

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI  
ROMA “TOR VERGATA”  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE**

Appunti del corso di  
**TECNICA ED  
ORGANIZZAZIONE DEL  
CANTIERE**

*Parte II*

*I Materiali ed i Processi Costruttivi*

**Prof. Ing. Vittorio NICOLOSI**

**Ing. Alfonso MONTELLA**

Anno accademico 2003-2004



# INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	5
<b>1 LE TERRE E LE COSTRUZIONI IN TERRA .....</b>	<b>6</b>
1.1 Generalità .....	6
1.2 Qualificazione dei materiali per la formazione del corpo stradale .....	7
1.2.1 Materiali sciolti naturali .....	7
1.2.2 Qualificazione dei materiali.....	11
1.2.3 Sperimentazione in vera grandezza .....	13
1.3 Cave di prestito.....	14
1.4 Piano particolareggiato delle lavorazioni .....	15
1.5 Smacchiamento.....	15
1.6 Scotciamento.....	16
1.7 Sbancamento.....	16
1.8 Piano d'appoggio dei rilevati.....	17
1.8.1 Terreni cedevoli.....	18
1.8.2 Requisiti di portanza .....	18
1.8.3 Bonifica.....	19
1.8.4 Strati anticapillari .....	19
1.9 Posa in opera.....	20
1.10 Compattazione.....	20
1.11 Protezione .....	21
1.12 Stabilizzazione delle terre con calce o con calce e cemento .....	22
1.12.1 Caratteristiche delle terre da stabilizzare.....	23
1.12.2 Caratteristiche della calce e del cemento.....	24
1.12.3 Realizzazione delle miscele stabilizzate.....	24
1.13 Sottofondo .....	25
1.13.1 Materiali per il sottofondo .....	25
1.14 Controlli.....	26
1.14.1 Tolleranze.....	29
<b>2 I CONGLOMERATI CEMENTIZI .....</b>	<b>31</b>
2.1 Gli elementi costituenti .....	31
2.1.1 Gli aggregati.....	33
2.1.2 Il cemento.....	34

2.1.3	L'acqua .....	36
2.1.4	Gli additivi .....	37
2.1.5	Le aggiunte .....	40
2.2	La produzione del calcestruzzo .....	41
2.2.1	Generalità.....	41
2.2.2	I tipi di impianto .....	41
2.2.3	Il trasporto lo stoccaggio ed il dosaggio dei componenti.....	42
2.2.4	L'impasto .....	44
2.3	Il trasporto e lo scarico dei calcestruzzi .....	45
2.4	La posa in opera del calcestruzzo.....	47
2.5	Proprietà dei calcestruzzi.....	50
2.5.1	Le proprietà allo stato fresco .....	51
2.5.2	Le proprietà allo stato indurito.....	52
2.6	Controlli.....	53
2.6.1	Procedura di controllo tipo A.....	54
2.6.2	Procedura di controllo tipo B.....	54
2.6.3	Provvedimenti.....	55
<b>3</b>	<b>GLI ACCIAI NELLA COSTRUZIONE DELLE OPERE CIVILI.....</b>	<b>56</b>
3.1	I tipi di manufatti in acciaio .....	56
3.2	Gli acciai da cemento armato normale .....	56
3.3	Gli acciai da cemento armato precompresso.....	59
3.4	I manufatti da impiegare nelle costruzioni in acciaio .....	60
<b>4</b>	<b>I MATERIALI PER LE SOVRASTRUTTURE STRADALI E FERROVIARIE.....</b>	<b>62</b>
4.1	Le sovrastrutture stradali e ferroviarie.....	62
4.1.1	Generalità.....	62
4.1.2	Classificazione e costituzione delle sovrastrutture stradali.....	62
4.1.3	Costituzione delle sovrastrutture ferroviarie .....	64
4.2	I materiali lapidei .....	66
4.2.1	Gli elementi lapidei squadriati.....	66
4.2.2	I misti granulari.....	67
4.3	I conglomerati bituminosi .....	76
4.3.1	I leganti bituminosi.....	76
4.3.2	Additivi dei leganti bituminosi.....	84
4.3.3	Gli aggregati lapidei.....	85
4.3.4	Caratteristiche delle miscele di conglomerato bituminoso .....	88
4.3.5	Accettazione delle miscele.....	92
4.3.6	il confezionamento dei conglomerati bituminosi .....	93
4.3.7	La posa in opera.....	94
4.3.8	Stesa delle miscele.....	96
4.3.9	Controlli in corso d'opera .....	97

# PREMESSA

Una corretta gestione ed organizzazione del processo costruttivo non può prescindere da una adeguata conoscenza delle singole attività che vengono svolte durante la realizzazione delle opere civili; tale conoscenza consente infatti di attuare un efficiente impiego delle risorse: manodopera, materiali ed attrezzature.

Pertanto, al fine di fornire all'allievo una base di conoscenza adeguata ad affrontare le problematiche relative alla organizzazione ed alla sicurezza del cantiere, nella *parte seconda*, di tale dispensa, si illustreranno, con riferimento ai materiali più diffusamente impiegati nelle costruzioni civili: le caratteristiche dei materiali stessi, i processi di produzione, le procedure di messa in opera e le relative prove di caratterizzazione e di controllo per la qualità. In particolare i materiali presi in esame saranno: le terre, i conglomerati cementizi, gli acciai impiegati nelle costruzioni, i materiali per la realizzazione delle sovrastrutture stradali e ferroviarie (i.e. misti granulari, conglomerati bituminosi, misti cementati).

La *parte terza* sarà invece dedicata alla organizzazione generale del cantiere ed alle attrezzature fisse, di più frequente impiego nel processo costruttivo, con particolare attenzione agli aspetti della sicurezza. In essa sarà altresì affrontato il problema della produttività delle macchine e delle attrezzature.

Nella *parte quarta*, infine, si analizzeranno le tecniche di gestione e programmazione dei lavori.

# 1 LE TERRE E LE COSTRUZIONI IN TERRA

## 1.1 GENERALITÀ

Tra le opere civili che in misura maggiore fanno uso dei materiali sciolti vi sono certamente le infrastrutture di trasporto (strade, ferrovie ed aeroporti) e le dighe. In particolare il corpo stradale, al di fuori dei tratti occupati da opere d'arte maggiori (viadotti e gallerie), si realizza attraverso movimenti di materie con l'apertura di trincee e la costruzione di rilevati.

Si distinguono, più in generale, nei movimenti di materie le seguenti lavorazioni:

- lo smacchiamento generale (taglio di alberi arbusti e cespugli, estirpazioni delle radici), lo scoticamento e la rimozione del terreno vegetale (o a rilevante contenuto di sostanza organica);
- gli scavi di sbancamento per l'apertura della sede stradale in trincea, per la predisposizione dei piani di appoggio dei rilevati e per le opere di pertinenza stradali;
- gli scavi a sezione ristretta per l'impianto di opere d'arte, gli scavi subacquei, le demolizioni, gli scavi in roccia;
- la formazione dei rilevati, compreso lo strato superiore su cui poggia la pavimentazione stradale (sottofondo);
- l'esecuzione di riempimenti o rinterri in genere.

Salvo casi speciali, dettati da particolarissime condizioni locali ed estesi a ridotte volumetrie, i movimenti di materie si eseguono con l'impiego di apparecchiature meccaniche specializzate per lo scavo, il trasporto, la stesa ed il costipamento. Per la scomposizione di strati rocciosi o di manufatti di elevata compattezza e resistenza meccanica e per la loro riduzione in pezzature idonee al trasporto e/o al reimpiego dei materiali di risulta, può rendersi necessario l'uso di mine o di attrezzature meccaniche demolitrici.

In relazione alle esigenze di carattere ambientale e tenuto conto delle possibilità offerte dalle tecniche di trattamento delle terre, sono da impiegare fino ad esaurimento, i materiali estratti da scavi di ogni genere, per la formazione dei rilevati o per altre sistemazioni territoriali connesse all'infrastruttura, purché essi risultino idonei all'impiego previsto, o siano resi tali.

Nei casi di scavi in roccia lapidea, il materiale estratto deve essere utilizzato in ordine di graduatoria per la formazione di murature in pietrame, per l'apprestamento (attraverso frantumazione e vagliatura) di inerti per il confezionamento di calcestruzzi, per la produzione di materiale di riempimento di dreni; per la parte residua potrà essere destinato alla formazione di rilevati, eventualmente a seguito di idoneo trattamento.

I materiali provenienti dagli scavi non risultati idonei alla formazione dei rilevati, o alle altre categorie di lavoro previste, sono collocati in siti di deposito; di contro,

quando i materiali idonei scavati fossero insufficienti per la formazione dei rilevati, i volumi di terra integrativi sono prelevati da cave di prestito.

## 1.2 QUALIFICAZIONE DEI MATERIALI PER LA FORMAZIONE DEL CORPO STRADALE

### 1.2.1 Materiali sciolti naturali

I materiali sciolti naturali possono derivare dalla scomposizione di formazioni naturali di terreni o di rocce lapidee nelle zone in cui il progetto prevede lo sviluppo del solido stradale in trincea, ovvero dall'estrazione da cave di prestito. Possono essere destinati alla costruzione di corpi stradali in rilevato, a bonifiche, a riempimenti ecc. ovvero, se quantitativamente eccedenti rispetto alle necessità o qualitativamente non affidabili, al deposito in apposite discariche.

Essi sono qualificati e classificati secondo quanto riportato nella norma CNR-UNI 10006/63 "Costruzione e manutenzione delle strade - Tecnica di impiego delle terre".

**Tabella 1.1 Classificazione delle terre**

Classificazione Generale	Terre ghiaio-sabbiose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 $\leq$ 35%						Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 $>$ 35%					Torbe e terre organiche palustri	
	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
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	
Sottogruppo													
Analisi granulometrica													
Frazione passante allo Staccio													
2 UNI 2332 %	$\leq$ 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,4 UNI 2332 %	$\leq$ 30	$\leq$ 50	$>$ 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,075 UNI 2332 %	$\leq$ 15	$\leq$ 25	$\leq$ 10	$\leq$ 35	$\leq$ 35	$\leq$ 35	$\leq$ 35	$>$ 35	$>$ 35	$>$ 35	$>$ 35	$>$ 35	$>$ 35
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	-	-	$\leq$ 40	$>$ 40	$>$ 40	$\leq$ 40	$>$ 40	$\leq$ 40	$>$ 40	$\leq$ 40	$>$ 40	$>$ 40	$>$ 40
Indice di plasticità	$\leq$ 6	N.P.	$\leq$ 10	$\leq$ 10 max	$\leq$ 10	$>$ 10	$>$ 10	$\leq$ 10	$\leq$ 10	$>$ 10	$>$ 10 ( $P \leq L_{30}$ )	$>$ 10 ( $P > L_{30}$ )	$>$ 10
Indice di gruppo	0		0	0			$\leq$ 4	$\leq$ 8	$\leq$ 12	$\leq$ 16	$\leq$ 20		

Prima di impiegare i materiali provenienti dagli scavi o dalle cave di prestito, l'Impresa, per ogni zona di provenienza, deve procedere a qualificare le terre da impiegare attraverso una campagna di indagine corredata dei risultati di prove di laboratorio.

Nella formazione dei rilevati con materie provenienti dagli scavi debbono essere utilizzati nel piano particolareggiato delle lavorazioni, in ordine di priorità, i materiali sciolti dei gruppi

- A1,
- A2-4,
- A2-5,
- A3,
- A2-6

- A2-7.

Per le terre appartenenti ai gruppi A4, A5, A6 ed A7 si deve valutare se adoperarle con le cautele appresso descritte, se prevederne un trattamento, ovvero se portarle a rifiuto.

