sottofondo per consentirne a sua volta la stabilizzazione a calce).

Un'ulteriore problematica che può interessare il sottofondo in presenza di acqua in zone soggette a climi freddi (i.e. temperatura al di sotto dello zero per vari mesi) è la formazione di lenti di ghiaccio durante il periodo invernale, ravvisabile a seguito di un rigonfiamento più o meno localizzato del piano viabile. Quando superato l'inverno si verifica l'innalzamento delle temperature, il ghiaccio si scioglie lasciando all'interno del sottofondo cavità anche di notevoli dimensioni. Esse costituiscono un punto debole della pavimentazione che può cedere rapidamente sotto i carichi di traffico determinando la rottura di tutta la struttura sovrastante.

Per arginare tale fenomeno, risulta spesso conveniente realizzare un interstrato in materiale **anticapillare** tra sottofondo e sovrastruttura stradale. Esso funge sia da impedimento per la risalita dell'acqua dal sottofondo, che da materiale antigelo (evita la risalita dell'acqua fino alla profondità cui può arrivare la formazione del gelo). Inoltre, può drenare acqua dalle scarpate dei terreni adiacenti. Ciò comporta necessariamente la predisposizione di sistemi di raccolta e allontanamento delle acque (i.e. si raccomanda di prevedere il piano di posa dello strato anticapillare con pendenza trasversale superiore al 4% e alloggiamento di un tubo drenante al di sotto del punto di convergenza dell'acqua smaltita).

Affinché lo strato anticapillare svolga efficacemente la propria funzione, particolare attenzione deve essere prestata ai materiali costituenti: esso va realizzato con materiali granulari (i.e. dimensioni granulometriche tra 30 e 70 mm con quantitativo di fino limitato - passante al setaccio da 2 mm inferiore al 15% in peso e passante al setaccio da 0,063 mm inferiore al 3%).

Inoltre, occorre sincerarsi che il materiale sia privo di componenti tenere, solubili, gelive e di resti vegetali. Analogamente, non è generalmente ammesso l'impiego di materiali riciclati da C&D (materiali da costruzioni e demolizioni che comprendono anche il fresato derivante dalla demolizione delle pavimentazioni in conglomerato bituminoso).

TIPOLOGIE DI TERRENO PER SOTTOFONDO

Il terreno è una miscela di componenti non coesivi (ghiaia, sabbia, ciottoli) e/o coesivi (argilla, limo). Esistono molti tipi diversi di terreno, poiché esso raramente consiste in un solo componente, ma è quasi sempre formato da una miscela di vari materiali.

Rispetto alla loro predisposizione alla compattazione, i tipi di terreno possono essere divisi semplicemente nelle seguenti categorie:

- roccia;
- terreni non coesivi a granulometria grossolana (e.g. sabbia, ghiaia);
- terreni di tipologia mista (e.g. limo sabbioso, argilla ghiaiosa);
- terreni coesivi a granulometria fine (e.g. argilla, limo).

Roccia

Rispetto ai depositi sciolti (es. ghiaia e sabbia), la roccia ha un'alta resistenza strutturale. Prima dell'impiego, la roccia deve ovviamente essere frantumata. I materiali prodotti in questo modo devono quindi essere vagliati e suddivisi in classi secondo le dimensioni delle particelle. Dalla combinazione di classi di varie dimensioni si potrà successivamente produrre una miscela a granulometria controllata.

Tali materiali vengono compattati in modo ottimale con rulli a grandi ampiezze e con pesi elevati. In particolare, rulli a piede di montone o padfoot realizzano un lavoro eccellente per la frantumazione della roccia grossolana (vedi § 5.1 per dettagli specifici su modalità e tecnologie di compattazione).

In caso di costruzione mediante materiale di roccia con pezzature molto grandi (diametro > 20 cm), i granuli di dimensioni troppo elevate dovranno essere frantumati o eliminati, per evitare la creazione di vuoti che, con il tempo, potrebbero causare ingenti cedimenti.

Terreni non coesivi

I terreni non coesivi (terreni a granulometria grossolana) consistono essenzialmente in particelle individuali. I granuli di terreni non coesivi sono più grandi rispetto ai terreni coesivi e non aderiscono tra loro. Le proprietà di tali terreni sono determinate principalmente dalla forma, dalle dimensioni e dalla distribuzione dei singoli elementi. Inoltre, il contenuto d'acqua del terreno influenza la struttura del terreno stesso. Questi terreni sono compattati in modo ottimale con rulli leggeri a basse ampiezze, tra 0,5 e 1,1 mm.

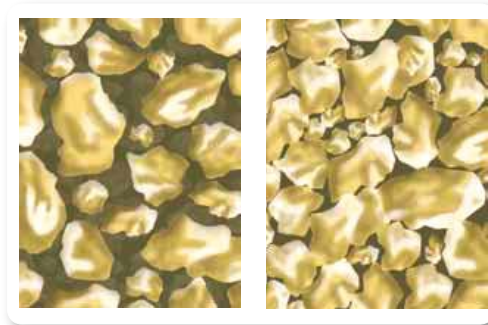


Figura 3.3. Terreni non coesivi prima e dopo la compattazione

Terreni coesivi

I terreni coesivi consistono principalmente in particelle molto piccole con elevata superficie specifica. La coesione e l'adesione tra le particelle, e quindi le proprietà di questi terreni, sono principalmente influenzate da forze elettrostatiche agenti sulla superficie delle particelle. Queste forze sono note come forze di coesione. In questo caso, le forze legate al peso delle particelle giocano solamente un ruolo subordinato.

La struttura e la consistenza di questi terreni dipendono in larga misura dal loro contenuto d'acqua. In caso di basso contenuto d'acqua, il terreno è soggetto a sbriciolamento; in caso di alto contenuto d'acqua, il terreno è molle e semiliquido. È quindi importante, durante la costruzione, che i terreni coesivi abbiano un contenuto d'acqua prossimo al contenuto ottimale, che le condizioni atmosferiche siano asciutte e che il terreno non si ammorbida successivamente.

I terreni coesivi sono compattati in modo più efficace utilizzando rulli a vibrazione con ampiezze elevate (fino a 2,0 mm). I compattatori a piede di montone pesanti sono particolarmente adatti, poiché impastano il terreno ed espandono la superficie. L'acqua contenuta nel terreno può quindi evaporare più facilmente, migliorando la consistenza

del terreno con conseguente incremento della capacità portante. Come precedentemente introdotto, i terreni coesivi possono essere significativamente migliorati o stabilizzati prima dell'effettiva compattazione tramite tecniche di stabilizzazione (es. utilizzando calce o cemento o calce e cemento).

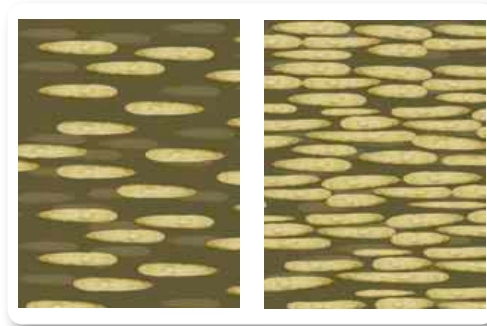


Figura 3.4. Terreni coesivi prima e dopo la compattazione

Terreni di tipologia mista

Questi terreni consistono in una miscela di terreni incoerenti e coesivi. Le loro proprietà sono estremamente dipendenti dalle quantità relative dei singoli tipi di terreno.

I terreni con alta proporzione di fini hanno proprietà simili al terreno coesivo. Viceversa, se la proporzione di grani fini è bassa, i componenti a granulometria grossolana formano una struttura granulare portante e stabile con comportamento più simile a quello di un terreno incoerente.

Inoltre, si deve notare che in funzione della porzione a granulometria fine presente il terreno sarà più o meno sensibile al contenuto d'acqua.

Non si può quindi formulare una scelta univoca dell'ampiezza di vibrazione opportuna dei rulli da impiegare per la compattazione, a causa delle possibili variazioni di materiale.

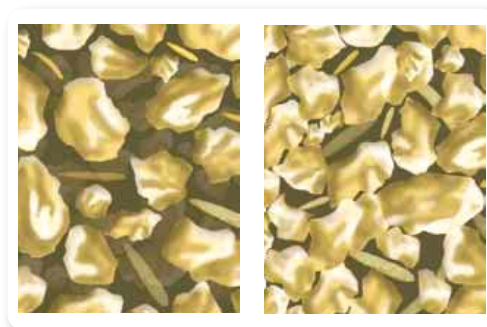


Figura 3.5. Terreni di tipologia mista prima e dopo la compattazione

Curva granulometrica

La curva granulometrica descrive la distribuzione delle particelle o dei grani di un campione di terreno. Essa viene determinata tramite setacciatura.

Il campione da analizzare, una volta adeguatamente asciugato, viene posto sul più alto di una serie di setacci con dimensione della maglia standardizzata e via, via decrescente dall'alto verso il basso. Una vaschetta posta sotto al setaccio inferiore raccoglie le particelle più fini che precipitano a causa della vibrazione indotta per un predeterminato intervallo temporale sull'intera serie di setacci. La durata e l'intensità della vibrazione dei setacci dipendono dal campione da testare (quantità del materiale, distribuzione apparente delle particelle e comportamento del campione durante la setacciatura).

Al termine, i singoli setacci avranno trattenuto i residui del campione originale. Questi residui sono pesati e convertiti in percentuale della massa. Per meglio valutare le risultanze della setacciatura, le percentuali ottenute sono diagrammate su un grafico che lega il passante percentuale a ogni setaccio con la dimensione delle maglie dei setacci stessi (con asse delle ascisse logaritmico - i.e. dimensioni del setaccio). In tal modo, si può procedere a un rapido e immediato confronto della risultante curva granulometrica delle particelle con curve di riferimento.

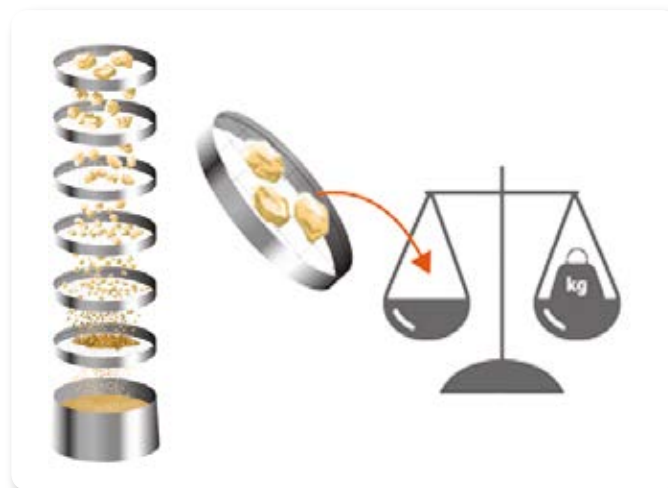


Figura 3.6. Determinazione della granulometria di un terreno tramite setacciatura

Quindi, sulla base delle dimensioni delle particelle, si può procedere alla seguente classificazione:

- materiali fini $< 0,063$ mm.
- $0,063$ mm $<$ Sabbia $< 2,0$ mm.
- $2,0$ mm $<$ Ghiaia $< 63,0$ mm.
- Ciottoli $> 63,0$ mm.

Qualora sia necessaria una più dettagliata classificazione in funzione della dimensione delle particelle, si può far riferimento alla seguente differenziazione:

FINI:

- Argilla < 0,002 mm.
- 0,002 mm < Limo < 0,063 mm.

SABBIA:

- 0,063 mm < Sabbia fine < 0,2 mm.
- 0,2 mm < Sabbia media < 0,63 mm.
- 0,63 mm < Sabbia grossolana < 2,0 mm.

GHIAIA:

- 2,0 mm < Ghiaia fine < 6,3 mm.
- 6,3 mm < Ghiaia media < 20,0 mm.
- 20,0 mm < Ghiaia grossolana < 63,0 mm.

PEZZATURE MOLTO GROSSOLANE:

- 63,0 mm < Ciottoli molto grossolani < 200,0 mm.
- Blocchi > 200,0 mm.

	Intervallo dimensionale	Denominazione	Dimensioni a confronto	
Terreni non coesivi	> 200 - mm	Blocchi		
	63 - 200 mm	Ciottoli		
	20 - 63 mm	Grossolano	Più grandi di nocchie, ma più piccoli di uova di gallina	
	6,3 - 20 mm	Medio	Ghiaia	Più grandi di piselli, ma più piccoli di nocchie
	2 - 6,3 mm	Fine		Più piccoli di piselli, ma più grandi di teste di fiammifero
	0,63 - 2mm	Grossolano		Più grandi di grani di semolino, ma più piccoli di teste di fiammifero
	0,2 - 0,63 mm	Medio	Sabbia	Pari ai grani di semolino
0,063 - 0,2mm	Fine	Più piccoli di grani di semolino, ma con singole particelle ancora visibili		
Terreni coesivi	0,02 - 0,063 mm	Grossolano	Limo	I singoli granuli non sono più visibili ad occhio nudo
	0,0063 - 0,02 mm	Medio		
	0,002 - 0,0063 mm	Fine		
	< 0,002 - mm	Argilla		

Figura 3.7. Classificazione di terreni coesivi e non in base alla dimensione delle particelle

GRADO DI COMPATTAZIONE

Un altro importante parametro per la caratterizzazione dei terreni è il grado di compattazione che è spesso utilizzato per valutare l'addensamento del materiale. Esso descrive il rapporto tra la densità determinata in laboratorio e la densità reale ottenuta in cantiere (espresso come percentuale). In cantiere, è possibile ottenere gradi di compattazione superiori al 100%, poiché la densità determinata in laboratorio rappresenta solamente un valore di riferimento relativo ottenuto in condizioni standard. Si riportano di seguito i metodi per determinare tale parametro e una breve descrizione delle grandezze correlate.

Metodo del volumometro a sabbia

Una piastra ad anello in acciaio viene posta sul terreno da caratterizzare e funge da guida durante la prova e per la rimozione del terreno sottostante da sottoporre al test che viene rimosso a mano con cura (utilizzando un cucchiaio ed una spazzola), fino a raggiungere la profondità specificata, e quindi posto all'interno di un contenitore stagno. Successivamente si posiziona un imbuto doppio accuratamente pesato e riempito con sabbia calibrata sull'anello d'acciaio. La sabbia attraversa un rubinetto ed entra nel foro di prova, fino a riempirlo. Il rubinetto viene chiuso solo quando anche la parte inferiore dell'imbuto si è riempita di sabbia. Infine, viene pesato nuovamente l'imbuto doppio con la sabbia residua nell'imbuto superiore. Il peso ed il volume della sabbia che ha riempito il foro di prova possono essere determinati calcolando la differenza di peso. Questa prova può essere utilizzata per determinare la densità umida, la quale a sua volta può servire per determinare la densità secca. Il grado di compattazione è calcolato dalla densità secca e dalla densità Proctor ottenuta in laboratorio.

Questo metodo è utilizzato per terreni totalmente coesivi, miscele di ghiaia e sabbia o per strati con legante idraulico.



Figura 3.8. Metodo del volumometro a sabbia

Densità umida

La densità umida ρ_f è pari alla massa umida m_f divisa per il volume del campione V inclusa la porosità esistente del campione e del grano stesso. La densità umida è principalmente una misura utilizzata per descrivere la densità di campioni di terreno prelevati da un cantiere:

$$\rho_f = \frac{m_f}{V} \text{ [g/cm}^3\text{]}$$

Densità secca

Per determinare la densità secca di un campione di terreno di volume noto, il campione di terreno viene essiccato fino ad ottenere la costanza della massa (es. in forno) e quindi pesato. La densità secca ρ_d è pari alla massa secca m_d divisa per il volume del campione V inclusa la porosità esistente del campione e del grano stesso:

$$\rho_d = \frac{m_d}{V} \text{ [g/cm}^3\text{]}$$

La densità secca è la base per la determinazione del grado di compattazione.

Contenuto d'acqua

Il contenuto d'acqua di un terreno influenza in modo significativo la sua capacità di compattazione agendo come "lubrificante" tra le particelle.

In caso di contenuto d'acqua troppo basso, l'effetto lubrificante è molto basso e la resistenza d'attrito dei singoli grani tra loro è molto elevata. La compattazione del terreno risulta quindi difficile.

Tuttavia, anche in caso di contenuto d'acqua troppo elevato la compattazione risulta difficile perché si crea un'alta pressione dell'acqua nel terreno durante la compattazione, che impedisce l'avvicinamento dei granuli.

Se il contenuto d'acqua di un terreno è pari al contenuto d'acqua ottimale (vedi prova Proctor) sarà possibile ottenere il miglior risultato possibile di compattazione, in quanto l'acqua agisce come lubrificante, ma non interferisce con la compattazione.

$$W = \frac{(m_u - m_s)}{m_s}$$

con W : contenuto d'acqua

m_u : massa umida

m_s : massa secca

La densità Proctor

La densità Proctor ρ_{rd} è determinata in laboratorio tramite la prova omonima. La prova Proctor serve per stimare la densità raggiungibile del terreno in base al contenuto d'acqua. Un campione di terreno viene compattato in un cilindro d'acciaio di dimensioni definite, utilizzando un peso a caduta definito per uno specifico sforzo di compattazione, e secondo un processo standardizzato (dimensioni, peso e processo operativo dipendente dal grano di dimensioni maggiori nel campione da sottoporre a prova).

Il risultato mostra il contenuto d'acqua al quale il terreno può essere compattato in maniera migliore, per ottenere la massima densità secca. Il contenuto d'acqua ottimale è pari al contenuto d'acqua al quale si ottiene la massima densità Proctor.

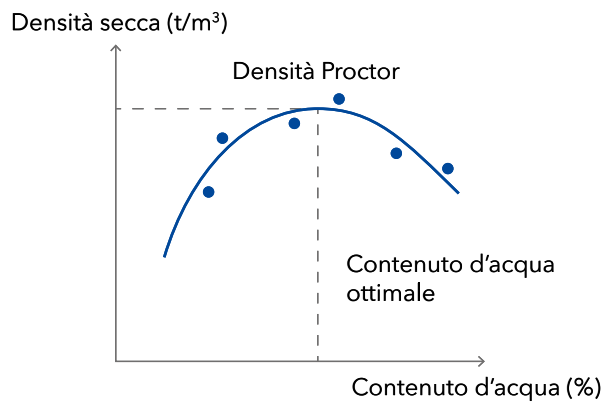


Figura 3.9. Grafico risultante dalla prova Proctor

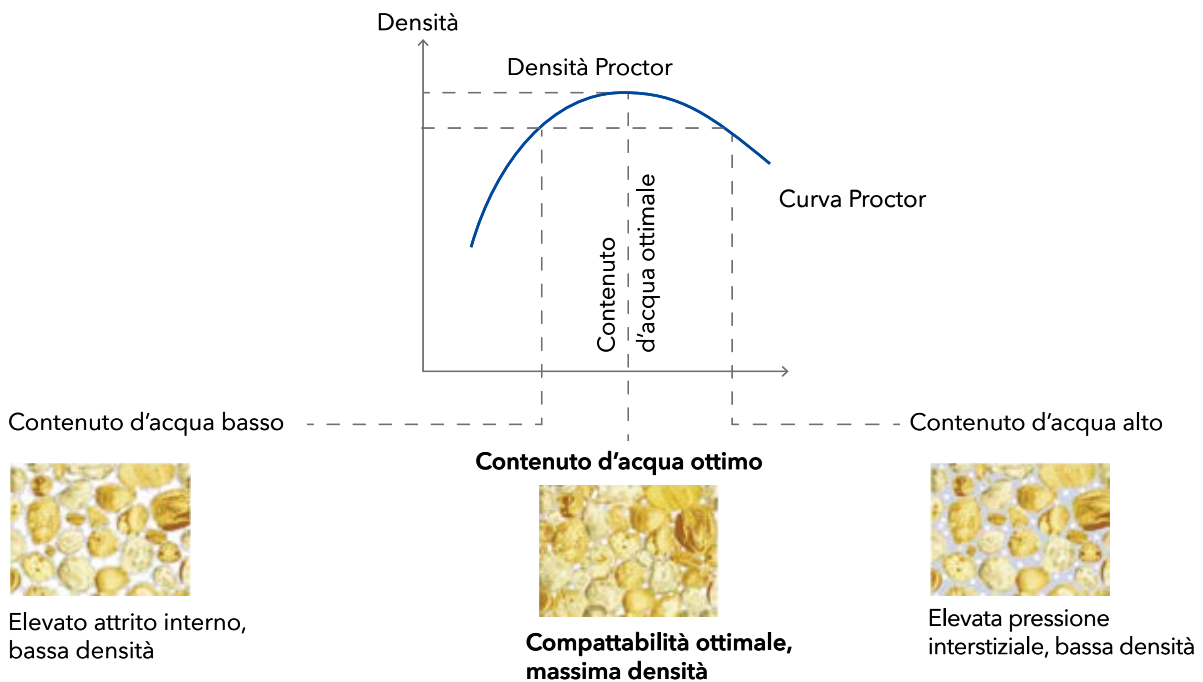


Figura 3.10. Influenza del contenuto d'acqua del terreno sulla capacità di compattazione

Densità Proctor modificata

Come per la prova Proctor, anche la prova Proctor modificata è utilizzata per determinare la densità raggiunta del terreno in base al contenuto d'acqua. La prova Proctor modificata, grazie alla tecnologia avanzata della macchina, può simulare migliori prestazioni di compattazione in cantiere. Il materiale di prova è posato in cinque strati anziché in tre strati e sono inoltre incrementate la massa e l'altezza di caduta del peso.



Figura 3.11. Prova Proctor (a sx) e Proctor modificata (a dx)

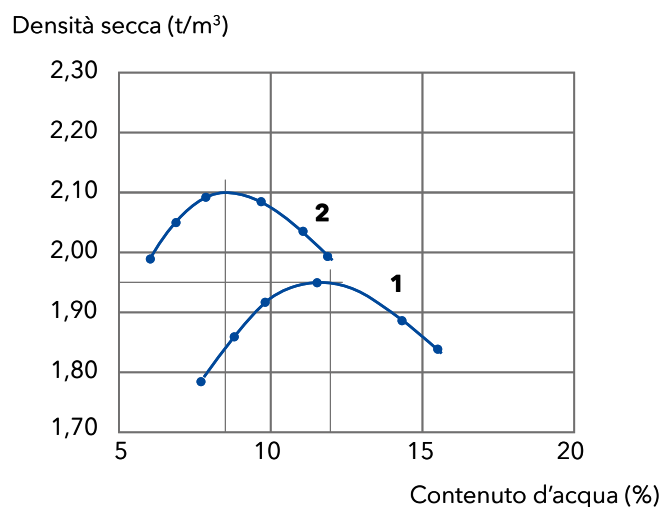


Figura 3.12. Curva Proctor (1) e Proctor modificata (2)

LIMITI DI CONSISTENZA (O DI ATTERBERG)

Per una chiara lettura dei parametri solitamente indicati per la classificazione delle diverse tipologie di terreno, occorre specificare alcuni aspetti legati ai passaggi di stato dei materiali in esame. Per descrivere i passaggi di stato di un terreno si utilizzano di norma i **limiti di consistenza (o limiti di Atterberg)** che rappresentano i valori di umidità di una terra assunti convenzionalmente per caratterizzare i seguenti passaggi:

1. dallo stato liquido allo stato plastico (limite dello stato liquido W_L).
2. Dallo stato plastico allo stato semi-solido (limite dello stato plastico W_p).
3. Dallo stato semi-solido allo stato solido (limite di ritiro W_R).

Tali parametri vanno determinati, come descritto nella norma CNR UNI 10014) su materiale passante al setaccio 0,425 mm della serie UNI 2332 preventivamente essiccato a temperatura non superiore a 50°C e disgregato con pestello gommato onde evitare la frantumazione dei singoli granuli di terra.

Limite dello stato liquido

Per individuare tale parametro il dispositivo utilizzato è il cucchiaio di Casagrande (Figura 3.13). La procedura di prova prevede di disporre 100-150 g di terra con tenore d'acqua noto all'interno di una coppa in ottone. Con un apposito utensile si traccia un solco diametrale di 10 mm. Successivamente si fa ripetutamente cadere la coppa sopra una base di ebanite fintanto che non si raggiunge il contatto dei lembi del solco (si registra il numero di colpi in cui si raggiunge tale condizione).

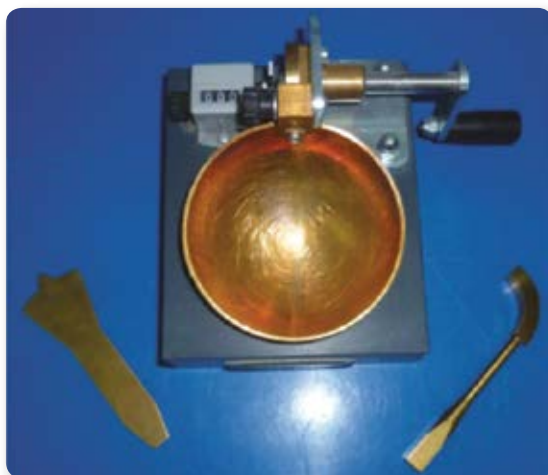


Figura 3.13. Cucchiaio di Casagrande per la determinazione del limite dello stato liquido

Si preleva, quindi, una porzione di prova e se ne determina l'umidità. Si procede analogamente con almeno altri due campioni a differente tenore di umidità l'uno rispetto all'altro. Il numero di colpi raggiunto nelle tre ripetizioni viene diagrammato in funzione del contenuto di umidità di ciascun campione (diagramma semi-logaritmico, Figura 3.14). I dati vengono interpolati con regressione lineare e con l'equazione che descrive tale retta si ricava il contenuto d'acqua corrispondente alla chiusura del solco in 25 colpi (definito Limite liquido - espresso in percentuale).

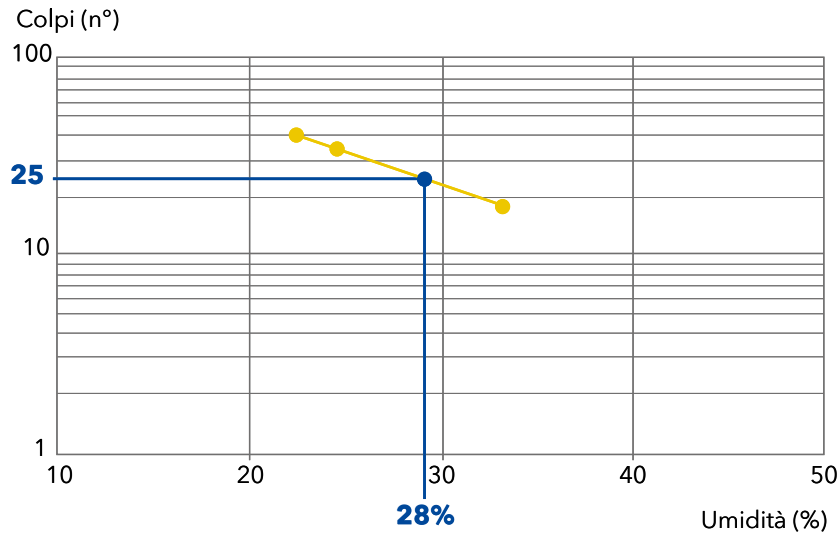


Figura 3.14. N. di colpi Vs contenuto di umidità: regressione lineare e limite liquido

Limite dello stato plastico

Per determinare il limite dello stato plastico occorre avere a disposizione: una lastra di vetro, un foglio assorbente e due bacchette di vetro del diametro di 3 mm ciascuna. Il materiale in esame viene impastato con una percentuale di acqua distillata inferiore a quella ricavata in corrispondenza del limite di liquidità e con tale materiale vengono preparati dei piccoli cilindri. Il materiale così plasmato viene fatto rotolare avanti e indietro sulla lastra di vetro fintanto che, perdendo acqua, si riduce la plasticità e si formano le prime screpolature. Il contenuto d'acqua del materiale ricavato nel tratto in cui si presenta screpolato è definito limite di plasticità.

Limite di ritiro

Questo parametro rappresenta il valore del contenuto di acqua al di sotto del quale una diminuzione di umidità non produce una riduzione del volume di terreno in esame. La sua determinazione avviene essiccando un provino per passi successivi ed annotando il contenuto d'acqua ad ogni passaggio.

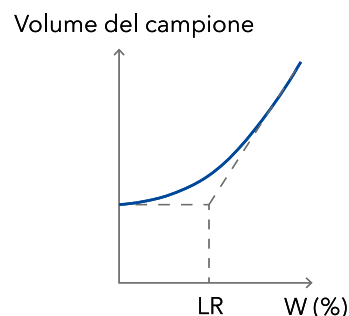


Figura 3.15. Determinazione del limite di ritiro

Indice di plasticità

Questo parametro viene determinato come differenza tra il limite liquido e il limite plastico ($I_p = W_L - W_p$).

Indice di gruppo

Poiché in natura è raro che i terreni risultino suddivisi in componenti granulometriche di dimensioni uniche, ma risultano variamente assortiti (come d'altra parte si tende nella formazione dei rilevati o sottofondi stradali per avere migliori caratteristiche meccaniche), le terre possono essere classificate anche mediante l'indice di gruppo IG:

$$IG = 0,2 a + 0,005 ac + 0,01 bd$$

con a = passante al setaccio 0,0075-35 (max 40)

b = passante al setaccio 0,0075-15 (max 40)

$c = WL - 40$; $d = I_p - 10$

L'indice di gruppo qualifica il comportamento statico di una terra, con portanza tanto migliore quanto più basso è l'indice:

- $IG = 0$ terreno buono
- $1 \leq IG \leq 10$ terreno mediocre
- $10 \leq IG \leq 20$ terreno cattivo o pessimo

LA CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE IN AMBITO STRADALE

Nell'ambito della costruzione e manutenzione delle strade, il terreno di sottofondo può essere classificato assumendo 8 gruppi di terre come fondamentali (indicati con la lettera "A" seguita da un indice numerico da 1 a 8). Ai primi tre gruppi (A1, A2, A3) appartengono le terre ghiaio-sabbiose, individuate da un passante al setaccio 0,075 inferiore al 35%. Ai secondi quattro gruppi (da A4 ad A7) appartengono le terre limo-argillose le quali invece hanno un passante al setaccio 0,075 mm superiore al 35%. All'ultimo gruppo (A8) appartengono le torbe e le terre organiche palustri, facilmente riconoscibili per la loro struttura, il colore e l'odore caratteristici.

Nella tabella seguente si riportano le principali caratteristiche di ciascun gruppo e sottogruppo.

Tabella 3.1. Classificazione dei terreni di sottofondo in ambito stradale

Prospetto I - Classificazione delle terre											
Classificazione generale	Terre ghiaia - sabbiose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%			Terre limo - argillose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 > 35%			Torbe e terre organiche palustri				
	A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6	A 7	A 8			
Gruppo	A 1-a	A 1-b	A 2-4	A 2-5	A 2-6	A 2-7	A 7-5	A 7-6			
Analisi granulometrica. Frazione passante allo staccio	50 30 15	50 25	50 10	50 35	35	35	35	35			
2mm	50	50	50	50	35	35	35	35			
0,4mm	30	25	10	35	35	35	35	35			
0,063	15	25	10	35	35	35	35	35			
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0,4 UNI2332											
Limite liquido	≤ 6										
Indice di plasticità											
Indice di gruppo	0	0	0	4	4	4	20	20			
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grassa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa	Sabbia fine	Limi poco compressibili	Limi poco compressibili	Limi poco compressibili	Argille fortemente compressibili plastiche	Argille fortemente compressibili plastiche			
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellente a buono			Da mediocre a scadente				Da scartare come sottofondo			
Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve	Media		Molto elevata			Elevata	Media			
Ritiro o rigonfiamento	Nulla			Lieve o medio			Elevato	Molto elevato			
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa			Scarsa o nulla				
Identificazione dei terreni in sito	Facilmente individuabile	Aspri al tatto - Incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argilla	Reagiscono alla prova di scuotimento* - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido	Non reagiscono alla prova di scuotimento* - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di color bruno o nero - Facilmente individuabili a vista			

* Prova di cantiere che può servire a distinguere i limi dalle argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, apparirà sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che comparirà comprimendo il campione fra le dita.

PROVE DI CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante è una misura della resistenza/resilienza del terreno e rappresenta un'indicazione utile del grado di compattazione. Essa viene determinata tramite prove eseguite in cantiere (prove di carico su piastra).

La capacità portante è misurata come modulo di elasticità in mega Pascal (MPa) o in mega Newton per metro quadrato (MN/m^2 - $1 \text{ MPa} = 1 \text{ MN/m}^2$).

Prova di carico statico su piastra

Durante una prova di carico statico su piastra, si utilizza un martinetto idraulico per caricare/scaricare in modo incrementale una piastra circolare, generalmente del diametro di 30 cm (rif. CNR 146/92). Si misura quindi la deformazione subita a seguito dell'applicazione dei carichi. Questi valori possono essere utilizzati per determinare la capacità portante o il grado di compattazione del terreno.

Un dispositivo di carico su piastra è provvisto di tre comparatori per la misura dei cedimenti e di uno strumento di misura della forza, per misurare il carico. Le misure vengono registrate in modo digitale e valutate sul campo utilizzando appositi software.

I risultati delle prove di carico statico sono influenzate entro certi limiti dalla composizione del materiale posto sotto la piastra di carico. Quanto più omogeneo è questo materiale, tanto migliore sarà la comparabilità dei risultati di varie prove statiche. D'altra parte, ci si dovranno aspettare risultati diversi per materiali eterogenei, in funzione di quali componenti sono predominanti sotto la piastra, ad esempio quelli più soggetti ad assestamento (i.e. terreni coesivi) o quelli non soggetti ad assestamento (i.e. terreni granulari).

Per eseguire la prova di carico statico è richiesto un contrasto, come ad esempio il retrotreno di un autocarro o la scocca di un rullo. La prova richiede circa 20 - 30 minuti. A compattazione avvenuta i materiali costituenti il corpo del rilevato, ad eccezione dello strato terminale, dovranno presentare una massa volumica del secco pari o superiore al 90% della massa volumica del secco massima individuata dalle prove di compattazione Proctor indicate dalla AASHO Mod. (UNI EN 13286 - CNR 22 - 1972) e un valore del modulo di deformabilità M_d al primo ciclo non inferiore a 20 MPa nell'intervallo di carico compreso tra $50 \div 150 \text{ kPa}$ (0.05 e 0.15 N/mm^2 - CNR 146 - 1992).

Invece, l'ultimo strato di 30 cm, costituente il piano di posa della fondazione della pavimentazione, dovrà presentare un grado di costipamento pari o superiore al 95%; il modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore a 50 MPa, nell'intervallo compreso tra $150 \div 250 \text{ kPa}$ (0.15 - 0.25 N/mm^2).