Quando l'umidità delle terre scavate è tale da non consentire il costipamento necessario a raggiungere l'addensamento e la portanza richiesti dal capitolato, occorre mettere in atto i provvedimenti correttivi per modificare in senso conveniente il contenuto d'acqua naturale e/o, a seconda dei casi, a migliorarle mediante stabilizzazione.

I materiali impiegati, qualunque sia il gruppo di appartenenza, devono essere del tutto esenti da sostanze organiche, vegetali e da elementi solubili o comunque instabili nel tempo.

Terre con contenuto di sostanza organica di origine vegetale minore del 5% possono essere utilizzate per strati di rilevato posti a più di 2 metri dal piano di posa della pavimentazione.

Nella redazione del progetto in ordine alle possibilità e modalità di impiego delle terre si considerano le seguenti proprietà dei diversi gruppi; queste determinano le scelte anche del piano particolareggiato delle lavorazioni e le modalità di posa in opera.

### **1.2.1.1 Gruppo A1**

Appartengono a questo gruppo i materiali rocciosi non evolutivi e le terre granulari, generalmente di più o meno grossa pezzatura, pressoché insensibili all'azione dell'acqua e del gelo, che sotto il profilo dei movimenti di terra possono dar luogo ad un ampio spettro di comportamenti, in relazione:

- al contenuto di fino (frazione minore di 0,075 mm);
- all'assortimento granulometrico;
- alla presenza di elementi di grossa pezzatura.

Nel prevederne l'impiego occorre considerare che le ghiaie e le sabbie alluvionali con poco fino (meno del 5%), permeabili e prive di coesione, dopo costipamento risultano tanto più soggette all'erosione dell'acqua meteorica quanto più l'assortimento granulometrico è mal graduato. Per evitare che possano prodursi danni, si deve rigorosamente procedere al rivestimento con terra vegetale delle scarpate man mano che cresce l'altezza del rilevato; la semina per l'inerbimento, ugualmente, deve essere effettuata il più rapidamente possibile.

I detriti di falda, le rocce alterate, i depositi morenici ed anche le alluvioni eterogenee con un contenuto di fino compreso tra il 10 ed il 15% danno luogo a strati molto compatti e difficilmente erodibili; richiedono, tuttavia, un attento controllo dell'umidità di costipamento al fine di attingere valori elevati di portanza.

I materiali con elementi superiori a  $D=50\text{mm}$  e, in particolare, quelli provenienti da scavi in roccia (dura e tenace) richiedono cautele e particolari provvedimenti per quel che riguarda la stesa in strati di spessore regolare ed il costipamento.

I provvedimenti da adottarsi consistono nelle seguenti operazioni:

- scarto degli elementi di dimensioni maggiori di  $D=500\text{ mm}$ ;
- correzione granulometrica (per frantumazione e/o aggiunta di pezzature in difetto).



Nella redazione del piano dei movimenti di terra, di norma si riservano le terre del sottogruppo A<sub>1-a</sub>, specialmente se di granulometria ben assortita, ai manufatti in terra che richiedono più elevate proprietà meccaniche e/o agli strati di sottofondo.

### **1.2.1.2 Gruppo A3**

Le sabbie di questo gruppo, specialmente quando presentano una frazione ghiaiosa (> 2mm) modesta, si prestano male al costipamento ed alla circolazione dei mezzi di cantiere, per mancanza di coesione e di portanza. Di norma l'impiego senza particolari accorgimenti è limitato alla realizzazione di bonifiche dei piani di posa dei rilevati e di strati anticapillari; terre di questo gruppo possono essere impiegate nella formazione del corpo del rilevato se presentano un coefficiente di uniformità ( $D_{60}/D_{10}$ ) non inferiore a 7.

Per le sabbie a granulometria uniforme deve prevedersi, invece, o un trattamento con cemento, o una correzione granulometrica, ovvero entrambi i provvedimenti.

### **1.2.1.3 Sottogruppi A2-4 e A2-5**

Le ghiaie e le sabbie limose a bassa plasticità di questi due sottogruppi sono convenientemente adoperate per la costruzione dei rilevati, peraltro senza difficoltà di esecuzione: la bassa plasticità ( $IP < 10$ ) e la frazione fine non eccessiva (< 35%) permettono, infatti, di modificare facilmente il loro contenuto d'acqua.

Generalmente presentano bassa permeabilità e modesta risalita capillare: perciò non richiedono particolari provvedimenti per proteggere dal gelo lo strato di sottofondo (o sottofondazione) e la soprastante pavimentazione.

Tenuto conto della sensibilità all'umidità di costipamento e dei rapidi cambiamenti di consistenza della frazione fine al variare del contenuto d'acqua, i lavori vanno immediatamente sospesi quando l'umidità naturale superi significativamente quella ottimale di costipamento e quando le condizioni atmosferiche portino ad un incremento del contenuto d'acqua.

Per tali terre, pertanto, occorre adottare programmi operativi che permettano di contenere i periodi di sospensione dei lavori, procedendo:

- all'estrazione per strati suborizzontali, allorché si vogliano favorire le variazioni di umidità;
- all'estrazione frontale, nel caso contrario.

Quando la frazione fine non supera il 12 % e se non sono presenti elementi di grossa pezzatura ( $D > 71$  mm) queste terre non presentano particolari problemi di costipamento.

### **1.2.1.4 Sottogruppi A2-6 e A2-7**

Le ghiaie e le sabbie argillose di questi sottogruppi sono, di norma, convenientemente utilizzate per la formazione dei rilevati, specialmente quando presentino un indice di gruppo  $IG=0$ . Il loro comportamento, tuttavia, è molto influenzato dalla quantità e dalla natura della frazione argillosa presente.

Portanza e caratteristiche meccaniche attingono valori intermedi tra quelle delle ghiaie e delle sabbie che costituiscono l'ossatura litica del materiale e quelle delle argille che costituiscono la frazione fine. Poste in opera, esse presentano da media a bassa permeabilità ed altezza di risalita capillare, ciò che determina elevato rischio di

formazione di lenti di ghiaccio per azione del gelo. Per questo motivo, in presenza di falda superficiale e di prolungata durata di condizioni climatiche di bassa temperatura, il loro impiego deve essere evitato nella formazione di strati di sottofondo e limitato agli strati posti al di sotto di 2,00 m dal piano di posa della pavimentazione stradale, previa predisposizione, a quota inferiore, di uno strato anticapillare di spessore non inferiore a 30 cm.

L'energia e l'umidità di costipamento delle terre dei sottogruppi in esame debbono essere costantemente controllate; quando il contenuto d'acqua risulta prossimo o supera il limite di plasticità della frazione fine si rischia, infatti, di provocare instabilità e cadute di portanza per sovracostipamento del materiale. Se lo stato delle terre e le condizioni ambientali non obbligano alla sospensione dei lavori, è opportuno adottare basse energie di costipamento, operando su strati di modesto spessore.

### **1.2.1.5 Gruppi A4, A5, A6 e A7**

L'opportunità di adoperare terre di questi gruppi deve essere valutata secondo i seguenti criteri:

- disponibilità di terre sostitutive, anche in relazione alle distanze di trasporto ed alle esigenze di carattere ambientale;
- provvedimenti da adottare per la protezione da venute d'acqua (gravitazionali o di capillarità) nelle opere in terra con esse realizzate;
- tecniche di miglioramento, quale il trattamento a calce, finalizzate a ricondurre le proprietà fisico-chimiche e meccaniche entro limiti di garanzia delle prestazioni, nel volgere della vita economica dell'opera.

Per l'impiego dei materiali dei gruppi A4 ed A5 occorre considerare che:

- la consistenza di queste terre ( $IP < 10$ ) cambia sensibilmente per modeste variazioni del contenuto d'acqua; anche per modesti incrementi d'umidità si passa rapidamente da comportamenti tipici di terreni asciutti, difficili da compattare, a quelli di terreni troppo umidi, per i quali risulta talvolta impossibile ottenere il grado di addensamento richiesto;
- in relazione all'assortimento granulometrico ed all'addensamento, la permeabilità ed il potere di risalita capillare possono variare entro limiti abbastanza ampi; ne risulta un forte potere di imbibizione (portate d'invasamento capillare) e, quindi, un'estrema sensibilità al rigonfiamento ed all'azione del gelo. I rilevati realizzati con questi terreni, pertanto, debbono essere protetti dalle acque interne ed esterne, mediante strati anticapillari, schermi drenanti, tempestivi rinfianchi laterali con inerbimento;
- la presenza di ciottoli ed elementi di più grossa pezzatura può impedire l'azione dei mezzi di miscelazione e, quindi, renderne impossibile la stabilizzazione a calce.

Le difficoltà di compattazione delle argille dei gruppi A6 ed A7, le proprietà meccaniche generalmente modeste degli strati, come pure i provvedimenti di difesa dalle acque da mettere in atto per evitare rischi di ritiro-rigonfiamento del materiale posto in opera, limitano l'impiego di queste terre a rilevati di modesta importanza o a riempimenti non strutturali.

Se non sono presenti elementi di grosse dimensioni, le terre dei gruppi A6 ed A7 si prestano bene alla stabilizzazione con calce.

## 1.2.2 Qualificazione dei materiali

Con riferimento alla verifica del progetto, ai sensi dell'art.131 del DPR 554/99, ed alle lavorazioni per la formazione del corpo stradale in trincea ed in rilevato, l'Impresa deve presentare, per l'approvazione da parte della Direzione Lavori, un programma dettagliato dei movimenti di materia, nonché eseguire un'indagine conoscitiva sulle più idonee modalità di esecuzione dei relativi lavori basata su sperimentazione o prove in vera grandezza.

Detta indagine si articola di norma come segue:

- rilievo geometrico diretto dell'andamento morfologico del terreno in corrispondenza delle sezioni di progetto e di altre eventuali sezioni intermedie integrative (rilievo di prima pianta);
- rilievo, attraverso pozzetti stratigrafici, dello spessore di ricoprimento vegetale;
- identificazione della natura e dello stato delle terre (provenienti dalle zone di scavo e dalle cave di prestito) per la valutazione dell'attitudine al particolare impiego, prevedendo le seguenti prove di laboratorio:
  - granulometria e limiti di Atterberg, per la classificazione secondo la norma CNR-UNI 10006/63;
  - contenuto d'acqua naturale (CNR-UNI 10008/63) e consistenza;
  - costipamento AASHO Standard e/o Modificato (CNR69/78) al variare del contenuto d'acqua, con individuazione della densità massima del secco ( $\gamma_{smax}$ ) e dell'umidità ottimale di costipamento ( $w_{opt}$ );
  - analisi granulometriche comparative, prima e dopo la prova di costipamento, limitatamente ai materiali per i quali si sospetta la presenza di componenti fragili o instabili;
  - indice di portanza CBR, secondo modalità di prova che tengano conto della destinazione del materiale, dei rischi di imbibizione da venute d'acqua (gravitazionale e/o di capillarità) e del prevedibile grado di addensamento. Per valutare gli effetti delle variazioni di umidità e del grado d'addensamento sulla portanza degli strati realizzati, la Direzione dei lavori, in relazione alle esigenze di posa in opera ed anche ai fini dei controlli di portanza, ha la facoltà di richiedere lo studio CBR completo, a diverse energie ed umidità di costipamento, secondo la norma SN670320b. L'indice CBR viene utilizzato: ai fini del dimensionamento della pavimentazione per valutare la portanza dei terreni di sottofondo (naturali o riportati); quale criterio di qualità per valutare l'attitudine dei materiali ad essere utilizzati per la costruzione di strati di rilevato o di sottofondo; per valutare l'influenza dell'imbibizione e del gelo sulla portanza (e sulle variazioni di volume) dei terreni di sottofondo, confrontando i risultati delle prove effettuate su provini compattati in condizioni standard (energia della prova AASHO Mod.), ma sottoposti a differenti condizionamenti (punzonamento immediato, punzonamento dopo 4 giorni di immersione in acqua, punzonamento dopo gelo e disgelo).

Per le rocce evolutive devono essere determinate, inoltre:

- la resistenza a compressione semplice su cubetti (CNR 4/53) e la relativa massa volumica;
- la perdita di peso alla prova Los Angeles (CNR 34/73).

Laddove non fosse possibile effettuare prove di costipamento AASHO e prove CBR di laboratorio, l'attitudine all'impiego può essere determinata successivamente, attraverso la misura del modulo di deformazione  $M_d$  (CNR146/92), nel corso delle prove preliminari in vera grandezza (campo prove).

Tenuto conto dei risultati delle suddette indagini, l'Impresa predispone i seguenti documenti, da sottoporre all'approvazione del Direttore dei Lavori:

- piano dettagliato di sperimentazione in vera grandezza (campo prove);
- piano particolareggiato delle lavorazioni di movimento di materie.

### **1.2.2.1 Prova di costipamento di una terra AASHO modificato**

La prova ha lo scopo di determinare il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale si ottiene la maggiore densità secca del materiale, in condizioni di costipamento standardizzate, e la densità secca corrispondente. Tali valori sono utilizzati come valori di riferimento durante le attività di costipamento e di controllo. Di seguito si descrive sinteticamente la procedura di prova

Il campione di terra da provare è preventivamente essiccato all'aria, oppure in stufa a temperatura di 50 °C, fino a peso costante. Il campione deve essere disgregato mediante pestello di gomma in modo da frantumare i grumi senza schiacciarne i grani. Il campione di terra così essiccato e disgregato deve essere vagliato al crivello da 25 mm. La prova va eseguita soltanto se il trattenuto a detto crivello non supera il 35% del peso totale.

Il campione essiccato è suddiviso in 5 provini da 6 kg ciascuno e ciascun provino deve essere posto in un recipiente a tenuta d'aria; si deve aggiungere acqua in ciascun recipiente, in percentuale prestabilita, in funzione della natura del materiale e della sua granulometria. Si mescola energicamente finché il materiale risulta uniformemente umidificato. Si lasciano riposare i provini nei recipienti a tenuta d'aria per almeno 12 ore per consentire una più uniforme distribuzione dell'acqua nel loro interno.

Si pone il materiale inumidito nello stampo, dotato di collare di prolunga, in cinque strati pressoché di uguale spessore, ciascuno dei quali deve essere costipato mediante costipatore meccanico. Lo stampo deve essere appoggiato sul basamento del costipatore. Si imprimono 56 colpi per ogni strato, controllando che i colpi di pestello vengano ripartiti su tutta la superficie dello strato in modo da ottenere un costipamento il più uniforme possibile; ad operazione terminata, il materiale deve sporgere dallo stampo per non più di 1 cm. Si rimuove il collare e si livellare con il coltello la superficie a raso orlo. Si pesano un recipiente di metallo inossidabile (tara) e il campione umido (compreso la tara). Si essicca il materiale, in stufa a 105°C, fino a peso costante. Si pesare il campione secco e si determinano l'umidità e la densità secca dei campioni ottenendo il valore dell'umidità ottima e la corrispondente densità massima.

### **1.2.2.2 Prova CBR**

La prova ha lo scopo di determinare un indice convenzionale di portanza. Di seguito si descrive sinteticamente la procedura di prova

Si essicca il campione in stufa a temperatura non superiore a 50 °C; si vaglia il campione al crivello 25 mm. Si aggiunge alla terra così vagliata la quantità di acqua necessaria per portarla all'umidità richiesta, si mescola accuratamente e si lascia riposare per almeno 12 ore in recipiente a tenuta, per consentire l'uniforme distribuzione dell'acqua nel suo interno.

Si costipa, quindi, la terra dopo averla sistemata nello stampo a strati mediante colpi di pestello uniformemente distribuiti sulla superficie di ciascuno strato e con l'accorgimento di realizzare strati all'incirca di uguale spessore, di cui l'ultimo sporga di circa 1 cm entro il collare al di sopra del bordo dello stampo.

Prima di eseguire il primo e l'ultimo strato, si preleva una certa quantità della terra e si determina l'umidità. La media dei due risultati si assume come umidità di costipamento del provino.

Terminato il costipamento, si toglie il collare e si rimuove l'eccedenza del materiale livellando il provino a raso orlo, avendo cura di riempire con materiale fino eventuali buchi sulla superficie a seguito della rimozione di qualche elemento più grosso.

Si pone lo stampo sul piatto della pressa e si dispone sulla superficie del provino il disco metallico. Si appoggia il pistone sulla superficie del provino con un carico iniziale di circa 5 Kg, del quale non si tiene conto nell'elaborazione dei risultati. Si inizia la penetrazione. Si effettuano le letture del carico in corrispondenza dei seguenti valori di penetrazione del pistone: 0,5 – 1 – 1,5 – 2 – 2,5 – 3 – 4 – 5 – 7 – 9 mm.

I valori del carico in corrispondenza dell'abbassamento di 2,5 e 5 mm sono confrontati con i valori standard di riferimento. Il maggiore dei due rapporti, espresso in percentuale, è definito indice CBR.

### 1.2.3 Sperimentazione in vera grandezza

Con la sola eccezione di lavori per i quali i volumi dei movimenti di materia siano del tutto trascurabili, l'Impresa è tenuta a realizzare (per ciò mettendo a disposizione della Direzione Lavori personale e mezzi adeguati) una sperimentazione in vera grandezza (campo prova), allo scopo di definire, sulla scorta dei risultati delle prove preliminari di laboratorio e con l'impiego dei mezzi effettivamente disponibili, gli spessori di stesa ed il numero di passaggi dei compattatori che permettono di raggiungere le prestazioni (grado di addensamento e/o portanza) prescritte.

La sperimentazione in vera grandezza deve riguardare ogni approvvigionamento omogeneo di materiale che si intende utilizzare per la costruzione del corpo stradale.

Nei cantieri di grande dimensione e, in ogni caso, allorché per il controllo in corso d'opera vengano impiegate prove rapide e/o ad alto rendimento (FWD, autocarro con asse di 10 t), le indagini preliminari sui rilevati sperimentali sono finalizzati anche a stabilire le necessarie correlazioni tra i risultati di queste ed i valori di densità secca  $D_s$  e/o modulo di deformazione  $M_d$ .

L'onere economico della sperimentazione in campo prove è compreso nel prezzo d'appalto e, quindi, cade a carico dell'Impresa. Il sito della prova può essere compreso nell'area d'ingombro del corpo stradale, anche in corrispondenza di un tratto di rilevato: in questo caso dopo la sperimentazione è fatto obbligo all'Impresa di demolire le sole parti del manufatto non accettabili, sulla base delle prestazioni ad esse richieste nella configurazione finale.

La sperimentazione va completata prima di avviare l'esecuzione dei rilevati, per essere di conferma e di riferimento del piano e delle modalità delle lavorazioni; in ogni caso, se applicata a materiali diversi deve precedere, per ciascuno di essi, l'inizio del

relativo impiego nell'opera. Analogamente la sperimentazione va ripetuta in caso di variazione del parco macchine o delle modalità esecutive.

Per quanto attiene alle modalità operative che dovranno essere dettagliate nel piano presentato per l'approvazione alla Direzione Lavori, si segnala che:

- l'area prescelta per la prova in vera grandezza deve essere perfettamente livellata, compattata e tale da presentare caratteristiche di deformabilità analoghe a quelle dei materiali in esame;
- la larghezza del rilevato deve risultare almeno pari a tre volte quella del rullo;
- i materiali vanno stesi in strati di spessore costante (o variabile qualora si voglia individuare lo spessore ottimale), provvedendo a compattarli con regolarità ed uniformità e simulando, durante tutte le fasi di lavoro, le modalità esecutive che poi saranno osservate nel corso dei lavori;
- per ciascun tipo di materiale e per ogni modalità esecutiva, occorre mettere in opera almeno 2 o 3 strati successivi; per ciascuno di essi vanno eseguite prove di controllo dopo successive passate (ad esempio, dopo 4, 6, 8, passate).

I risultati delle prove vanno riportati in apposito verbale redatto dalla Direzione Lavori, che ne trae le conclusioni sull'accettazione delle macchine e sulle modalità di posa in opera.

### 1.3 CAVE DI PRESTITO

Per le cave di prestito messe a disposizione dalla Stazione appaltante, le aree da cui debbono prelevarsi i materiali sono consegnate all'Appaltatore in occasione della consegna dei lavori (ovvero di verbale parziale, se è disposta una consegna frazionata).

Per l'occasione possono essere specificate le particolari modalità previste in progetto e che l'Impresa deve rispettare in ordine:

- ad eventuali condizioni particolari di prelievo del materiale (estrazione in acqua, a strati suborizzontali o frontali, uso o meno di mine);
- alla regolamentazione in materia d'ambiente, d'inquinamento atmosferico ed acustico, di sicurezza dell'esercizio;
- alle condizioni di stoccaggio del materiale cavato;
- alle opere provvisorie e finalizzate al deflusso delle acque;
- alle vie di accesso (viabilità interessata e piste di servizio);
- al ripristino dei luoghi dopo l'esercizio (ricucitura vegetazionale e modellazione morfologica, ripristini di pavimentazioni, ecc.).

Per le cave di prestito proposte dall'Appaltatore, o individuate sotto la sua responsabilità, in difformità del progetto, ovvero nel caso in cui il progetto ne lasci l'onere all'esecutore, la soluzione deve essere da questo sottoposta all'approvazione del Direttore dei Lavori, provvedendo a corredare la richiesta di:

- indagini preliminari con prove di laboratorio finalizzate alla valutazione dell'attitudine all'impiego
- valutazione delle cubature estraibili;
- modalità di esercizio come sopra specificato;
- benessere del proprietario del suolo allo sfruttamento.

## 1.4 PIANO PARTICOLAREGGIATO DELLE LAVORAZIONI

In sostanziale aderenza alle previsioni di progetto, per il conseguimento delle prestazioni previste per i manufatti in terra e per le loro parti, si deve redigere un piano particolareggiato delle lavorazioni, che contenga:

- la specificazione della provenienza dei diversi materiali di cui si compone il corpo stradale nelle sue varie parti, corredata di un bilancio quantitativo che tenga conto delle presumibili variazioni volumetriche connesse alle operazioni di scavo e di costipamento;
- le risorse impegnate nelle lavorazioni programmate, (mezzi, mano d'opera, personale e attrezzature del laboratorio di cantiere, ecc.), la durata e la collocazione temporale dell'impegno;
- le modalità di posa in opera di ciascun materiale, da verificare nel campo prova, in ordine a:
  - spessori di stesa consentiti dai mezzi di costipamento;
  - attitudine dei mezzi d'opera e, in particolare, dei compattatori ad assicurare le prescritte prestazioni;
  - numero di passate e velocità media di avanzamento dei mezzi costipanti;
- le prevalenti condizioni di umidità naturale delle terre impiegate, all'atto della posa in opera; in relazione ad esse sono dettagliati nel piano gli eventuali procedimenti di umidificazione, deumidificazione, correzione e/o stabilizzazione;
- le modalità esecutive delle operazioni propedeutiche e collaterali alla posa in opera: umidificazione, deumidificazione, sminuzzamento, mescolamento, correzione, stabilizzazione, spargimento;
- la programmazione e la progettazione delle opere di supporto all'esecuzione delle lavorazioni: piste provvisorie, raccordi alla viabilità, piazzali di deposito provvisorio;
- eventuali integrazioni o modifiche del progetto per apertura, coltivazione e recupero ambientale delle cave di prelievo e dei siti di deposito, opere di sostegno provvisorio degli scavi, di drenaggio e di difesa dalle acque;
- le modalità di recupero ambientale, di ricopertura di realizzazione di opere in verde a protezione dei pendii dalle erosioni superficiali.