Tabella 3.2. Modulo di deformazione minimo al primo ciclo di carico

Modulo deformazione (MPa)	Intervallo di riferimento
50	150÷250 kPa (0.15 - 0.25 N/mm ²) sul piano di posa della fondazione della pavimentazione stradale
20	50÷150 kPa (0.05 - 0.15 N/mm ²) sul piano di posa del rilevato posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale
15	50÷150 kPa (0.05 - 0.15 N/mm ²) sul piano di posa del rilevato posto a 2,00 m, o più, da quello della fondazione della pavimentazione stradale



Figura 3.16. Prova di carico su piastra

Prove di portanza con piastra dinamica tipo LWD

La prova di carico dinamico con piastra leggera serve per determinare il modulo dinamico di elasticità e dunque la capacità portante e il grado di compattazione di terreni, tenendo in considerazione il tipo di terreno e il contenuto d'acqua. Le prove LWD devono rispettare le Norme ASTM E2583-07 "Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD)" e andranno eseguite applicando una sollecitazione pari a circa 70 kPa mentre la durata dell'impulso di carico sarà pari a circa 30 msec. Tale configurazione si ottiene utilizzando il carico da 10 kg con una altezza di caduta (distanza tra terreno e base del carico) pari a 100 cm.

Le battute del LWD, secondo quanto indicato nella Norma, devono essere ripetute fino ad ammettere uno scarto tra le deflessioni a centro piastra inferiore o uguale al 3%. Pur nel rispetto del valore di modulo elastico richiesto, se non viene raggiunto il limite del-

lo scarto tra due deflessioni consecutive dopo 4 ripetizioni per più di 5 punti di misura distanziati almeno 5 m tra loro lo strato andrà riaddensato.

Durante le prove vanno registrare la pressione effettivamente applicata, il tempo di applicazione del carico, la deflessione al centro piastra ed il modulo elastico che dovrà essere calcolato con la seguente espressione

$$E = \frac{f \cdot (1 - 2\eta) \cdot \sigma \cdot r}{d_0}$$

con $f = 2$

$\eta = 0,35$

σ = sforzo effettivamente applicato (intorno a 70 KPa)

$r = 150$ mm (raggio della piastra)

d_0 = deflessione misurata al centro piastra

La prova di carico dinamico con piastra leggera differisce dalla prova di carico statico per il fatto che il carico viene creato da un colpo ammortizzato invece che da una pressione costante ed è applicato solo per circa 20-30 ms.

Per questo motivo, di norma, vi è minore post-compattazione del terreno in caso di prova ripetuta rispetto al caso della prova di carico statico.

Una prova di carico dinamico richiede solamente circa due minuti.

Prova CBR

La prova CBR (California Bearing Ratio), impiegata per valutare la portanza di un terreno, restituisce il "valore CBR", vale a dire la profondità di penetrazione di un punzone nel terreno stesso (può essere misurata in laboratorio o in cantiere).

Il valore di riferimento è determinato dall'applicazione di un carico ad un terreno standard ad elevata capacità portante, composto da roccia frantumata e pietrisco all'interno di un cilindro standard. Si misura la forza da applicare su un pistone cilindrico per raggiungere profondità di penetrazione definite (2,5 mm e 5,00 mm), cui viene assegnato il valore CBR del 100%. Questo valore viene usato come valore di confronto per le capacità portanti del terreno raggiunte in cantiere.

Come per i terreni standard, la prova CBR del terreno da valutare viene eseguita in cantiere o in laboratorio e viene misurata la forza necessaria per raggiungere la penetrazione standard. Il valore CBR rappresenta il rapporto percentuale delle due forze misurate alle penetrazioni standard.

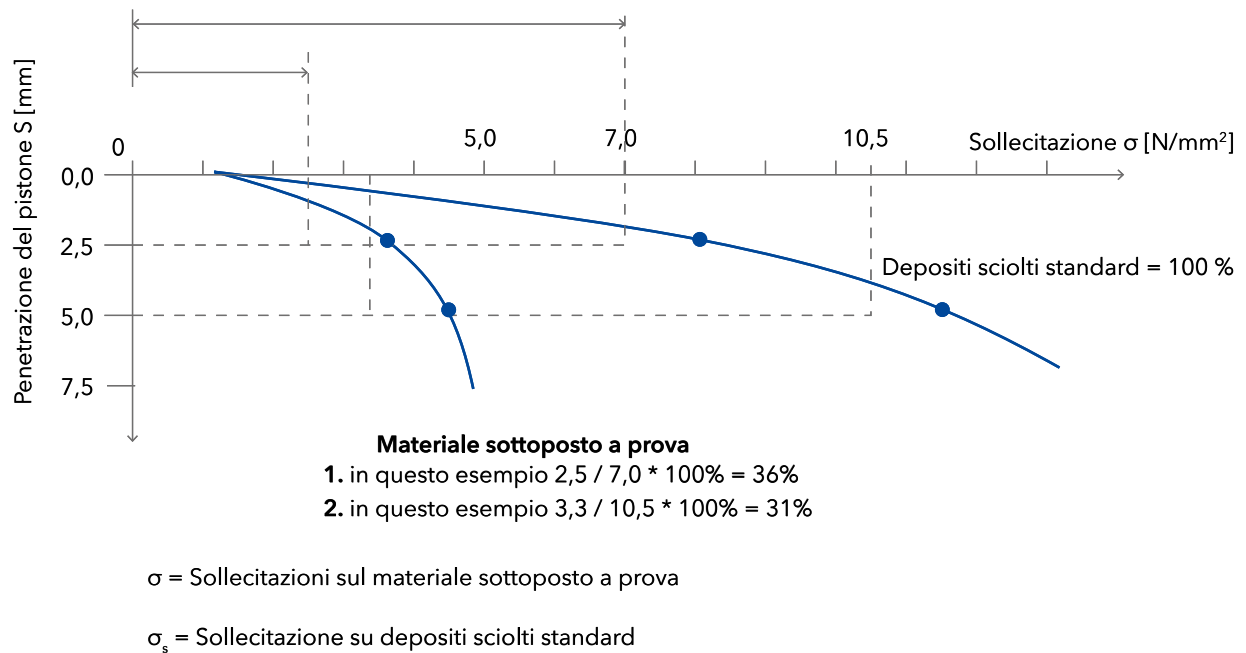


Figura 3.17. Esempio di risultati della prova CBR

Da ultimo, si riporta nelle tabelle seguenti un sunto delle principali prove da prevedere per la caratterizzazione delle terre per uso stradale in funzione della destinazione specifica del materiale.

Tabella 3.3. Controlli raccomandati per terre ad uso stradale

Categorie di lavoro e materiali	Controlli previsti	Normativa di riferimento
Movimenti di terra		D.M. 11.03.1988 C.LL.PP. n.30483 del 24.09.1988
Piani di posa dei rilevati	Classificazione delle terre Grado di costipamento Massa volumica in sito CBR Prova di carico su piastra	UNI 13242-UNI 14688-UNI 13285 UNI 13286 B.U.- C.N.R. n.22 CNR - UNI 10009 B.U.- C.N.R. n.146 A.XXVI
Piani di posa delle fondazioni stradali in trincea	Classificazione delle terre Grado di costipamento Massa volumica in sito CBR Prova di carico su piastra	UNI 13242-UNI 14688-UNI 13285 UNI 13286 B.U.- C.N.R. n.22 CNR - UNI 10009 B.U.- C.N.R. n.146 A.XXVI
Formazione dei rilevati	Classificazione delle terre Grado di costipamento Massa volumica in sito Prova di carico su piastra CBR Impiego della calce	UNI 13242-UNI 14688-UNI 13285 UNI 13286 B.U.- C.N.R. n.22 B.U.- C.N.R. n.146 A.XXVI CNR - UNI 10009 B.U.- C.N.R. n.36 A VII

Tabella 3.4. Frequenza di esecuzione delle prove per terre per uso stradale

Tipo di prova	Rilevati Stradali				Terre Rinforzate	
	Corpo del rilevato		Ultimo strato di 30 cm		primi 5000 m ³	successivi m ³
	primi 5000 m ³	successivi m ³	primi 5000 m ³	successivi m ³		
Classificazione UNI 13242 UNI 14688 UNI 13285	500	10000	500	2500	500	5000
Costipamento AASHO Mod. UNI 13286	500	10000	500	2500	500	5000
Massa vol. in sito B.U. CNR n.22	250	5000	250	1000	250	1000
Prova di carico su piastra CNR 9 - 67	*	*	500	2000	1000	5000
Controllo umidità	**	**	**	**	**	**
Resistività	*	*	*	*	500	5000
pH	*	*	*	*	500	5000
Solfati e cloruri	*	*	*	*	5000	5000

* Su prescrizione delle Direzione Lavori

** Frequenti e rapportate alle condizioni meteorologiche locali e alle caratteristiche di omogeneità dei materiali portati a rilevato

3.2 Fondazione

La fondazione costituisce la parte inferiore del pacchetto stradale, a contatto con il terreno di sottofondo. Ha la funzione, oltre di regolarizzare almeno parzialmente la sovrastruttura, di trasmettere ulteriormente i carichi verticali ripartendoli sullo strato sottostante. Può essere realizzata con misto granulare o con materiali di recupero adeguatamente certificati per il reimpiego e rispondenti alle norme tecniche di Capitolato Anas (e.g. scarti da C&D, fresato in conglomerato bituminoso o proveniente dalla demolizione di vecchie fondazioni stradali, materiali provenienti da scavi). In questo secondo caso, qualora necessario, è possibile prevedere l'integrazione con aggregati naturali.

In funzione delle caratteristiche del materiale, analogamente a quanto già introdotto per il sottofondo, può essere previsto un eventuale trattamento di stabilizzazione con calce e/o cemento per migliorare la qualità delle prestazioni dello strato.

A prescindere dalla tipologia di materiale costituente, all'atto della posa in opera occorre considerare alcune particolari precauzioni per la buona resa dello strato:

- verificare l'uniformità del materiale una volta miscelato;
- stendere spessori finiti non superiori a 30 cm e non inferiori a tre volte il diametro massimo degli aggregati;

- successivamente alla posa del materiale, prevedere la rullatura al fine di ottenere una superficie finita perfettamente piana e regolare;
- evitare di correggere eventuali irregolarità del piano superiore dello strato con il riporto e la successiva rullatura di ulteriori quantità di materiale (si provocherebbe la formazione di due strati separati e disomogenei). Per correggere eventuali difetti di quota occorre de-costipare la parte "difettosa", aggiungere misto granulare di integrazione e procedere nuovamente alla compattazione.

In taluni casi, laddove si abbia a che fare con strade a forte traffico pesante che richiedono particolari prestazioni a fatica (elevata rigidità e portanza) o in pavimentazioni rigide per evitare bruschi salti tra lastra in calcestruzzo e sottofondo assicurando al contempo uno strato uniforme per l'alloggiamento della lastra, è consigliabile prevedere la realizzazione dello strato di fondazione in **misto cementato**.

Esso è costituito da una miscela di aggregati lapidei (naturali o di riciclo) e legante idraulico (i.e. cemento, in quantità solitamente compresa tra il 3 e il 5% in peso) miscelati con un'opportuna dose di acqua. La maggiore rigidità conferita dal legante cementizio migliora l'attenuazione dei carichi al sottofondo. Al contempo, l'elevata rigidità implica una certa fragilità, tanto maggiore quanto più elevati sono i dosaggi di cemento. Conseguentemente, tale materiale tende a fessurarsi rapidamente (la velocità di fessurazione aumenta tanto più quanto più diminuisce la rigidità degli strati sovrastanti e a seconda della proporzione dei materiali costituenti).

La più idonea percentuale di cemento e acqua deve essere stabilita tramite studi preliminari di laboratorio (confezionando vari provini con dosaggi di cemento e contenuto d'acqua differenti; la rottura a compressione dopo 7 giorni di stagionatura deve restituire un valore di resistenza compreso tra 2,5 N/mm² e 5,5 N/mm² se il materiale viene prodotto in impianto, tra 2,5 N/mm² e 5,0 N/mm² per miscele in sito).

Per il confezionamento del misto cementato è generalmente consentito l'utilizzo di materiali riciclati da C&D fino al 100% della miscela (o in aggiunta parziale agli aggregati naturali), purché conformi ai requisiti di idoneità previsti dal Capitolato Anas.

Qualora si intenda utilizzare conglomerato fresato per il confezionamento del misto cementato, la percentuale in peso massima riferita al totale della miscela degli aggregati non dovrebbe superare il 30%.

È consigliato l'utilizzo di ceneri volanti e di calce (fino al 2% in peso della miscela) per migliorare le prestazioni complessive e la lavorabilità.

Analogamente a quanto si esegue per i conglomerati bituminosi, il misto cementato può essere confezionato in impianto fisso e steso successivamente tramite vibrofinitrice o miscelato e steso direttamente in sito tramite impianto mobile (i.e. pulvimixer).



Figura 3.18. Pulvimixer

Le differenze sostanziali che sussistono tra impianto fisso e mobile riguardano il controllo della composizione della miscela: l'impianto fisso infatti, pur implicando velocità di realizzazione inferiori e produzioni giornaliere ridotte, consente maggior precisione nei quantitativi di acqua e cemento così come la possibile aggiunta di inerti di integrazione per correggere la curva granulometrica ove necessario. Inoltre, l'impiego della vibrofinitrice per la stesa assicura uno spessore dello strato più costante e un piano finito regolare.

D'altra parte, l'impiego del pulvimixer permette di evitare problemi legati al giunto longitudinale durante la stesa in quanto, in virtù della sovrapposizione del trattamento di 15-20 cm, si riesce a garantire la continuità dello strato a prescindere dalla larghezza che si deve realizzare.

La voce di elenco prezzi Anas relativa alla realizzazione di fondazioni in misto cementato include l'onere, terminato il costipamento dello strato, del successivo spandimento sulla superficie dello strato stesso di un velo protettivo di emulsione bituminosa in quantità compresa tra 1,0 - 2,0 kg/m² e contestuale spargimento di graniglia o sabbia.

Il dosaggio di emulsione andrà scelto in funzione delle condizioni ambientali e dell'intensità del traffico cui il tratto potrebbe essere sottoposto prima della realizzazione dello strato successivo.

Per tentare di ridurre la fragilità del misto cementato garantendo prestazioni equivalenti o addirittura migliorate (minor rigidità, maggior resistenza a fatica, minor sensibilità al contenuto d'acqua), è ipotizzabile prevedere lo studio della miscela abbinando contemporaneamente legante idraulico e bituminoso. Quest'ultimo può essere aggiunto sia sotto forma di bitume schiumato che come emulsione bituminosa (per risultati ottimali occorre impiegare emulsioni sovrastabilizzate, cioè a rottura molto lenta - superiore a un'ora dalla miscelazione - in modo che la fase di "presa" si manifesti solo dopo o durante la fase di costipamento senza così compromettere la lavorabilità della miscela).

L'impiego di emulsione risulta talvolta più conveniente sia dal punto di vista tecnico che della sicurezza in cantiere. Esso non richiede infatti il riscaldamento del legante (oltre 160°C per il bitume schiumato), riducendo così i rischi per gli operatori e garantendo una maggiore flessibilità operativa nella gestione dei tempi per la miscelazione e la stesa (anche in virtù dell'impiego di emulsione sovrastabilizzata che assicura lunghi tempi di rottura) senza pregiudicare la buona resa finale. Tuttavia, dopo il costipamento e prima della stesa di emulsione bituminosa sulla superficie, occorre considerare un tempo di maturazione di qualche giorno dello strato trattato, aspetto che rallenta le attività di cantiere. Solo una volta protetto con emulsione e maturato, lo strato potrà essere aperto al traffico e si potrà procedere con la realizzazione delle ulteriori lavorazioni.

Qualora i tempi di maturazione non siano compatibili con le attività di cantiere o sia prevista pioggia, si può ovviare accelerando la maturazione dello strato con opportuna copertura. A tale scopo viene utilizzata solitamente emulsione a rottura lenta (dosaggio di circa 1,5 kg/m²), possibilmente la stessa impiegata per il confezionamento della miscela, abbinata allo spargimento di graniglia o sabbia.

In ogni caso, è buona norma posticipare la stesa del conglomerato bituminoso a caldo sovrastante di alcuni giorni.

Questo tipo di miscele realizzate sia con cemento che con bitume sono particolarmente adatte per la realizzazione di strati di sottobase.

È possibile prevedere l'impiego di aggregati lapidei sia naturali che di riciclo (incluso il fresato fino al 100% della miscela di aggregati).

Analogamente al sottofondo, generalmente la portanza dello strato di fondazione viene rilevata mediante prove LWD (Light Weight Deflectometer).

3.3 Base

Lo strato di base risulta solitamente realizzato in conglomerato bituminoso a caldo, sia con bitume normale che con bitume modificato (vedi § 4.2 - *Tipologie di bitume*). La principale funzione svolta nella pavimentazione è di tipo strutturale, dovendo esso trasferire agli strati sottostanti, in maniera adeguatamente attenuata, i carichi verticali e orizzontali in modo che non si verificano deformazioni o rotture.

Per il suo confezionamento a caldo è ammesso l'impiego di fresato in quantità non superiore al 30% in peso rispetto agli aggregati così come prescritto dalle norme tecniche di Capitolato Anas.

Il Capitolato Anas consente di realizzare lo strato di base anche tramite riciclaggio a freddo (con impiego di bitume schiumato o emulsione bituminosa). In tal caso, la miscela risulta composta da almeno il 70% di materiale fresato. In caso di miscelazione in impianto la percentuale di fresato può essere integrata con un 30% massimo di aggregato naturale a correzione della curva granulometrica, mentre in sito si impiega il 100% di materiale fresato. Nel caso di impiego di emulsione bituminosa, gli aggregati sono miscelati con emulsione di bitume modificato (dosaggi tipici compresi tra 3,5% e 4,0% in peso sulla miscela di aggregati) e cemento (dosaggi tra 1,5 - 2,0%). A differenza del misto cementato, in questa circostanza il cemento non funge da legante, ma rappresenta un elemento fondamentale per la formazione del mastice che lega gli aggregati lapidei e permette di regolare la velocità di rottura dell'emulsione.

Tutti questi aspetti fanno sì che la miscela riciclata a freddo con emulsione risulti meno fragile delle corrispondenti miscele realizzate con bitume schiumato o di quelle in misto cementato, garantendo conseguentemente maggiore resistenza a fatica.

Il conglomerato bituminoso riciclato a freddo può essere realizzato con impianti mobili (installati provvisoriamente vicino al cantiere), o direttamente in situ mediante un "treno" di riciclaggio costituito da: fresa, macchina stabilizzatrice (tale da disgregare i grumi del conglomerato fresato e miscelare omogeneamente l'emulsione ed il cemento), autobotte per l'acqua, autobotte per l'emulsione, livellatrice, rullo vibrante e rullo gommato.

A prescindere dalla modalità realizzativa, va sempre previsto l'ancoraggio dello strato di base allo strato sottostante (fondazione o sottobase) mediante stesa di opportuna *mano d'ancoraggio* in legante bituminoso (vedi § 5.6 per dettagli specifici).

3.4 Binder

Lo strato di binder (o di collegamento) rappresenta uno strato di transizione tra quello di base e quello più superficiale (usura). Esso svolge essenzialmente una funzione di regolarizzazione del piano finito della base in modo tale da garantire adeguata planarità (per una buona stesa del sovrastante strato di usura) e pendenza (sia longitudinale che trasversale). Anche il binder risulta costituito da conglomerato bituminoso generalmente confezionato a caldo con bitume normale o modificato a seconda delle particolari esigenze (i.e. condizioni climatiche e di traffico).

Come per lo strato di base, anche per il confezionamento della miscela di binder il Capitolato Anas consente l'impiego di materiale fresato (in quantità non superiore al 25% in peso della miscela - vedi § 4.2 - *Tipologie di bitume*).

3.5 Usura

Il pacchetto strutturale di una pavimentazione stradale è completato dal tappeto di usura. Per un periodo di tempo sufficientemente lungo (8-10 anni) esso deve primariamente garantire regolarità del piano viabile e adeguata aderenza tra pneumatico e pavimentazione, in modo tale da assicurare il transito dei veicoli in condizioni ottimali di comfort e sicurezza sia in caso di pavimentazione asciutta che pavimentazione bagnata.

Per riuscire a garantire il mantenimento dell'aderenza si devono impiegare aggregati lapidei pregiati (tali da non levigarsi facilmente sotto l'azione del traffico). Per questo bisogna privilegiare l'impiego di aggregati di natura non carbonatica con resistenza alla frammentazione Los Angeles (LA) inferiore a 20 e alla levigatura PSV superiore a 44 (vedi paragrafo § 4.1 - *Proprietà fisiche*).

Al contempo, sempre al fine di garantire buona aderenza, limitando il rischio di aquaplaning e perdita di aderenza, lo strato di usura deve essere caratterizzato da elevata macro-rugosità superficiale, ottenibile adottando una miscela di aggregati poco ricca di sabbia. A tal proposito, lo strato di usura può essere realizzato sia con conglomerati bituminosi "chiusi" che con conglomerati bituminosi "aperti" (drenanti).

Nonostante le caratteristiche meccaniche dei conglomerati chiusi dovrebbero essere superiori in virtù dei maggiori legami e punti di contatto tra i granuli per il trasferimento degli sforzi, l'impiego dei conglomerati drenanti negli strati di usura permette di smaltire l'acqua meteorica che si accumula sulla superficie, con notevoli vantaggi in termini di sicurezza durante il transito dei veicoli. Le miscele aperte garantiscono anche una superiore macrorugosità, associata a migliori caratteristiche degli aggregati lapidei (raccomandabile la natura basaltica).

4. Il conglomerato bituminoso

Il conglomerato bituminoso è una miscela accuratamente proporzionata di aggregati lapidei, filler, legante bituminoso ed, eventualmente, additivi, confezionata generalmente a caldo in specifici impianti.

Nel caso delle pavimentazioni flessibili e semi-rigide, gli strati di base, binder e usura sono tutti realizzati in conglomerato bituminoso. Occorre tuttavia specificare che le caratteristiche del conglomerato non sono le stesse per ciascuno strato, ma variano a seconda della funzione che lo strato deve assolvere.

La diffusione dei conglomerati per la costruzione delle pavimentazioni stradali è infatti anche legata alla grande varietà di miscele ottenibili operando sulla quantità e qualità dei materiali costituenti, varietà che permette di avere a disposizione prodotti rispondenti a esigenze diverse in termini di prestazioni funzionali e strutturali (e.g. tessitura, regolarità, impermeabilità, rumorosità, drenabilità).

In particolare, le caratteristiche del conglomerato tendono a migliorare mano a mano che si risale verso la superficie (lo strato di usura sarà costituito da conglomerato più pregiato essendo a diretto contatto con lo pneumatico e dovendo garantire una serie di requisiti funzionali fondamentali per la sicurezza ed il comfort - e.g. aderenza, regolarità e ridotta rumorosità).

Come nel seguito dettagliato, ciò implica requisiti prestazionali specifici a seconda dello strato, raggiungibili tramite l'impiego di materiali (aggregati e bitume) diversi sia in termini di qualità che di proporzione relativa.

In generale si può considerare che il conglomerato bituminoso è composto principalmente da uno scheletro solido opportunamente graduato costituito dagli aggregati lapidei (scheletro litico) immersi in una matrice legante (bitume) che garantisce consistenza e coesione alla miscela conferendo al contempo un comportamento visco-elastico con risposta reologica variabile in funzione dei modi e dei tempi di applicazione dei carichi, nonché della temperatura (vedi § 4.2).

Gli aggregati devono essere opportunamente graduati in termini dimensionali (dalla dimensione massima fino al filler) così come deve essere adeguatamente studiata la quantità di bitume in modo da ottenere caratteristiche volumetriche specifiche (percentuale di vuoti controllata) e adeguate prestazioni sotto carico.

Nel dettaglio, il conglomerato deve essere progettato in modo da garantire durabilità e funzionalità in esercizio. Ciò si traduce essenzialmente in miscele con elevata stabilità, vale a dire che a seguito del passaggio dei veicoli la miscela in conglomerato non

deve subire deformazioni permanenti (e.g. depressioni, ormaie) e/o ammaloramenti di vario genere (e.g. fessurazioni, sgranamenti). Simultaneamente, il conglomerato deve anche rispondere efficacemente a fatica (resistenza alle sollecitazioni cicliche indotte dal passaggio dei veicoli). Laddove si parla di manti di usura, a tali caratteristiche si deve aggiungere la capacità di sviluppare adeguata aderenza.

Tutti i sopra citati requisiti sono da ottenere senza ovviamente trascurare un'analisi economica dell'intervento in modo tale da ottimizzare l'analisi costi-benefici.

Sulla base di quanto introdotto, i conglomerati bituminosi sono comunemente classificati in base allo strato della pavimentazione che devono andare a costituire:

- conglomerati bituminosi per strati di usura;
- conglomerati bituminosi per strati di collegamento;
- conglomerati bituminosi per strati di base.

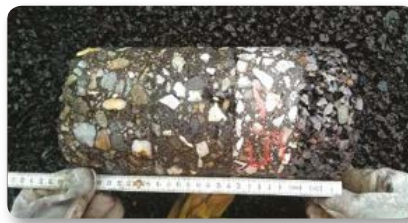


Figura 4.1. Carota prelevata in sito: stratificazione di una pavimentazione flessibile

A questa classificazione se ne aggiunge un'altra legata alle caratteristiche volumetriche della miscela. Come sopra anticipato, si può parlare di conglomerati bituminosi *aperti* o *drenanti* (vuoti residui tra il 16 e il 27%) e *chiusi* (vuoti residui tra il 3-8%). La percentuale di vuoti dipende essenzialmente dalla composizione granulometrica degli aggregati. Nel caso di miscele chiuse, la granulometria è di tipo continuo, mentre per i conglomerati drenanti si parla di miscele discontinue (Figura 4.2), vale a dire prive della frazione granulometrica intermedia.

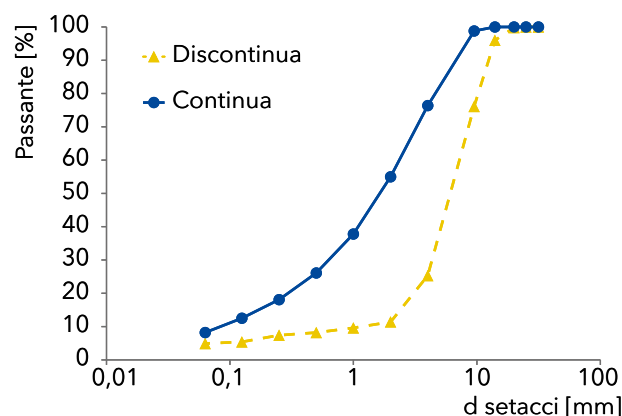


Figura 4.2. Granulometria continua e discontinua

Al diminuire della percentuale di vuoti si ottengono generalmente caratteristiche meccaniche superiori (maggior incastro intergranulare che garantisce maggiore stabilità e maggior numero di punti di contatto tra i granuli per un più adeguato trasferimento dei carichi). I conglomerati drenanti vengono impiegati solo negli strati di usura laddove sia necessario garantire migliori prestazioni di aderenza, assicurando un veloce smaltimento dell'acqua meteorica dalla superficie per evitare il verificarsi dell'aquaplaning e scongiurare l'insorgere di fenomeni quali l'effetto spray (formazione di nuvole di gocce d'acqua sollevate dalle ruote dei veicoli verso quelli retrostanti) e l'effetto spruzzo (sia verso i veicoli a tergo che verso quelli laterali), entrambi pericolosi in termini di visibilità. Per assicurare comunque adeguate prestazioni meccaniche, i conglomerati drenanti devono essere confezionati con bitume modificato di tipo "hard" (vedi § 4.2) che garantisce maggiore adesione nei pochi punti di contatto che si instaurano tra le particelle di aggregato grosso.

4.1 Gli aggregati

Gli aggregati rappresentano la fase solida dei conglomerati costituita da particelle granulari di origine minerale. Essi costituiscono l'80-85% del volume delle miscele (circa il 95% in peso). Si classificano primariamente in base alle dimensioni in aggregato grosso (dimensione massima $D < 31,5$ mm e dimensione minima $d > 4$ mm), fine ($D < 4$ mm e $d = 0$) e filler (per la maggior parte passante al setaccio 0,063 mm). I primi due sono ottenuti dalla lavorazione di materiali vari:

- *naturali* (rocce compatte o sciolte frantumate, tondeggianti, a spigoli vivi), materiali ricavati da rocce con particolari caratteristiche di resistenza mediante un processo di frantumazione artificiale ed una successiva vagliatura. Il materiale risultante dalla vagliatura, comunque a spigoli vivi, dovrà presentare un prestabilito assortimento granulometrico. Questo tipo di aggregati viene impiegato soprattutto negli strati più superficiali perché garantisce migliori caratteristiche meccaniche.
- *Artificiali* (e.g. loppa d'altoforno, ceneri volanti, argilla espansa). Questi aggregati sono prodotti industrialmente, per esempio, mediante fusione ad alte temperature di minerali o rocce. Le proprietà di tali aggregati possono essere varie a seconda del prodotto di partenza e del tipo di lavorazione a cui è stato sottoposto. Eventualmente, possono essere progettati appositamente "su misura" per rispondere a determinati requisiti. In tal caso, vengono generalmente impiegati solo "localmente" dove specifiche caratteristiche non sono possedute dagli aggregati naturali.
- *Riciclati* (da materiali di C&D o derivanti dalla rimozione di pavimentazioni esistenti).

Il filler (dall'inglese "to fill", riempire) in una miscela può invece provenire parzialmente dalla frazione fina o essere totalmente di additivazione.

La sua presenza è essenziale per la formazione del mastice (filler + bitume) che determina molteplici proprietà delle miscele (è importante controllarne dosaggio e composizione). Nello specifico, una buona composizione del mastice permette di evitare il trasudamento, di prevenire lo spogliamento e di aumentare la stabilità delle miscele.

Indipendentemente dall'origine degli aggregati, le norme tecniche di Capitolato Anas fanno riferimento a specifiche caratteristiche per giudicarne l'idoneità. Tali caratteristiche variano in funzione dello strato per cui il materiale deve essere impiegato (vedi Tabella 4.3).

A tal proposito, le proprietà che caratterizzano un aggregato sono di tipo **geometrico** (granulometria, forma, appiattimento, tessitura), **fisico** (meccaniche e di durabilità - e.g. Los Angeles, gelo-disgelo) e **chimico** (proprietà mineralogiche, idrofilia-idrofobia).

Proprietà geometriche

Quando si parla di caratteristiche geometriche ci si riferisce essenzialmente a tre parametri fondamentali:

- **granulometria**: distribuzione delle dimensioni delle particelle (parametri caratteristici: e.g. fuso granulometrico, dimensione massima, contenuto di "fini"). Tale aspetto influenza tutte le principali proprietà delle miscele (siano esse bituminose, cementizie o non legate). Analogamente a quanto già introdotto per la classificazione del terreno di sottofondo, la granulometria viene studiata mediante analisi granulometrica, ossia il procedimento che consente di determinare la distribuzione dimensionale degli aggregati tramite setacciatura (setacci con dimensioni standardizzate come riportato nelle norme UNI EN 13043). Per ottenere dati attendibili il campione da sottoporre a setacciatura deve avere una massa minima funzione del suo diametro massimo (Tabella 4.1).

Tabella 4.1. Massa di aggregati da sottoporre a vagliatura in laboratorio in funzione della dimensione massima dei granuli

Dimensione massima mm	Massa minima kg
63	40
32	10
16	2,6
8	0,6
≤4	0,2

In generale, un conglomerato bituminoso è studiato per ottenere la massima densità impiegando la minor quantità possibile di aggregati. A tal fine, la distribuzione granulometrica deve essere tale da garantire la presenza proporzionata di granuli con dimensioni assortite, in modo che i più "fini" possano occupare i vuoti lasciati dai più "grossi". Tutti gli aggregati devono essere descritti mediante la designazione d/D (Figura 4.2) che definisce a sua volta il sopravaglio (passante percentuale corrispondente alla dimensione massima dell'aggregato) e sottovaglio (passante percentuale corrispondente alla dimensione minima dell'aggregato). In generale, si può affermare che dalla dimensione massima D dipendono varie proprietà della miscela. Miscele con D piccolo risultano poco stabili e non sviluppano un attrito interno adeguato; miscele con D grande possono invece garantire migliori prestazioni meccaniche, ma sono più difficilmente lavorabili (difficili da compattare) e possono presentare maggiore tendenza alla segregazione. Normalmente dovrebbe risultare $D < s/3$ e massimo $D = s/2$ (s = spessore dello strato).

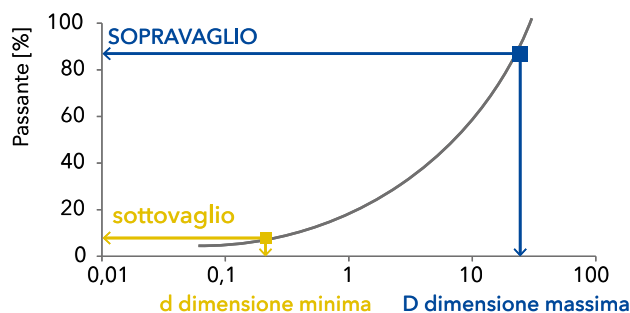


Figura 4.2. Dimensione massima e minima dell'aggregato

- **Forma dei granuli** (indice di forma e appiattimento - UNI EN 933-3 e UNI EN 933-4): indica il grado di poliedricità dei granuli. Influenza il livello di incastro intergranulare nelle miscele e, parzialmente, l'aderenza superficiale. Per determinare l'indice di forma, i granuli vengono classificati in base al rapporto tra il diametro massimo (lunghezza L) e quello medio (spessore E) misurati tramite un calibro apposito. Per la valutazione del coefficiente di appiattimento si ricorre invece ad uno speciale vaglio a barre. Le norme tecniche di Capitolato Anas impongono limitazioni con particolare riferimento a quest'ultimo parametro (Tabella 4.3). Inoltre, per una valutazione completa delle caratteristiche di forma, il Capitolato prescrive la determinazione della percentuale delle superfici frantumate negli aggregati grossi (massa dei granuli frantumati/spezzati, anche parzialmente - UNI EN 933-5) e della spigolosità degli aggregati (UNI EN 933-6), con valori limite riportati in Tabella 4.3.