Ogni proposta di variazione del piano particolareggiato dei lavori che si rendesse utile o necessaria in corso d'opera deve essere motivatamente presentata al Direttore dei Lavori e da questi tempestivamente esaminata. La suddetta programmazione è anche condizione indispensabile per la gestione del cantiere in regime di controllo di qualità della prestazione, ai sensi delle norme UNI EN serie 9000.

## 1.5 SMACCHIAMENTO

Nell'ambito dei movimenti di terra l'Impresa deve procedere preliminarmente al taglio degli alberi, degli arbusti e dei cespugli, nonché all'estirpazione delle ceppaie e delle radici.

I prodotti dello smacchiamento, salvo diversa indicazione specificamente prevista, sono lasciati a disposizione dell'Imprenditore che ha l'obbligo e la responsabilità del loro trasporto, a qualsiasi distanza, in siti appositamente attrezzati per l'incenerimento

(osservando le prescritte misure di sicurezza) ovvero in discariche abilitate alla loro ricezione.

## 1.6 SCOTICAMENTO

Prima di dar luogo agli scavi l'Impresa deve procedere all'asportazione della coltre di terreno vegetale ricadente nell'area di impronta del solido stradale per lo spessore previsto in progetto.

Nei tratti di trincea l'asportazione della terra vegetale deve essere totale, allo scopo di evitare ogni contaminazione del materiale successivamente estratto, se questo deve essere utilizzato per la formazione dei rilevati.

Parimenti, l'Impresa deve prendere ogni precauzione per evitare la contaminazione con materiale inerte della terra vegetale da utilizzare per le opere a verde, procedendo, nel caso della gradonatura del piano di posa dei rilevati, per fasi successive.

L'Appaltatore risponde di eventuali trascuratezze nelle suddette lavorazioni che incidano sul piano di movimento di materie assentite: provvede, quindi, a sua cura e spese al deposito in discarica del materiale contaminato ed alla fornitura dei volumi idonei sostitutivi.

La terra vegetale che non venga utilizzata immediatamente deve essere trasportata in idonei luoghi di deposito provvisorio, in vista della sua riutilizzazione per il rivestimento delle scarpate, per la formazione di arginelli e per altre opere di sistemazione a verde (spartitraffico centrale e laterale, isole divisionali, ricoprimento superficiale di cave e discariche, ecc.).

Le terre ad alto contenuto organico in eccesso rispetto alle esigenze di ricopertura o contaminate, debbono essere portate immediatamente a rifiuto, onde scongiurare ogni rischio di inquinamento dei materiali destinati alla formazione del corpo del rilevato.

L'asportazione della terra vegetale deve avvenire subito prima dell'esecuzione dei movimenti di terra nel tratto interessato, per evitare l'esposizione alle acque piovane dei terreni denudati, sia per i tratti in rilevato (per evitare rammollimenti e perdite di portanza dei terreni costituenti il piano di posa), sia per i tratti in trincea.

## 1.7 SBANCAMENTO

Sono denominati di sbancamento gli scavi occorrenti per:

- l'apertura della sede stradale, dei piazzali e delle pertinenze in trincea secondo i disegni di progetto e le particolari prescrizioni che può dare la Direzione Lavori in sede esecutiva;
- la formazione dei cassonetti, per far luogo alla pavimentazione ed all'eventuale bonifica del sottofondo stradale in trincea;
- la bonifica del piano di posa dei rilevati, ivi compresa la formazione delle gradonature previste in progetto, nel caso di terreni con pendenza generalmente superiore al 15%;
- lo splateamento del terreno per far luogo alla formazione di piani di appoggio, platee di fondazione, vespai, orlature e sottofasce;
- la formazione di rampe incassate, cunette di piattaforma;



- gli allargamenti di trincee, anche per l'inserimento di opere di sostegno, ed i tagli delle scarpate di rilevati esistenti per l'ammorsamento di parti aggiuntive del corpo stradale;
- l'impianto delle opere d'arte (spalle di ponti, spallette di briglie, muri di sostegno, ecc.) per la parte ricadente al di sopra del piano orizzontale passante per il punto più depresso del terreno naturale o di quello degli splateamenti precedentemente eseguiti ed aperti almeno da un lato, considerandosi come terreno naturale anche l'alveo dei torrenti o dei fiumi.

Inoltre, sono considerati scavi di sbancamento anche tutti i tagli a larga sezione agevolmente accessibili, mediante rampa, sia ai mezzi di scavo, sia a quelli di trasporto delle materie, a pieno carico.

In presenza di terreni sensibili all'acqua e ove si adottino procedimenti di estrazione a strati suborizzontali, le superfici di lavoro devono presentare sufficiente pendenza verso l'esterno (generalmente non inferiore al 6%) su tutta la loro larghezza. Ciò, fino a quando non sarà raggiunto il piano di sbancamento definitivo (piano di posa della pavimentazione o piano di imposta della sottofondazione di trincea).

Quest'ultimo deve risultare perfettamente regolare, privo di avvallamenti e ben spianato secondo le pendenze previste nei disegni e nelle sezioni trasversali di progetto. Generalmente, dette pendenze debbono risultare non inferiori al 4%, per permettere un allontanamento delle acque sufficientemente rapido.

I piani di sbancamento debbono essere rullati alla fine della giornata di lavoro o, immediatamente, in caso di minaccia di pioggia.

## 1.8 PIANO D'APPOGGIO DEI RILEVATI

Immediatamente prima della costruzione del rilevato, l'Impresa deve procedere alla rimozione ed all'asportazione della terra vegetale, facendo in modo che il piano di imposta risulti quanto più regolare possibile, privo di avvallamenti e, in ogni caso, tale da evitare il ristagno di acque piovane. Durante i lavori di scoticamento si deve evitare che i mezzi possano rimaneggiare i terreni di impianto.

Ogni qualvolta i rilevati debbano poggiare su declivi con pendenza superiore al 15% circa, anche in difformità del progetto il piano particolareggiato delle lavorazioni prevederà che, ultimata l'asportazione del terreno vegetale, fatte salve altre più restrittive prescrizioni derivanti dalle specifiche condizioni di stabilità globale del pendio, si deve procedere alla sistemazione a gradoni del piano di posa dei rilevati con superfici di appoggio eventualmente in leggera pendenza. Per la continuità spaziale delle gradonature si deve curare, inoltre, che le alzate verticali si corrispondano, mantenendo costante la loro distanza dall'asse stradale.

Inoltre, le gradonature debbono risultare di larghezza contenuta, compatibilmente con le esigenze di cantiere e le dimensioni delle macchine per lo scavo.

In corrispondenza di allargamenti di rilevati esistenti il terreno costituente il corpo del rilevato, sul quale addossare il nuovo materiale, deve essere ritagliato a gradoni orizzontali, avendo cura di procedere per fasi, in maniera tale da far seguire ad ogni gradone (di alzata non superiore a 50 cm) la stesa ed il costipamento del corrispondente strato di ampliamento di pari altezza.

L'operazione di gradonatura deve essere sempre preceduta dalla rimozione dello strato di terreno vegetale e deve essere effettuata immediatamente prima della costruzione del rilevato, per evitare l'esposizione alle acque piovane dei terreni denudati.

La regolarità del piano di posa dei rilevati, previa ispezione e controllo, deve essere approvata da parte della Direzione Lavori che, nell'occasione e nell'ambito della discrezionalità consentita, può richiedere l'approfondimento degli scavi di sbancamento, per bonificare eventuali strati di materiali torbosi o coesivi (di portanza insufficiente o suscettibili di futuri cedimenti), o anche per asportare strati di terreno rimaneggiati o rammolliti per inadeguata organizzazione dei lavori e negligenza da parte dell'Impresa.

### 1.8.1 Terreni cedevoli

Quando siano prevedibili cedimenti eccedenti i 15 cm dei piani di posa dei rilevati, l'Impresa deve prevedere nel piano dettagliato un programma per il loro controllo ed il monitoraggio per l'evoluzione nel tempo. La posa in opera delle apparecchiature necessarie (piastre assestometriche) e le misurazioni dei cedimenti sono eseguite a cura dell'Impresa, secondo le indicazioni della Direzione dei lavori.

La costruzione del rilevato deve essere programmata in maniera tale che il cedimento residuo ancora da scontare, al termine della sua costruzione, risulti inferiore al 10% del cedimento totale stimato e comunque minore di 5 cm.

L'Impresa è tenuta a reintegrare i maggiori volumi di rilevato per il raggiungimento delle quote di progetto, ad avvenuto esaurimento dei cedimenti, senza per ciò chiedere compensi aggiuntivi.

### 1.8.2 Requisiti di portanza

Salvo diverse e più restrittive prescrizioni, motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, il modulo di deformazione (o altrimenti detto di compressibilità)  $M_d$ , determinato sul piano di posa (naturale o bonificato), secondo la norma CNR 146/92, al primo ciclo di carico, nell'intervallo compreso tra  $0,05 \div 0,15$  N/mm<sup>2</sup>, deve risultare non inferiore a:

- 15 N/mm<sup>2</sup> (valore minimo per consentire il corretto costipamento degli strati soprastanti), quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è maggiore di 2,00 m;
- 20 N/mm<sup>2</sup>, quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compresa tra 1,00 e 2,00 m;
- 30 N/mm<sup>2</sup>, quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compresa tra 0.50 e 1,00 m;
- Per distanze inferiori a 0.50 m si applicano i requisiti richiesti ai sottofondi.

Le caratteristiche di portanza del piano di posa del rilevato devono essere accertate in condizioni di umidità rappresentative delle situazioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli, di lungo termine, con la frequenza stabilita dalla Direzione Lavori in relazione all'importanza dell'opera, all'omogeneità del terreno di posa e, comunque, in misura non inferiore ad una prova ogni 5000 m<sup>2</sup>. Per i materiali a comportamento "instabile" (collassabili, espansivi, gelivi, etc.) la determinazione del modulo di deformazione viene effettuata in condizioni sature.

### 1.8.3 Bonifica

Quando la natura e lo stato dei terreni di impianto dei rilevati non consentono di raggiungere con il solo costipamento i valori di portanza richiesti, può essere introdotto nel programma dettagliato delle lavorazioni l'approfondimento degli scavi per la sostituzione di un opportuno spessore del materiale esistente con idonei materiali di apporto. In alternativa può essere adottato un adeguato trattamento di stabilizzazione.

### 1.8.4 Strati anticapillari

Gli strati anticapillari sono strati di rilevato costituiti da materiali granulari ad alta permeabilità eventualmente protetti da geotessili con funzione anticontaminante.

Lo strato anticapillare in materiale naturale, dello spessore generalmente compreso tra 30 e 50 cm, deve essere costituito da terre granulari (ghiaia, ghiaietto, ghiaino), con granulometria compresa tra 2 e 50 mm, con passante al setaccio da 2 mm non superiore al 15% in peso e, comunque, con un passante al setaccio 0,075 mm non superiore al 3%.

Il materiale deve risultare del tutto esente da componenti instabili (gelive, tenere, solubili, etc.) e da resti vegetali; è ammesso l'impiego di materiali frantumati ovvero riciclati.

Salvo maggiori e più restrittive verifiche, il controllo qualitativo dello strato anticapillare va effettuato mediante analisi granulometriche da eseguirsi in ragione di almeno 1 prova ogni 100 m<sup>3</sup> di materiale posto in opera.

In associazione allo strato granulare anticapillare può essere posto sul piano di appoggio del rilevato uno strato geotessile.