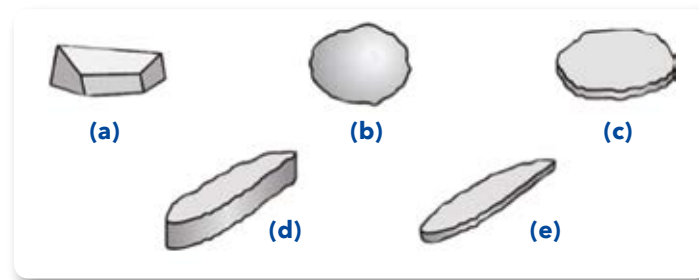


Figura 4.3. Forma dei granuli: a) prismatica; b) rotonda; c) appiattita; d) allungata; e) piatta e allungata



Figura 4.4. Calibro per la determinazione dell'indice di forma (SI)

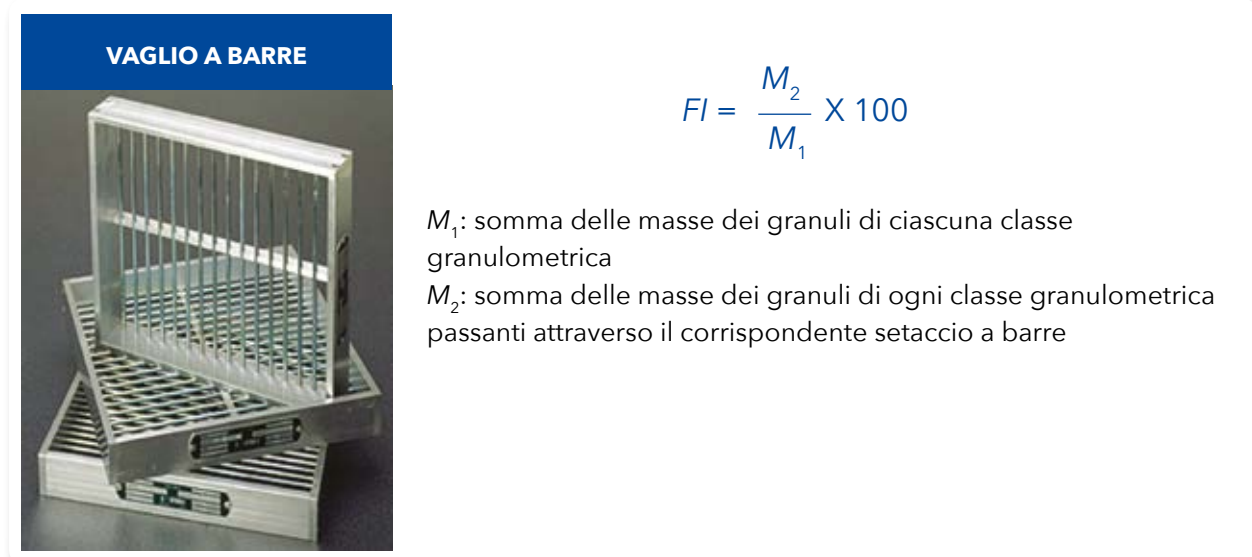


Figura 4.5. Vaglio a barre per la determinazione dell'indice di appiattimento

- **Tessitura superficiale:** principale responsabile delle caratteristiche superficiali di aderenza, misurata tramite prove di attrito radente (Skid Test - UNI 13036-4). Influenza parzialmente anche l'incastro intergranulare e la quantità di bitume necessaria per un corretto ricoprimento dei granuli.

Per un giudizio delle miscele in base alle proprietà di forma e tessitura, occorre distinguere a seconda di quale caratteristica del conglomerato risultante si voglia privilegiare. In termini di lavorabilità, si può considerare che particelle lisce e arrotondate siano migliori rispetto a quelle con facce frantumate. In tal senso l'aggregato ideale sarebbe quello la cui forma è prossima alla sfera (aggregato isodiametrico), perché consente di ottenere il maggior grado di compattezza con il minimo indice dei vuoti e i minori sforzi di compattazione. Tuttavia, tale aspetto può incidere negativamente dal punto di vista meccanico in quanto i granuli non riescono a sviluppare un adeguato incastramento intergranulare e, conseguentemente, una buona stabilità (rischio di deformazioni permanenti e scarsa portanza - Figura 4.6). Analogamente, dal punto di vista meccanico particelle poliedriche sono sicuramente da preferirsi rispetto a granuli piatti ed allungati (che tendono a impedire la compattazione e/o rompersi sotto carico), così come particelle rugose e frantumate garantiscono un maggiore attrito interno rispetto a quelle lisce e arrotondate e un più forte legame con il legante bituminoso che le ricopre, assicurando complessivamente una maggiore stabilità. In particolare, quando utilizzate negli strati superficiali, particelle rugose garantiscono anche una maggiore aderenza (soprattutto alle basse velocità).



Figura 4.6. Effetto della forma delle particelle: le particelle spigolose si incastrano, rendendo la compattazione più difficile, ma gli strati saranno più stabili (sx). Le particelle di forma rotonda possono essere compattate più facilmente, ma la stabilità finale dello scheletro solido sarà bassa (dx)

Si riassumono nella figura seguente alcuni riferimenti utili relativi a possibili difetti delle miscele in conglomerato dovuti a carenze degli aggregati in termini di granulometria e/o caratteristiche superficiali.

Causa (conglomerato)	Difetti qualitativi riscontrati					
	Percentuale di vuoti nel conglomerato troppo		Contenuto di legante troppo		Percentuale di vuoti nell'aggregato minerale troppo	
	bassa	alta	bassa	alta	bassa	alta
Troppo poco filler			•			•
Troppo filler		•		•		•
Sabbia troppo fine		•		•		•
Sabbia troppo grossa	•		•		•	
Troppo poca sabbia da frantumazione	•		•		•	
Troppo sabbia da frantumazione		•		•		•
Assortimento granulometrico non corretto		•		•		•
Aggregato troppo liscio			•			
Aggregato troppo poroso				•		
Troppo poca graniglia fine					•	
Troppo graniglia fine						•
Percentuale di vuoti troppo alta		•		•		
Percentuale di vuoti troppo bassa	•		•			

Figura 4.7. Correlazione tra carenze degli aggregati e difetti del conglomerato

Proprietà fisiche

Analizzare gli aggregati da un punto di vista fisico significa essenzialmente valutare le caratteristiche dell'aggregato grosso in termini di resistenza alla frammentazione (stabilità durante la produzione e la compattazione delle miscele), all'usura (consumo per attrito) e ai cicli di gelo-disgelo (durabilità). Tali caratteristiche vengono determinate tramite la *prova "Los Angeles"* (UNI EN 1097- 2). Tale prova consente di misurare la **resistenza alla disgregazione** degli aggregati soggetti ad urti e mutua abrasione causati da sollecitazioni esterne (e.g. traffico, effetti termici).

Una frazione granulometrica con massa M1 di circa 5000 g dell'aggregato viene introdotta nella macchina "Los Angeles" assieme ad un determinato numero di sfere d'acciaio. Il tamburo viene fatto ruotare per 500 giri: i granuli di aggregato sono così sottoposti ad azioni di rotolamento e urto tra di loro e con le sfere di acciaio. Al termine delle rotazioni il campione viene setacciato al passante 1,6 mm ed il trattenuto viene

pesato. La perdita di massa percentuale rispetto alla massa iniziale è il coefficiente Los Angeles (LA). Per cui bassi valori di coefficiente Los Angeles indicano migliori prestazioni dei materiali (Tabella 4.2).

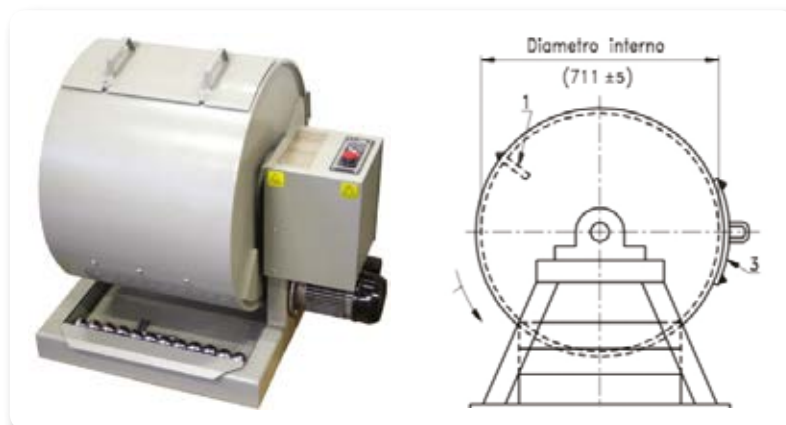


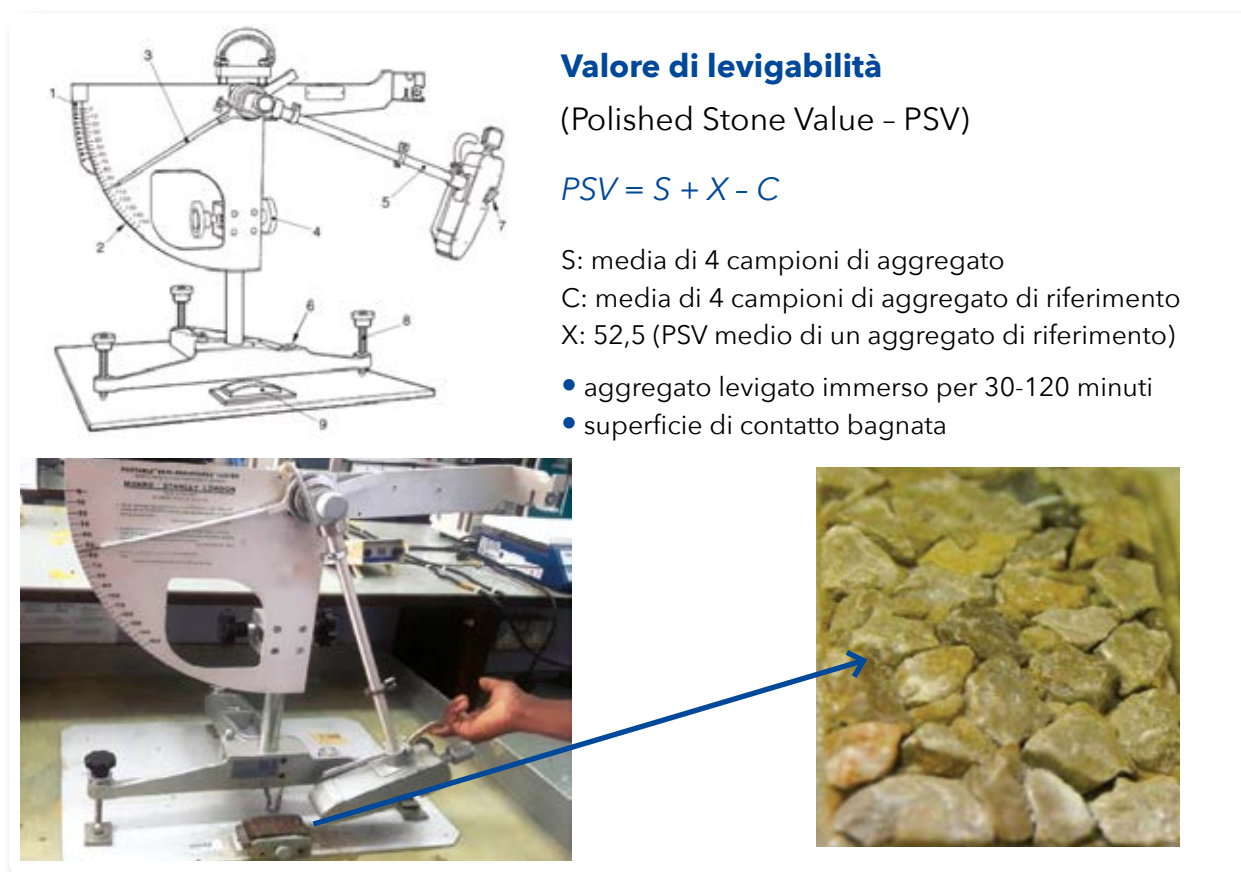
Figura 4.8. Prova Los Angeles

Tabella 4.2. Valori tipici del coefficiente Los Angeles

Tipo di roccia	Valore LA (tipico)
Basalto	10-17
Dolomite	18-30
Gneiss	33-57
Granito	27-49
Calcare	19-30
Quarzite	20-35

Per quanto riguarda la valutazione della **resistenza al gelo** e disgelo si fa riferimento alla norma UNI EN 1367-1 che prevede di avvalersi della stessa strumentazione della prova Los Angeles. L'aggregato di una certa classe granulometrica viene sottoposto a 10 cicli di gelo e disgelo da circa 20°C a -17°C a pressione atmosferica e poi sottoposto a prova Los Angeles. Successivamente, si provvede alla vagliatura al setaccio d/2 e si pesa il trattenuto. Nel caso ideale, il valore della resistenza al gelo e disgelo è pari a 0%.

Alla valutazione di tali caratteristiche, per gli aggregati grossi si deve aggiungere quella della **resistenza alla levigatura** sotto l'azione del traffico (mantenimento della tessitura superficiale). In conformità con la norma UNI EN 1097-8, si ricava il parametro PSV (coefficiente di levigatura accelerata) che deve rispettare i limiti imposti dalle norme tecniche di Capitolato Anas (Tabella 4.3).



Valore di levigabilità

(Polished Stone Value - PSV)

$$PSV = S + X - C$$

S: media di 4 campioni di aggregato

C: media di 4 campioni di aggregato di riferimento

X: 52,5 (PSV medio di un aggregato di riferimento)

- aggregato levigato immerso per 30-120 minuti
- superficie di contatto bagnata

Figura 4.9. Prova di levigabilità accelerata per la misura del PSV

Tabella 4.3. Limiti da Capitolato Anas per i principali parametri caratterizzanti gli aggregati

Indice	Usura chiusa	Usura drenante	Binder	Basebinder	Base
Perdita in peso Los Angeles	≤ 20%	≤ 20%	≤ 25%	≤ 25%	≤ 25%
Resistenza al gelo/disgelo	≤ 1%	≤ 1%	-	-	-
Aggregati "alluvionali" (da frantumazione di rocce tondeggianti - % in peso)	Se concesso dalla DL < 50%	Se concesso dalla DL < 40%	-	-	-
Aggregati frantumati (privi di facce tonde - % in peso degli aggregati alluvionali)	Se concesso dalla DL ≥ 80%	Se concesso dalla DL ≥ 80%	100%	≥ 70%	≥ 70%
PSV (Polished Stone Value) tessitura superficiale tramite Skid tester	≥ 44	≥ 44	-	-	-
Coefficiente di appiattimento	≤ 15%	≤ 15%	≤ 15%	≤ 15%	≤ 15%

Proprietà chimiche

Gli aggregati possono essere classificati da un punto di vista chimico analizzando alcune specifiche proprietà come nel seguito riassunto:

- **pulizia e qualità dei fini:** si deve valutare la presenza di minerali argillosi o organici che possono compromettere l'adesione con il bitume o causare suscettibilità all'acqua. Per tale motivo, il contenuto di fini (passante al setaccio da 0,063 mm) negli

aggregati grossi e fini deve essere controllato e dichiarato. Quando esso supera una certa percentuale (funzione della classe granulometrica della frazione analizzata) si deve provvedere al controllo della qualità del materiale fino presente tramite la prova dell'*equivalente in sabbia* (UNI EN 933-8). Tale prova misura la quantità e la qualità del materiale fino (grado di pulizia in termini di assenza di sostanze vegetali, particelle leggere di natura organica e/o argillosa).

Una porzione di materiale e una soluzione flocculante vengono versati in un cilindro graduato e agitati per rimuovere il rivestimento argilloso delle particelle. Si versa quindi un'ulteriore soluzione flocculante che forzi le particelle fini in sospensione sulla sabbia. Dopo 20 minuti, il valore di equivalente in sabbia (ES) viene calcolato come l'altezza del sedimento (H_1) espressa in percentuale dell'altezza complessiva del materiale flocculato nel cilindro (H_2). A seconda del valore di ES si parla di materiale niente o poco plastico ($ES \geq 35$), debolmente plastico ($25 < ES < 35$), plastico ($ES \leq 25$).

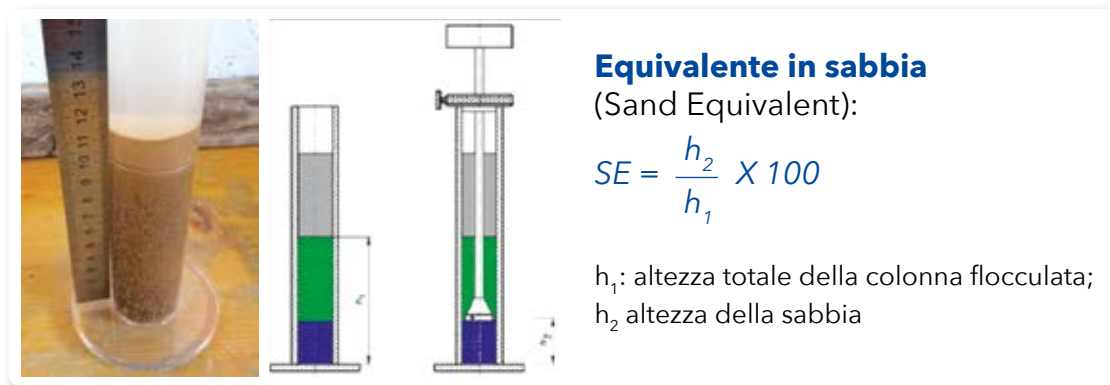


Figura 4.10. Configurazione della prova dell'*equivalente in sabbia*

- **Composizione mineralogica:** riguarda la natura compositiva degli aggregati che influenza in particolar modo le caratteristiche meccaniche e di durabilità. In termini mineralogici interessa verificare soprattutto la presenza di sostanze solubili in acqua (solfati, gesso) o soggette ad ossidazione. Inoltre, è importante valutare le caratteristiche di idrofilia e idrofobia dell'aggregato. Particelle la cui superficie ha una grande affinità con l'acqua (idrofile) sono infatti poco affini con il bitume. Al contrario, particelle poco affini con l'acqua (idrofobe) sono più affini con il bitume. L'idrofilia/idrofobia di un aggregato può essere stimata valutandone la basicità/acidità. In tal senso, si può considerare che aggregati di natura calcarea sono tendenzialmente idrofobi e manifestano quindi maggiore affinità col bitume (elevata adesione con aggregato anche in presenza di acqua). Viceversa, aggregati di natura silicea sono generalmente idrofilo e manifestano quindi maggiore affinità all'acqua piuttosto che con il

bitume, essendo così maggiormente esposti al rischio di spogliamento. Tuttavia, gli aggregati silicei presentano solitamente migliori caratteristiche meccaniche, specie in termini di aderenza. Occorre pertanto trovare un compromesso a seconda delle specifiche esigenze. Eventualmente, per migliorare le caratteristiche di adesione si possono impiegare additivi o filler calcarei.

Tra gli additivi si distinguono due tipologie principali: gli *attivanti di adesione*, sostanze tensioattive che migliorano la resistenza delle miscele agendo sulle condizioni di interfaccia aggregato/legante in modo da favorire l'adesione tra le due componenti, inibendo o scongiurando lo spogliamento; gli *attivanti chimici funzionali* (ACF) che correggono alcune proprietà del legante bituminoso come la suscettività termica, l'elastoplasticità, la coesione, la viscosità, il comportamento reologico e la resistenza all'ossidazione.

Marcatura CE degli aggregati

Il processo di qualificazione degli aggregati coinvolge anche la marcatura CE, obbligatoria dal 1 giugno 2004 per la commercializzazione e l'impiego di ogni prodotto relativo alla norma UNI EN 13043 *"Aggregati per miscele bituminose e trattamenti superficiali per strade, aeroporti e altre aree soggette a traffico"*.

Gli aggregati da impiegare per la composizione di conglomerati bituminosi sono infatti classificati come prodotti da costruzione, pertanto soggetti al Construction Products Regulation (CPR, Regolamento n.305/2011 sui Prodotti da Costruzione). Ai fini della marcatura CE, i produttori devono dotarsi di un Controllo di Produzione in Fabbrica (CPF). Il controllo di produzione in fabbrica consiste nel controllo permanente (documentato e registrato in forma scritta) da parte del produttore dei parametri che influenzano la produzione. Ciò implica che per immettere gli aggregati sul mercato europeo il produttore effettui specifiche dichiarazioni per l'identificazione del prodotto, nonché garantisca la categoria di appartenenza alle varie proprietà geometriche, fisiche e chimiche dimostrando che il materiale risulta conforme alle Norme europee armonizzate (UNI EN 13043: *aggregati per conglomerati bituminosi e trattamenti superficiali*; UNI EN 12620: *aggregati per calcestruzzo*; UNI EN 13242: *aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici*). Tali norme forniscono lo schema per la determinazione e la dichiarazione delle proprietà (requisiti geometrici, chimici, fisici) per ciascun utilizzo finale, assegnando per ogni requisito un metodo di prova e un criterio per la dichiarazione del valore del requisito stesso. Le norme armonizzate definiscono inoltre le frequenze di prova minime (controllo di produzione di fabbrica), i criteri di designazione, marcatura ed etichettatura del prodotto. La conformità a tali norme autorizza alla marcatura CE del prodotto.

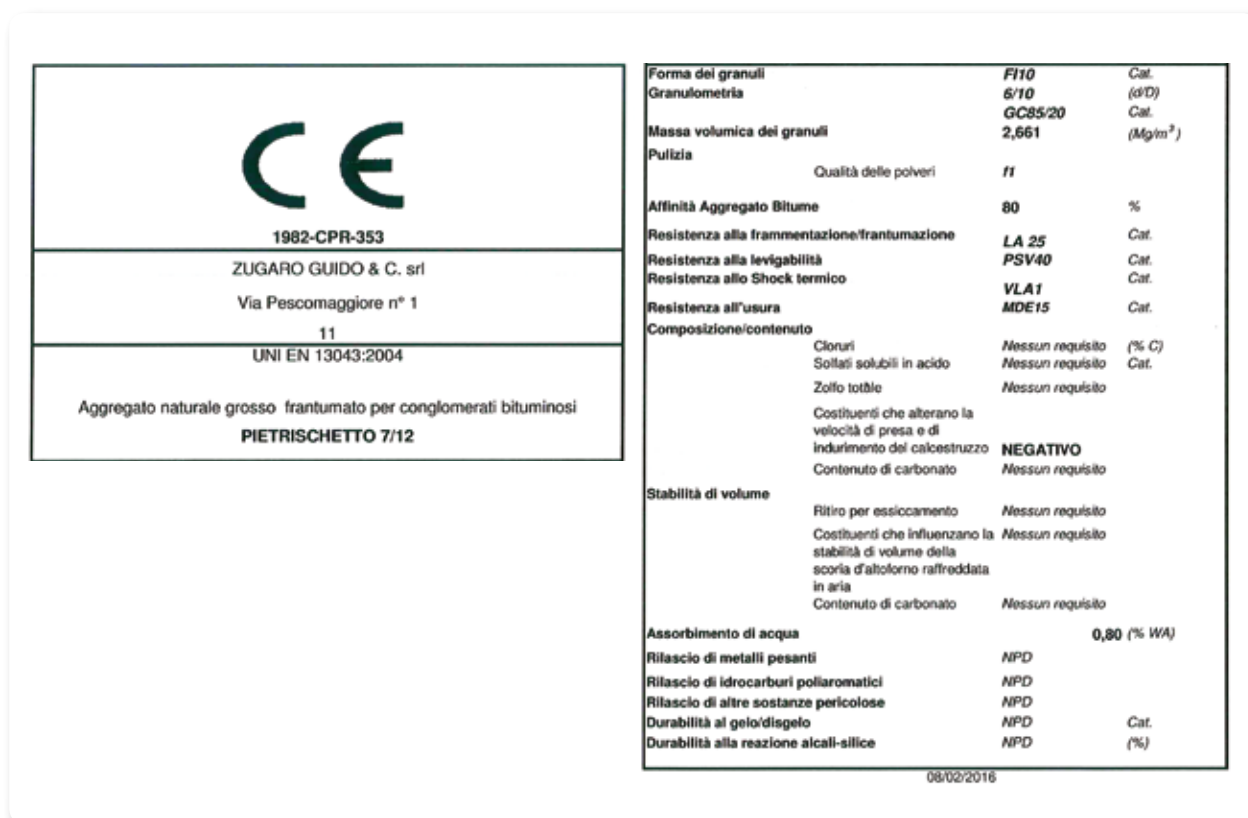


Figura 4.11. Esempio di marcatura CE per aggregati

4.2 Il bitume

Come definito nella norma UNI EN 12597 "Bitumen and bituminous binders", il bitume è un "materiale virtualmente non volatile, adesivo e impermeabile derivato dal petrolio greggio oppure presente nell'asfalto nativo; completamente o quasi completamente solubile in toluene, molto viscoso o quasi solido a temperatura ambiente".

Il bitume deriva dai processi di raffinazione del petrolio grezzo. Il processo di produzione più comune è quello della distillazione frazionata mediante il quale si ottiene il frazionamento del grezzo sfruttando le differenze esistenti fra le temperature di ebollizione dei suoi vari componenti.

Esso rappresenta la componente legante dei conglomerati bituminosi, responsabile di tenere insieme le particelle di aggregato garantendo consistenza e coesione sotto carico. Pur rappresentando la componente nettamente minoritaria del conglomerato (circa il 5% in peso rispetto agli aggregati), le sue caratteristiche influenzano in maniera altrettanto importante quanto quelle dell'aggregato le proprietà finali della miscela in conglomerato.

La scelta di impiegare bitume per il confezionamento dei conglomerati scaturisce primariamente dalla necessità di conferire alle miscele caratteristiche di **adesione**

(legame tra bitume e aggregati), **coesione** (adesione tra le particelle di bitume, caratteristica intrinseca del legante) e **impermeabilizzazione**. Inoltre, si può sfruttare la **termo-dipendenza** del materiale. Le proprietà del bitume variano infatti al variare della temperatura cui risulta sottoposto. Ciò permette di ottenere un materiale semi-liquido (quindi facilmente lavorabile) alle temperature di miscelazione e compattazione, e semi-solido (quindi compatto e resistente) alle temperature di esercizio. Occorre però considerare che la termo-dipendenza permane anche all'interno del range delle temperature di esercizio, aspetto che può determinare un diverso comportamento dello stesso materiale quando sottoposto a condizioni climatiche differenti.

Contemporaneamente, il bitume è anche un materiale viscoso, caratteristica che lo rende **tempo-dipendente**, cioè il suo comportamento risente della frequenza con cui viene caricato (i.e. le proprietà variano al variare della velocità con cui transitano i veicoli sulla pavimentazione in esame).

Occorre pertanto prestare particolare attenzione alla scelta del legante più idoneo a seconda delle condizioni di carico e ambientali cui la pavimentazione sarà soggetta nell'arco della propria vita utile.

Le proprietà meccaniche e fisiche del bitume sono strettamente legate alla sua composizione chimica, fisica e strutturale.

Dal punto di vista chimico-fisico, il bitume può essere rappresentato come un sistema multifase che comprende una componente oleosa (saturi e aromatici) all'interno della quale sono disperse sostanze insolubili dette asfalteni (molecole ad alto peso molecolare con struttura chimica complessa) ricoperti da resine (molecole adsorbite). L'insieme di saturi, aromatici e resine viene definita "malteni".

Ciascuna componente svolge una specifica funzione: gli *asfalteni* sono strutture complesse che determinano il comportamento del bitume al variare della temperatura (viscoso, elastico, plastico) e la resistenza alle sollecitazioni meccaniche. I *saturi* e *aromatici* sono sostanze chimiche che costituiscono il componente più fluido del bitume ed influiscono sul suo comportamento ad elevate temperature conferendogli la capacità di ricoprire estese superfici di altro materiale. Le *resine* sono composti solubili, viscosi a temperatura ambiente e con notevoli proprietà adesive. Svolgono un'azione disperdente degli asfalteni, conferendo flessibilità e duttilità al bitume quando sottoposto a sollecitazioni (rendono il legante bituminoso duttile ed adesivo).

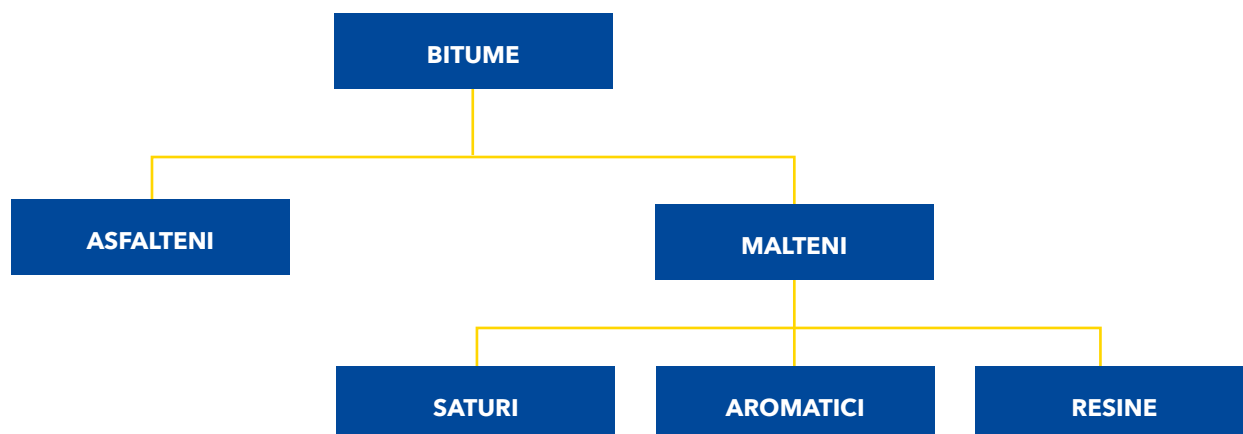


Figura 4.12. Componenti chimiche del bitume

Il comportamento reologico del bitume dipende dallo stato di aggregazione delle micelle e dunque dal rapporto tra asfaltene, maltene e resine.

In tal senso, occorre considerare che la proporzione tra i costituenti del bitume non rimane costante nel tempo, ma tende a variare a seguito dell'interazione chimica tra il bitume e l'ossigeno. Nel tempo il bitume tende infatti a "invecchiare". Si parla di **invecchiamento a breve e lungo termine**. Quello a breve termine è legato all'esposizione del legante ad elevatissime temperature durante le fasi di miscelazione e posa in opera (superiori a 130°C). Quello a lungo termine si manifesta invece in sito durante tutto l'arco della vita utile della pavimentazione ed è fondamentalmente determinato dall'esposizione del materiale agli agenti atmosferici (e.g. irraggiamento solare, acqua, vento). In ambo i casi, il bitume subisce fenomeni di ossidazione che comportano la perdita delle componenti volatili più leggere (maltene). Conseguentemente, il legante risulta progressivamente più ricco di asfaltene (la componente più dura e consistente) e tende quindi a diventare più rigido, ma anche potenzialmente più fragile e maggiormente esposto al fenomeno della fessurazione.

Questa peculiarità risulta particolarmente rilevante nell'ottica del recupero del materiale fresato derivante dalla demolizione di vecchie pavimentazioni per il confezionamento di nuovo conglomerato tramite tecnica di riciclaggio a caldo. Come specificamente descritto nel paragrafo § 4.2 - *Tipologie di bitume*, esponendo il materiale fresato ad alta temperatura durante la miscelazione con gli aggregati vergini e il bitume di aggiunta, parte del legante che lo ricopre tende a "riattivarsi" e si miscela con il bitume vergine. Il bitume riattivato proveniente da fresato è però un bitume che ha subito tutti i processi di invecchiamento e presenta pertanto caratteristiche alterate rispetto a quelle possedute inizialmente. Conseguentemente, la miscela finale riciclata di bitume vergine e bitume invecchiato avrà caratteristiche intermedie e tenderà ad es-

sere più rigida e fragile di un'equivalente miscela composta unicamente da materiale vergine. Per bilanciare l'irrigidimento apportato dal bitume riattivato del fresato, oltre all'impiego di specifici additivi "rigeneranti" che mirano a ripristinare le caratteristiche del bitume "invecchiato", occorre tarare opportunamente la scelta del bitume vergine di aggiunta: esso dovrà essere più "soffice" per compensare almeno parzialmente l'effetto irrigidente del bitume riattivato. La scelta è anche funzione della quantità di materiale fresato che si intende inglobare nella miscela (vedi § 4.2 - *Tipologie di bitume*).

Classificazione e controllo del bitume

La classificazione e il controllo quantitativo/qualitativo dei bitumi stradali avviene attraverso una serie di prove che consentono di definire parametri empiricamente connessi alle prestazioni in esercizio della pavimentazione. Tali prove rappresentano il riferimento sulla base del quale si fondano le attuali norme tecniche europee per la classificazione e accettazione dei bitumi stradali.

Nel seguito si descrivono brevemente le peculiarità di ciascuna e i parametri da esse desumibili:

- **penetrazione (UNI EN 1426)**: la prova di penetrazione è quella impiegata per la classificazione dei bitumi. Con questa prova si determina la consistenza e durezza del materiale a temperatura ambiente (i.e. 25°C), misurando la penetrazione in dmm di un ago standardizzato sotto un carico di 100 g entro 5 s dall'inizio della penetrazione. Quanto più il bitume è molle, tanto maggiore è la penetrazione.

La classificazione del bitume viene espressa in base al grado di durezza come intervallo di valori (es. un bitume classificato 50/70 ha una penetrazione compresa tra 50 e 70 dmm).



Figura 4.13. Apparecchiatura per la prova di penetrazione

- **Punto di rammollimento (prova palla-anello - UNI EN 1427):** il bitume caldo viene versato in uno speciale anello di ottone e caricato al centro con una sfera di acciaio di dimensioni e peso standardizzati. Il provino così predisposto viene inserito in un bagno soggetto a riscaldamento. La temperatura del bagno viene incrementata con un gradiente costante fintanto che il bitume, che sotto il peso della sfera tende a deformarsi, non tocca la base del sistema di prova posta a 2,54 cm sotto il piano di partenza. La temperatura del bagno a cui si verifica questa condizione corrisponde al punto di rammollimento (temperatura alla quale il bitume passa dallo stato semisolido allo stato semi-liquido). Tale valore restituisce un'idea del comportamento del materiale alle alte temperature di esercizio.

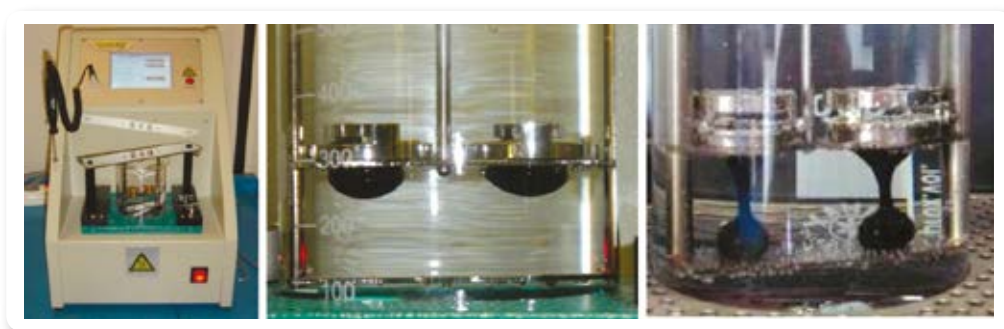


Figura 4.14. Prova di rammollimento (palla-anello)

- **Punto di rottura (prova Fraass - UNI EN 12593):** la prova consente di determinare il punto di rottura Fraass (in °C), che traduce la fragilità dei leganti bituminosi alle basse temperature. Operativamente la prova prevede di misurare la temperatura alla quale un film di bitume (spessore pari a 0,5 mm) applicato su una piastrina rettangolare metallica (41 × 20 × 0,15 mm) presenta sulla sua superficie le prime screpolature per effetto di flessioni cicliche applicate con frequenza ed ampiezza costanti (1 giro/sec) man, mano che la temperatura decresce con gradiente costante (-1°C/min) partendo da una temperatura iniziale di 15°C superiore rispetto al valore Fraass atteso. Si ricava così una valutazione del comportamento del materiale alle basse temperature di esercizio.

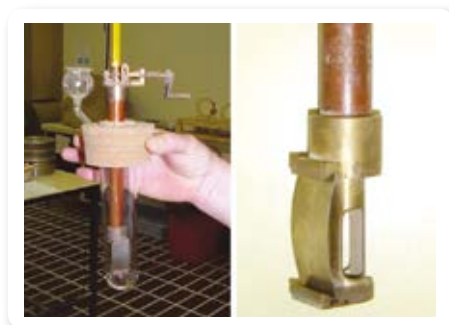


Figura 4.15. Prova Fraass

- **Viscosità dinamica (prova a cilindri coassiali - UNI EN 13702-2):** la prova consente di determinare la viscosità di un bitume ad una specifica temperatura attraverso un roto-viscosimetro a cilindri coassiali. Il bitume viene riscaldato e colato (10,5 g) in un cilindro posto all'interno di un forno elettrico che condiziona il provino alla temperatura di prova desiderata (compresa tra 100°C e 165°C). Una girante con punta conica viene quindi immersa nel provino e fatta girare a velocità costante (20 giri/min). Si misura la resistenza che il provino oppone a tale rotazione, direttamente correlabile alla viscosità (misurata in Pa·s). L'andamento della viscosità con la temperatura fornisce un riferimento per valutare la lavorabilità della miscela alle temperature di miscelazione e compattazione. Inoltre, permette di valutare in maniera molto efficace l'eventuale presenza di polimero nei bitumi modificati (vedi § 4.2 - *Tipologie di bitume*).



Figura 4.16. Prova di viscosità tramite rotoviscosimetro

- **Elasticità (prova di ritorno elastico - UNI EN 12593):** la prova consente di determinare le proprietà di elasticità di un bitume ad una specifica temperatura. Un campione di bitume di forma e dimensioni standardizzate è sottoposto, in un bagno termostatico alla temperatura di 25°C, ad una elongazione di 50 mm/min fino ad una elongazione massima di 200 mm, dopodiché si taglia il campione in due ottenendo due lembi. Il ritorno elastico è valutato misurando dopo 30 minuti dal taglio del campione la distanza d (espressa in mm) tra le estremità dei due lembi del provino. Come la prova di viscosità, tale metodologia permette di verificare in maniera efficace la presenza di polimero nei bitumi modificati che presentano un valore di ritorno elastico nettamente superiore a quello manifestato da un bitume tradizionale.



Figura 4.17. Prova di ritorno elastico

- **Resistenza all'indurimento per effetto del calore e dell'aria - Metodo RTFOT (UNI EN 12607-1):** effettuata per simulare l'invecchiamento di un bitume nella fase di miscelazione e posa in opera del conglomerato. Il bitume, versato all'interno di contenitori di vetro alloggiati su un supporto rotante, viene scaldato a 163°C e trattato con un getto d'aria costante di 4000 ml/minuto per 85 minuti. Dopo il trattamento di invecchiamento si esegue sul bitume recuperato la prova di penetrazione e quella per il punto di rammollimento al fine di verificare il valore di penetrazione residua e l'incremento del punto di rammollimento rispetto al materiale non invecchiato.

- **Stabilità allo stoccaggio (UNI EN 13399):** misura della capacità del sistema bitume-polimero di mantenere caratteristiche omogenee senza dar luogo a fenomeni di separazione tra le fasi.

Il bitume contenuto in un cilindro viene tenuto per 72 ore in posizione verticale a una temperatura costante di 180°C. Al termine della prova si valuta la differenza del valore di penetrazione e punto di rammollimento tra la parte superiore e inferiore del campione.

Tipologie di bitume

Idealmente, il legante ottimale per il confezionamento di conglomerati bituminosi dovrebbe garantire una consistenza costante e sufficientemente elevata in tutto il range delle temperature di esercizio cui la pavimentazione può essere sottoposta durante l'arco della propria vita utile (Figura 4.18). La consistenza dello stesso dovrebbe velocemente ridursi nel range delle temperature di lavorazione (i.e. temperature di miscelazione e compattazione) al fine di evitare un riscaldamento eccessivo del materiale

per poterlo rendere lavorabile (limitando così i consumi energetici e le emissioni in atmosfera legate ai processi produttivi e migliorando al contempo le condizioni lavorative degli operatori in impianto e in cantiere).

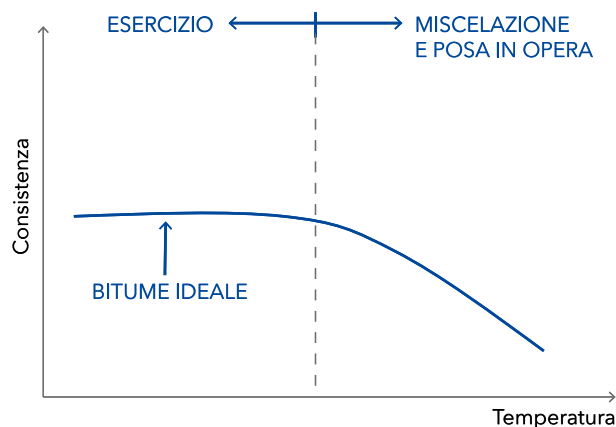


Figura 4.18. Comportamento di un bitume ideale al variare della temperatura

Tradizionalmente, nei conglomerati bituminosi per uso stradale è stato impiegato per decenni bitume tal quale del tipo 50/70 o 70/100.

Se si analizza il comportamento di un bitume del genere al variare della temperatura a cui è sottoposto, si ricava un andamento pressoché lineare, quindi notevolmente differente rispetto a quello ideale (Figura 4.19). Occorre inoltre considerare che le modifiche apportate negli ultimi decenni ai processi di distillazione del petrolio (per aumentare l'estrazione dei prodotti maggiormente pregiati e remunerativi) hanno provocato ripercussioni negative in termini di qualità del bitume tal quale che ne scaturisce, con particolare riferimento a una maggiore tendenza all'indurimento durante la miscelazione e la stesa del conglomerato bituminoso (comportamento investigabile tramite prove di penetrazione e palla-anello eseguite sul bitume invecchiato artificialmente in laboratorio a breve termine). Conseguentemente, le miscele in conglomerato che impiegano bitume tal quale sono potenzialmente più soggette a fenomeni di sgranamento e fessurazione. Per ovviare a tali problematiche e, in generale, per migliorare le prestazioni del conglomerato in esercizio avvicinandosi al comportamento ideale sopra descritto, è possibile ricorrere all'impiego di **bitumi modificati con aggiunta di polimeri**. Modificare un bitume tramite l'aggiunta di componenti "esterne" (i.e. polimeri termoplastici di tipo plastomerico o elastomerico) comporta variazioni delle caratteristiche fisiche, chimiche e reologiche del materiale. A parità di penetrazione, si può affermare che i bitumi modificati garantiscono, rispetto ad un bitume tradizionale, un intervallo di elastoplasticità mediamente più elevato (Figura

ra 4.19). Ciò si traduce nel mantenimento di un comportamento elastico del materiale in un range più ampio di temperature di esercizio (estensione del comportamento ottimale di almeno 15-20°C sia alla alte che alle basse temperature). Ciò determina una minore sensibilità alle escursioni termiche e maggiore reversibilità alle deformazioni sotto l'azione del traffico, limitando la formazione di deformazioni plastiche (ormae). Il polimero permette quindi al bitume di garantire maggiore resistenza all'accumulo di deformazioni permanenti anche laddove la pavimentazione sia esposta a temperature di esercizio mediamente elevate in corrispondenza di notevoli flussi di traffico veicolare pesante, così come un miglior comportamento in climi freddi, riducendo la fragilità alle basse temperature. La presenza del polimero consente, inoltre, un miglior assorbimento delle sollecitazioni cicliche indotte dal traffico veicolare (maggiore resistenza a fatica). Al contempo riduce la tendenza del materiale all'invecchiamento, conferendo pertanto maggiore durabilità all'intera miscela, e migliora l'adesione tra componente legante e lapidea (allontanando il pericolo di fenomeni di spogliamento e sgranamento). In tal senso, l'impiego di bitumi modificati è raccomandato in tutte le situazioni ove siano richieste particolari caratteristiche di resistenza meccanica e adesione (e.g. miscele di conglomerato bituminoso drenanti o trattamenti superficiali sottoposti ad elevato traffico pesante, che non garantiscono con un legante convenzionale il raggiungimento di adeguati livelli di resistenza meccanica a causa della carenza di adesione e coesione per effetto dell'azione degli agenti atmosferici e della discontinuità dei punti di contatto all'interno dello scheletro litico).

Per ottenere una buona lavorabilità durante le fasi di miscelazione e compattazione, occorre comunque sottolineare che si deve riscaldare la miscela a temperature più elevate rispetto a quanto necessario per miscele confezionate con bitume non modificato (mediamente superiori di almeno 15-20°C).

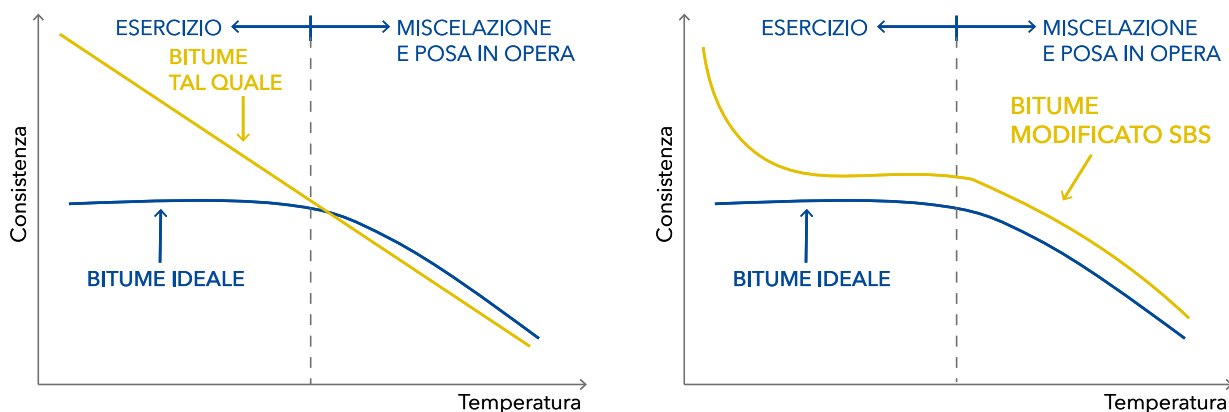


Figura 4.19. Comportamento di bitumi tal quali Vs bitumi modificati

In commercio è possibile reperire diversi tipi di bitume modificato a seconda della natura chimica e della quantità di polimero impiegato. In particolare, le norme tecniche di Capitolato Anas distinguono due possibili tipologie di bitume modificato: si parla di bitume **“soft”** quando si considerano tenori di polimero limitati (le caratteristiche meccaniche e reologiche del bitume variano entro un intervallo ristretto), mentre la modifica si definisce **“hard”** quando il tenore di polimero è tale da influenzare in maniera significativa il comportamento reologico del bitume stesso (rendendolo assimilabile a quello del polimero aggiunto).

Sul bitume modificato, oltre alle prove standard per la caratterizzazione dei bitumi sopra introdotte, vanno eseguite anche le prove di controllo per accertare l'entità della modifica (quantità di polimero aggiunto) e la tendenza all'invecchiamento. Inoltre, aspetti fondamentali per la buona resa del materiale riguardano la dispersione omogenea del polimero all'interno del bitume base e la stabilità del prodotto finale (il polimero non deve tendere a segregarsi dalla matrice bituminosa in cui è disperso).

Per quanto riguarda la scelta del bitume da adottare, considerando la ridotta differenza di costo attualmente esistente tra bitumi tal quali (TQ) e bitumi modificati (siano essi HD **“hard”** o SF **“soft”**) e le prestazioni nettamente superiori che questi ultimi sono in grado di garantire, è sempre raccomandabile l'impiego di bitume modificato in tutti gli interventi di nuove opere e risanamento profondo. L'impiego di bitumi tal quali dovrebbe essere limitato ai casi di risanamento superficiale su strade a basso traffico in zone con clima non particolarmente rigido, dove si deve andare a ripristinare l'esistente su una pavimentazione in conglomerato bituminoso confezionato con bitume tal quale (in modo tale da non generare variazioni di rigidità e differenze prestazionali eccessive tra il nuovo strato e gli esistenti).

Nel caso di impiego di bitumi modificati, la scelta del tenore di modifica è anch'essa principalmente funzione dell'entità del traffico e delle condizioni climatiche che la pavimentazione in esame si troverà ad affrontare durante l'arco della propria vita utile (bitumi hard sono da preferire per tutte le pavimentazioni sottoposte a condizioni più gravose). Un ulteriore fattore discriminante in tal senso è rappresentato dal quantitativo di materiale fresato eventualmente incluso nelle miscele di conglomerato confezionate a caldo. Oltre una certa soglia di fresato, variabile a seconda dello strato considerato, è sempre raccomandabile impiegare bitume modificato. Oltre tale valore limite, la scelta del tenore di modifica deve essere operata considerando la rigidità complessiva della miscela finale. Infatti, durante la miscelazione il bitume che riveste i granuli di

fresato, venendo a contatto con gli aggregati naturali e il bitume vergine di aggiunta entrambi riscaldati ad elevata temperatura, tende almeno parzialmente a "riattivarsi" miscelandosi con gli altri materiali componenti. Il bitume così riattivato è caratterizzato da una rigidità notevolmente superiore rispetto a quella posseduta inizialmente a causa dei processi di invecchiamento subiti a breve e lungo termine. Affinché la miscela di conglomerato risultante non risenta eccessivamente della presenza di questo materiale irrigidendosi a sua volta e palesando un'eccessiva fragilità, occorre adottare accorgimenti che permettano di compensare l'incremento di rigidità conferito dal materiale riciclato. A tal fine si può agire selezionando un bitume vergine di aggiunta più "soffice" in modo da bilanciare la rigidità del bitume invecchiato proveniente da fresato. Proprio per tale ragione, le norme tecniche di Capitolato Anas prescrivono l'impiego di bitume "soft" piuttosto che "hard" laddove si considerino percentuali di fresato elevate (vedi Tabella seguente).

Tabella 4.4. Tipologia di bitume da impiegare per miscele riciclate a caldo in funzione della percentuale di fresato inclusa

Tipo di bitume	Usura A			Usura B			Binder			Basebinder			Base		
	TQ	SF	HD	TQ	SF	HD	TQ	SF	HD	TQ	SF	HD	TQ	SF	HD
% fresato	≤10	≤15	≤15	≤10	≤15	≤15	≤15	≤25	≤20	≤15	≤25	≤20	≤15	≤30	≤25

Come già precedentemente accennato, le prove di laboratorio più efficaci per valutare l'effettiva presenza del polimero e il tenore di modifica sono la prova di **viscosità dinamica** e quella per la **misura del ritorno elastico**.

A titolo di riferimento, si riportano di seguito valori della viscosità dinamica in funzione della tipologia di bitume a una temperatura di 160°C:

- $0,02 \leq \text{Viscosità} \leq 0,10 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ per bitumi tal quale;
- $0,10 \leq \text{Viscosità} \leq 0,35 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ per bitumi modificati soft;
- $0,35 \leq \text{Viscosità} \leq 0,45 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ per bitumi modificati hard.

Relativamente al ritorno elastico, per bitumi tal quali non si registrano valori significativi, mentre per i bitumi modificati si ottengono dati percentuali nettamente elevati (ritorno elastico superiore al 50% per bitumi "soft" e superiore al 70% per bitumi "hard").

Contrariamente al netto incremento della viscosità e del ritorno elastico a parità di temperatura, all'aumentare del contenuto di polimero si osserva solo una lieve variazione delle altre proprietà del materiale. In generale, si può comunque affermare che

un maggior tenore di modifica comporta una leggera riduzione della penetrazione a 25°C, un aumento della temperatura di rammollimento e un decremento della temperatura Fraass, con conseguente estensione dell'intervallo di plasticità (differenza tra temperatura di rammollimento e punto di rottura Fraass) e riduzione della suscettibilità termica.

Emulsioni bituminose

Le emulsioni bituminose sono un sistema eterogeneo termodinamicamente instabile che include almeno due fasi, acqua e bitume mescolati con agenti tensioattivi o emulsionanti necessari per disperdere la componente legante e aumentare la stabilità del sistema (abbassano la tensione superficiale tra le due fasi favorendone la dispersione). I bitumi utilizzati per la fabbricazione delle emulsioni bituminose destinate a lavorazioni stradali possono essere modificati o non, eventualmente fluidificati o flussati.

Il contenuto di bitume residuo, uno dei parametri fondamentali per la descrizione e classificazione delle emulsioni, può variare dal 50 al 70% (rapporto volumetrico percentuale del bitume disperso sul volume totale).

Le emulsioni possono essere classificate anche in base a due ulteriori parametri: il carattere ionico e la velocità di rottura.

La classificazione secondo il carattere ionico distingue le emulsioni in anioniche (basiche, con carica negativa - non più ammesse dalle normative vigenti perché poco affini con gli aggregati, specie di tipo basaltico) e cationiche (acide, con carica positiva). Considerando invece la velocità di rottura (momento in cui l'acqua si separa dal bitume e comincia il fenomeno della "presa") si può far riferimento a: emulsioni rapide, medie, lente, super rapide e sovrastabilizzate (la norma prevede attualmente varie classi di rottura indicate con un numero progressivo a partire da 1, dalla più veloce alla più lenta).

Nel settore delle costruzioni stradali l'utilizzo delle emulsioni bituminose copre un largo spettro di impiego: da legante bidimensionale capace di rendere solidali e impermeabili gli strati di una pavimentazione (i.e. mani d'attacco e di ancoraggio), a legante tridimensionale da impiegarsi nei conglomerati per rendere coeso e stabile lo scheletro litico degli aggregati lapidei con il duplice vantaggio di poter essere utilmente impiegate senza necessità di riscaldare i materiali componenti (lavorazioni a freddo: riciclaggio, trattamenti superficiali, slurry seal, depolverizzazione e impregnazioni) e in condizioni ambientali limite (i.e. freddo e umidità) sostituendo il bitume caldo.

Requisiti per l'accettazione dei bitumi e delle emulsioni bituminose

Le norme tecniche di Capitolato Anas prescrivono limiti specifici di accettazione per ciascuna delle proprietà fondamentali caratterizzanti i bitumi stradali determinabili con le prove descritte nel paragrafo § 4.2 - *Classificazione e controllo del bitume*.

In Tabella 4.5 e 4.6 si riportano i valori soglia stabiliti dal Capitolato, rispettivamente per bitumi tal quali e bitumi modificati. Nella prima parte delle tabelle sono riportati i valori relativi al prodotto di base così come prelevato dalle cisterne di stoccaggio in impianto, nella seconda al prodotto sottoposto a invecchiamento artificiale a breve termine tramite Rolling Thin Film Oven Test (prova utile per valutare le caratteristiche di durabilità del materiale e la sua tendenza all'invecchiamento).

I bitumi modificati potranno essere impiegati anche come mano di attacco/ancoraggio da porre tra gli strati delle pavimentazioni e, in tal caso, dovranno avere specifiche caratteristiche come di seguito precisato. Si riportano di seguito anche i parametri di accettazione previsti dal Capitolato Anas per le emulsioni con bitume residuo tradizionale o modificato.

Tabella 4.5. Requisiti di accettazione per bitumi tal quali

BITUMI TAL QUALI		Bitume 50/70	Bitume 70/100
Caratteristiche	U.M.	Valore	
penetrazione a 25° C	dmm	50-70	70-100
punto di rammollimento	° C	45-60	40-60
punto di rottura Fraass	° C	≤-6	≤-8
ritorno elastico	%	-	-
stabilità allo stoccaggio tube test	°C	-	-
viscosità dinamica (160° C)	Pa · s	0,03-0,10	0,02-0,10
valori dopo RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test invecchiamento artificiale)			
incremento del punto di rammollimento	°C	≤ 9	≤ 9
penetrazione residua (25°C)	%	≥40	≥50

Tabella 4.6. Requisiti di accettazione per bitumi modificati

BITUMI MODIFICATI CON AGGIUNTA DI POLIMERI				
Caratteristiche	U.M.	Base modifica BM	Soft	Hard
penetrazione a 25° C	dmm	80-100	50-70	50-70
punto di rammollimento	° C	40-60	60-80	70-90
punto di rottura Fraass	° C	≤ -8	≤ -10	≤ -12
ritorno elastico a 25° C	%	-	≥ 70	≥ 80
viscosità dinamica (160° C)	Pa · s	0,01-0,10	0,10-0,35	0,15-0,45
stabilità allo stoccaggio tube test	° C	-	≤ 3	≤ 3
valori dopo RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test invecchiamento artificiale)				
penetrazione residua (25° C)	%	≥ 50	≥ 40	≥ 40
incremento del punto di rammollimento	%	≤ 9	≤ 8	≤ 5

Tabella 4.7. Requisiti di accettazione per bitumi modificati spruzzati a caldo per mani d'attacco/ancoraggio

BITUME MODIFICATO PER MANI D'ATTACCO - SOFT O HARD		
Caratteristiche	U.M.	Valore
Penetrazione @ 25° C	dmm	50-70
Punto di rammollimento	° C	60-90
Punto di rottura Fraass	° C	≤ -10
Viscosità dinamica a 160° C	Pa · s	0,10-0,4

Tabella 4.8. Requisiti di accettazione per emulsioni cationiche non modificate

EMULSIONI CATIONICHE NON MODIFICATE			
Caratteristiche	U.M.	a rapida rottura	a media velocità
Contenuto d'acqua	% in peso	≤ 40	≤ 45
Contenuto di bitume	% in peso	≥ 60	≥ 55
Grado di acidità (pH)		2-5	2-5
CARATTERISTICHE DEL BITUME ESTRATTO			
Penetrazione a 25° C	dmm	50-120	100-150
Punto di rammollimento	° C	≥ 40	≥ 40
Punto di rottura Fraass	° C	≤ -8	≤ -8

Tabella 4.9. Requisiti di accettazione per emulsioni cationiche modificate

EMULSIONI CATIONICHE MODIFICATE		
Caratteristiche	U.M.	Valori
Contenuto d'acqua	% in peso	≤ 40
Contenuto di bitume	% in peso	≥ 60
Grado di acidità (pH)		2-4
Polarità delle particelle		positiva (cationiche) o negativa (anioniche)
Sedimentazione a 7 gg	%	< 10
CARATTERISTICHE DEL BITUME ESTRATTO		
Penetrazione a 25° C	dmm	50-120
Punto di rammollimento	° C	≥ 40
Punto di rottura Fraass	° C	≤ -8
Ritorno elastico a 25°C	%	≥ 55

Marcatura CE per bitumi stradali ed emulsioni bituminose

Analogamente a quanto già introdotto per gli aggregati lapidei, l'obbligo della marcatura CE si è recentemente esteso anche ai bitumi e alle emulsioni bituminose cationiche impiegati nelle opere di costruzione e manutenzione delle pavimentazioni stradali. Il controllo della produzione è il fondamento della marcatura, in modo tale che il prodotto finale non sia più frutto di casualità operativa, ma il risultato di un sistema di gestione organizzato. Pertanto, per essere immessi in commercio anche i bitumi ad uso stradale e le emulsioni bituminose devono essere dotati di marcatura CE.

Le informazioni che la marcatura CE deve sicuramente riportare per i bitumi tal quali riguardano i risultati delle prove di penetrazione (misurata a 25°C) e palla-anello (punto di rammollimento). Per i bitumi modificati a questi parametri devono aggiungersi dati relativi alla prova di ritorno elastico (misurato a 25°C). Analogamente, si deve procedere alla caratterizzazione del bitume residuo delle emulsioni bituminose parallelamente alla valutazione di alcune caratteristiche tipiche delle dispersioni acqua-bitume.

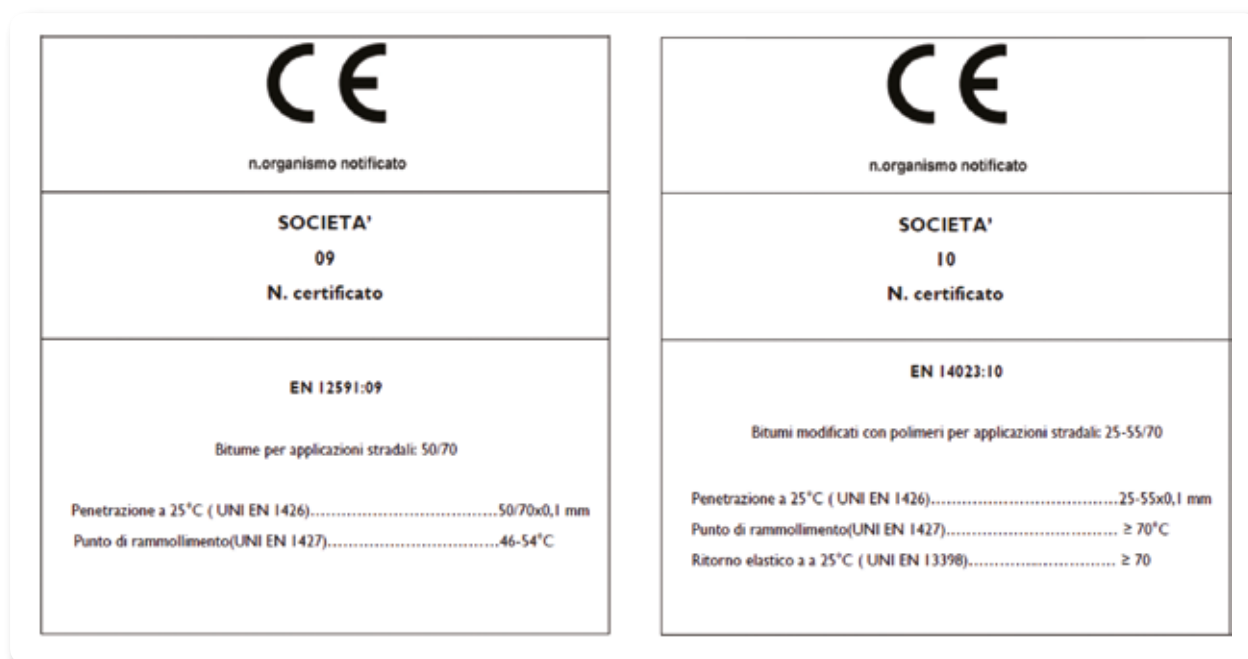


Figura 4.20. Esempio di marcatura CE di bitumi stradali



Figura 4.21. Esempio di marcatura CE di emulsioni bituminose per applicazioni stradali

4.3 Caratteristiche prestazionali del conglomerato bituminoso

Come introdotto nei paragrafi precedenti, il conglomerato bituminoso è un materiale visco-elastico con comportamento reologico variabile in funzione della temperatura e dei tempi di applicazione dei carichi. Esso dovrà rispondere alle sollecitazioni in modo da limitare principalmente l'accumulo delle deformazioni permanenti (ormaiamento) e la rottura a fatica.

Le sue proprietà dipendono principalmente dalle caratteristiche dei materiali costituenti, come descritto dettagliatamente nei precedenti paragrafi. Tuttavia, per lo sviluppo

di adeguate prestazioni riveste fondamentale importanza anche la loro combinazione percentuale. Sulla base dei materiali di origine effettivamente disponibili, la miscela di conglomerato bituminoso va infatti opportunamente studiata per determinarne la composizione in termini di **assortimento granulometrico** e di **dosaggio effettivo di bitume** (il mix design va eseguito anche in rapporto alla destinazione finale del conglomerato). La proporzione relativa dei materiali costituenti influenza soprattutto le **caratteristiche volumetriche** della miscela che devono essere attentamente valutate per verificare la rispondenza ai limiti imposti dalle norme tecniche di Capitolato Anas (variabili in funzione dello strato che la miscela dovrà costituire).

In particolare, per ciascuna miscela ammessa il Capitolato prescrive limitazioni sia sull'*andamento granulometrico* dello scheletro litico, che sulla *quantità di bitume* e la *percentuale di vuoti residui*.

Quest'ultimo parametro risulta di particolare importanza per lo sviluppo di adeguate prestazioni sotto carico. A tal proposito, si noti che le norme tecniche impongono un intervallo di accettazione dei vuoti residui. Infatti, vuoti elevati pregiudicano fortemente le caratteristiche meccaniche (e.g. resistenza a compressione e trazione, comportamento a fatica) in quanto si riduce il numero di punti di contatto tra i granuli attraverso cui avviene la trasmissione degli sforzi. Inoltre, un'alta percentuale di vuoti espone maggiormente il conglomerato bituminoso all'azione aggressiva degli agenti atmosferici (e.g. aria, acqua, radiazioni ultraviolette) con conseguente incremento del tasso di invecchiamento, riduzione della durabilità (sgranamenti) e della resistenza a fatica (fragilità). Al contempo, una percentuale di vuoti troppo ridotta è sintomo di una miscela troppo esposta al rischio di deformazioni permanenti (ormaiamento) e di trasudamento del bitume in superficie (bleeding). Il contenuto di vuoti residui è ovviamente diretta funzione della quantità di bitume. Relativamente al contenuto di legante, si può sinteticamente segnalare che quantità ridotte determinano pellicole di rivestimento degli aggregati più sottili. Conseguentemente, il conglomerato risultante è più rigido e resistente. Viceversa, maggiori quantità di legante creano pellicole di rivestimento più spesse e un conglomerato maggiormente elastico, ma anche potenzialmente più deformabile.

Le caratteristiche volumetriche dipendono però anche dalle modalità di posa in opera del conglomerato (e.g. temperatura ambiente e temperatura del materiale alla stesa, velocità di avanzamento della finitrice, modalità di rullatura). A tale riguardo si rimanda al § 5.1 per dettagli specifici sulle precauzioni da adottare in fase di stesa e compattazione. Oltre alle caratteristiche volumetriche, per valutare la conformità di un conglomerato bituminoso il Capitolato Anas prevede la verifica di due parametri riconducibili alle

caratteristiche meccaniche della miscela e misurabili tramite prove di rottura a trazione indiretta su provini confezionati tramite pressa giratoria: *la resistenza a trazione indiretta* (R_t) e il *coefficiente di trazione indiretta* (CTI).

Il valore R_t traduce la resistenza della miscela ai carichi verticali indotti dal traffico, mentre il coefficiente di trazione indiretta CTI risulta correlabile con la deformabilità della miscela (vedi § 4.4).

4.4 Controlli sul conglomerato bituminoso e requisiti da Capitolato

Il controllo della qualità del conglomerato bituminoso non riguarda soltanto la verifica delle caratteristiche della miscela finale, ma deve includere il controllo della qualità dei materiali costituenti.

La verifica delle caratteristiche dei materiali deve partire già in fase di pre-qualifica delle miscele con l'analisi attenta della documentazione fornita dall'impresa relativamente al conglomerato da realizzare e l'accettazione formale da parte della DL dei materiali proposti (**controlli di accettazione**). Tale documentazione, comprensiva di tutti i parametri imposti da Capitolato Anas, deve pertanto includere sia prove sulla miscela nel suo complesso, che prove sui singoli materiali costituenti (aggregati e bitume). Già in questa prima fase la DL ha la facoltà di eseguire controlli campione aggiuntivi sui materiali per verificare la rispondenza con quanto riportato nella documentazione fornita. Scopo ultimo di questa prima attività di controllo deve essere quello di verificare la rispondenza della miscela ai limiti imposti dalle norme tecniche, proponendo eventuali correzioni laddove necessario per migliorare le prestazioni del conglomerato.

Ai controlli preliminari seguono i **controlli in corso d'opera**. Essi devono coinvolgere sia la miscela sfusa prodotta in impianto, di cui si prelevano campioni in sito all'atto della stesa, sia i materiali costituenti prelevati in impianto dai sistemi di stoccaggio (tramogge o silos) lo stesso giorno in cui si esegue la produzione, al fine di verificare che i materiali realmente impiegati corrispondano con quanto dichiarato in fase di pre-qualifica e che siano effettivamente rispondenti alle prescrizioni delle norme tecniche.

Nello specifico, sulla miscela sfusa si devono verificare i seguenti parametri:

- percentuale di bitume;
- granulometria degli aggregati;
- analisi dei vuoti con pressa giratoria;
- resistenza a trazione indiretta.

Una volta ultimati i lavori, la DL è tenuta a verificare le caratteristiche prestazionali della miscela posta in opera (**controlli a fine lavori**) sia su campioni prelevati direttamente dalla pavimentazione finita (esecuzione di carotaggi) sia tramite prove non distruttive da eseguirsi direttamente in sito anche con apparecchiature ad alto rendimento.

Le carote devono essere impiegate per la valutazione delle seguenti caratteristiche:

- spessori degli strati e percentuale di vuoti (controllo indiretto sulla qualità della compattazione delle miscele);
- percentuale dei vuoti e grado di compattazione;

possono anche essere utilizzate per derminare la:

- percentuale di bitume;
- granulometria;

se non già determinate con prove eseguite sul materiale sciolto prelevato a tergo della vibrofinitrice.

Le prove in sito tramite apparecchiature ad alto rendimento permettono il monitoraggio dei parametri **CAT** (coefficiente di aderenza trasversale), **HS** (altezza in sabbia) e **IRI** (International Roughness Index), rispettivamente correlabili all'aderenza, alla macro-rugosità e alla regolarità della pavimentazione. L'Anas, tramite il Centro Sperimentale Stradale (CSS) di Cesano, dispone di due apparecchiature principali per la misura delle grandezze appena menzionate (Figura 4.22): il macchinario **ERMES** (per la misura di CAT, HS e IRI) e il Traffic Speed Deflectometer (**TSD**) che permette di risalire oltre alla regolarità della pavimentazione (IRI) anche a misure di portanza.