I geotessili sono costituiti, salvo diversa prescrizione specifica, da tessuto non tessuto, a caratteristiche il più possibile isotrope, ottenuto da fibre 100% polipropilene o poliestere di prima qualità (con esclusione di fibre riciclate), agglomerate principalmente mediante sistema di agugliatura meccanica, con esclusione di collanti, resine, additivi chimici e/o processi di termofusione, termocalandratura e termolegatura, salvo che per processi di finitura del prodotto. I geotessili sono denominati a filo continuo quando il filamento ha lunghezza teoricamente illimitata; a fiocco quando la lunghezza del filamento varia da 20 a 100 mm.

I geotessili debbono presentare superficie scabra, essere imputrescibili ed atossici, essere resistenti ai raggi ultravioletti (se destinati a permanere all'aperto per più di 12 ore) ai solventi, alle reazioni chimiche che si producono nel terreno, alle cementazioni naturali, all'azione di microrganismi, nonché essere antinquinanti ed isotropi.

Debbono essere forniti in rotoli di larghezza la più ampia possibile, in relazione alle modalità di impiego.

Il piano di stesa del geotessile deve essere perfettamente regolare, la giunzione dei teli deve essere realizzata mediante sovrapposizione per almeno 30 cm, sia in senso longitudinale, sia in senso trasversale. I teli non debbono essere in alcun modo esposti al diretto passaggio dei mezzi di cantiere prima della loro totale copertura con materiale da rilevato per uno spessore di almeno 30 cm.

## 1.9 POSA IN OPERA

La stesa del materiale deve essere eseguita con regolarità per strati di spessore costante, con modalità e attrezzature atte a evitare segregazione, brusche variazioni granulometriche e del contenuto d'acqua.

Per evitare disomogeneità dovute alle segregazione che si verifica durante lo scarico dai mezzi di trasporto, il materiale deve essere depositato subito a monte del posto d'impiego, per esservi successivamente riportato dai mezzi di stesa.

La granulometria dei materiali costituenti i differenti strati del rilevato deve essere il più omogenea possibile. In particolare, deve evitarsi di porre in contatto strati di materiale roccioso, a granulometria poco assortita o uniforme (tale, cioè, da produrre nello strato compattato elevata percentuale dei vuoti), a strati di terre a grana più fine che, durante l'esercizio, per effetto delle vibrazioni prodotte dal traffico, possano penetrare nei vuoti degli strati sottostanti, provocando cedimenti per assestamento del corpo del rilevato.

Durante le fasi di lavoro si deve garantire il rapido deflusso delle portate meteoriche conferendo agli strati pendenza trasversale non inferiore al 4%.

In presenza di paramenti di massicci in terra rinforzata o di muri di sostegno, in genere, la pendenza deve assicurare l'allontanamento delle acque dai manufatti.

Ciascuno strato può essere messo in opera, pena la rimozione, soltanto dopo avere accertato, mediante prove di controllo, l'idoneità dello strato precedente.

Lo spessore sciolto di ogni singolo strato è stabilito in ragione delle caratteristiche dei materiali, delle macchine e delle modalità di compattazione del rilevato, sperimentate in campo prove.

Lo spessore di stesa di norma deve risultare non inferiore a due volte la dimensione massima della terra impiegata ( $s \geq 2D_{\max}$ ).

In ogni caso, la terra non deve presentare elementi di dimensioni maggiori di 500 mm; questi debbono essere, pertanto, scartati nel sito di prelievo, prima del carico sui mezzi di trasporto.

## 1.10 COMPATTAZIONE

Nel rispetto delle previsioni di progetto e delle disposizioni che possono essere date in corso d'opera dalla Direzione Lavori, circa la massima utilizzazione delle risorse naturali impegnate dall'intervento, l'Impresa è tenuta a fornire e, quindi, ad impiegare mezzi di costipamento adeguati alla natura dei materiali da mettere in opera e, in ogni caso, tali da permettere di ottenere i requisiti di densità e di portanza richiesti per gli strati finiti.

Per quanto riguarda l'attitudine dei mezzi di costipamento in relazione alla natura dei materiali da impiegarsi occorre considerare che:

- i rulli a piedi costipanti ed a segmenti sono d'impiego specifico per le terre fini coerenti;
- i rulli a griglia sono d'impiego specifico per le rocce tenere o, comunque, per i materiali per i quali è possibile correggere la granulometria per frantumazione degli elementi di maggiore dimensione;

- i rulli lisci vibranti sono particolarmente adatti per le terre granulari (A1, A2 e A3) e, se molto pesanti, per i detriti di falda contenenti elementi di grosse dimensioni e, in una certa misura, per quelli provenienti da scavi in roccia;
- i rulli gommati sono mezzi versatili e polivalenti; in relazione alle possibilità di variare il peso e la pressione di gonfiaggio dei pneumatici si prestano sia per le terre fini, sia per le terre granulari, sia anche, nel caso di mezzi molto pesanti, per le terre contenenti grossi elementi (detriti di falda);
- i rulli lisci statici vanno utilizzati esclusivamente per la finitura degli strati preliminarmente compattati con i rulli a piedi o con quelli gommati, per regolarizzare la superficie.

Per il migliore rendimento energetico dei mezzi di costipamento è opportuno sceglierne la tipologia più idonea ed operare con umidità prossima a quella ottimale determinata in laboratorio mediante la prova AASHO (CNR 69/78).

L'attitudine delle macchine di costipamento deve essere verificata in campo prova per ogni tipo di materiale che si prevede di impiegare. La loro produzione, inoltre, deve risultare compatibile con quella delle altre fasi (scavo, trasporto e stesa) e con il programma temporale stabilito nel piano particolareggiato dei movimenti di materia.

Quando, in relazione all'entità ed alla plasticità della frazione fine, l'umidità supera del 15-20% il valore ottimale, l'Impresa deve mettere in atto i provvedimenti necessari a ridurla (favorendo l'evapotraspirazione) per evitare rischi di instabilità meccanica e cadute di portanza che possono generarsi negli strati, a seguito di compattazione ad elevata energia di materiali a gradi di saturazione elevati (generalmente maggiori del 85-90%, secondo il tenore in fine e la plasticità del terreno). In condizioni climatiche sfavorevoli è indispensabile desistere dall'utilizzo immediato di tali materiali.

Le macchine di costipamento, la loro regolazione (velocità, peso, pressione di gonfiaggio dei pneumatici, frequenza di vibrazione, ecc.), gli spessori degli strati ed il numero di passaggi debbono rispettare le condizioni stabilite nel corso della sperimentazione in campo prova. In ogni caso l'efficacia del processo ed il conseguimento degli obiettivi restano nell'esclusiva responsabilità dell'Impresa.

Se non occorre modificare il contenuto d'acqua, una volta steso il materiale, lo strato deve essere immediatamente compattato.

La compattazione deve assicurare sempre un addensamento uniforme all'interno dello strato.

Per garantire una compattazione uniforme, anche lungo i bordi del rilevato, le scarpate debbono essere riprofilate, una volta realizzata l'opera, rimuovendo i materiali eccedenti la sagoma di progetto. La stesa ed il costipamento del materiale, pertanto, deve considerare una sovrallarghezza di almeno 0,50 m, per entrambi i lati del rilevato.

Durante la costruzione dei rilevati occorre disporre in permanenza di apposite squadre e mezzi di manutenzione per rimediare ai danni causati dal traffico di cantiere oltre a quelli dovuti alla pioggia e al gelo.

## 1.11 PROTEZIONE

Si deve garantire la sistematica e tempestiva protezione delle scarpate mediante la stesa di uno strato di terreno vegetale di circa 30 cm di spessore; questo andrà sistemato a strisce orizzontali, opportunamente assestato, seguendo progressivamente la costruzione del manufatto. Per la sua necessaria ammorsatura si debbono predisporre

gradoni di ancoraggio, salvo il caso in cui rivestimento venga eseguito contemporaneamente alla formazione del rilevato stesso. Il terreno vegetale deve essere tale da assicurare il pronto attecchimento e sviluppo del manto erboso, seminato tempestivamente, con essenze (erbe ed arbusti del tipo previsto in progetto) scelte per ottenere i migliori risultati in relazione al periodo operativo ed alle condizioni locali.

La semina deve essere ripetuta fino ad ottenere un adeguato ed uniforme inerbimento.

Qualora si dovessero manifestare erosioni di sorta, l'Impresa deve provvedere al ripristino delle zone ammalorate a sua cura e spese.

Nel caso in cui si preveda un'interruzione dei lavori di costruzione del rilevato di più giorni, l'Appaltatore è tenuto ad adottare ogni provvedimento per evitare infiltrazioni di acque meteoriche nel corpo del rilevato. Allo scopo, le superfici, ben livellate e compattate, debbono risultare sufficientemente chiuse e presentare pendenza trasversale non inferiore al 6%.

Se nei rilevati dovessero avvenire cedimenti differiti, dovuti a carenze costruttive, l'Appaltatore è obbligato ad eseguire a sue spese i lavori di ricarica, rinnovando, ove occorra, anche la sovrastruttura stradale.

Nel caso di sospensione prolungata della costruzione, alla ripresa delle lavorazioni la parte di rilevato già eseguita deve essere ripulita dalle erbe e dalla vegetazione che vi si fosse insediata; inoltre lo strato superiore deve essere scarificato, praticandovi dei solchi, per il collegamento dei nuovi strati; è prudente in questo caso ripetere le prove di controllo dell'addensamento e della portanza.

## **1.12 STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE O CON CALCE E CEMENTO**

Il processo di stabilizzazione consiste nel miscelare le terre argillose con calce di apporto, in quantità tale da modificarne le caratteristiche fisico-chimiche (granulometria, suscettività all'acqua, umidità) e meccaniche, così da renderle idonee per la formazione di strati che dopo il costipamento presentino adeguata resistenza meccanica e stabilità all'azione dell'acqua ed eventualmente del gelo.

Con riferimento alla classificazione CNR-UNI 10006 si prestano al trattamento con calce le terre fini dei gruppi A6 e A7 non eccessivamente plastiche, così come quelle del gruppo A5, quando di origine vulcanica od organogena. Ghiaie argillose, identificabili come A2-6 e A2-7, possono essere convenientemente stabilizzate con calce, quando contengano una frazione di passante al setaccio 0.4 UNI non inferiore al 35%.

In ogni caso, la terra deve essere priva di elementi di grosse dimensioni tali da impedire l'azione dei mezzi di miscelazione.

L'attitudine al trattamento dei terreni, differenziata in relazione alla destinazione del materiale, deve risultare da appositi studi preliminari di laboratorio attraverso i quali sono determinati anche i dosaggi di legante da adoperare ed il campo dei tenori in acqua da osservare nel costipamento delle miscele.

Nel caso di terre appartenenti ai gruppi A4 e A5 la calce aerea può essere utilizzata esclusivamente per ridurre l'umidità del terreno naturale per esigenze di compattazione. In questo caso, per migliorare le caratteristiche meccaniche dei materiali e renderle stabili nel tempo, occorre aggiungere, successivamente alla calce, leganti idraulici quali cemento Portland 32.5.

La stabilizzazione mista con calce e successivamente con cemento può essere utilizzata anche in presenza di argille ad elevata plasticità ( $IP > 20$ ), se interessa acquisire la stabilità all'acqua delle miscele a breve termine (entro 30,40 giorni dalla stabilizzazione).