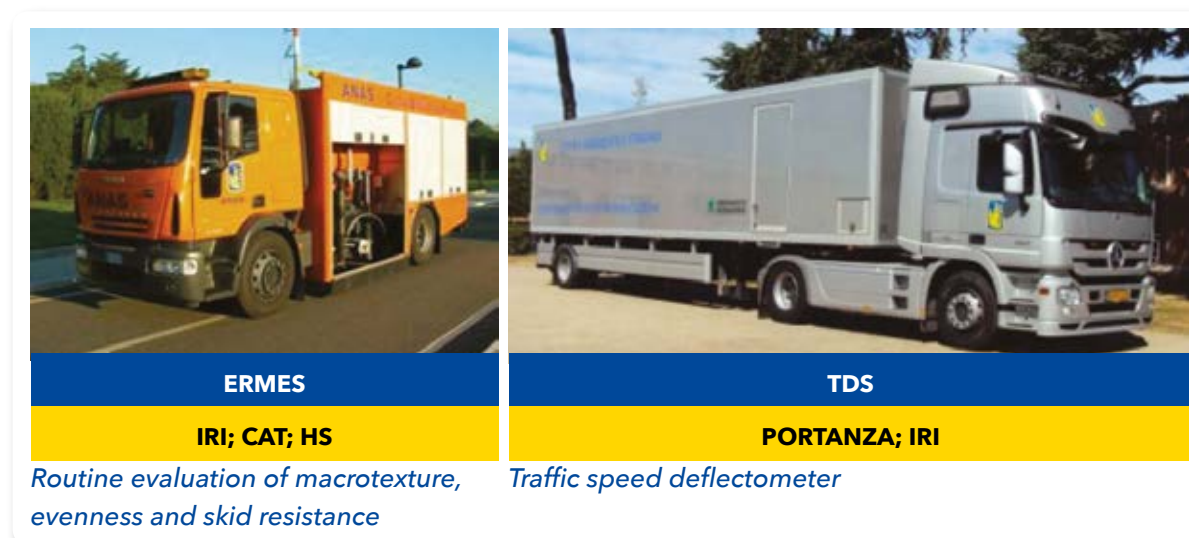


Figura 4.22. Apparecchiature per misure ad alto rendimento

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, ad eccezione dei conglomerati bituminosi drenanti ad elevata rugosità superficiale, per i quali le misure vanno effettuate tra il 60° ed il 270° giorno dall'apertura al traffico. Le misurazioni non possono avvenire subito dopo l'ultimazione della lavorazione per dare il tempo al conglomerato di perdere la patina di bitume che permane in superficie fintanto che non avviene il transito dei primi veicoli. L'interazione ruota-pavimentazione comporta infatti l'asportazione del film di bitume superficiale permettendo il mutuo contatto tra granulo e battistrada e assicurando conseguentemente maggiore aderenza per i veicoli. Il valore dell'IRI deve essere invece monitorato tra la stesa e il 180° giorno dall'apertura al traffico.

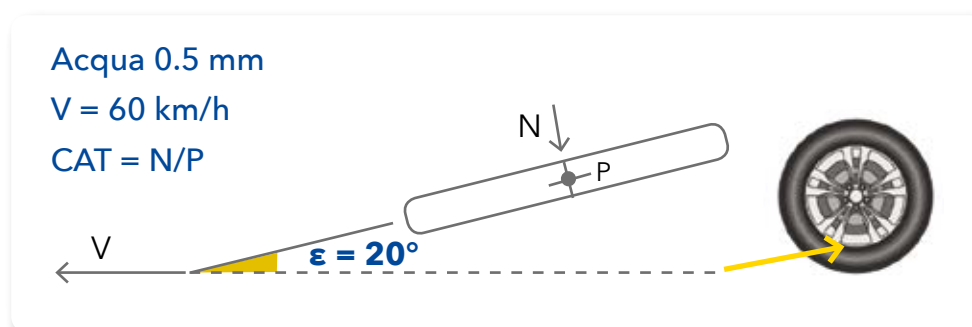


Figura 4.23. Principio di funzionamento dell'apparecchiatura per la misura del CAT

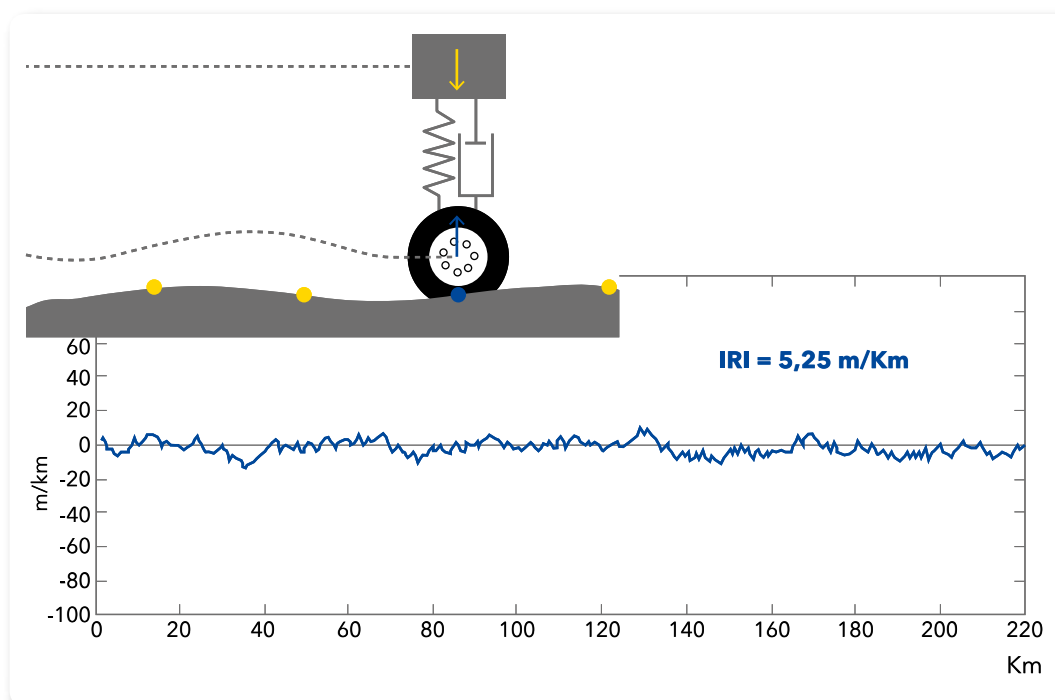


Figura 4.24. Modello per il calcolo del parametro IRI a partire da misure del profilo longitudinale registrato con profilometri laser

Per quanto riguarda le prove non distruttive in sito, alle prove ad alto rendimento devono aggiungersi prove di tipo puntuale con particolare riferimento alla determinazione della capacità drenante (per le miscele aperte) ed eventualmente la verifica della resistenza allo slittamento/derapaggio per tutte le tipologie di usura (parametro misurato: Pendulum Test Value, PTV).

A prescindere dalla fase di controllo, le miscele dovranno quindi avere una **composizione granulometrica** determinata in conformità con la UNI EN 12697-2 utilizzando i setacci appartenenti al gruppo base+2 e compresa nei fusi riportati in Tabella 4.10. Analogamente, la **percentuale di bitume** riferita al peso della miscela deve risultare compresa negli intervalli indicati in tabella, diversi a seconda del tipo di conglomerato. Inoltre, come già precedentemente introdotto, la miscela sfusa deve essere verificata mediante *pressa giratoria*. I provini vanno compattati ad un numero di giri dipendente dalla tipologia di miscela e dalla tipologia di legante.

Le norme tecniche di Capitolato Anas fissano tre diversi livelli di vuoti residui da verificare (Tabella 4.10). Ciascun intervallo è da riferirsi a provini compattati con pressa giratoria a un diverso numero di rotazioni della pressa stessa:

- N_1 : riferimento per valutare l'auto-addensamento delle miscele. Se i vuoti a tale livello di compattazione sono troppo bassi le miscele in opera potrebbero risultare eccessivamente cedevoli in costruzione e dunque instabili in esercizio sotto l'azione del traffico.
- N_2 : numero di rotazioni richiesto per produrre un addensamento simile a quello in situ alla riapertura al traffico di progetto.
- N_3 : numero di rotazioni a cui corrisponde un grado di compattazione che non dovrebbe mai essere superato in esercizio. Se i vuoti a questo livello di compattazione sono troppo bassi la miscela potrebbe compattarsi troppo in esercizio, manifestando problemi di ormaimento.

Il numero di giri N della pressa giratoria varia in funzione della miscela e del tipo di bitume (valori specificati nelle norme tecniche di Capitolato Anas).

I provini risultanti dalla compattazione mediante giratoria (compattati a N_3) vanno sottoposti a prova di rottura in configurazione di trazione indiretta eseguita a 25°C. Per ciascuna miscela ammessa da Capitolato, in Tabella 4.10 sono riportati i limiti per i due parametri di riferimento (*resistenza a trazione indiretta R_t* e *coefficiente di trazione indiretta Anas CTI*).

Tabella 4.10. Prescrizioni volumetriche e meccaniche per conglomerati bituminosi

CSA 2017	Base	Basebinder	Binder	Usura A	Usura B	Drenante	Dren.AE
Apertura setacci (mm)				Passante %			
31.5	100	100	---	---	---	---	---
20	68-88	78-100	100	---	---	100	---
16	55-78	66-86	90-100	100	---	---	---
14	---	---	---	---	---	90-100	100
12.5	---	---	66-86	90-100	100	---	94-100
10	---	---	---	---	---	---	75-85
8	36-60	42-62	52-72	70-88	90-100	12-35	---
6.3	---	---	---	---	---	---	20-32
4	25-48	35-50	34-54	40-58	44-64	7-18	8-14
2	18-38	20-38	25-40	25-38	28-42	6-12	6-12
0.5	8-21	8-21	10-22	10-20	12-24	5-11	5-11
0.25	5-16	5-16	6-16	8-16	8-18	5-10	5-10
0.063	4-8	4-8	4-8	6-10	6-10	4-8	4-8
% legante	3,8-5,2	4,0-5,3	4,1-5,5	4,5-6,1	4,5-6,1	4,8-5,8	5,3-6,3
Vuoti a N ₁ *			11-15%				≥28
Vuoti a N ₂ *			3-6%				≥22
Vuoti a N ₃ *			≥2%				≥20
Rt		0,72-1,40		0,72-1,60			---
CTI		≥65		≥65			
(GPa*10 ⁻³)		(bitume tal quale)		(bitume tal quale)			
Rt		0,95-1,70		0,95-1,90		0,36-0,70	0,34-0,68
CTI		≥75		≥75		≥30	≥25
(GPa*10 ⁻³)		(bitume soft e hard)		(bitume soft e hard)			

Tabella 4.11. Prescrizioni sulla permeabilità per strati di usura drenante

Usura drenante	
Capacità drenante (l/min)	> 18

Tabella 4.12. Prescrizioni sulla resistenza allo slittamento/derapaggio per strati di usura

Usura chiusa/usura drenante	
PTV (Pendulum Test Value)	> 55

Tabella 4.13. Prescrizioni sui parametri CAT_{20} (valore CAT corretto per riportarlo a una temperatura standard di 20°C) e HS per ogni tipologia di miscela

Tipologia lavorazione	CAT_{20}	HS (mm)
Conglomerati bituminosi per strati di usura	58	0,4
Conglomerati bituminosi per strati di usura provvisoria (binder)	50	0,3
Conglomerati bituminosi per strati di usura con argilla espansa	62	0,4
Conglomerati bituminosi drenanti	53	1,0
Conglomerati bituminosi drenanti con argilla espansa	56	0,8
T Trattamenti superficiali a freddo tipo macroseal spessore 6 mm	62	0,5
T Trattamenti superficiali a caldo (microtappeti)	55	0,3
Irradiatura meccanica di irruvidimento (pallinatura)	$CAT_{finale} > CAT_{iniziale} + 5$	N.A.

Tabella 4.14. Prescrizioni sul parametro IRI

Tipologia di intervento	IRI (mm/m)
Risanamenti superficiali, profondi e nuove costruzioni	$\leq 2,5$

Tabella 4.15. Prescrizioni sulla percentuale di vuoti per ogni tipologia di miscela

Lavorazioni	% dei vuoti (Vm: UNI EN 12697-8)	
	min.	max.
Base	3	9
Basebinder	3	9
Binder	3	8
Usure A e B	3	8
Drenante	16	27
Drenante AE	15	26

Di seguito si descrivono brevemente le modalità di prova cui far riferimento per verificare i parametri sopra discussi:

- **contenuto di bitume (UNI EN 12697-39 - UNI EN 12697-1):** percentuale di legante presente nella miscela, che può essere riferita sia al peso degli inerti che al peso del conglomerato. L'estrazione del legante da un conglomerato si esegue mediante calcinazione, cioè mediante il riscaldamento a elevate temperature (superiori a 500°C) in forni idonei, o per estrazione tramite solvente.

- **Analisi granulometrica per setacciatura della miscela di inerti (UNI EN 933/1-2):** determinazione della granulometria della miscela di inerti recuperata dalla prova di cui al punto precedente, espressa con le percentuali dei passanti parziali ai singoli setacci riferiti al peso totale iniziale.
- **Pressa giratoria - Preparazione del provino con pressa giratoria (UNI EN 12697-31):** valutazione delle caratteristiche volumetriche della miscela attraverso il confezionamento in laboratorio di provini sottoposti a compressione e taglio girevole. Sui provini così realizzati si eseguono l'analisi dei vuoti e la valutazione delle resistenze meccaniche mediante rottura a trazione indiretta.
- **Percentuale dei vuoti residui (UNI EN 12697-8):** si procede determinando il contenuto di legante, la sua massa volumica e la massa volumica apparente della miscela di inerti. Successivamente si calcola la massa teorica dell'unità di volume del conglomerato supposto senza vuoti intergranulari e la si rapporta alla sua massa volumica apparente.
- **Resistenza a Trazione indiretta (UNI EN 12697-23):** eseguita a una temperatura di 25°C sui provini cilindrici realizzati con pressa giratoria (compattati a un numero di giri N_3) sottoposti a carico crescente lungo il piano diametrale. L'azione di compressione determina lo sforzo di trazione sul piano diametrale fino alla rottura.
- **Capacità drenante** misurata con permeabilmetro a colonna d'acqua (Metodo interno Anas): la prova determina la capacità di strati di usura drenante di smaltire l'acqua di pioggia. La si esegue misurando il tempo che l'acqua impiega nel permeabilmetro (posato sulla pavimentazione e sigillato alla stessa da silicone) per scendere da un livello ad un altro dello strumento. La misura va espressa come media di due misurazioni distanti 50-60 cm, e viene espressa in l/min. Le prove sono da effettuarsi preferibilmente già durante la fase di lavorazione iniziale (ad almeno 4 ore dalla fine della posa in opera, non appena il conglomerato si è freddato) ai fini di valutare da subito la capacità drenante e correggere eventuali problematiche granulometriche per il prosieguo delle lavorazioni. Le misure vanno fatte a 50 cm dai bordi con frequenza di almeno 10 sezioni di prova per km per ciascuna corsia.
- **Resistenza allo slittamento/derapaggio di una superficie - Skid Test (UNI EN 13036-04):** la prova determina le caratteristiche di attrito radente della pavimentazione in condizioni bagnate, mediante apparecchiatura "a pendolo" standardizzata. Il pendolo, alla cui estremità è posto un pattino di gomma, viene lasciato cadere (oscillare) sulla pavimentazione da un'altezza prefissata. La misurazione dell'altezza di "risalita", dopo che il pattino ha strisciato sulla pavimentazione, valutata con opportuna scala graduata, restituisce il parametro PTV (Pendulum Test Value) che rappresenta la resistenza allo slittamento (at-

trito radente) della pavimentazione. Le misure (singole) vanno fatte a 50 cm dai bordi e dai giunti longitudinali con frequenza di almeno 10 misure per km per ciascuna corsia. Si sottolinea che la prova di Skid Test si esegue solo quando non è possibile utilizzare i mezzi ad alto rendimento che misurano il CAT in continuo (e.g. curve a raggio di curvatura ridotto e/o tratte brevi di lunghezza inferiore a 1 km).

Marcatura CE del conglomerato bituminoso

Anche le miscele di conglomerato bituminoso, al pari dei suoi materiali costituenti, devono essere certificate tramite marcatura CE.

La norma di riferimento per la marcatura CE dei conglomerati bituminosi è la serie UNI EN 13108.

I parametri che devono essere obbligatoriamente indicati sono:

- temperatura della miscela alla produzione e alla consegna (valori di soglia);
- contenuto minimo di legante (categoria e valore reale);
- composizione granulometrica (valore percentuale);
- contenuto dei vuoti misurato in provini compattati con pressa giratoria a un numero di rotazioni pari a 10 (categoria e valore reale).



Figura 4.25. Esempio di marcatura CE per conglomerati bituminosi

4.5 Raccomandazioni per il campionamento dei materiali

Prelievo di conglomerato bituminoso sciolto

La campionatura in corso di lavorazione di un conglomerato bituminoso è la serie di operazioni occorrenti per fornire un campione rappresentativo del conglomerato in esame, da inviare ai laboratori deputati al controllo per l'esecuzione delle prove richieste dalle prescrizioni di Capitolato Anas.

La normativa di riferimento per il campionamento è la UNI EN 12697/27. La campionatura per il controllo delle lavorazioni in fase di stesa va eseguita esclusivamente al lato del banco della finitrice (dove finisce la coclea di distribuzione) prelevando circa 25 kg di materiale (sufficiente per l'esecuzione delle prove standard di laboratorio). Ad esclusione dei manti superficiali (drenanti e usure chiuse) e soltanto laddove le condizioni operative lo impongono è possibile eseguire il prelievo a tergo del banco di stesa della vibrofinitrice (prima del passaggio dei rulli di compattazione), avendo cura di arrivare a prelevare lo strato per l'intera altezza. Questo tipo di prelievo, pur essendo molto rappresentativo, presenta due principali contro indicazioni: il foro di prelievo andrà poi riempito con del materiale preso alla finitrice che non presenterà quindi la stessa densità del resto della stesa e per eseguire il prelievo bisogna "calpestare" il materiale appena steso.

La frequenza di campionamento varia in funzione dell'entità dell'intervento e di esigenze particolari (e.g. eventuali attività di collaudo, auditing).

Indicativamente è da effettuarsi almeno:

- 1 prelievo ogni 400 t per base e basebinder e ogni 200 t per binder e usura;
- per piccole stese (< 300 m) almeno 1 prelievo a lavorazione per ciascun strato.

Contestualmente al prelievo in fase di posa in opera è importante eseguire ed annotare la **temperatura di stesa** subito dietro il banco (prima del passaggio dei rulli) al fine di scongiurare problemi di compattazione dovuti a materiale freddo. Indicativamente è accettabile un temperatura di stesa superiore a 135 °C per conglomerati con bitume tal quale e 145°C per i conglomerati con bitume modificati.

È inoltre consigliata l'annotazione dei rulli in opera durante la compattazione (peso e tipo).

Prelievo di bitume e di emulsione bituminosa

La campionatura di un bitume o di un emulsione bituminosa è la serie di operazioni utili per fornire un campione rappresentativo del materiale in esame. I campioni devono

essere prelevati sia per stabilire la qualità media dei materiali impiegati, sia per rilevare variazioni dalla loro qualità media.

La normativa di riferimento per il campionamento è la UNI EN 58.

La campionatura deve essere effettuata dalla cisterna dell'impianto di produzione del conglomerato o dalla botte di trasporto del bitume/emulsione.

La frequenza di campionamento varia in funzione dell'entità dell'intervento e di esigenze particolari (e.g. attività di collaudo, auditing ecc).

Indicativamente è da effettuarsi:

PER I BITUMI

- 1 prelievo ogni 500 mc di lavorazione di conglomerato per ciascuno strato di pavimentazione;
- 1 prelievo a lavorazione per strato se piccole stese (< 500 m).

PER LE EMULSIONI BITUMINOSE

- 1 prelievo ogni 2000 m di lavorazione per ciascuno strato;
- 1 prelievo a lavorazione per strato se piccole stese (500 m).

Il quantitativo di legante da prelevare, normalmente in recipienti metallici a chiusura ermetica, dovrà essere di almeno 1 kg per i bitumi tal quali e 2 kg per i bitumi modificati al fine di poter eseguire tutte le prove principali di caratterizzazione (più numerose per i modificati). Nel caso delle emulsioni, il quantitativo da prelevare raccomandato dovrà essere di almeno 3 kg, da conservare sempre in recipienti metallici a chiusura ermetica.

Prelievo di carote in sito

Per la valutazione della conformità del conglomerato posto in opera non è sufficiente valutare le caratteristiche della miscela sfusa prelevata durante la stesa a fianco alla vibrofinitrice. In effetti il conglomerato bituminoso sfuso potrebbe rispettare tutti i parametri previsti dalle norme tecniche di Capitolato Anas (qualità della fornitura), ma tali valutazioni non fornirebbero alcuna certezza sulla qualità delle lavorazioni eseguite (trasporto, stesa e rullatura). Occorre pertanto abbinare alla caratterizzazione della miscela sfusa, il controllo del materiale in sito. Oltre che tramite l'esecuzione di prove non distruttive ad alto rendimento, esso può avvenire tramite prelievo di carote fresate dalla pavimentazione a mezzo di carotatrice.

La frequenza di campionamento varia in funzione dell'entità dell'intervento e di esigenze particolari (e.g. attività di collaudo, auditing ecc).

Indicativamente sono da prelevare minimo 3 coppie di carote al km per corsia con diametro minimo pari a 150 mm (dimensione che assicura la giusta quantità per l'esecuzione delle prove standard di laboratorio - per la sola rilevazione degli spessori si possono usare diametri inferiori). Le carote costituenti la coppia vanno prelevate a una distanza di massimo 50 cm nella stessa strisciata di lavorazione della vibrofinitrice.

Il campione dovrà risultare indisturbato, integro, compatto e rappresentare lo spessore completo dello strato (o degli strati) da esaminare.

Per le sole miscele drenanti è sufficiente l'esecuzione di una singola carota da 150 mm. Analogamente, nel caso non si richiedano la "Determinazione della massa volumica in mucchio di provini bituminosi" e la "Determinazione delle caratteristiche dei vuoti di provini bituminosi" è sufficiente l'esecuzione di un singolo carotaggio con dimensione della carota da 150 mm purché lo spessore dello strato in esame sia di almeno 3 cm.

I campioni dovranno essere esattamente e univocamente contrassegnati e corredati di tutte le indicazioni relative alla loro identificazione e alle prove da eseguire. I campioni dovranno essere prelevati e posti in sacchi di plastica chiusi e sigillati. I campioni dovranno essere poggiati su una superficie piana e reciprocamente bloccati per evitare danneggiamenti da urti durante il trasporto. Nei periodi caldi dovranno essere stoccati e mantenuti a temperature inferiori a 35 °C al fine di evitare deformazioni e alterazioni indotte dal calore.



Figura 4.26. Prelievo di carote in sito

4.6 Produzione del conglomerato bituminoso a caldo

La produzione dei conglomerati bituminosi si svolge in maniera piuttosto standardizzata ormai da vari anni: i moduli dell'impianto di confezionamento sono quindi solitamente assemblati in un ordine simile a prescindere dal costruttore dell'impianto.

In caso di impianto di tipo discontinuo (caso maggiormente frequente), come rappresentato in Figura 4.27, gli aggregati di varia granulometria (e.g. sabbia, pietrisco e graniglia) vengono stoccati in apposite aree interne all'impianto stesso (1). Da qui vengono trasportati, generalmente umidi, a mezzo di pale meccaniche e caricate in apposite tramogge predosatrici (2). Dalle tramogge predosatrici vengono prelevati, nelle percentuali dettate dal mix design, gli aggregati delle pezzature richieste per confezionare il conglomerato bituminoso in esame. Gli aggregati sono quindi convogliati tramite il nastro collettore (3) all'essiccatore a tamburo (4).

Nell'essiccatore a tamburo il misto granulare viene essiccato e riscaldato alla temperatura settata per la produzione del conglomerato bituminoso. Per ridurre l'ingombro in pianta dell'impianto i componenti in serie sono spesso disposti uno sopra l'altro (struttura a torre).

Un elevatore a caldo (5) trasporta successivamente la miscela di aggregati riscaldata nella parte più alta della torre di mescolamento. Tramite l'elevatore a tazze gli aggregati giungono in un gruppo di vagliatura e riclassificazione (6), che separa nuovamente la miscela predosata nelle singole pezzature. Si noti che il gruppo di vagliatura e riclassificazione non può essere usato se la miscela che si trova nell'elevatore a caldo contiene del conglomerato bituminoso di recupero. Sotto il gruppo di vagliatura e riclassificazione si trovano le tramogge di insilaggio a caldo (7) delle singole pezzature. Da lì le varie pezzature possono essere dosate a peso per mezzo della bilancia degli aggregati (8). Infine, quando tutti gli aggregati più grossi si trovano nella tramoggia di pesatura, il conglomerato viene trasferito al mescolatore (16).

Il filler, il legante ed eventuali additivi giungono nel mescolatore per altre vie. Il filler, stoccato nel silos apposito (9), e il legante, conservato in specifici serbatoi di stoccaggio (11), vengono pesati tramite dispositivi di dosaggio dedicati (la bilancia del filler (10) e l'unità di dosaggio del legante (12)). Gli additivi sono invece stoccati (13) in maniera differente a seconda delle loro caratteristiche e aggiunti al mescolatore a mano o per mezzo di unità di dosaggio automatiche (14).

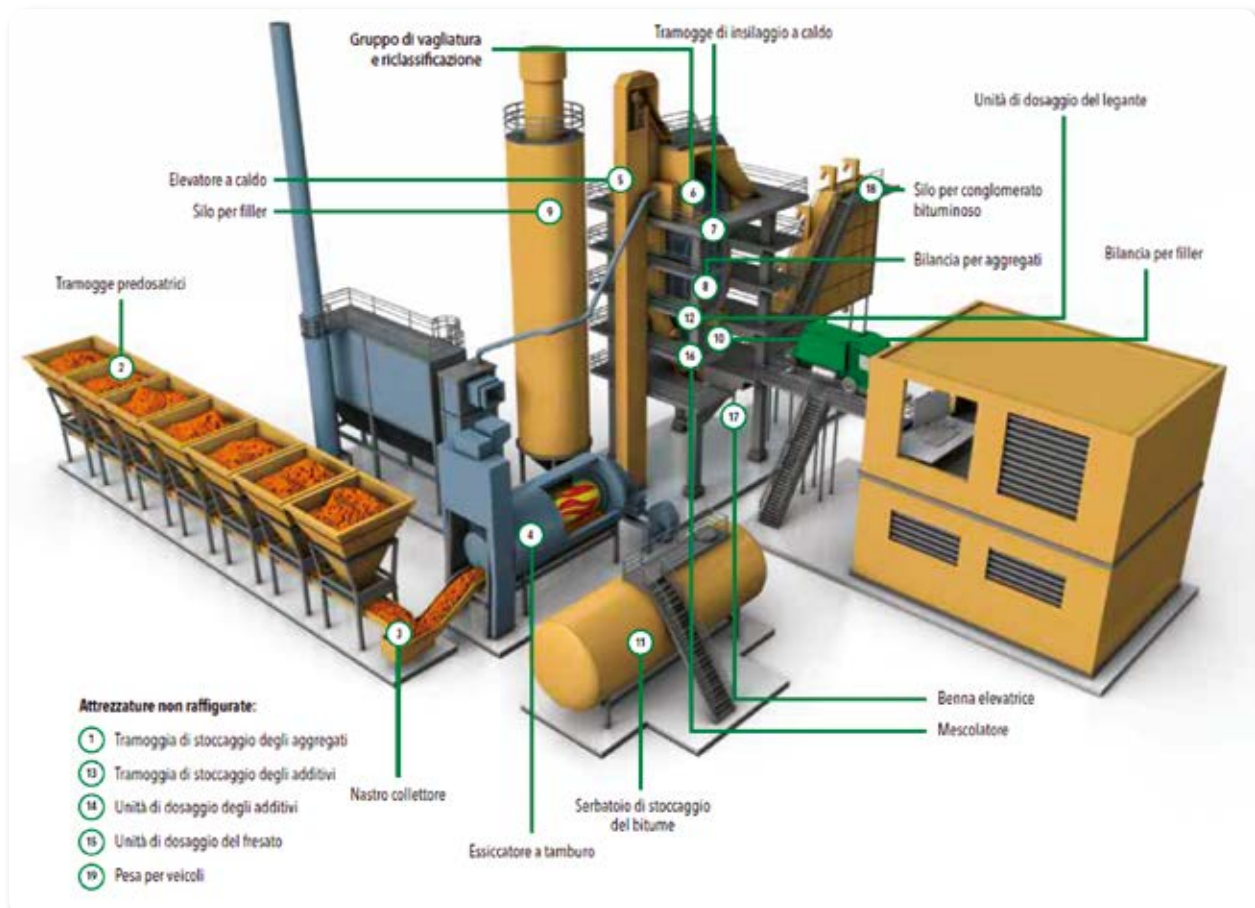


Figura 4.27. Impianto per la produzione di conglomerato bituminoso a caldo

Anche il conglomerato bituminoso di recupero (i.e. fresato) viene immesso nel processo produttivo attraverso una specifica unità di dosaggio (15). Tuttavia, in caso di miscele riciclate, si distinguono vari processi a seconda del punto di aggiunta o del tipo di pretrattamento del fresato (e.g. aggiunta mediante mescolatore, elevatore a caldo o tamburo parallelo - nel tamburo parallelo il fresato viene dapprima essiccato e poi riscaldato separatamente).

All'interno del mescolatore tutti gli ingredienti vengono impastati omogeneamente per un predeterminato tempo (Figura 4.28).

Il conglomerato bituminoso finito viene quindi scaricato in una benna elevatrice (17) e trasportato in un silos per conglomerato bituminoso (18). Da lì il conglomerato viene infine caricato su autocarri e trasportato in cantiere dopo la pesatura (19).

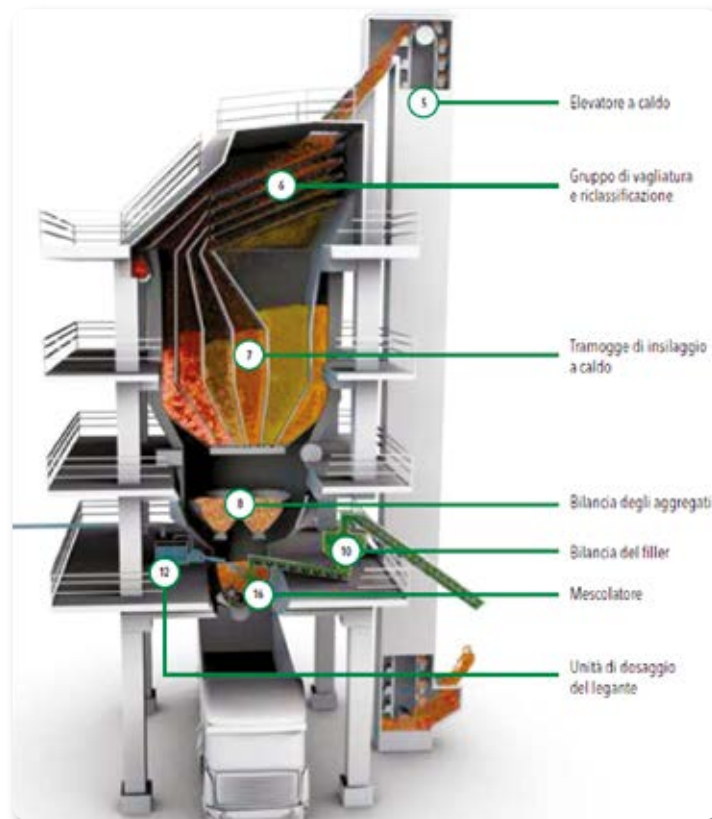


Figura 4.28. Vista interna della torre di mescolamento

5. L'esecuzione dei lavori: modalità di posa in opera

La costruzione di una struttura performante e durevole a strati richiede estrema cura. In tal senso, le modalità di posa in opera giocano un ruolo chiave nel prolungare la vita utile delle pavimentazioni.

Per capitalizzare le operazioni di stesa e compattazione ed ottenere buone prestazioni in esercizio, occorre sincerarsi innanzitutto delle condizioni del sottofondo. Il miglior sottofondo è la roccia, essendo essa compatta e con elevata capacità portante.

Qualora al contrario la capacità portante del sottofondo non fosse soddisfacente, per caratteristiche intrinseche o per successivi riempimenti, si dovranno adottare accorgimenti specifici per migliorarne le caratteristiche in modo che possa supportare la sovrastruttura in modo permanente e stabile (e.g. sostituzione del materiale, compattazione e/o stabilizzazione). Si veda il § 3.1 per dettagli specifici sulle caratteristiche del sottofondo.

A parità di caratteristiche del sottofondo, in termini di esecuzione dei lavori i punti seguenti sono particolarmente importanti:

- compattazione;
- planarità;
- giunti di adesione;
- adesione tra gli strati;
- condizioni ambientali e climatiche durante la posa in opera.

5.1 Compattazione

Per ridurre il contenuto di vuoti nella miscela o per ottenere il grado di compattazione richiesto, è estremamente importante che la compattazione sia eseguita correttamente. Una corretta compattazione è in grado di conferire eccellenti proprietà ai materiali che potranno essere mantenute in maniera duratura nel tempo. Viceversa, una scarsa compattazione compromette la capacità portante con maggiore possibilità di innesco di cedimenti e deformazioni. Infatti, durante la compattazione gli elementi lapidei di un terreno o gli aggregati di un conglomerato bituminoso vengono fortemente compressi (processo di riduzione dei vuoti). Questo processo comporta una maggiore superficie di mutuo contatto tra gli aggregati, con conseguente incremento dell'attrito interno e della stabilità del materiale, sinonimo di maggiore capacità portante. La compattazione migliora pertanto le proprietà strutturali del materiale, incrementandone la resistenza al taglio e riducendone la deformabilità. Nel contempo, riduce al minimo la permeabilità

all'acqua e, con particolare riferimento ai terreni, il pericolo che suoli coesivi assorbano umidità e siano soggetti a fenomeni di rigonfiamento. Inoltre, come già introdotto nella trattazione del sottofondo (vedi § 3.1) con una scarsa compattazione, e quindi un maggior contenuto di vuoti, aumentano i pericoli derivanti dagli effetti del gelo.

Il grado di compattazione a cui può essere soggetto un materiale dipende in larga misura dalle sue proprietà, con particolare riferimento alle seguenti caratteristiche:

PER LE TERRE

- tipologia (coesivo/non coesivo);
- contenuto d'acqua;
- distribuzione granulometrica;
- forma dei granuli (rotonda/angolare);
- spessore dello strato.

PER I CONGLOMERATI BITUMINOSI

- tipo di miscela;
- temperatura della miscela;
- curva granulometrica;
- tipo e quantità di legante;
- condizioni meteo-climatiche durante la posa (e.g. temperatura, vento);
- spessore dello strato.

Come per le terre, il conglomerato bituminoso appena posato dovrà essere compattato per far sì che la disposizione delle particelle incrementi l'addensamento con conseguente riduzione dei vuoti. In tal modo si promuove anche l'adesione tra strisciate contigue e tra strati adiacenti creando una struttura compatta senza soluzione di continuità. Ne risulta una migliore distribuzione dei carichi sull'intera struttura con sollecitazioni di taglio indotte dal traffico che vengono assorbite e dissipate in sicurezza; tutto ciò al fine di incrementare la vita utile della strada.

Compattazione statica

La compattazione statica avviene esercitando sullo strato il solo peso proprio del rullo (forze esclusivamente in direzione verticale). Quando la pressione supera l'attrito interno del materiale si innesca il processo di addensamento. Ciò significa che i singoli granuli si "muovono" avvicinandosi tra loro e andando a ridurre al minimo i vuoti con

conseguente incremento della capacità strutturale. Questo tipo di compattazione ha tuttavia una bassa penetrazione in profondità se paragonato ad altri sistemi. Alcune tipiche applicazioni per la compattazione statica sono:

- pre-compattazione di superfici con bassa capacità portante;
- lisciatura della superficie al termine del processo di compattazione;
- rullatura di graniglia nel conglomerato bituminoso;
- compattazione laddove vi sia pericolo che le vibrazioni conducano ad un trasudamento di acqua (terre) o bitume (conglomerato bituminoso) in superficie.

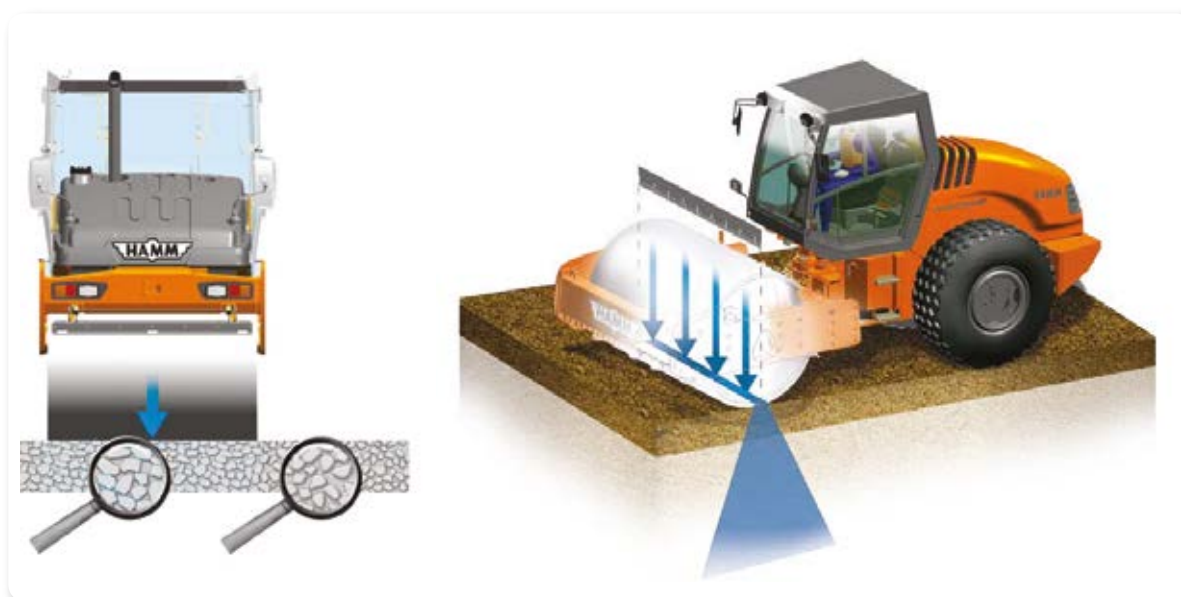


Figura 5.1. Rullo statico

Per eseguire una compattazione efficiente, il peso del rullo e la larghezza del suo tamburo, che trasferisce il peso al suolo, sono i parametri maggiormente significativi. Per confrontare la capacità compattante di rulli diversi, occorre dividere il carico gravante sull'asse per la larghezza del tamburo del rullo, ottenendo così il carico lineare statico. Questo valore è misurato in kg per cm di larghezza del tamburo:

$$\text{Carico lineare statico} = \frac{\text{carico sull'asse (kg)}}{\text{larghezza tamburo del rullo (cm)}} \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right]$$

Quanto maggiore è il carico lineare statico, tanto maggiore sarà l'effettiva capacità compattante del rullo. Occorre tuttavia considerare che, specialmente in caso di compattazione del conglomerato bituminoso, la forza applicata non può essere scelta ar-

bitrariamente, poiché se troppo elevata il materiale da compattare tende a spostarsi eccessivamente determinando una struttura instabile, probabile causa di successive fessurazioni e deformazioni del conglomerato.

Tabella 5.1. Carico lineare statico in funzione della tipologia di rullo

Tipo	Carico lineare statico
Linea compatta 1,5-4 t	8-15 kg/cm
Rulli tandem 7-13 t	25-30 kg/cm
Rulli per movimento terra 5-12 t	20-30 kg/cm
Rulli per movimento terra 12-25 t	40-70 kg/cm
Rulli statici a triciclo	35-60 kg/cm
Rulli con ruote di gomma	1.000-3.200 kg/Rad

Compattazione dinamica

I sistemi dinamici forniscono una migliore azione in profondità ed una compattazione più efficace rispetto ai rulli statici. Oggigiorno, grazie alla più elevata efficienza di questa tecnologia, oltre il 90% dei rulli utilizzati nel mondo sfruttano la compattazione dinamica. Questa metodologia di compattazione utilizza masse eccentriche per azionare il tamburo del rullo. Le vibrazioni risultanti vengono trasferite alle singole particelle del materiale da compattare, con conseguente riduzione della resistenza di attrito tra le particelle (passaggio da attrito statico ad attrito dinamico) che favorisce lo spostamento delle stesse. Combinando questa azione con il carico statico del rullo, è possibile ottenere una compattazione molto elevata.

La categoria di rulli dinamici più frequentemente utilizzata è quella che opera tramite vibrazioni. In questo processo, il tamburo del rullo è posto in movimento e colpisce il terreno con impulsi verticali (vibrazione) e/o orizzontali (oscillazione).

I parametri più significativi per ottenere una buona compattazione tramite rulli dinamici sono:

- carico lineare statico;
- ampiezza;
- frequenza;
- massa vibrante;
- massa sospesa;
- velocità del rullo.

AMPIEZZA

L'ampiezza è la misura dello spostamento del tamburo del rullo vibrante/oscillante dalla posizione iniziale, durante la compattazione.

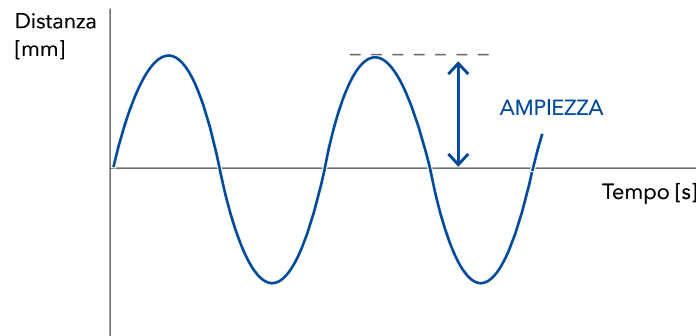


Figura 5.2. Ampiezza del rullo dinamico

In caso di rulli a vibrazione, il tamburo si sposta verso l'alto e verso il basso. In caso di rullo ad oscillazione, l'ampiezza indica di quanto si sposta il tamburo avanti e indietro sul punto di contatto. In questo caso, si parla di ampiezza tangenziale. I valori tipici di ampiezza nel caso di rulli da movimento terra sono compresi tra 1,37 e 1,74 mm, e tra 1,22 e 1,46 mm per rulli tandem.

Quanto maggiore è l'ampiezza, tanto maggiore è l'energia di compattazione prodotta dai rulli, siano essi vibranti od oscillanti. In ogni caso, si dovrà considerare che anche il peso della massa del rullo influenza notevolmente la quantità di energia di compattazione prodotta. Quindi la sola ampiezza non potrà mai essere utilizzata per valutare le prestazioni di compattazione di un rullo. Le ampiezze maggiori di 1,0 mm sono adatte per la compattazione di materiali con bassa capacità portante o per la compattazione di strati più spessi. Ampiezze minori sono più adatte per materiali con alta capacità portante e per strati più sottili e compattazione superficiale. In linea generale l'ampiezza necessaria è direttamente proporzionale allo spessore dello strato da compattare, per evitare fenomeni di sovra compattazione che possono ridurre anziché aumentare l'addensamento dello strato.

Le tipiche ampiezze per la compattazione del suolo tramite rulli vibranti sono comprese tra 0,7 e 2,0 mm. Una maggiore ampiezza associata alla stessa massa vibrante significa maggiore compattazione e penetrazione.

In caso di compattazione di conglomerato bituminoso con rulli vibranti a tandem, si utilizzano principalmente basse ampiezze tra 0,25 e 0,8 mm, per evitare la frantumazione degli aggregati e deformazioni del conglomerato a causa di sollecitazioni eccessive.



Figura 5.3. Rulli dinamici a vibrazione

FREQUENZA

La frequenza rappresenta il numero di rotazioni al secondo della massa eccentrica del tamburo del rullo. La frequenza è misurata in Hz (30 Hz equivalgono a 30 vibrazioni del tamburo del rullo per secondo).

Le frequenze devono essere selezionate secondo le impostazioni di ampiezza della macchina. A tal proposito una regola empirica da considerare come riferimento può essere la seguente: bassa ampiezza - elevata frequenza, elevata ampiezza - bassa frequenza.

Nella compattazione delle terre si utilizzano frequenze tra 25 e 50 Hz in relazione al tipo di materiale e alle impostazioni di ampiezza. Le frequenze usate nella compattazione dei conglomerati bituminosi sono generalmente maggiori, per evitare deformazioni a causa dell'eccessivo intervallo tra i colpi.

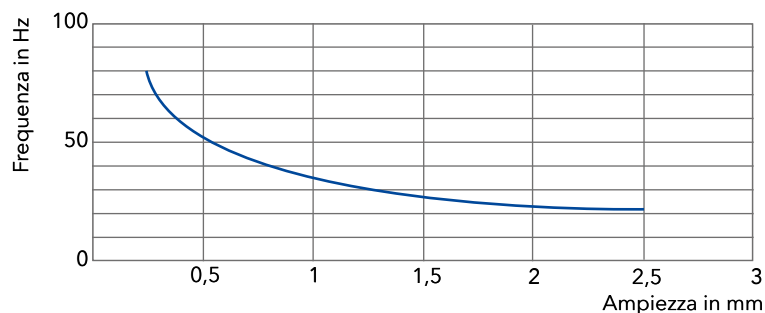


Figura 5.4. Rulli dinamici: frequenza vs ampiezza

MASSA VIBRANTE

Per massa vibrante di un rullo si intende il/i tamburo/i del rullo incluso il motore idraulico e l'unità vibrante/oscillante. Il tamburo del rullo è separato dal resto della macchina tramite ammortizzatori in gomma.



Figura 5.5. Rullo dinamico: massa vibrante

MASSA SOSPESA (MASSA DEL CARICO)

Il carico sull'asse di un rullo comprende la massa vibrante sopra descritta e la massa sospesa. La massa sospesa, chiamata anche massa del carico, equivale alla parte di massa separata dal tamburo del rullo tramite ammortizzatori di gomma. Quanto maggiore è la massa del rullo, tanto maggiore sarà la massa sospesa.

Il peso della massa sospesa esercita una pressione sul materiale da compattare contribuendo considerevolmente al suo addensamento. La massa vibrante e la relazione tra questa e la massa sospesa influenzano le prestazioni del rullo.

NUMERO DI PASSATE

Una passata è un singolo passaggio del rullo. Un passaggio in avanti e indietro del rullo è quindi considerato equivalente a due passate.

VELOCITÀ DEL RULLO

Con particolare riferimento alla compattazione dinamica, la velocità del rullo influenza la durata e la frequenza con cui le forze di compattazione vengono applicate ad un'area specifica.

A parità di frequenza, vi saranno più impulsi per unità di superficie ad una velocità minore del rullo, rispetto ad un passaggio a velocità maggiore.

Nel caso in cui la velocità del rullo sia troppo elevata rispetto alla frequenza di vibrazione, i punti di applicazione dei singoli impulsi sarebbero troppo lontani l'uno dall'altro. Conseguentemente, l'energia di compattazione per unità di superficie diminuirebbe ed il numero di passaggi richiesti aumenterebbe. Inoltre, con impulsi troppo distanziati, vi è il pericolo che il materiale si deformi.



Figura 5.6. Effetto della velocità del rullo: sx) velocità corretta; dx) velocità eccessiva

INFLUENZA DEL CARICO LINEARE STATICO

Come nel caso del rullo statico, l'efficienza del tamburo di un rullo a vibrazione/oscillazione dipende dal carico lineare statico. Tuttavia, per ottenere un effetto di compattazione paragonabile a quello dei rulli statici, i sistemi dinamici richiedono carichi lineari statici molto minori (rapporto di circa 1:3).

REGOLAZIONE DI AMPIEZZA E FREQUENZA

I moderni rulli offrono la possibilità di impostare valori diversi di ampiezza e frequenza per il tamburo anteriore e posteriore (l'operatore può impostare un'ampiezza elevata con bassa frequenza sul tamburo anteriore, mentre una bassa ampiezza con alta frequenza sul tamburo posteriore).

Il vantaggio che ne deriva è che soprattutto su strati di collegamento (binder) o strati portanti si ottiene più velocemente un aumento della densità, in quanto ad ogni passata il rullo compatta sia in profondità che in superficie.

Anche nel caso di rulli tandem vibranti/oscillanti questa caratteristica costituisce un grande vantaggio perché permette di impostare la frequenza del sistema oscillante indipendentemente da quella del sistema vibrante. In tal modo è possibile adeguare ancora meglio l'oscillazione al materiale da compattare.

Ne consegue che la frequenza (di oscillazione e vibrazione) può essere perfettamente adeguata alle esigenze delle diverse miscele e dei diversi strati.

In ogni caso, la scelta della macchina più adatta e le opportune impostazioni di vibrazione dipendono dal terreno da compattare.

I rulli in presenza di terreno con elevata capacità portante tendono a "rimbalzare" disperdendo energia, aspetto che deve essere assolutamente evitato per ottenere una compattazione efficace ed uniforme. Se la frequenza viene ridotta, lasciando immutata l'ampiezza, rimane più tempo prima che il tamburo tocchi nuovamente il terreno, a vantaggio dell'efficacia dell'azione compattante.

D'altra parte una riduzione della frequenza difficilmente causa una diminuzione di rendimento. Se nonostante la riduzione della frequenza il tamburo tende a rimbalzare, si dovrà impostare un'ampiezza minore. Alle basse ampiezze, tuttavia, la capacità di penetrazione della macchina è ridotta. Il fenomeno del "rimbalzo" è riconoscibile da un colpo sordo durante la compattazione.

Tabella 5.2. Raccomandazioni per la compattazione

	Materiale roccioso	Sabbia/ghiaia	Argilla/limo
Tipo di macchina	Rulli pesanti per lavori di movimento terra (10-25 t)	Tutti i rulli per movimento terra	Tutti i rulli per movimento terra (meglio se > 12 t), rulli gommati
Tipo di tamburo	Tamburo liscio	Tamburo liscio	Tamburo a piede di montone per azione di "impasto" o asciugatura della superficie per esposizione di una superficie maggiore. Tamburo liscio per successiva lisciatura della superficie
Ampiezza	Ampiezza iniziale alta (eventualmente ampiezza minore)	Ampiezza iniziale alta, quindi ampiezza minore	Elevata
Passate	4-10	4-12	6-12

RESA SUPERFICIALE

La formula di base per il calcolo della resa superficiale (A_1) di compattazione con una singola passata è la seguente:

$$A_1 = w \cdot v \cdot 1000 \text{ [m}^2/\text{h]}$$

con w = larghezza del tamburo - 10 cm [m]
 v = velocità di avanzamento del rullo [km/h]

Tale formula risulta utile per poter valutare i tempi necessari all'esecuzione della posa in opera del materiale. È possibile utilizzare lo schema sotto riportato per determinare la resa superficiale di compattazione sulla base della larghezza del rullo a varie velocità.

A partire dalla resa superficiale con una singola passata è quindi possibile ricavare la resa superficiale con diversi numeri di passate (A_n) e la resa in volume (V) con vari spessori dello strato e la resa in massa (M) con una specifica densità del materiale, così come riportato in Figura 5.8.

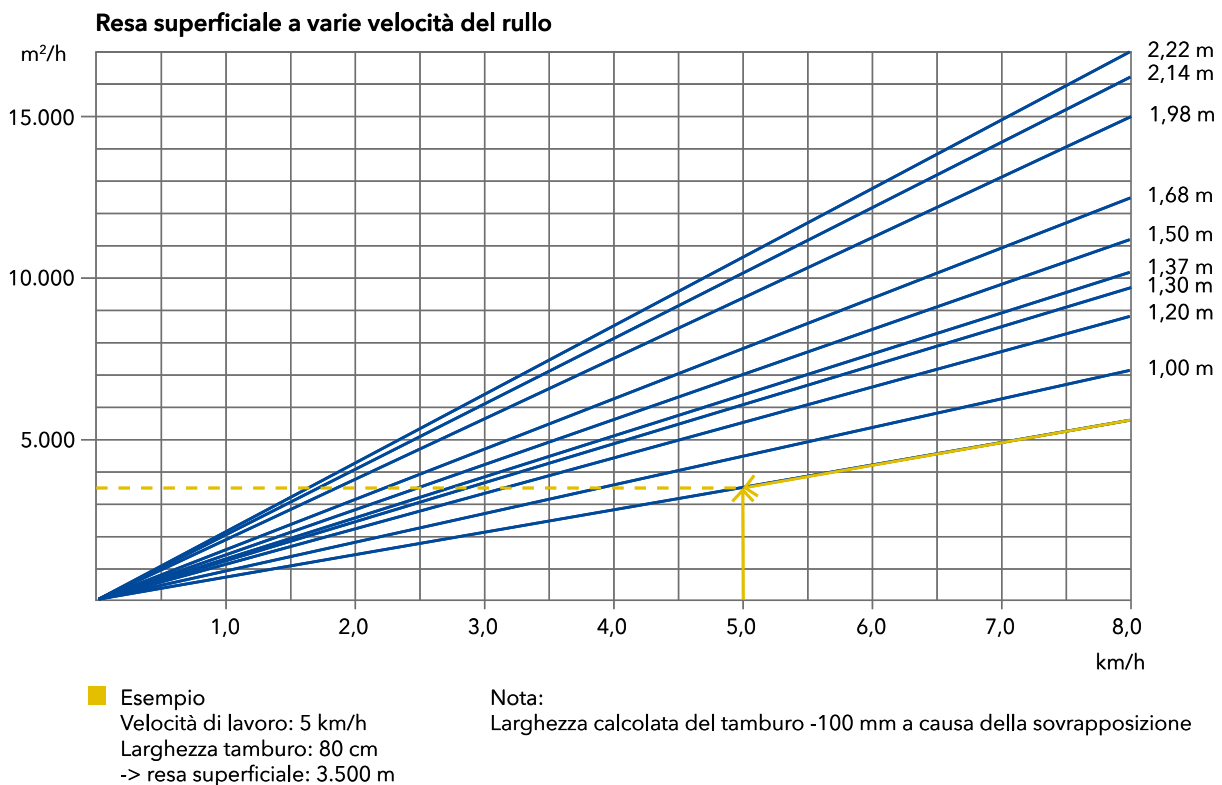


Figura 5.7. Grafico per la determinazione della resa superficiale di compattazione con singola passata del rullo

Resa superficiale (A_n) con diversi numeri di passate (n):

$$A_n = \frac{A_1}{n} \text{ [m}^2\text{/h]}$$

A_n Resa superficiale in m²/h con n passate
 A_1 Resa superficiale in m²/h con una passata
 n Numero di passate

Resa in volume (V) con vari spessori dello strato (d)

$$V = A_n \cdot d \text{ [m}^3\text{/h]}$$

V Resa volumetrica in m³/h
 A_n Resa superficiale in m²/h con n passate
 d Spessore dello strato in m

Resa in massa (M) con una specifica densità del materiale (ρ)

$$M = V \cdot \rho \text{ [t/h]}$$

M Resa di massa in t/h
 V_n Resa volumetrica in m³/h
 ρ Densità specifica del materiale in t/m³

Figura 5.8. Resa superficiale, resa in volume e resa in massa

NUMERO DI NIJBOER

Nella compattazione dei conglomerati bituminosi è particolarmente importante impedire la successiva formazione di fessurazioni e deformazioni sulla superficie della pavimentazione. Il numero di Nijboer fornisce un'indicazione della tendenza di un rullo a causare deformazioni davanti al tamburo.

Tale parametro esprime il rapporto tra carico lineare statico e diametro del tamburo del rullo:

$$N = \frac{\text{Carico lineare statico} \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \right)}{\text{diametro del tamburo (cm)}} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Nel caso della compattazione dinamica, questo rapporto non deve essere maggiore di 0,25 kg/cm². I rulli statici possono compattare fino ad un numero di Nijboer pari a 0,4 kg/cm². Se il rullo soddisfa questa regola empirica, il pericolo di fessurazioni o deformazioni del terreno o del conglomerato è minimo. Tuttavia, il valore del numero di Nijboer non deve essere troppo basso, perché valori scarsi indicano ridotto carico lineare statico e quindi scarse prestazioni di compattazione.

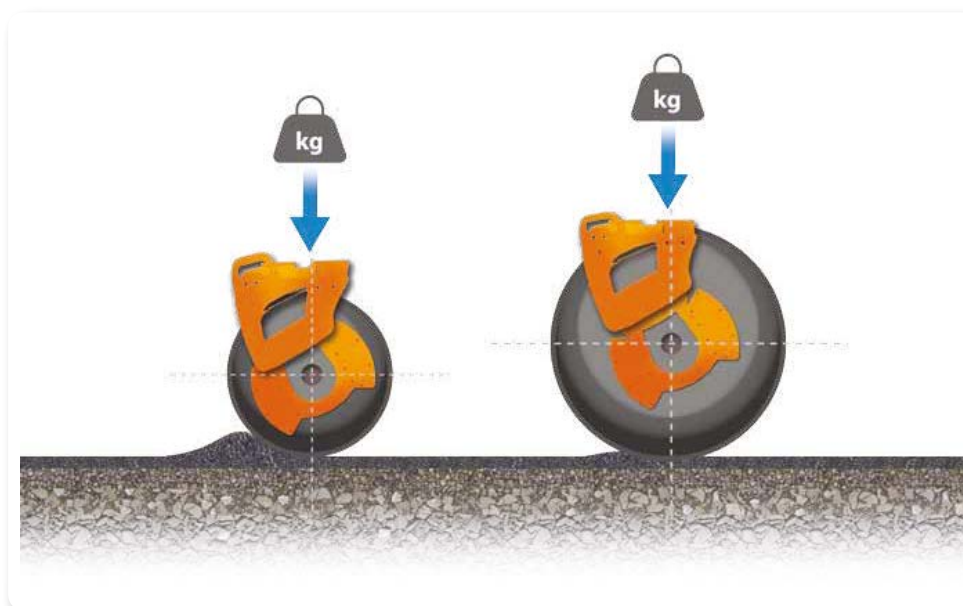


Figura 5.9. Deformazioni indotte dal passaggio del tamburo

CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante di un terreno è la caratteristica principale per valutare l'efficacia della compattazione ottenuta ed è determinata principalmente tramite prove di carico su piastra a carico statico o dinamico (vedi § 3.1).

GRADO DI COMPATTAZIONE

Unitamente alla capacità portante, il grado di compattazione rappresenta un parametro fondamentale per giudicare conglomerati bituminosi e terre (valutato con prove diverse a seconda che si tratti del movimento terra o di conglomerati bituminosi).

Il grado di compattazione delle terre può essere determinato in situ utilizzando varie procedure tra cui il volumometro a sabbia (vedi § 3.1). Una base di confronto per la determinazione del grado di compattazione è generalmente fornita dalla prova Proctor.

Così come per le terre, il grado di compattazione nel caso dei conglomerati bituminosi può essere determinato in cantiere o in laboratorio utilizzando varie procedure (e.g. percentuale dei vuoti).

Tecnologia delle macchine per la compattazione

Per la compattazione delle terre e dei conglomerati bituminosi possono essere utilizzati vari tipi di rulli. Si distingue tra compattatori, rulli a tandem, rulli combinati, rulli gommati e rulli statici a triciclo.

COMPATTATORI

I compattatori sono principalmente utilizzati per la compattazione delle terre. Un tamburo liscio o a piede di montone provvisto di vibrazione, oscillazione o vibrazione/oscillazione (VIO) viene sospeso sulla parte anteriore del telaio ed una trasmissione con pneumatici ed il gruppo motore sono posti sul retro.

I compattatori sono disponibili con pesi d'esercizio compresi tra 5 e 25 t e larghezze di esercizio tra 130 e 230 cm.



Figura 5.10. Macchine per la compattazione di terre e conglomerati

RULLI TANDEM

I rulli tandem sono provvisti di due tamburi con trasmissione idrostatica. Sono progettati principalmente per la compattazione del conglomerato bituminoso. Sono quindi provvisti anche di sistemi di spruzzatura dell'acqua per evitare che il conglomerato caldo si attacchi al tamburo liscio. I rulli tandem sono disponibili con peso d'esercizio compreso tra 1,5 e 14 t e larghezze d'esercizio tra 80 e 220 cm.

RULLI COMBINATI

I rulli combinati hanno un asse su cui sono montate centralmente ruote di gomma e un altro asse su cui è montato un tamburo liscio. I rulli combinati riuniscono i vantaggi di entrambi i tipi di tamburo in una stessa macchina. Essi sono utilizzati principalmente per la compattazione di strati in conglomerato bituminoso.

RULLI GOMMATI

I rulli con sole ruote di gomma sono impiegati per la compattazione statica. In aggiunta essi producono comunque una buona sigillatura grazie all'effetto di impasto (forze verticali e orizzontali risultanti dalla deformazione degli pneumatici nell'impronta) e sono quindi molto adatti per definire il piano superiore degli strati di conglomerato compattato.

I rulli gommati sono adatti per pre-compattare strati di conglomerato bituminoso che abbiano una bassa stabilità all'inizio del processo di compattazione. In questo caso, il vantaggio è rappresentato dalla grande impronta delle ruote di gomma. Il conglomerato verrà così preliminarmente pressato e preparato per un'ulteriore compattazione di un rullo tandem.

La pre-compattazione con rullo gommato evita lo spostamento del materiale. Altrimenti, i rulli gommati sono utilizzati principalmente per una semplice compattazione e per strati di conglomerato sottili, nonché per terreni coesivi.

L'effetto di compattazione in profondità è basato sul peso proprio del rullo e dipende dal carico della ruota, dalla pressione interna degli pneumatici e dalla velocità del rullo. Quanto maggiori sono il carico sulla ruota e la pressione interna degli pneumatici, e minore la velocità del rullo, tanto maggiore sarà la penetrazione. Tuttavia, se la pressione degli pneumatici è troppo elevata o troppo bassa, gli pneumatici stessi potrebbero non avere un contatto completo con il terreno.



Figura 5.11. Compattazione statica con rulli gommati

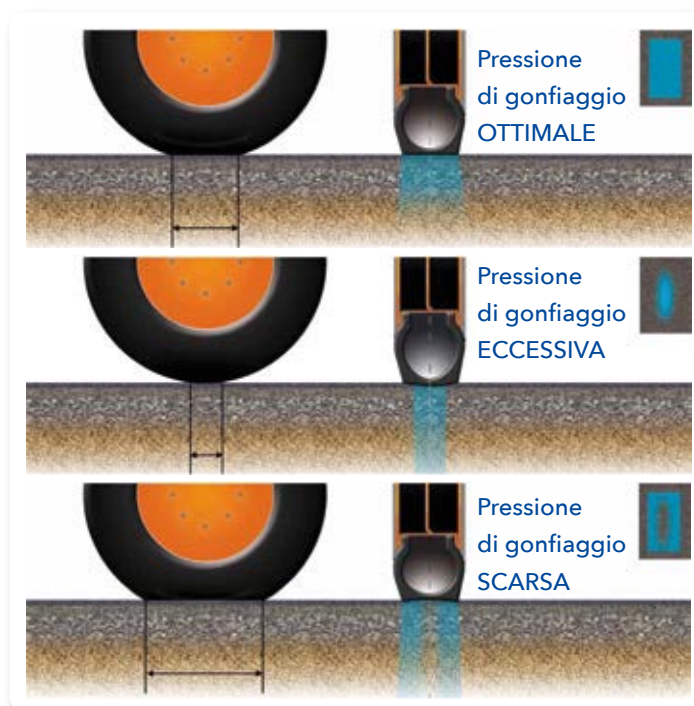


Figura 5.12. Effetto dell'area di impronta degli pneumatici di un rullo gommato

RULLI STATICI A TRICICLO

I rulli statici a triciclo presentano un tamburo anteriore posto nel centro e due tamburi posteriori posti ai lati, in posizione tale che le tracce dei tre tamburi si sovrappongono tra loro. Le prestazioni di compattazione di rulli statici a triciclo sono basate solamente sul loro elevato carico statico, dovuto all'elevato peso e alla larghezza ridotta del tamburo. Un vantaggio dei rulli statici a triciclo è rappresentato dal grande diametro del tamburo, che produce un'eccellente uniformità della superficie ed evita deformazioni del conglomerato.

I rulli statici a triciclo sono adatti per compattare i manti di conglomerato e possono essere usati ogniqualvolta vi sia il rischio che la compattazione dinamica trascini acqua o bitume in superficie.



Figura 5.13. Rullo statico a triciclo

Tipi di tamburo

Per la compattazione delle terre e dei conglomerati bituminosi, si possono utilizzare vari tamburi secondo l'applicazione ed il tipo di macchina:

- tamburi lisci (statici o dinamici);
- tamburi lisci divisi (statici o dinamici);
- tamburi con segmenti a piede di montone (statici o dinamici).

	Tamburi lisci						Tamburi a piede di montone	Ruote in gomma
	Statici	Statici, divisi	Vibrazione	Vibrazione, divisi	Oscillazione	VIO	Vibrazione	Statici
Compattatore			•			•	•	
Rullo tandem			•	•	•			
Rullo combinato			•	•	•			•
Rullo gommato								•
Rullo statico a triciclo								
Passate	•	•						

Figura 5.14. Tipologia di tamburo in funzione della tipologia di rullo

TAMBURI LISCI

I tamburi lisci, come suggerito dal nome stesso, presentano una superficie liscia. Essi sono particolarmente utilizzati per la realizzazione di un piano regolare ed uniforme (e.g. uno strato di conglomerato bituminoso o un piano di posa nel movimento terra).

TAMBURI LISCI DIVISI

I tamburi lisci divisi consistono in due metà di uguale dimensione, ciascuna delle quali azionata da un motore di trazione. Essi sono adatti per la compattazione di tratti tortuosi o strati di conglomerato facilmente soggetti a spostamento, poiché il comando anti-slittamento permette di ridurre la velocità del tamburo all'interno della curva durante il transito. Ciò riduce significativamente il rischio di spostamento del materiale e la conseguente formazione di fessurazioni.

TAMBURI A PIEDE DI MONTONE

I tamburi a piede di montone sono utilizzati solamente sulle terre e per il riciclaggio a freddo. Essi consistono in tamburi lisci con zoccoli trapezoidali aggiuntivi saldati (alti 80-100 mm). I piedi che compongono il rullo sono utili per impastare e smuovere il terreno durante il processo di compattazione. Inoltre, il profilo a piede di montone incrementa la superficie di contatto, quindi l'umidità del terreno evapora più rapidamente.



Figura 5.15. Tamburo a piedi di montone

TAMBURI A VIBRAZIONE/OSCILLAZIONE E VIO

I rulli statici non possiedono un sistema di generazione vibrazioni all'interno dei tamburi. Al contrario, nel caso dei rulli dinamici, i tamburi lisci e a piede di montone (a vibrazione/oscillazione e VIO) sono provvisti di un sistema di vibrazione. Questo produce movimenti vibratorii od oscillatori grazie a masse eccentriche poste in rotazione.

I tamburi VIO installati sui compattatori possono produrre entrambi i tipi di movimento (vibratorio ed oscillatorio) e possono quindi essere utilizzati in maniera più flessibile. Come già esposto, i sistemi di compattazione dinamica trasferiscono più energia al materiale e quindi compattano in maniera più efficiente rispetto ai rulli statici.

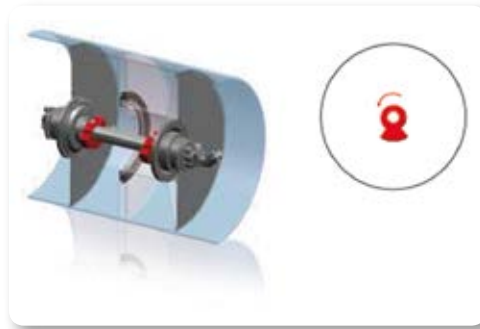


Figura 5.16. Tamburo vibrante: una vibrazione circolare produce un movimento verticale sinusoidale



Figura 5.17. Tamburo oscillante: due masse eccentriche (sfasate di 180°) ruotano e creano un movimento rotante avanti-indietro del tamburo

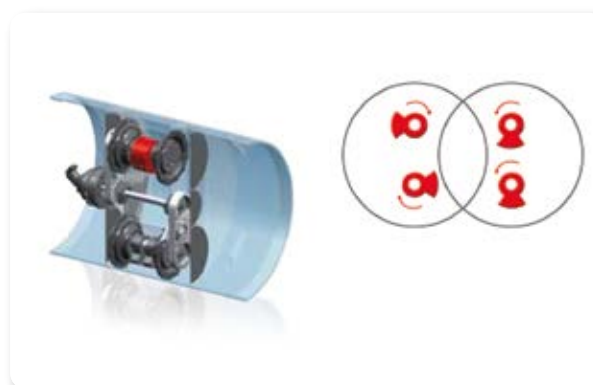


Figura 5.18. Tamburo VIO: secondo la posizione relativa delle masse eccentriche (in fase oppure sfasate di 180°), il rullo compatta utilizzando la vibrazione o l'oscillazione.

RUOTE IN GOMMA

Le ruote in gomma caratterizzano un tipo particolare di tamburo. Esse sono molto simili agli pneumatici tradizionali lisci. Quattro di queste particolari ruote sono installate, ad

opportuna distanza l'una dall'altra, su uno stesso asse. Le ruote in gomma producono una superficie particolarmente densa, compatta e resistente alle intemperie.



Figura 5.19. Tamburo con ruote in gomma

Regole di base per la compattazione e stesa dei conglomerati bituminosi

La preparazione e l'esecuzione della compattazione con il rullo deve essere sempre considerata in rapporto al tipo di miscela, alle condizioni del cantiere ed alle condizioni meteorologiche.

NUMERO DI RULLI

Il numero necessario di rulli dipende dai seguenti fattori:

- prestazioni in relazione al peso e all'area di lavoro del tamburo;
- compattabilità della miscela;
- pre-compattazione tramite vibro finitrice;
- tempo disponibile per la compattazione;
- necessità della profilatura dei bordi.