### 1.12.1 Caratteristiche delle terre da stabilizzare

Le terre da stabilizzare debbono avere le seguenti caratteristiche:

- *Granulometria*: deve rientrare nel fuso di cui alla norma CNR 36/73; sono ammesse granulometrie diverse da quelle interamente comprese nel fuso a condizione che si dimostri l'idoneità del processo di stabilizzazione attraverso uno studio delle miscele in laboratorio ed eventualmente in campo prova.
- *Indice di plasticità*: l'indice di plasticità, determinato secondo la norma CNR-UNI 10014, deve risultare compreso tra 10 e 35. E' ammesso un valore minore della plasticità (ma in nessun caso inferiore a 5) a condizione che si dimostri l'idoneità del processo di stabilizzazione attraverso uno studio preliminare di laboratorio.
- *Contenuto di sostanze organiche*: il tenore in materie organiche del terreno, determinato mediante ossidazione con bicromato di potassio (AFNOR NF 94-055), deve essere inferiore al 2% in massa. Questo limite può essere superato, fino al valore del 4% in caso di trattamento dei terreni in situ per la sistemazione del piano di posa dei rilevati, purché sia dimostrato il raggiungimento dei requisiti di resistenza richiesti.
- *Contenuto di solfati*: il contenuto totale di sali di zolfo (solfati e solfuri), determinato secondo la norma UNI 8520 parte 11, deve essere inferiore allo 0.25%; si possono accettare, solo sulla base di uno specifico studio di laboratorio, terre con un contenuto di solfati compreso tra 0.25% e 1%. In nessun caso possono essere ritenuti idonei per la stabilizzazione con calce terre con un contenuto di solfati totali superiore all'1% .
- *Determinazione del consumo iniziale di calce*: il consumo immediato di calce, ovvero la quantità di calce necessaria per soddisfare le reazioni immediate terra-calce in relazione alla capacità di scambio cationico dei materiali argillosi, determinato secondo la norma ASTM C977-92, deve essere maggiore dell'1.5%.
- *Contenuto di nitrati*: il contenuto di nitrati deve risultare inferiore allo 0.1%
- *Valore di blu di metilene (VB)*: per essere accettabile una terra deve presentare un valore di blu VB  $>200$  cm<sup>3</sup>, determinato in conformità alla norma UNI 8520, parte 15a.

Il terreno, in ogni caso, deve presentarsi privo di humus e radici, nonché libero da corpi estranei ed elementi lapidei di grossa pezzatura.

### 1.12.2 Caratteristiche della calce e del cemento

I tipi di calce da impiegare sono:

- calce aerea idrata in polvere, sfusa o in sacchi;
- calce aerea viva macinata sfusa, o in sacchi.

L'impiego della calce viva macinata, per il suo effetto essiccante, è preferibile nei casi in cui i valori di umidità siano sensibilmente più elevati di quelli ottimali per il costipamento.

Nel caso di stabilizzazione mista con calce e cemento possono impiegarsi cementi Portland o pozzolanici del tipo 32.5.

L'eventuale acqua di apporto deve risultare priva di impurità e di materie organiche.

### 1.12.3 Realizzazione delle miscele stabilizzate

Il trattamento prevede in genere le seguenti fasi operative:

- scasso del terreno con appositi aratri o scarificatrici, per tutto lo spessore da trattare (generalmente non superiore a 30 cm);
- frantumazione delle zolle con erpici a disco oppure con frese (pulvimixer), per rendere la superficie sufficientemente regolare, prima dello spandimento della calce;
- eventuale apporto d'acqua, se è necessario aumentare l'umidità della terra;
- spandimento del legante in polvere mediante adatte macchine spanditrici. Tale operazione deve essere effettuata esclusivamente su quella porzione di terreno che si prevede di trattare entro la giornata lavorativa; si deve impedire a qualsiasi mezzo, eccetto che a quelli adibiti alla miscelazione, di attraversare la porzione di terreno sulla quale è stato steso il legante, fino a quando questo non sia stato completamente miscelato; inoltre, le spanditrici debbono essere munite di un sistema di dosaggio asservito alla velocità di avanzamento. Il quantitativo di calce necessario al trattamento dell'intero strato, deve essere distribuito in maniera uniforme sulla superficie, prevedendo che ad ogni passaggio della spanditrice non debba essere distribuito più del 2% in peso rispetto alla massa di terra da trattare;
- miscelazione della terra con macchine ad albero orizzontale rotante (pulvimixer), ovvero con erpici a dischi, che permettano una miscelazione omogenea del legante e del terreno sullo spessore considerato.

Il materiale trattato deve essere compattato evitando attese che, se prolungate, portano ad un decadimento delle prestazioni meccaniche a medio e lungo termine delle miscele. Per gli strati di sottofondo la stesa del materiale deve essere effettuata soltanto mediante motolivellatrici.

Per la compattazione si devono utilizzare rulli a piedi costipanti o rulli gommati. Il costipamento deve essere spinto fino ad ottenere per il grado di addensamento i livelli indicati in progetto.

Le operazioni vanno sospese se la temperatura ambiente scende sotto i 7 °C.



## 1.13 SOTTOFONDO

Il sottofondo è il volume di terra nel quale risultano ancora sensibili le sollecitazioni indotte dal traffico stradale e trasmesse dalla pavimentazione; rappresenta la zona di transizione fra il terreno in sito (nelle sezioni in trincea o a raso campagna) ovvero tra il rilevato e la pavimentazione.

Per assicurare i requisiti richiesti ai sottofondi delle pavimentazioni stradali, particolarmente per quanto riguarda la portanza (nello spazio e nel tempo) e la regolarità della superficie finita, è necessario prevedere la sistemazione dei sottofondi, generalmente, mediante la realizzazione di uno strato di caratteristiche idonee a coniugare le imperfezioni e l'eterogeneità dei movimenti di terra con l'omogeneità richiesta, invece, per la posa in opera della pavimentazione.

Questo strato (strato più superficiale del rilevato o bonifica del fondo naturale di trincea su cui poggia la pavimentazione), detto "strato di sottofondo" deve consentire:

- di conferire al supporto della pavimentazione, in ogni suo punto, una portanza sufficiente a garantire i livelli di stabilità e di funzionalità ammessi in progetto per la soprastruttura (omogeneizzazione della portanza);
- di proteggere, in fase di costruzione, gli strati sottostanti dall'infiltrazione d'acqua di pioggia e, durante l'esercizio, lo strato di fondazione soprastante dalle risalite di fino inquinante; quest'ultima funzione può essere assegnata ad uno strato ad hoc (in sabbia) o ad un geotessile non tessuto.

In termini generali, lo spessore totale dello strato di sottofondo (da realizzare, a seconda dei casi, con la stesa ed il costipamento di uno o più strati) dipende dalla natura del materiale utilizzato, dalla portanza del supporto e da quella assunta in progetto per il piano di posa della soprastruttura.

### 1.13.1 Materiali per il sottofondo

Non tutti i materiali adottati per la costruzione dei rilevati possono essere impiegati per realizzare strati di sottofondo:

- la regolarità richiesta per il piano di posa della pavimentazione porta ad escludere materiali con elementi maggiori di  $D=100$  mm;
- nel caso in cui si impieghino materiali non legati, per ottenere le proprietà meccaniche e l'impermeabilità richieste per gli strati, occorre utilizzare terre granulari, con assortimento granulometrico ben graduato (curve compatte), costituite preferibilmente da elementi a spigoli vivi, dotate di poco fino (passante allo 0,075 mm minore del 12%) e non plastiche ( $IP < 6$ ).

I tout-venant di cava ed i misti di fiume (naturali o corretti granulometricamente), con granulometria 0/100 mm ben assortita, appartenenti al gruppo A1-a della classificazione CNR-UNI 10006, si prestano bene a costituire ottimi strati di sottofondo.

Possono essere impiegate, anche senza trattamento con legante, terre con indice di gruppo  $IG = 0$ , purché prive di elementi maggiori di  $D > 100$  mm e rispondenti ai requisiti di portanza.

Inoltre, nel rispetto delle dimensioni massime sopra specificate, possono essere impiegate:

- terre dei gruppi A1-b, A2-4 ed A2-5, con passante allo 0,075 mm maggiore del 12%, previa stabilizzazione a cemento od a calce-cemento;

- terre dei gruppi A2-6 ed A2-7 con una percentuale di fino maggiore al 5% previa stabilizzazione mista (a calce e cemento) od a sola calce;
- limi dei gruppi A4 ed A5 previa stabilizzazione a calce e cemento, nonché le argille dei gruppi A6 ed A7, dotate di plasticità non eccessivamente elevata ( $IP < 25\%$ ), previa stabilizzazione con sola calce.

### **1.13.1.1 Requisiti dei materiali per sottofondo**

Nel caso in cui le prove di portanza CBR di laboratorio risultino significative (materiale con dimensioni inferiori a 20 mm), l'idoneità all'impiego della terra può essere accettata se essa presenta valori di indice di portanza CBR (energia AASHO Modificata) non inferiori a quanto appresso specificato:

a) nel caso di sottofondi costituiti da terreni granulari, clima asciutto, assenza di rischi d'imbibizione per infiltrazione laterale o dall'alto o per risalita capillare:

$CBR = 20$  ( $w = w_{opt} \pm 2\%$ ; senza immersione);

b) per sottofondi costituiti da terreni granulari, nel caso in cui una delle condizioni sopracitate venga a mancare:

$CBR = 20$  ( $w = w_{opt} \pm 2\%$ ; 4 giorni di immersione);

c) nel caso di sottofondi costituiti da terreni limo-argillosi o in presenza di drenaggi insufficienti:

$CBR = 20$  ( $w = w_{opt} \pm 2\%$ ; saturazione completa).

Infine, possono essere utilizzate per la formazione degli strati di sottofondo terre stabilizzate a cemento, a calce o a calce e cemento, e materiali provenienti da demolizione, nonché rocce tenere in disfacimento e/o autocementanti.

In questi ultimi casi, l'attitudine all'impiego deve essere valutata o mediante prove CBR di laboratorio, verificando il rispetto dei valori di portanza sopra indicati, ovvero attraverso misure di modulo di deformazione  $M_d$  sugli strati posti in opera.

Per un rapido allontanamento delle acque meteoriche i piani di sottofondo debbono essere sistemati con falde pendenti verso l'esterno (in rilevato) o verso le opere di raccolta delle acque, con pendenza trasversale non inferiore al 4%.

## **1.14 CONTROLLI**

In corso d'opera, sia per le necessità connesse alla costruzione degli strati in terra, particolarmente per quanto riguarda il costipamento, sia per evidenziare che non abbiano a verificarsi derive nella qualità dei materiali, devono essere effettuate prove di controllo su campioni prelevati in contraddittorio con la Direzione dei lavori.

Il numero dei campioni dipende dall'eterogeneità dei terreni interessati; per ogni approvvigionamento omogeneo la numerosità delle prove di attitudine deve rispettare i criteri quantitativi riportati in Tabella 1.2.

**Tabella 1.2** Frequenza dei controlli delle forniture dei materiali

Destinazione	Rilevato		Sottofondo		Massicci rinforzati	
	Primi 10000 m <sup>3</sup>	Ulteriori m <sup>3</sup>	Primi 5000 m <sup>3</sup>	Ulteriori m <sup>3</sup>	Primi 5000 m <sup>3</sup>	Ulteriori m <sup>3</sup>
Classificazione (CNR-UNI 10006/63)	2.000	5.000	500	2.000	500	2.000
Umidità naturale	500	1.000	200	500	200	500
Costipamento AASHO (CNR 69/78)	5.000	10.000	1.000	5.000	1.000	5.000

Il livello prestazionale degli strati posti in opera può essere accertato, in relazione alla granulometria del materiale impiegato, attraverso il controllo dell'addensamento raggiunto, rispetto al riferimento desunto dalle prove AASHO di laboratorio, e/o attraverso il controllo della capacità portante.

Le prove di controllo della portanza devono essere effettuate mediante misure del modulo di deformazione  $M_d$ , al primo ciclo di carico, secondo quanto previsto dalla norma CNR 146/92.

Il controllo mediante misure di densità in sito può essere applicato soltanto se, come previsto dalla norma CNR 69/1978, la frazione di materiale trattenuta al crivello 25 UNI 2334 non supera il 35% della massa totale.