Si ricordi inoltre il principio generale per cui "Un rullo nessun rullo", infatti se in cantiere risulta disponibile un solo rullo, la continuità del lavoro non può essere garantita in caso di avaria (anche cause banali possono causare avarie).

NUMERO DI PASSATE

Il numero necessario di passate dipende dai seguenti fattori:

- tipo e peso dei rulli;
- velocità del rullo;
- spessore di stesa;
- temperatura della miscela/condizioni atmosferiche;
- compattabilità della miscela;

- pre-compattazione tramite vibro finitrice;
- stabilità del sottofondo.

Non è possibile fornire un dato numerico assoluto relativo al numero di passate senza conoscere questi parametri.

VELOCITÀ DEL RULLO

Velocità tipiche del rullo per tutti i tipi di conglomerato bituminoso sono comprese tra 3 e 6 km/h. In caso di velocità troppo elevata vi è il rischio di formazione di ondulazioni, specialmente utilizzando la vibrazione (effetto corrugato). Viceversa, in caso di velocità troppo bassa vi è un elevato rischio di formazione di ondulazioni a causa del movimento dello sterzo e di deformazione durante la compattazione per vibrazione.

TEMPERATURA DURANTE IL PASSAGGIO DEL RULLO

Per una compattazione ottimale ed un migliore uso della finestra di temperatura disponibile, la compattazione deve iniziare il più presto possibile.

La finestra ideale di temperatura per la compattazione del conglomerato è compresa tra 100 e 140°C.

In questo range la maggior parte delle miscele bituminose può essere compattata tramite vibrazione e oscillazione.

A temperature più elevate, essendo il materiale più molle e lavorabile occorre utilizzare la compattazione dinamica con cautela, per evitare spostamento o segregazione del materiale (es. trascinarsi del bitume verso l'alto).

Pertanto, in certe circostanze (es. con conglomerato bituminoso aventi bassa stabilità) e in presenza di temperature superiori a 140°C è consigliabile eseguire la compattazione solamente in modo statico.

Viceversa, a temperature inferiori a 100°C (quando il materiale risulta molto viscoso e meno lavorabile), la compattazione andrebbe eseguita solo per oscillazione o in modo statico, per evitare la frantumazione degli aggregati.

Per evitare spostamenti del materiale, tuttavia, la compattazione non deve iniziare troppo presto. In tal senso, caratteristiche tipiche di una rullatura prematura sono identificabili come segue:

- ingobbamento accanto al tamburo;
- crepe trasversali dietro al tamburo;
- adesione del conglomerato al tamburo, nonostante la spruzzatura di acqua;
- forti spostamenti davanti al tamburo.

È comunque sempre raccomandabile che la compattazione sia completata a temperature comprese tra 80 e 100 °C.

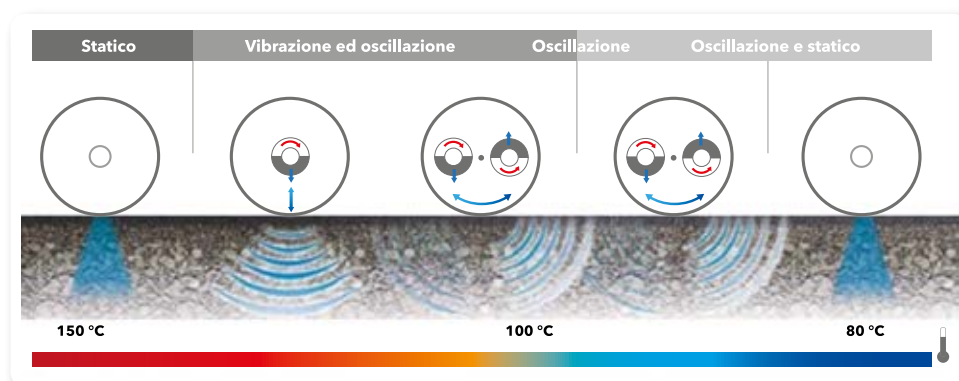


Figura 5.20. Impiego dei sistemi di compattazione in funzione della temperatura

PESO DEL RULLO

Nella costruzione con conglomerati bituminosi si utilizzano rulli con peso d'esercizio tra 1,5 e 14 tonnellate. Essi possono essere sommariamente divisi in:

- rulli leggeri 1,5 - 6 t;
- rulli medi 7 - 11 t;
- rulli pesanti 11 - 14 t.

ASPETTI PARTICOLARI NELL'ESECUZIONE DELLA COMPATTAZIONE

In caso di scarsa pre-compattazione da parte della vibrofinitrice, è buona norma effettuare la prima passata staticamente (per evitare lo spostamento del materiale).

Come già precedentemente introdotto, l'ampiezza e la frequenza vanno scelte invece in base al tipo di conglomerato e allo spessore di posa.

Si riportano di seguito una serie di utili raccomandazioni da verificare durante la compattazione:

- compattare i manti d'usura a bassa ampiezza ed alta frequenza;
- compattare strati di spessore pari o superiore a 8 cm inizialmente ad alta ampiezza e poi a bassa ampiezza;
- in caso di pendenze, compattare per vibrazione solo in salita e staticamente in discesa;
- in caso di pendenze e di utilizzo di rulli combinati, posizionare sempre le ruote a valle, per ottenere una trazione migliore;
- a temperature del conglomerato inferiori a 100 °C, compattare solamente in modo statico o per oscillazione, perché la compattazione a vibrazione presenta il pericolo

di frantumazione degli aggregati o rottura dello scheletro minerale (fessure) e la distruzione del legame tra strati;

- controllare il corretto rapporto tra spessore di stesa e granulometria del conglomerato bituminoso. Se tale rapporto non viene rispettato può verificarsi una frantumazione dei granuli, riconoscibile dall'affioramento in superficie del colore degli aggregati del conglomerato (rapidamente identificabile in quanto tutti gli aggregati sono normalmente rivestiti di bitume nero). Lo spessore di stesa deve essere pari almeno al triplo della dimensione massima degli aggregati costituenti il conglomerato bituminoso.

FESSURE CAUSATE DAL RULLO

Le *fessure trasversali* create a causa della compattazione possono comparire nel conglomerato:

- quando il rullo spinge "un'onda" di materiale davanti a sé. Ciò avviene in caso di scarsa pre-compattazione da parte della vibrofinitrice e di un uso prematuro di rulli pesanti;
- quando la compattazione con il rullo è stata ritardata troppo, durante la posa di strati spessi, o se la superficie del conglomerato si raffredda troppo e troppo rapidamente a causa del vento o di eccessiva acqua spruzzata. In questo caso, la superficie si è raffreddata, ma la zona del nucleo è ancora calda. Il rullo distrugge questa "crosta" e compare la crepa.

Le *fessure longitudinali* create dalla compattazione possono comparire nel conglomerato a causa:

- degli sforzi di taglio della miscela, utilizzando rulli pesanti. In questo caso, la superficie si è raffreddata, ma la zona del nucleo è ancora calda. Il rullo distrugge questa "crosta" e compare la fessura. In particolare, questo effetto si presenta quando si inizia ad usare il rullo sul bordo più elevato in aree con pendenza trasversale. In questo caso non si può formare alcuna zona di appoggio su cui il rullo possa supportarsi;
- di difetti nel fondo stradale.

Le fessure sono elementi critici negli strati superficiali in quanto se non opportunamente sigillate vi possono penetrare acqua e sporcizia.

Se il conglomerato è sufficientemente caldo, queste fessure possono essere eventualmente sigillate mediante rulli gommati o combinati, grazie all'effetto d'impasto degli pneumatici.

GIUNTI TRASVERSALI

Per ripristinare al meglio la continuità longitudinale di lavorazioni eseguite in momenti differenti minimizzando la percezione del giunto trasversale, occorre adottare alcune precauzioni come nel seguito riportato. Disporre la compattazione dei giunti trasversali dal lato freddo con sovrapposizione di circa 10-20 cm del conglomerato caldo.

Non far passare sopra i giunti trasversali il rullo in direzione longitudinale o diagonale (solo in casi eccezionali, se reso necessario dalle condizioni del cantiere) poiché si formerebbe un'onda che non potrebbe essere più spianata. In seguito, evitare di far ripassare il rullo sul giunto.

GIUNTI LONGITUDINALI

Analogamente a quanto indicato per i giunti trasversali, occorre prestare particolare attenzione anche all'esecuzione dei giunti longitudinali creati tra passate parallele della vibrofinitrice. Durante la posa "caldo-su-freddo": far iniziare a compattare il giunto longitudinale dal lato freddo con sovrapposizione di circa 10-20 cm del conglomerato caldo. Compattare solo staticamente per non danneggiare il conglomerato freddo. Iniziare la compattazione della superficie restante sul lato più lontano dal giunto.

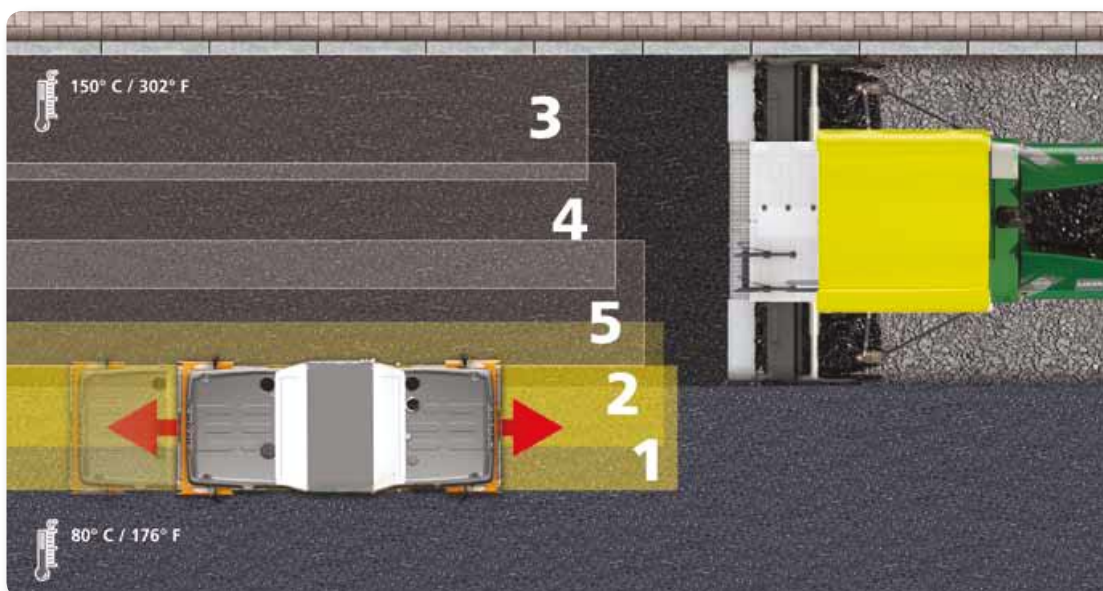


Figura 5.21. Passaggi del rullo per una corretta esecuzione dei giunti longitudinali

In caso di giunto longitudinale durante la posa "caldo-su-caldo": lasciare il giunto centrale (circa 15 cm) come si trova e compattarlo solo al termine.

Tabella 5.3. Modalità di compattazione in funzione dello strato di conglomerato

	Base	Binder	Usura	Drenante	Microtappeti
Rullo	Rulli pesanti	Rulli medi	Rulli medi	Rulli leggeri e medi	Rulli medi
Ampiezza	Iniziare con ampiezza elevata	Ampiezza elevata	Bassa ampiezza	Bassa ampiezza	Nessuna
Passate	n. da medio a elevato di passate	n. medio di passate	n. medio di passate	n. medio-basso di passate	Basso n. di passate
Compattazione	Vibrazione e oscillazione	Vibrazione e oscillazione	Vibrazione e oscillazione	Statica o vibrazione	Solo per oscillazione o statica
Aspetti particolari	In caso di conglomerato a bassa stabilità, compattare staticamente le prime due passate.	Materiale sensibile allo spostamento. Evitare basse velocità. Evitare temperature eccessive. In caso di conglomerato a bassa stabilità, compattare staticamente nelle prime due passate.	Evitare basse velocità. Evitare temperature eccessive. In caso di conglomerato a bassa stabilità, compattare staticamente le prime due passate.	Evitare temperature eccessive, per evitare il trascinamento del bitume verso l'alto. Solo un basso numero di passate con vibrazione.	Usando la vibrazione, si formerebbero ondulazioni. Oscillazione in una sola direzione (verso la vibrofinitrice).

Durante la compattazione di strade con pendenza trasversale o curve, iniziare sempre sul lato più basso. Ciò crea un appoggio sul quale il rullo può supportarsi.

Nella passata finale, compattare staticamente dall'alto verso il basso per spianare ogni strisciata ancora presente nel conglomerato.

5.2 Planarità

Si deve fare una distinzione tra planarità longitudinale e planarità trasversale. La planarità trasversale riguarda la sagoma della piattaforma stradale in direzione perpendicolare a quella di marcia dei veicoli ed è importante per assicurare un adeguato drenaggio delle acque di piattaforma. In caso di difetti nella planarità trasversale l'acqua non potrà drenare correttamente, provocando fenomeni pericolosi che compromettono l'adesione pneumatico-pavimentazione e la sicurezza di guida in generale (e.g. aquaplaning, effetto splash, effetto spruzzo).

La planarità longitudinale riguarda invece la regolarità della pavimentazione nel senso di marcia dei veicoli e ha un effetto significativo sul comfort di guida, sulle solleci-

tazioni applicate alla struttura della strada, sulle emissioni sonore e sulla sicurezza di guida in genere.

Alle considerazioni appena introdotte, si aggiunge che per ottenere la planarità complessiva del pacchetto strutturale, è fondamentale agire correttamente già a livello dello strato di fondazione che deve costituire un piano di posa planare, stabile e perfettamente compattato. Ciò fa sì che, una volta stesi gli strati in conglomerato bituminoso, la pavimentazione stradale conservi non solo ottima planarità, ma anche capacità portante uniforme e costante per un lungo periodo di tempo.

5.3 Giunti di adesione

I giunti di adesione sono le superfici di contatto che si formano durante la stesa in più strisciate parallele (giunzione longitudinale) o, in caso di interruzioni nella lavorazione di tratti continui, nella direzione ortogonale a quella di lavoro della vibrofinitrice (giunti trasversali o di ripresa).

Possono formarsi negli interventi di stesa con finitrici operanti in parallelo (stesa "caldo su caldo") o negli interventi di stesa che interessano solo il rifacimento di una semicarreggiata (stesa "caldo su freddo").

In tutti i casi essi rappresentano un punto di particolare attenzione in quanto deve essere garantito un collegamento durevole tra le due superfici per evitare che le acque superficiali penetrino nella pavimentazione. La realizzazione del giunto deve quindi rispettare specifici requisiti per assicurare il raggiungimento di un'adeguata superficie tra le due stese:

- superficie di contatto inclinata (70 - 80°);
- rugosità e porosità;
- assenza di polvere e di sporcizia;
- assenza di umidità e di sostanze che possono inibire l'adesione;
- rivestimento con legante sufficientemente denso (tramite spruzzatura di attivanti di adesione o emulsione bituminosa).

Inoltre, i giunti longitudinali nei vari strati della pavimentazione andrebbero sempre realizzati in modo che risultino sfalsati tra uno strato e l'altro e con facce di contatto oblique (Figura 5.22).

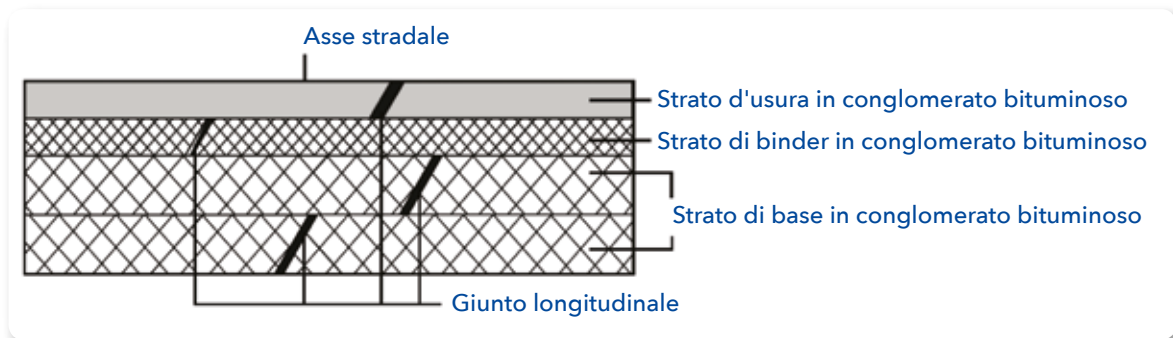


Figura 5.22. Modalità di realizzazione dei giunti longitudinali

Stesa "caldo su caldo"

Nella stesa "caldo su caldo" le finitrici operano di norma in parallelo, su due strisciate adiacenti, e la compattazione finale viene eseguita a tutta larghezza.

L'impiego di due o più finitrici in parallelo è il migliore presupposto per un collegamento intimo dei giunti longitudinali. La distanza reciproca tra le varie finitrici deve essere la più piccola possibile, in modo che la faccia del giunto della prima striscia sia ancora sufficientemente calda.

I primi rulli che seguono ciascuna finitrice devono avere la stessa taglia. I rulli iniziano a cilindrare procedendo verso il giunto dall'esterno all'interno. La compattazione termina su ciascun lato a 15 cm circa dal giunto longitudinale. La zona del giunto viene compattata dai rulli come ultima striscia. In questo modo la posa del conglomerato caldo su caldo produce giunti ottimali. Quando eseguita correttamente, si ottiene un collegamento intenso e compatto tra le varie strisciate poste in opera, garantendo una eccellente compenetrazione tra gli strati che aderiscono tra loro in modo affidabile ripristinando la continuità del manto stradale.

Stesa "caldo su freddo"

Quando il conglomerato viene posato "caldo su freddo" significa che il conglomerato bituminoso caldo viene posto in opera accanto a un esistente strato di conglomerato bituminoso freddo. In tal caso la superficie di contatto deve essere preparata in modo adeguato: i bordi dello strato di conglomerato bituminoso freddo vanno rettificati e puliti per ottenere un'adesione ottimale tra i due strati. Il raggiungimento di una buona adesione sarà favorito da una superficie di contatto ruvida ricoperta di uno strato di legante sufficientemente spesso.

Durante la stesa della prima striscia si deve conformare quindi correttamente la faccia del giunto (area di contatto). La faccia di contatto deve essere inclinata di 70 - 80° circa. In questo modo si ottiene una maggiore area di contatto rispetto a una faccia di

contatto verticale. La faccia obliqua può essere realizzata con un sagomatore di bordo montato sulla finitrice e/o con un rullo dotato di rulletto di pressione.

Occorre inoltre stendere la seconda strisciata con una leggera sovrapposizione (2 - 3 cm) e tenendo conto dello spessore di compattazione. Senza sovrapposizione o con una sovrapposizione limitata verrebbe a mancare del conglomerato in corrispondenza del giunto. Ne conseguirebbero una compattazione insufficiente e futuri ammaloramenti in corrispondenza della zona di passaggio tra le due strisciate.

Prima di iniziare la compattazione a mezzo di rulli, si raccomanda di spingere il conglomerato in eccesso nell'area della seconda strisciata.

Inoltre, il tamburo di trazione deve essere rivolto verso la finitrice per prevenire che il materiale non rullato si accumuli davanti al tamburo. Come già precedentemente illustrato, ne conseguirebbero fessurazioni da compattazione trasversali alla carreggiata stradale. L'unica eccezione a questa regola si verifica quando si lavora su strade con forte pendenza longitudinale.

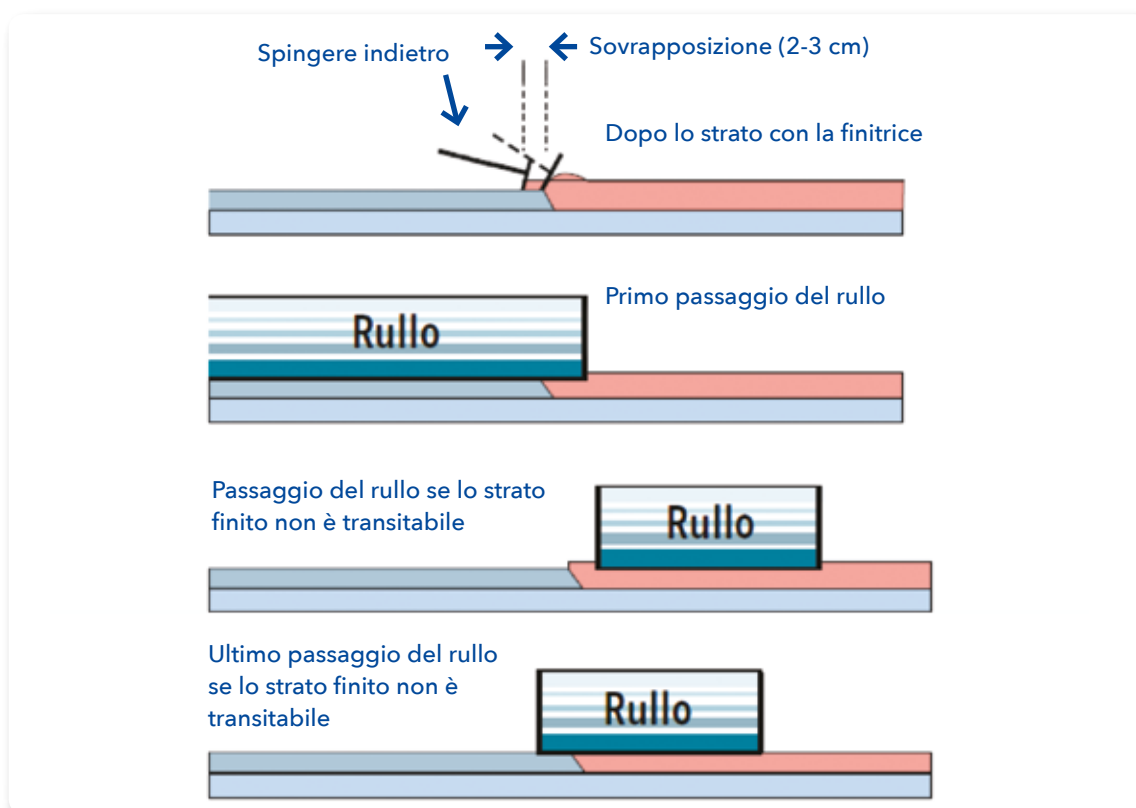


Figura 5.23. Fasi operative per la realizzazione di giunti "caldo su freddo"

In linea di massima occorre anche prestare attenzione che i giunti longitudinali non si trovino in corrispondenza della futura segnaletica orizzontale o delle zone di passaggio degli pneumatici dei veicoli.

5.4 Adesione tra gli strati

L'adesione tra gli strati è ciò che garantisce una adeguata resistenza alle sollecitazioni di taglio tra i singoli strati saldandoli in un unico pacchetto. Saldando i singoli strati, è possibile evitare reciproci scorrimenti causati dalle sollecitazioni del traffico e dalle condizioni climatiche. L'importanza dell'adesione tra gli strati è aumentata significativamente negli ultimi anni a causa dei carichi sempre maggiori cui sono sottoposte le strade. Una cattiva adesione, unita ad altri fattori sfavorevoli, può portare ad ammaloramenti e deformazioni prematuri. Tuttavia, attualmente non esistono norme di collaudo per verificare il grado di adesione. È quindi responsabilità della DL assicurarsi che l'adesione tra gli strati sia eseguita a regola d'arte.

Allo scopo di migliorare l'adesione tra i singoli strati, prima della posa del nuovo strato, si provvede a spruzzare uniformemente una mano d'attacco sullo strato già esistente che deve essere pulito e asciutto. Si veda il § 5.6 per dettagli specifici.

5.5 Esecuzione dei lavori in condizioni ambientali limite

Per la posa in opera del conglomerato bituminoso si sfrutta la forte variazione di viscosità del bitume in funzione della temperatura. Il bitume infatti è un liquido poco viscoso alle alte temperature, mentre diventa solido e poco deformabile alle temperature di esercizio. Per ottenere un buon addensamento, quindi una bassa percentuale di vuoti residui, al momento della compattazione la temperatura della miscela deve essere di circa 135°C con il bitume tal quale e di almeno 145°C con il bitume modificato.

Tuttavia, la temperatura di miscelazione all'impianto non può essere innalzata troppo per non danneggiare il bitume (e.g. perdita degli elementi volatili, indurimento del bitume, fragilità del conglomerato bituminoso). È pertanto fondamentale che il conglomerato non si raffreddi eccessivamente durante il trasporto e la stesa. Tale circostanza può verificarsi se la distanza tra l'impianto di produzione ed il sito di stesa è elevata o se la stesa avviene durante avverse condizioni atmosferiche (in particolare pioggia e neve, mentre la temperatura fredda dell'aria incide meno in quanto in tal caso il raffreddamento avviene per convezione termica e non per conduzione).

Restando sempre valida la regola fondamentale per cui è opportuno evitare di stendere il conglomerato bituminoso nei mesi freddi quando la bassa temperatura del piano di posa determina un rapido raffreddamento della miscela per conduzione termica (fenomeno particolarmente critico in presenza di strati con spessore ridotto - i.e. tappeto di usura), accade talvolta che a causa delle rigide tempistiche si tiene conto solo in minima misura delle condizioni atmosferiche raggiungendo temperature del con-

glomerato all'atto della posa in opera inferiori al valore minimo ammesso (i.e. se al momento del trasferimento dall'autocarro alla tramoggia della finitrice la temperatura del conglomerato è inferiore a 120°C - variabile poi a seconda del bitume impiegato - per i rulli sarà difficile conseguire il grado di compattazione finale richiesto).

È buona norma non procedere alla stesa dello strato d'usura a temperature ambientali inferiori a 3°C, o meglio inferiori a 6°C.

Come precedentemente accennato, tali raccomandazioni valgono in particolar modo per gli strati di usura. Viceversa, per gli strati più profondi (binder e base) sarebbe plausibile eseguire la stesa anche a temperature intorno allo zero in quanto essi sono caratterizzati da una percentuale elevata di aggregati grossi in grado di trattenere il calore per più tempo (gli strati di base possono essere stesi addirittura a temperature fino a -3°C, a condizione che lo strato di fondazione sia privo di neve e ghiaccio).

Tuttavia, come già sopra precisato, la decisione di procedere o meno alla stesa in condizioni di temperatura particolarmente basse non dovrebbe dipendere principalmente dalla temperatura dell'aria, bensì dalla temperatura del sottofondo, visto che il contatto con un sottofondo freddo accelera il raffreddamento del conglomerato.

Inoltre, è sempre buona norma evitare di stendere il conglomerato a caldo in presenza di forte umidità e/o pioggia (evitare sempre la stesa su un piano di posa bagnato o ricoperto di pozzanghere). Infatti, se il conglomerato caldo viene a contatto con superfici umide, sotto lo strato steso può formarsi vapore acqueo. Siccome il vapore acqueo tende a spostarsi verso l'alto, si formano dei vuoti che compromettono la compattazione del materiale, il grado di addensamento e, quindi, la capacità portante della pavimentazione. Inoltre, la massiccia perdita di calore del materiale steso si riflette negativamente anche sull'adesione fra gli strati con problemi di continuità del pacchetto strutturale e di resistenza a taglio all'interfaccia tra essi.

Qualora sia assolutamente indispensabile stendere il materiale in condizioni climatiche limite, è bene adottare alcune precauzioni per ridurre il rischio di cattiva compattazione. In tal senso, negli ultimi anni sono stati sviluppati degli additivi che consentono di compattare il conglomerato a temperature più basse (additivi per **conglomerati tiepidi**). Tali sostanze possono essere immesse direttamente nel mescolatore dell'impianto. Un'altra soluzione consiste nell'impiego di bitumi (tal quali o modificati) additivati con cere paraffiniche preliminarmente alla miscelazione con gli aggregati. L'aggiunta delle cere permette di ottenere un legante a ridotta viscosità, consentendo la stesa del conglomerato bituminoso fino a 110°C, senza comunque pregiudicare la rigidità della pavimentazione alle temperature di esercizio (sotto gli 80°C).

L'impiego di questi prodotti può essere sfruttato sia nei periodi più caldi per impastare a temperature più basse (con conseguente risparmio energetico, minore impatto ambientale, minore invecchiamento del bitume), sia per affrontare distanze di trasporto elevate senza incorrere nel rischio di un precoce raffreddamento del materiale. Analogamente, nei periodi più freddi, impastando alle temperature usuali, si riesce a sfruttare la minore viscosità della miscela (maggiore lavorabilità) per compensare il raffreddamento dovuto al contatto con il piano di posa.

5.6 Preparazione del piano di posa del conglomerato

Adeguate realizzazione della fresatura

Un aspetto importante per la buona riuscita delle lavorazioni e il raggiungimento di un pacchetto stradale con prestazioni ottimizzate è la preparazione del piano di posa dello strato sottostante su cui il nuovo strato deve poggiare. Questo aspetto diventa particolarmente critico in interventi di manutenzione che prevedono la fresatura degli strati esistenti, soprattutto laddove si voglia rimuovere solo lo strato superficiale e ricostruire il manto di usura con miscele drenanti. La criticità è determinata dalla necessità di creare una superficie di appoggio planare e perfettamente regolare (i.e. priva di solchi o deformazioni dovuti alle operazioni di fresatura mal eseguite). A causa del diametro massimo elevato, i granuli del conglomerato drenante non riescono a chiudere le cavità eventualmente create dalla fresa e permane pertanto un solco che corre longitudinalmente. La presenza di solchi longitudinali troppo profondi, nonostante l'applicazione della mano di attacco obbligatoria sotto i manti drenanti, determinerebbe lo scorrimento dell'acqua raccolta dallo strato superficiale in direzione longitudinale piuttosto che trasversale (per l'impossibilità dell'acqua di oltrepassare la profondità del solco). Permarrebbe quindi acqua all'interfaccia tra strato di binder e usura con forte rischio di fenomeni di sgranamento e spogliamento, così come rischio di refluitamento di acqua in superficie a causa dell'impossibilità di smaltirla lateralmente.

In tal senso, il DL deve prestare molta attenzione alle attività di fresatura, controllando la profondità degli intagli lasciati dalla fresa. Come specificatamente prescritto dal Capitolato Anas, la profondità del solco (differenza tra cresta e gola) non deve superare i 5 mm, altrimenti è onere dell'impresa provvedere alla sistemazione del piano di posa (*Demolizione delle pavimentazioni: "... La superficie del cavo dovrà risultare perfettamente regolare in tutti i punti, priva di residui di strati non completamente fresati che possono compromettere l'aderenza dei nuovi strati da porre in*

opera. Non saranno tollerate scanalature provocate da tamburi ed utensili inadeguati o difformemente usurati che presentino una profondità misurata tra cresta e gola superiore a 0,5 cm ...”).



Figura 5.24. Esempio di superficie fresata

Mano d'attacco e mano di ancoraggio

Per **mano d'attacco** si intende quell'applicazione di legante bituminoso su uno strato di conglomerato eseguita prima della stesa dello strato sovrastante. Essa ha il triplice scopo di garantire la perfetta continuità tra gli strati della pavimentazione, la loro mutua adesione e l'impermeabilità della strato sottostante, aspetti che rivestono fondamentale importanza per lo sviluppo di adeguate prestazioni in esercizio.

Relativamente alla continuità tra gli strati, è dimostrato che una pavimentazione stradale, per rispondere adeguatamente ai carichi verticali indotti dal traffico veicolare, deve essere progettata in modo da reagire alle sollecitazioni in maniera solidale, evitando che gli strati lavorino disgiunti gli uni dagli altri. A tal fine non è sufficiente garantire un buon mix design delle varie miscele, ma è fondamentale accertarsi che gli strati siano intimamente collegati tra loro, in modo tale da reagire come un unico corpo nei confronti delle sollecitazioni esterne che possono essere così omogeneamente distribuite all'intera struttura e non assorbite unicamente dallo strato superficiale (progettato per scopi differenti da quello portante). In tal modo, ogni strato non si deforma solo in funzione delle proprie caratteristiche meccaniche, ma anche in funzione delle caratteristiche degli altri strati.

Al contempo, al passaggio dei veicoli la pavimentazione deve fronteggiare anche tensioni tangenziali (parallele al piano viabile - Figura 5.25) che potrebbero indurre "slittamenti" tra gli strati se non adeguatamente connessi, specialmente in zone sottoposte a frequenti frenate e accelerazioni (le rotture per scorrimento reciproco degli strati sono eventi frequenti, così come il manifestarsi di pelature e/o buche per asportazione dello strato superficiale).

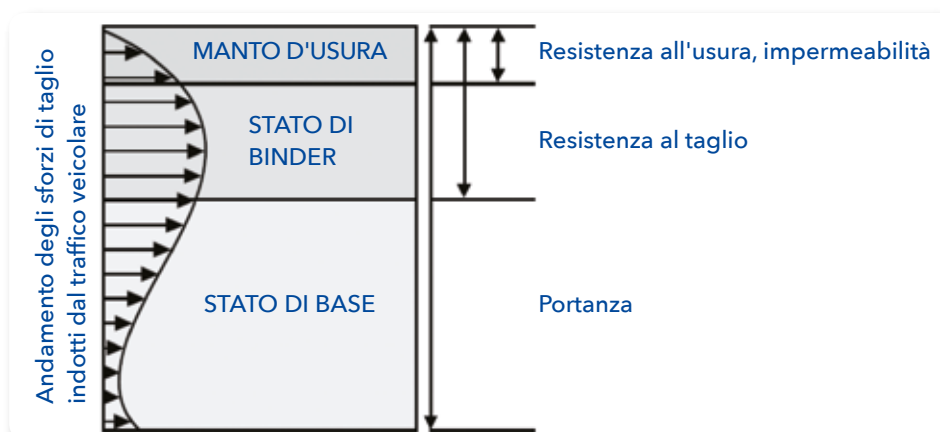


Figura 5.25. Andamento degli sforzi di taglio indotti dal traffico veicolare

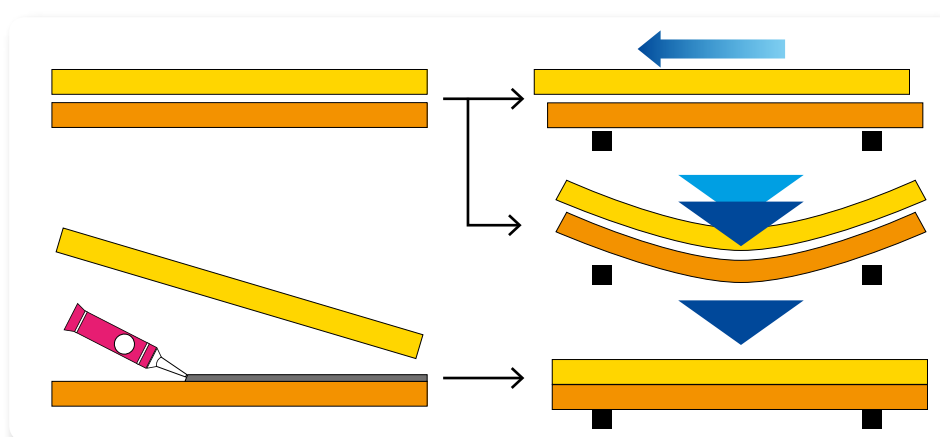


Figura 5.26. Meccanismi di funzionamento delle mani di attacco

Si parla invece di **mano di ancoraggio** quando lo strato di supporto su cui viene stesa l'emulsione prima della realizzazione di uno strato in conglomerato bituminoso è in misto granulare. La funzione principale di questa applicazione è quella di irrigidire la parte superiore dello strato non legato riempiendone i vuoti e garantendo al contempo una migliore adesione per l'ancoraggio del successivo strato in conglomerato bituminoso. Proprio perché ha una funzione di "impregnazione" dello strato sottostante, essa va realizzata con un'emulsione bituminosa a rottura lenta e bassa viscosità, in modo tale che abbia tempo sufficiente per penetrare tra i granuli prima della fase di presa.