In questo caso le prove di controllo in cantiere riguardano:

- misure di umidità dei materiali compattati, secondo la norma CNR-UNI 10008/63;
- misure di massa volumica (densità) apparente.

Quando per le caratteristiche dimensionali del materiale non sia possibile procedere al controllo prestazionale con misure di densità, per valutare il grado di costipamento si possono realizzare prove di modulo a doppio ciclo di carico (CNR 146/92).

In alternativa, od anche ad integrazione delle misure di modulo di deformazione, il controllo della portanza degli strati finiti può essere effettuato mediante misure di deflessione, operando con la trave di Benkelmann (CNR 141/92) o con mezzi ad elevato rendimento. Le soglie da raggiungere debbono essere determinate, preliminarmente, sulla base delle correlazioni stabilite in campo prova tra il parametro misurato in questi casi ed il modulo di deformazione, tenuto conto della struttura e della natura della terra in questione.

Le misure di deflessione (anche quelle puntuali) risultano, generalmente, più rapide dalle misure di modulo di deformazione e, pertanto, si prestano bene se occorre determinare la distribuzione spaziale della portanza dei sottofondi realizzati ed il sezionamento della strada in tronchi omogenei di portanza.

In tabella sono riassunti i livelli minimi delle prestazioni richieste ai differenti strati posti in opera, in relazione alla loro posizione ed al tipo di strada.

Per gli strati di sottofondo, tenuto conto delle situazioni localmente presenti, possono assumersi soglie minime diverse da quelle riportate nella tabella, purché

considerate nel progetto della pavimentazione e giustificate sotto il profilo tecnico-economico.

Dato che la portanza di una terra dipende dal suo contenuto d'acqua in misura più o meno grande in relazione alla natura della terra stessa, i livelli prestazionali indicati in tabella si riferiscono a contenuti d'acqua compresi tutti nell'intervallo:

$$w_{opt} - 2,0\% < w < w_{opt} + 2,0\% \quad (w_{opt} \text{ da prove AASHO di laboratorio})$$

Se il contenuto d'acqua del materiale al momento delle prove dovesse risultare esterno all'intervallo sopra specificato, la capacità portante può essere stimata a partire dalle misure effettuate e tenendo opportunamente conto dell'influenza dell'umidità. Ciò richiede che per il dato materiale siano determinate preliminarmente nel rilevato di prova le correlazioni tra la capacità portante e l'umidità del materiale.

Quando le suddette correlazioni non siano state determinate, nel caso delle prove di carico con piastra (o di deflessione) occorre ricondurre il contenuto d'acqua del materiale (per uno spessore di almeno 15 cm) all'interno dell'intervallo sopraindicato.

**Tabella 1.3 Prestazioni minime**

STRATO	Tipo di Strada <sup>(3)</sup>	Grado d'addensamento % $\gamma_{s \max}$ di laboratorio	Modulo di deformazione $M_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta h$ <sup>(4)</sup> [mm]
Sottofondo <sup>(1)</sup>	Autostrade ed Extraurbane principali	$\geq 95$ % AASHO Mod	$\geq 50$	$< 2,5$
	Altre	$\geq 100$ % AASHO St.	$\geq 40$	$< 3,0$
Rilevato <sup>(2)</sup>	Autostrade ed Extraurbane principali	$\geq 92$ % AASHO Mod	$\geq 30$	$< 4,0$
	Altre	$\geq 97$ % AASHO St.	$\geq 25$	$< 5,0$

In trincea, in tutto lo spessore dello strato di bonifica del sottofondo; in rilevato, nello strato superiore fino ad 1,0 m dal piano di sottofondo;

Strati posti a più di 1,00 m dal piano di posa della pavimentazione;

Tipi di strada secondo il Codice della Strada (Dlgs. 285/92);

Cedimento permanente misurato dopo passaggio di un autocarro con asse posteriore di 10 t, secondo la norma SNV 670365.

**Tabella 1.4 Frequenza dei controlli sull'opera finita**

Tipo di prova	RILEVATO		SOTTOFONDO		
	Primi 5.000 m <sup>3</sup>	Ulteriori m <sup>3</sup>	Primi 5.000 m <sup>2</sup>	Ulteriori m <sup>2</sup>	Superficie m <sup>2</sup>
Densità	500 - 1.000	3000-5.000	350 - 500	1000	-
Modulo $M_d$ <sup>(2)</sup>	1.000-1500 <sup>(1)</sup>	5000 <sup>(1)</sup>	-	-	500 -1000

Solo nel caso in cui non è possibile procedere al controllo mediante misure di densità

Distanziamento tra le sezioni in cui ricadono i punti di misura nel profilo longitudinale

Per ciascun tipo di prova di controllo, nel caso in cui il numero delle misure risulti inferiore a 5, come può avvenire per lavori di entità molto modesta, tutti i valori misurati debbono rispettare le soglie minime riportate in tabella.

Negli altri casi si può accettare che su 5 risultati d'una stessa prova di controllo una possa non rispettare i valori minimi richiesti, purché lo scostamento di tali valori non ecceda:

- il 5%, per le misure di densità secca  $\gamma_s$ ;
- il 10%, per le misure di portanza (modulo Md o altra grandezza).

Eccetto che per le strade soggette a traffico pesante limitato (meno di 100 veicoli commerciali al giorno, per ogni corsia) è fatto obbligo all'Impresa di verificare le soluzioni previste in progetto per la pavimentazione stradale, tenuto conto della distribuzione della portanza dei sottofondi determinata nel corso dei controlli di ricezione. Allo scopo, occorre sezionare la strada in tronchi omogenei (o classi) di portanza dei sottofondi. Per fare ciò, è necessario avere una chiara rappresentazione della variazione spaziale della portanza che, a seconda dei casi, può essere fornita:

dalle misure puntuali di portanza (per tronchi stradali di modesta importanza) effettuate nel corso delle prove di controllo dei sottofondi, se in numero sufficiente;

dalle misure di cui sopra, eventualmente integrate dalle misure di cedimento permanente realizzate con autocarro con asse di 10 t;

dall'auscultazione in continuo della portanza dei sottofondi, sull'intera estesa della strada, ottenuta con mezzi ad elevato rendimento.

Quest'ultimo caso deve intendersi obbligatorio per la costruzione dei tronchi autostradali e di strade extraurbane principali.

Le classi di portanza omogenee sono individuate sulla base della dispersione delle misure, tramite il coefficiente di variazione ( $C_v = \sigma/m$ ).

Per i sottofondi appartenenti ad una stessa classe il coefficiente di variazione calcolato sulla base di almeno 10 misure di portanza, deve risultare inferiore a 0,50.

### 1.14.1 Tolleranze

L'Impresa è tenuta a rispettare le seguenti tolleranze d'esecuzione sui piani finiti:

- 2% per la pendenza delle scarpate di trincea e di rilevato;
- cm, per i piani di sottofondo;
- 5 cm, per i piani di appoggio degli strati di sottofondo;
- 10 cm, per i piani delle scarpate, sia nel caso vengano rivestite con terra vegetale, sia in caso contrario.

La misura delle tolleranze va eseguita mediante regolo di 4 m di lunghezza, disposto secondo due direzioni ortogonali; gli scostamenti vanno letti in direzione normale ai piani considerati.

I controlli di esecuzione sono effettuati di norma:

- ogni 500 m<sup>2</sup>, per le scarpate ed i piani di appoggio degli strati di sottofondo
- ogni 200 m<sup>2</sup>, per i piani di posa della pavimentazione.



## 2 I CONGLOMERATI CEMENTIZI

### 2.1 GLI ELEMENTI COSTITUENTI

I conglomerati sono miscele costituite da aggregati, acqua e legante. Nel tempo sono stati utilizzati diversi leganti: il primo fu probabilmente argilla non cotta, attualmente si utilizzano quasi esclusivamente leganti minerali, ottenuti per cottura di adatte materie prime. Il legante più utilizzato è il cemento, ottenuto dalla cottura di calcare e argilla e dall'aggiunta di gesso biidrato, per la formazione del cemento Portland, e di altri materiali di aggiunta, per la formazione ad esempio del cemento pozzolanico e d'altoforno.

Per le miscele leganti si utilizza la seguente terminologia (cfr. Figura 2.1):

- *pasta* è l'impasto del legante con acqua; normalmente si indicano con tale termine le miscele a basso rapporto acqua/cemento (0,25-0,5);
- *malta* è la miscela di legante, acqua e sabbia;
- *calcestruzzo*, ovvero conglomerato cementizio se il legante è costituito da cemento, è la miscela del legante con acqua, sabbia, ghiaia e pietrisco.

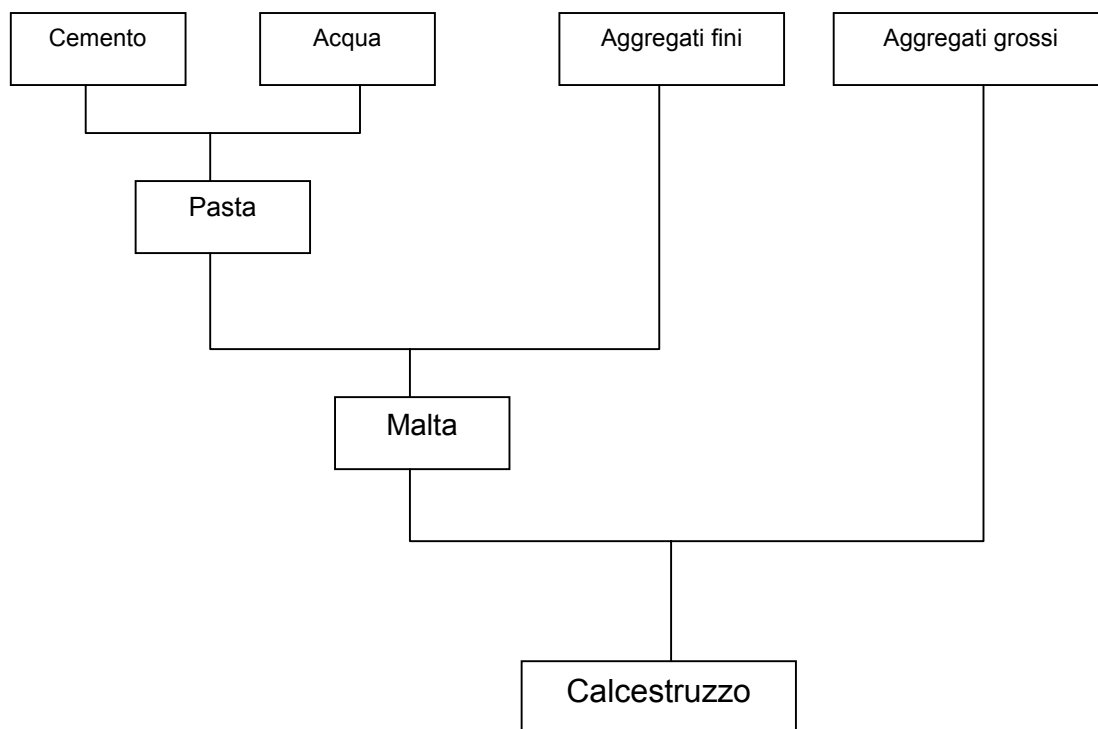


Figura 2.1 Componenti del calcestruzzo.

Gli impasti, appena preparati, sono delle masse plastiche, facilmente plasmabili e lavorabili. In un tempo più o meno lungo, che dipende dal tipo di legante e dalle condizioni di staginatura, essi perdono plasticità e si trasformano in masse dure più o

meno resistenti. Il fenomeno è detto stagionatura o maturazione e può essere diviso in due fasi:

- *la presa*, o fase iniziale della stagionatura, di breve durata, che può variare da qualche minuto a qualche giorno; essa si considera terminata quando l'impasto non è più sufficientemente plastico da essere manipolato;
- *l'indurimento*, che è la fase nella quale l'impasto già rappreso acquista resistenza meccanica; a seconda del tipo di legante e delle condizioni di stagionatura può durare da qualche ora a qualche anno.