Si sottolinea che, nel caso di strati stabilizzati con calce, con calce e cemento o con cemento ed emulsione bituminosa, il film di emulsione comunque applicato per garantire una maturazione protetta del materiale sottostante costituisce già la mano di ancoraggio (purché sia rimossa la sabbia o la graniglia eventualmente non trattenute dall'emulsione) e non risulta pertanto necessaria una seconda applicazione di emulsione bituminosa.

In generale, l'applicazione del legante bituminoso sulla superficie di stesa può avvenire sia tramite emulsione bituminosa che bitume spruzzato a caldo. L'elenco prezzi Anas prevede infatti una specifica voce per computare l'applicazione della mano di attacco/ ancoraggio (i.e. D.01.043) suddivisa a sua volta in quattro sotto-voci:

- a. emulsione bituminosa non modificata;
- b. emulsione bituminosa modificata;
- c. bitume tal quale;
- d. bitume modificato soft o hard.

Tra le due tipologie, si raccomanda l'impiego di bitume spruzzato a caldo in modo da garantire maggiore adesione e maggiore impermeabilità. Per situazioni che necessitino di un'adesione superiore o di particolari capacità di impermeabilizzazione, si suggerisce l'impiego di bitume modificato. In tal senso, in caso di realizzazione di conglomerati drenanti il Capitolato Anas impone come mano di attacco l'applicazione di bitume modificato "hard" (sotto forma di emulsione o bitume spruzzato). A tal proposito, si ricorda che la voce di elenco prezzi Anas dell'usura drenante (i.e. D.01.036) include già l'applicazione delle mano di attacco che non deve quindi essere computata separatamente.

La mano d'attacco in emulsione bituminosa, rispetto a quella con semplice bitume caldo, offre principalmente il vantaggio di poter funzionare su superfici umide, con più garanzie per la qualità e durata della pavimentazione laddove si debba operare in condizioni climatiche limite. In tal caso, occorre comunque predeterminare con cautela la velocità di rottura dell'emulsione (separazione del bitume dall'acqua).

La velocità di rottura dipende comunque fortemente dalle condizioni climatiche e ambientali in cui viene utilizzata. In climi caldi e asciutti la separazione avviene più rapidamente, mentre con il freddo, il medesimo prodotto può avere tempi di rottura molto più lunghi. In condizioni climatiche particolarmente gravose, per ridurre i tempi di presa l'emulsione bituminosa può essere spruzzata a una temperatura superiore rispetto al normale (circa 80°C) con l'impiego di adeguate apparecchiature.

Relativamente alla scelta della tipologia di bitume (tal quale o modificato), le norme tecniche di Capitolato Anas precisano che le emulsioni con bitume tal quale possono essere impiegate come mano di attacco solo tra misto cementato e base, basebinder, binder e usure normali (per usure non aperte). Negli altri casi si usa bitume modificato "hard".

In generale, si può adottare come criterio generale che il bitume della mano di attacco sia dello stesso tipo di quello con cui è confezionato il conglomerato bituminoso del

nuovo strato da stendere. In particolare, quando la mano d'attacco viene interposta tra due strati di conglomerato bituminoso con bitume modificato (nuovo su nuovo), per evitare lo scorrimento tra gli strati, è fondamentale l'impiego di emulsione o bitume modificati. Vedi il § 4.2 - *Requisiti per l'accettazione dei bitumi e delle emulsioni bituminose* per dettagli sui requisiti prestazionali richiesti da Capitolato Anas per bitumi spruzzati a caldo ed emulsioni bituminose impiegate come mano di attacco/ancoraggio.

A prescindere dalla tipologia di mano di attacco, per un'adesione efficace è necessario preparare adeguatamente la superficie di stesa, garantendo un supporto pulito, privo di corpi estranei, tracce di terra o fango apportati dai mezzi di cantiere, sabbia o graniglia non ancorata allo strato sottostante. Qualora necessario si deve predisporre la pulizia del piano di posa con attrezzature specifiche dotate di spazzole rotanti e dispositivi aspiranti, o mediante idropulitrice (è sempre consigliabile un esame visivo preliminare del tratto per valutare la necessità di una pulizia preliminare tramite aria compressa o getto d'acqua).

In tal senso, prima della realizzazione del conglomerato superiore è anche necessario accertare che lo strato sottostante abbia i requisiti di quota, sagoma, densità e portanza previsti da progetto.

Una volta applicata la mano di attacco, per evitare che venga asportata dai mezzi di stesa o da veicoli di cantiere eventualmente in transito, va previsto lo spargimento di graniglia monogranulare, sabbia o filler che proteggono il velo di emulsione sottostante (in quantità minima, tale da evitare l'asportazione, ma non da ricoprire interamente la superficie di stesa).

Le norme tecniche di Capitolato Anas prescrivono dosaggi di bitume da assicurare all'interfaccia tra gli strati in ragione di 0,8-1,2 kg/mq. Unitamente al controllo della quantità di emulsione/bitume applicati, la DL è tenuta a verificare la corretta preparazione del piano di interfaccia tra gli strati:

- regolarità superficiale;
- rugosità e porosità;
- assenza di polvere e di sporcizia;
- assenza di umidità e di sostanze che possono inibire una corretta adesione;
- assenza di difetti o marcature sulla strada.

6. Manutenzione delle pavimentazioni esistenti

Nel corso del tempo, a causa dell'azione dei carichi di traffico e degli agenti atmosferici cui sono soggette in esercizio, le pavimentazioni stradali subiscono un progressivo degrado primariamente delle caratteristiche superficiali (aderenza e regolarità) e, successivamente, delle caratteristiche strutturali (portanza).

Considerando che la sicurezza della circolazione stradale rappresenta uno degli obiettivi fondamentali di qualsiasi gestore di infrastrutture viarie e che il degrado superficiale e strutturale delle pavimentazioni è uno dei fattori determinanti nella genesi e nello sviluppo di casi di incidentalità, risulta fondamentale verificare le condizioni delle strade e accertare il possesso dei requisiti funzionali e strutturali richiesti da Capitolato, pianificando tempestivamente interventi manutentivi atti al ripristino di un adeguato livello di servizio. La programmazione degli interventi manutentivi deve prescindere dal solo raggiungimento dell'ottimo economico, integrando e soddisfacendo sia requisiti economici che tecnici e di sicurezza (criterio alla base delle strategie di pianificazione: individuazione del tempo ottimale di intervento per minimizzare i costi e massimizzare i benefici tecnici - Figura 6.1).

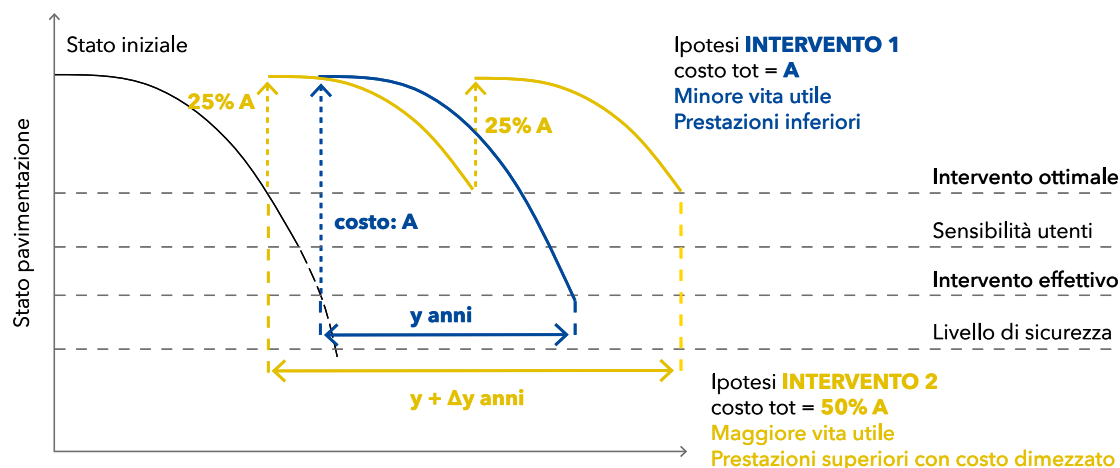


Figura 6.1. Curva di decadimento indicatori di stato

Per raggiungere una corretta pianificazione della manutenzione, potendo proiettare nel tempo l'evoluzione del degrado al fine di individuare priorità di intervento e soluzioni tecniche adeguate, è necessaria una conoscenza dettagliata dello stato attuale delle pavimentazioni e delle tipologie di dissesto che possono palesarsi. In tal senso, per un monitoraggio periodico delle condizioni superficiali occorre predisporre at-

tività di ispezione ricorrente, pianificate da ciascuna Area Compartimentale tenendo conto della consistenza dei tratti stradali e della cadenza periodica delle visite; ogni Sorvegliante deve essere incaricato dell'esecuzione delle Ispezioni Ricorrenti di tutte le strade che ricadono nella propria tratta di competenza.

6.1 Tipologie e cause di ammaloramento

I dissesti tipici delle pavimentazioni stradali flessibili possono essere classificati in varie macro categorie come segue:

- **fessurazioni**, distinguibili in diverse tipologie a seconda della conformazione e delle cause (tra esse sono identificabili: fessurazioni ramificate o "a pelle di cocodrillo", a blocchi, di bordo, di riflessione dei giunti, trasversali e longitudinali, da scorrimento);
- **distorsioni**, vale a dire alterazioni della regolarità della pavimentazione (e.g. ormaie, scorrimenti, rigonfiamenti e depressioni, corrugamenti, cedimenti del margine della carreggiata);
- **pelature e sgranamenti** (e.g. buche, disgregazioni e distacchi);
- alterazioni del piano di rotolamento degli pneumatici (**perdite di aderenza**: risalita di bitume, levigatura degli aggregati);
- **rappezzi**.

Un'ulteriore classificazione suddivide i dissesti in "superficiali" e "strutturali". I primi riguardano principalmente lo stato del manto di usura e incidono pesantemente sull'interazione pneumatico-pavimentazione. Quelli strutturali coinvolgono invece l'intera sovrastruttura e determinano un degrado complessivo della pavimentazione, non più in grado di assorbire adeguatamente i carichi di traffico. Il degrado strutturale incide comunque negativamente anche sulle caratteristiche superficiali, in particolare sulla regolarità del piano viabile.

Gli ammaloramenti, sia superficiali che strutturali, possono essere in prima istanza identificati attraverso una valutazione visiva dello stato della pavimentazione. Tuttavia, il rilievo visivo è efficace solo quando il livello di degrado è piuttosto avanzato. Per un'analisi attenta e preventiva occorre pertanto eseguire rilievi strumentali che permettono anche di prevedere eventuali degradi non ancora manifesti.

Una volta identificato il problema, ai fini della scelta dell'intervento manutentivo più appropriato, è comunque sempre opportuno eseguire una valutazione dettagliata del dissesto attraverso carotaggi nella pavimentazione e prelievi di materiale (per valutare

la profondità delle fessure, lo spessore degli strati, la densità, i vuoti, la percentuale di bitume) nonché prove strumentali in sito (e.g. aderenza, portanza).

Inoltre, occorre sottolineare che spesso taluni ammaloramenti derivano dall'evoluzione di dissesti minori di tipo superficiale non opportunamente "curati". Ad esempio, dalle fessure superficiali l'acqua può penetrare all'interno della pavimentazione fino al sottofondo, disgregando il conglomerato bituminoso e riducendo la portanza degli strati non legati. Conseguentemente, il degrado della pavimentazione evolve rapidamente fino alla formazione di distorsioni e avvallamenti. Come già precedentemente accennato, tutto ciò determina un bilancio complessivo più negativo sia in termini prestazionali che economici, in quanto le condizioni della pavimentazione evolvono rapidamente verso un livello di servizio non più accettabile e gli interventi per risanare gli ammaloramenti profondi sono più costosi e più impegnativi da eseguire rispetto a quelli superficiali.

Per progettare adeguatamente gli interventi di manutenzione bisogna quindi individuare il tipo di dissesto e la causa che lo ha generato, arginando tempestivamente quelle situazioni di ammaloramento ancora embrionale.

Si procede nel seguito alla descrizione delle principali tipologie di dissesto, specificandone le caratteristiche peculiari per il riconoscimento e le più probabili cause generatrici, così come riportate nel **"Manuale di ispezione - Sorveglianza dello stato della pavimentazione - Ispezioni ricorrenti"** messo a punto come riferimento per l'ispezione visiva delle pavimentazioni flessibili e a cui si rimanda per dettagli specifici sulle attività di monitoraggio e sul calcolo degli indici di degrado.

Si precisa che il giudizio relativo a ciascuna tipologia dipende essenzialmente dalla gravità del dissesto e dalla sua estensione rispetto alla superficie totale.

Fessure ramificate

DESCRIZIONE: serie di fessure longitudinali e trasversali tra loro interconnesse a formare un reticolo ("pelle di coccodrillo"). Si manifesta spesso con risalita di materiale fino dagli strati più profondi. Inizialmente si palesa come una serie di fessure longitudinali prevalentemente concentrate nelle zone di passaggio delle ruote dei veicoli. Tali fessure tendono successivamente ad ampliarsi e a interconnettersi tra loro fino a formare una struttura unica, con distacchi e disgregazioni del manto stradale.

GIUDIZIO

- *Buono*: fessure sottili con poche interconnessioni, in tratti limitati (< 50%); fessure sottili con poche interconnessioni su un 50% dell'estensione.
- *Mediocre*: fessure sottili con poche interconnessioni su gran parte dell'estensione (> 50%); fessure interconnesse ben definite e leggermente sfalsate (50% dell'estensione); fessure interconnesse ben definite e leggermente sfalsate, localizzate.
- *Cattivo*: reticolo di fessure interconnesse ben definite e leggermente sfalsate su gran parte dell'estensione; fitto reticolo con pezzi di conglomerato irregolari con bordi definiti e sfalsati localizzato in tratti limitati.
- *Pessimo*: fitto reticolo con pezzi di conglomerato irregolari con bordi definiti e sfalsati diffuse su una estensione maggiore o uguale del 50% del totale.

CAUSE

Essenzialmente riconducibile a fenomeni di fatica causati dal transito del traffico veicolare.

Si sottolinea che le fessurazioni da fatica sono di tipo "**bottom-up**", vale a dire che si sviluppano dal basso verso l'alto. Infatti, a seguito del transito dei veicoli sulla pavimentazione, quest'ultima subisce tensioni cicliche di trazione e compressione (Figura 6.2). Il comportamento della sovrastruttura stradale nel momento del passaggio della ruota può essere assimilato per semplicità a quello di una trave appoggiata su due punti e caricata in mezzeria. La struttura tenderà ad inflettersi con lo sviluppo delle massime tensioni di trazione alla base degli strati legati. Poiché il conglomerato è un materiale con scarsa resistenza a trazione, a seguito delle continue sollecitazioni del traffico, pur essendo la forza applicata inferiore alla resistenza a rottura del materiale, nel tempo tenderà a deteriorarsi fino all'innesco della fessura che si propagherà dalla base sino in superficie. Ciò è dovuto al fatto che ad ogni ciclo di carico la sollecitazione produce nel materiale una dissipazione di energia che si traduce in una conseguente progressiva diminuzione di resistenza fino alla rottura.

Uno stato fessurativo diffuso è quindi sempre segno che gli strati in conglomerato bituminoso sono totalmente compromessi. Pertanto, in caso di fessurazione ramificata, la rimozione del solo strato di usura o di pochi centimetri del pacchetto non è sufficiente a risolvere il problema. Le fessurazioni si riproporrebbero in breve tempo sul nuovo strato di conglomerato (fessurazioni di riflessione).

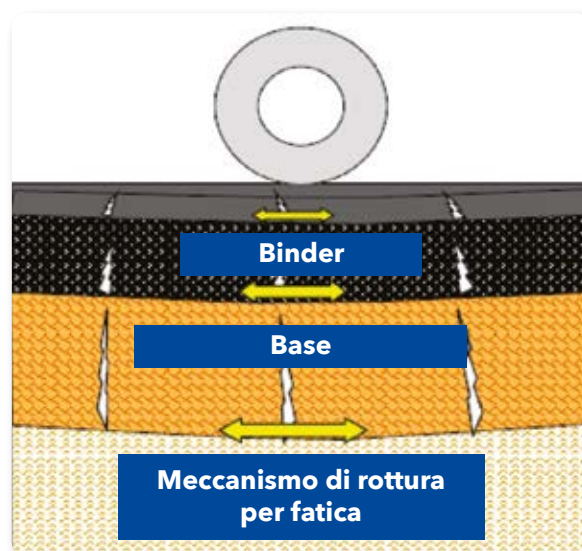


Figura 6.2. Fessurazione "bottom-up" e stato fessurativo associato della pavimentazione

Quando le fessurazioni diventano interconnesse e ravvisabili a vista sulla superficie stradale hanno ormai attraversato tutti gli strati in conglomerato bituminoso. Se le fessure ramificate si manifestano dopo 15 - 20 anni dalla realizzazione dell'intero pacchetto, la pavimentazione è quasi certamente giunta alla fine della vita utile a causa del fenomeno della fatica, senza che siano necessariamente compromessi, in modo grave, lo strato di fondazione ed il sottofondo. Gli interventi manutentivi devono necessariamente contemplare il rifacimento di tutto il pacchetto in conglomerato o il rifacimento di uno spessore limitato solo previa fresatura e interposizione di un geocomposito in grado di assorbire gli sforzi di trazione evitando la fessurazione di riflessione.

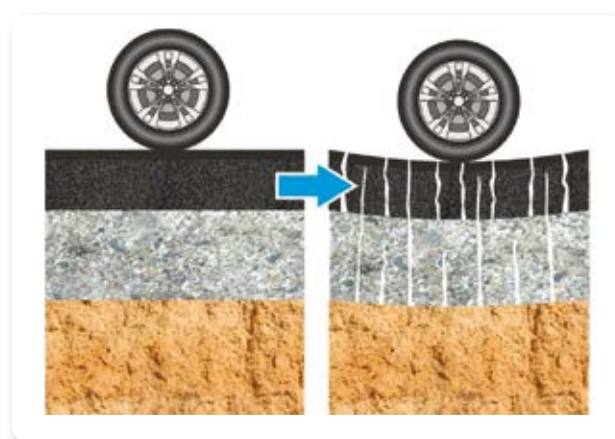


Figura 6.3. Stato fessurativo avanzato associato a deformazioni flessionali degli strati superficiali

Viceversa, se la pavimentazione ha pochi anni di vita (meno di 10) e lo stato fessurativo è associato a consistenti avvallamenti, è certamente dovuto alla scarsa portanza della fondazione e/o del sottofondo (materiali plastici, sensibili all'acqua). In tal caso,

bisognerà prevedere interventi di risanamento profondo che includano anche azioni riabilitative degli strati profondi non legati.

Al contrario, si parla di fessure **“top-down”** quando la rottura si innesca nella sommità della pavimentazione e si propaga successivamente verso gli strati più profondi. Questa tipologia di fessure, più frequente in caso di pavimentazioni robuste (e.g. di tipo autostradale), si manifesta al bordo della zona di impronta degli pneumatici a seguito degli sforzi di trazione generati fuori dall’area di contatto (Figura 6.4). Questi sforzi di trazione saranno tanto più elevati quanto maggiore sarà la rigidità del supporto dello strato di usura, mentre in caso di pavimentazioni “deboli” (con gli strati in conglomerato che assolvono anche una funzione portante) prevale il meccanismo di rottura “bottom-up” in quanto sarà decisamente superiore lo sforzo di trazione alla base degli strati legati in corrispondenza dell’asse di carico.

La fessurazione “top-down” risulta facilmente diagnosticabile poichè si crea una coppia di fessure che corrono longitudinalmente a una distanza tra loro circa pari alla larghezza degli pneumatici di veicoli pesanti (effettuare eventualmente un carotaggio in corrispondenza della fessura per accertarne l’estensione in altezza e valutare quindi la profondità di fresatura necessaria per rimuovere tutta la zona ammalorata).



Figura 6.4. Tensioni indotte dal passaggio dei veicoli nella sovrastruttura stradale



Figura 6.5. Fessure ramificate

Distorsioni (ormae, cedimenti, sfondamenti e depressioni)

DESCRIZIONE: area localizzata con quota inferiore a quella circostante o depressione superficiale con possibili ristagni d'acqua (aquaplaning). Includono ormaie, depressioni, cedimenti, sfondamenti, sconfigurazioni e rotture localizzate del piano viabile. In particolare, le ormaie sono rappresentate da depressioni continue in senso longitudinale con dislocamento laterale del materiale in corrispondenza delle fasce battute dalle ruote dei veicoli pesanti.

GIUDIZIO

- *Buono*: per tratti $\leq 50\%$ con profondità media tra 5÷25 mm. Non hanno effetti sulla stabilità dei veicoli e l'acqua ristagna in spessori limitati venendo eliminata dal flusso di traffico.
- *Mediocre*: $>50\%$ dell'estensione con profondità media tra 5÷25 mm. Non hanno effetti sulla stabilità dei veicoli e l'acqua ristagna in spessori limitati venendo eliminata dal flusso di traffico; per tratti $\leq 50\%$ con profondità media tra 25÷50 mm. Può influire sulla stabilità di veicoli e lo smaltimento delle acque superficiali non è immediato.
- *Cattivo*: $> 50\%$ con profondità media tra 25÷50 mm. Può influire sulla stabilità di veicoli e lo smaltimento delle acque superficiali non è immediato; localizzati ($<50\%$) con profondità > 50 mm. Ha effetti sulla stabilità dei veicoli e l'acqua ristagnante può provocare il fenomeno dell'aquaplaning.
- *Pessimo*: diffusi (per tratti $\geq 50\%$) con profondità media > 50 mm. Ha effetti sulla stabilità dei veicoli, l'acqua ristagnante può provocare il fenomeno dell'aquaplaning.

CAUSE

Le cause più ricorrenti sono da imputarsi a miscele bituminose eccessivamente deformabili (def. isovolumetriche), a effetti dovuti alla post-compattazione da traffico o a cedimenti degli strati inferiori, spesso conseguenza di errori in fase di costruzione (sottofondo con capacità portante inadeguata e fenomeni di erosione dovuti alla penetrazione di acqua nel corpo stradale).

In particolare, in termini di compattazione occorre considerare che quando la struttura del materiale è soggetta ai carichi di traffico, essa viene ulteriormente compressa e deformata in modo plastico. Se la compattazione iniziale risultasse eccessiva, tale post-compattazione determinerebbe deformazioni permanenti che alterano la regolarità del piano viabile, specialmente in presenza di alte temperature durante l'estate. Viceversa, in caso di insufficiente compattazione iniziale i singoli grani non risulterebbero

a perfetto contatto fra loro, raggiungendo una conformazione dello scheletro solido con troppi vuoti e non ideale per resistere ai carichi; con il tempo e l'azione del traffico, lo strato di conglomerato tenderebbe quindi a subire un'ulteriore compressione, fino a raggiungere uno stato di maggiore densità con conseguente alterazione del piano di rotolamento. Con particolare riferimento alle ormaie, generalmente le cause sono riconducibili a due meccanismi preponderanti, a seconda che l'accumulo di deformazioni verticali permanenti avvenga negli strati legati oppure in quelli non legati. Nel primo caso, l'accumulo di deformazione permanente dipende principalmente dalla temperatura di esercizio cui la pavimentazione è sottoposta e dal tipo di legante impiegato; nel secondo caso, invece, lo sviluppo di ormaie è riconducibile ad un'inadeguata distribuzione dei carichi di traffico o alla scarsa capacità portante del sottofondo. Le zone ormaiate o soggette a depressioni devono essere sempre fresate prima della posa del nuovo tappeto di usura.



Figura 6.6. Cedimenti e ormaie

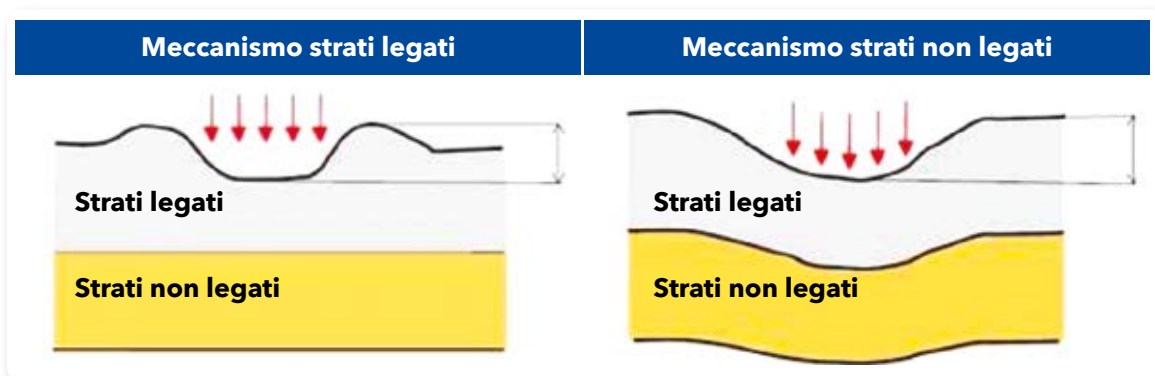


Figura 6.7. Meccanismi di ormaiamento

Pelature e sgranamenti

DESCRIZIONE: per *pelature* si intende il distacco o consumo localizzato di blocchi di tappeto o trattamento superficiale con formazione di aree depresse caratterizzate da bordi ben definiti (la superficie dello strato inferiore risulta facilmente identificabile). Con *sgranamenti*, invece, si individua la progressiva disgregazione della superficie dovuta al distacco di inerti.

GIUDIZIO

- *Buono*: per tratti $\leq 50\%$ con profondità media tra 5÷15 mm. L'aggregato inizia a staccarsi e può esserci fuoriuscita di legante, ma la superficie è dura (non può essere penetrata con una moneta).
- *Mediocre*: $> 50\%$ con profondità media tra 5÷15 mm. L'aggregato inizia a staccarsi e può esserci fuoriuscita di legante, ma la superficie è dura (non può essere penetrata con una moneta); per tratti $\leq 50\%$ con profondità media tra 15÷25 mm. L'aggregato si è staccato in varie aree e può esserci fuoriuscita di legante, la superficie è morbida.
- *Cattivo*: $> 50\%$ con profondità media tra 5÷15 mm. L'aggregato si è staccato in varie aree e può esserci fuoriuscita di legante, la superficie è morbida; localizzati ($< 50\%$) con profondità media > 25 mm. L'aggregato si è staccato in vaste aree e la fuoriuscita di legante provoca un allentamento degli inerti presenti nella miscela.
- *Pessimo*: per tratti $\geq 50\%$ dell'estensione con profondità media > 25 mm. L'aggregato si è staccato in vaste aree della pavimentazione e la fuoriuscita di legante provoca un allentamento degli inerti.

CAUSE

Questo tipo di difetti è imputabile a cause di diversa origine tra cui sono annoverabili effetti dovuti a un eccessivo irrigidimento del bitume, impiego di miscele di bassa qualità, eccessivi sforzi di tipo tangenziale sulla pavimentazione a seguito del transito veicolare o sversamento di oli/sostanze chimiche che alterano il legame tra legante e aggregati lapidei.

In caso di sgranamenti del tappeto di usura non troppo rilevanti e/o levigazione degli aggregati (scarsi valori di aderenza) si può intervenire con la stesa di un nuovo tappeto di usura o con trattamenti di irruvidimento, senza necessariamente fresare il tappeto vecchio, salvo che non vi siano vincoli di quota.

In caso invece di pelature e/o sgranamenti più rilevanti occorre rimuovere lo strato superficiale e provvedere al rifacimento dello strato di usura.

Qualora invece lo sgranamento avvenga localmente in corrispondenza del giunto longitudinale di stesa (per carenza di addensamento), si può sanare definitivamente il problema mediante sigillatura. Più dei nastri preformati, sono da preferire le tecniche che prevedono l'impiego di prodotti colabili a freddo all'interno delle fessure, previa un'accurata pulizia.



Figura 6.8. Pelature (sx) e sgranamenti (dx)

Buche

DESCRIZIONE: cavità della pavimentazione con distacco e perdita di materiale (bordi netti e definiti), tale anche se mal risanata in una fase successiva alla sua formazione.

GIUDIZIO

- *Buono*: profondità media < 5 mm e diametro medio < 100 mm, localizzate in tratti limitati (< 50%); profondità media < 5 mm + diametro medio < 100 mm, estese per circa il 50% dell'intero tratto.
- *Mediocre*: profondità media < 5 mm e diametro medio < 100 mm, diffuse su gran parte dell'estensione totale (> 50%); profondità media 5÷25 mm e diametro medio 100÷300 mm, presenti su un 50% dell'estensione; profondità media 5÷25 mm e diametro medio 100÷300 mm, localizzate in tratti limitati (< 50%).
- *Cattivo*: profondità > 25 mm e diametro medio > 300 mm, localizzate in tratti limitati (< 50%); profondità media 5÷25 mm e diametro medio 100÷300 mm, diffuse su gran parte dell'estensione totale (> 50%).
- *Pessimo*: profondità > 25 mm e diametro medio > 300 mm, presenti su una estensione ≥ 50% del totale.

CAUSE

La formazione delle buche è dovuta principalmente all'evoluzione di altri dissesti a seguito dell'azione del traffico e dell'acqua (l'acqua penetra nel corpo stradale compromettendo l'adesione bitume-aggregato e la portanza degli strati più profondi, anche con potenziali danni indotti dal gelo in inverno). La rottura della pavimentazione può essere anche innescata da un mix design di cattiva qualità (scarsità di bitume, aspetto che compromette l'adesione tra le singole particelle) o da disattenzioni in fase di posa in opera (e.g. stesa quando la miscela è troppo calda o compattazione dinamica su conglomerato troppo freddo).



Figura 6.9. Buche

Rappezzi ammalorati

DESCRIZIONE: superficie limitata di pavimentazione che ha già subito una riparazione precedente con la sostituzione degli strati più superficiali e che ora presenta nuovamente delle criticità. A prescindere dalle condizioni in cui si presenta il rappezzo, esso costituisce comunque un difetto della pavimentazione in quanto punto di discontinuità in termini di materiali, modalità di stesa e anzianità del tratto. Di conseguenza costituisce un punto preferenziale per l'innescare di ulteriori dissesti (e.g. distorsioni, fessurazioni).

GIUDIZIO

- *Buono*: localizzati (<50%) e in buone condizioni, tali da non alterare significativamente la qualità della guida; presenti sul 50% dell'estensione e in buone condizioni, tali da non alterare significativamente la qualità della guida.
- *Mediocre*: diffusi (> 50%) e in buone condizioni o localizzati (< 50%) e moderatamente deteriorati. La qualità della guida ne risente con vibrazioni e possibili rallentamenti; sul 50% dell'estensione e moderatamente deteriorati: la qualità della guida

ne risente con vibrazioni e possibili rallentamenti.

- *Cattivo*: diffusi su gran parte del tratto (> 50%) e moderatamente deteriorati. La qualità della guida ne risente con vibrazioni e possibili rallentamenti; localizzati (< 50%) e fortemente deteriorati (fessure lungo i bordi e irregolarità del piano viabile). La qualità della guida ne risente con vibrazioni e possibili rallentamenti.
- *Pessimo*: sul 50% o più dell'estensione del tratto, fortemente deteriorati (fessure lungo i bordi e irregolarità del piano viabile). La qualità della guida ne risente fortemente con bruschi rallentamenti.

CAUSE

L'esecuzione dei rappezzi è da considerare come un'azione manutentiva di tipo ordinario per arginare e risolvere temporaneamente difetti localizzati della pavimentazione in attesa di successivi interventi di risanamento più estesi e duraturi.



Figura 6.10. Rappezzi

Bibliografia

- [1] Norme serie UNI EN
- [2] Compattazione dei conglomerati bituminosi e delle terre - 2° edizione rivista, ottobre 2010, HAMM AG - Wirtgen Group Company
- [3] Manuale della stesa VÖGELE - Wirtgen Group Company
- [4] Prontuario per la costruzione e la manutenzione delle pavimentazioni stradali - Provincia Autonoma di Bolzano, Prof. Maurizio Bocci - 2017
- [5] Manuale di ispezione - sorveglianza dello stato della pavimentazione - ispezioni ricorrenti - Anas, Direzione Operation e Coordinamento Territoriale - 2018
- [6] CAPITOLATO SPECIALE DI APPALTO Norme Tecniche per l'esecuzione del contratto Parte 2 - Pavimentazioni stradali - Edizione 2017 (IT.PRL.05.21 - Rev. 1.0)
- [7] Linee guida per il controllo della qualità delle pavimentazioni (conglomerati bituminosi e leganti bituminosi) - Anas. Direzione Ingegneria e Verifiche Centro di Ricerca di Cesano - 2018
- [8] Bitume modificato, la strada giusta - Relazione generale, documentazione tecnica - SITEB, Gruppo Promozione Bitume Modificato
- [9] Le pavimentazioni stradali - corso base - Laboratorio Tecnologico Mantovano L.T.M. srl
- [10] Le pavimentazioni stradali: prodotto industriale verificabile in qualità - Cesolini, Camomilla, Bernardinetti, Drusin. Le Strade - Tema b: sistemi e gestione delle reti stradali, Mexico City 2011

“La pavimentazione rappresenta la prima interfaccia con l’utenza e la sua cura è elemento strategico e fondamentale delle attività di Anas. Questo quaderno tecnico è il risultato del rinnovato sforzo di Anas per ottemperare al meglio la propria missione e dimostra l’impegno sempre maggiore a essere all’avanguardia in termini di tecnologia e prestazioni.”

*Massimo Simonini
Amministratore delegato di Anas*

Anas S.p.A. (Gruppo FS Italiane) Direzione Generale

Via Monzambano, 10 - 00185 ROMA
Tel. 800841148 - servizioclienti@stradeanas.it