Il calcestruzzo è il materiale con il quale si è maggiormente costruito nello scorso secolo nel campo delle opere edili, strutturali ed infrastrutturali. I motivi essenziali della diffusione del calcestruzzo come materiale da costruzione sono:

- economicità, soprattutto in confronto agli altri materiali da costruzione;
- lavorabilità, ossia capacità di essere facilmente plasmato per la realizzazione di opere delle forme più complesse;
- compatibilità (fisica, chimica e meccanica) con i ferri di armatura dai quali il calcestruzzo trae sostegno delle sue più deboli caratteristiche (resistenza meccanica a flessione ed a trazione);
- facilità di produzione.

Va osservato che proprio l'apparente facilità di produzione è la causa principale del degrado del calcestruzzo, ritenuto erroneamente, all'inizio del secolo, materiale indistruttibile. In realtà, se è facile produrre un qualsiasi calcestruzzo mescolando gli ingredienti, non è altrettanto facile produrre un calcestruzzo di qualità prefissata e durabilità programmata. Durante gli ultimi anni il problema del degrado delle strutture in calcestruzzo sembra essersi aggravato per una somma di circostanze:

- il notevole inquinamento atmosferico ha esaltato i fenomeni aggressivi chimici
- si è sempre di più sviluppato il settore del calcestruzzo preconfezionato che, per il trasporto a lunga distanza, richiede mediamente più acqua che non la produzione in sito; questo fatto, unitamente alla richiesta di calcestruzzo sempre più fluido per facilitarne la messa in opera, ha comportato la produzione di calcestruzzo con un maggiore rapporto acqua/cemento;
- l'industria del cemento ha parallelamente migliorato la qualità intrinseca del cemento aumentando il contenuto di  $C_3S$  (silicato tricalcico), il costituente del cemento che più contribuisce alla resistenza meccanica, e la finezza di macinazione: ciò ha contribuito in gran parte a sopperire, nei riguardi della resistenza, alle carenze derivanti da un rapporto acqua/cemento più elevato.

In sostanza l'innovazione tecnologica ha consentito di adottare maggiori rapporti acqua/cemento senza penalizzare le resistenze meccaniche, ciò però ha contribuito alla produzione di calcestruzzi più porosi, più penetrabili e quindi più all'azione degli agenti aggressivi. Nella progettazione e realizzazione di un calcestruzzo si deve pertanto tenere in conto sia delle sue proprietà allo stato fresco, ossia della lavorabilità che ne consente la messa in opera, sia delle resistenze meccaniche allo stato indurito, sia della capacità di mantenere le sue proprietà nel tempo proteggendo al tempo stesso le armature metalliche.



### 2.1.1 Gli aggregati

Gli aggregati, che rappresentano la maggior parte della massa dei conglomerati cementizi poiché occupano mediamente dal 60 all'80% del loro volume complessivo, svolgono un ruolo attivo che influenza il comportamento finale dei conglomerati.

Gli aggregati realizzano lo scheletro litico del conglomerato. I loro granuli devono pertanto provenire da una materia compatta e non degradata e costituire uno scheletro lapideo addensato, così da costipare nella massa del conglomerato il maggior numero possibile di particelle solide. Oltre a una maggiore resistenza ne deriva anche un vantaggio economico per la minore quantità di pasta di cemento occorrente.

La nomenclatura degli aggregati dipende dalla granulometria e dalla provenienza, nel senso che a parità di granulometria gli aggregati assumono differente denominazione se hanno origine glaciale e alluvionale e si presentano a spigoli arrotondati, ovvero se sono ottenuti per frantumazione e presentano spigoli vivi.

Gli aggregati a spigoli arrotondati, al crescere della granulometria, sono denominati: sabbia, sabbione, risello, pisello, ghiaino, ghiaia, ciottoli, pietrame. Quelli a spigoli vivi: sabbia, graniglia, pietrischetto, pietrisco, pietrame.

Il materiale passante per almeno il 95% al vaglio avente maglie di apertura 4 mm è denominato aggregato fine o sabbia; il materiale trattenuto almeno per il 95% al vaglio suddetto è l'aggregato grosso; il materiale passante per almeno il 90% al vaglio da 0,075 mm è denominato filler.

Le principali funzioni dell'aggregato nel conglomerato sono:

- costituisce lo scheletro del calcestruzzo contribuendo in modo essenziale alle sue resistenze meccaniche;
- avendo un elevato modulo elastico si oppone al ritiro della pasta legante che, essendo molto elevato, non permetterebbe di usarla da sola;
- riducendo la quantità di legante, riduce il calore di idratazione;
- riducendo la quantità di cemento, riduce il costo del conglomerato.

Le proprietà degli aggregati si distinguono in:

- *proprietà fisiche*
  - porosità,
  - permeabilità,
  - caratteristiche termiche,
  - caratteristiche di forma,
  - caratteristiche dimensionali,
- *proprietà chimiche*
  - insolubilità,
  - inerzia chimica verso la pasta legante,
  - stabilità a contatto con gli agenti naturali durante l'esercizio,
- *proprietà meccaniche*
  - resistenza a compressione,
  - resistenza a trazione,
  - resistenza all'abrasione,
  - resistenza all'urto,
  - non sfaldabilità.

Le caratteristiche degli aggregati per la confezione dei calcestruzzi sono normalizzate dalla norma UNI 8520 "Aggregati per confezione di calcestruzzi", suddivisa in 22 parti.

## 2.1.2 Il cemento

### 2.1.2.1 Il processo produttivo

Il cemento è un legante idraulico, che può indurire anche in acqua a differenza dei leganti aerei, quali il gesso e la calce che possono indurire soltanto all'aria.

Il cemento di utilizzo più comune è il cemento Portland, prodotto della macinazione di clinker di cemento Portland e di gesso biidrato. Il clinker di cemento Portland consiste di composti eminentemente basici di calce con acido silicico (silicato bicalcico,  $C_2S$ , silicato tricalcico,  $C_3S$ ) e composti eminentemente basici di calce con ossidi di alluminio, ferro, manganese e magnesio (principalmente l'alluminato tricalcico,  $C_3A$ , e l'alluminato ferrotetracalcico,  $C_4AF$ ). Esso viene prodotto cuocendo fino a parziale fusione e agglomerizzazione (clinkerizzazione) adatte materie prime finemente macinate e intimamente mescolate.

Le principali proprietà richieste a un cemento Portland, che non possono essere ottenute tutte simultaneamente, sono le seguenti:

- tempo di apprendimento dell'ordine dell'ora;
- tempo di indurimento molto breve (una o più decine di ore);
- elevata resistenza meccanica;
- basso calore di idratazione;
- buona resistenza agli agenti chimici (in particolare ai solfati);
- stabilità di volume;
- basso tenore di alcali;
- basso costi di produzione.

Le sostanze minerali di base, in genere calcare e argilla o marna, sono miscelate in modo da ottenere la composizione chimica richiesta, con integrazione di modeste proporzioni di materiali correttivi, sia sostanze di origine naturale sia sottoprodotti industriali.

I metodi per la preparazione delle materie prime sono due, per via umida e per via secca, quest'ultimo più diffuso.

Le rocce generalmente impiegate per la preparazione della miscela cruda sono calcare, costituito principalmente da carbonato di calcio, e argilla o calcare marnoso, che contiene oltre al carbonato di calcio anche notevoli percentuali di silicati di alluminio e ferro. Le materie prime, preventivamente frantumate ed essiccate, sono depositate in silos. Dai silos esse sono inviate al mulino, del tipo a sfere, per la macinazione del materiale crudo; in tal modo si ottiene un prodotto omogeneo. Il materiale macinato passa in un dispositivo preriscaldatore, ove viene preriscaldato e in parte decomposto a seguito del contatto con i fumi che provengono dal forno, realizzando in tal modo un recupero di calore.

La farina cruda preriscaldata entra nel forno di cottura, che è un forno rotativo costituito da un cilindro di acciaio lungo 80-120 m e del diametro di 3-6 m rivestito internamente di materiale refrattario. La velocità di rotazione del forno è di 1-2 giri al minuto.

La miscela cruda viene progressivamente portata a 1400-1500 °C per effetto della combustione di carbone e olio combustibile o gas naturale. L'operazione di cottura consiste nello scambio fra miscela cruda e gas di combustione. La miscela avanza contro corrente rispetto ai gas caldi nel forno rotativo. Durante la marcia nel forno la miscela attraversa le seguenti fasi:

- *evaporazione dell'acqua libera e combinata*, fino alla temperatura di circa 700°C;

- *decarbonatazione e calcinazione*, con liberazione dell'anidride carbonica, fra 900 e 1100°C;
- *cottura e clinkerizzazione*, ossia formazione di composti chimici con proprietà idrauliche, grazie a reazioni chimiche che hanno luogo tra i 1100 e i 1400-1500°C, con produzione di una certa quantità di massa fusa che rende compatto il materiale.

All'uscita del forno il clinker è raffreddato bruscamente in un idoneo dispositivo, in genere utilizzando aria che in tal modo si preriscalda prima di entrare nel forno. Dopo l'aggiunta di un'opportuna quantità di gesso biidrato, che serve a regolare la presa, la miscela di clinker e gesso viene finemente macinata nei mulini del cemento. Il processo di macinazione riduce il materiale allo stato di polvere finissima, avente l'80% dei grani di dimensioni minori di 6/100 di mm. La finezza di macinazione influenza diverse proprietà del legante; in particolare all'aumentare della finezza di macinazione aumentano la velocità di presa e la resistenza meccanica. Per la produzione dei cementi di miscela (pozzolanico, d'altoforno, ecc.) a monte del mulino del cemento vengono introdotti i costituenti integrativi.

### **2.1.2.2 I tipi di cemento**

La norma UNI ENV 197, versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 197 entrata in vigore in Italia con il D.M. 13.9.1993, suddivide i cementi in cinque tipi principali.

#### **CEM I, o cemento Portland**

Il cemento Portland, senz'altro il più impiegato nei lavori di costruzione, fornisce impasti che non richiedono molta acqua pur presentando lavorabilità soddisfacente. La carenza del Portland è rappresentata dalla scarsa resistenza agli agenti chimici aggressivi, che può essere in parte attenuata realizzando conglomerati molto compatti.

I componenti essenziali sono il clinker, che conferisce compattezza e resistenza meccanica, e il gesso, che regola il processo iniziale di presa. Il nucleo del cemento deve essere costituito per almeno il 95% da clinker. Gli additivi non devono superare l'1% del peso del cemento.

#### **CEM II, o cemento Portland composito**

Questo tipo di cemento presenta numerose sottoclassi e deve avere un nucleo contenente da 65% a 94% di clinker; la parte rimanente è formata da un costituente principale e un eventuale costituente secondario in misura inferiore al 5%.

#### **CEM III, cemento d'alto forno**

Il cemento d'altoforno è una miscela di clinker, che deve costituire almeno il 5% del nucleo del cemento, gesso e loppa granulata d'alto forno. Le loppe, scorie che si formano negli altiforni di produzione della ghisa, hanno composizione simile a quella del cemento Portland, e quindi possiedono una potenziale attività idraulica. Le loppe sono attive soltanto allo stato vetroso; per raggiungere questa condizione le scorie allo stato liquido vengono raffreddate bruscamente all'uscita del forno, con formazione di granuli.

Rispetto al cemento Portland, quello d'alto forno ha colore più chiaro, minore calore d'idratazione, maggiore resistenza chimica, funzione del contenuto di loppa, e minore resistenza meccanica nel periodo iniziale.

### **CEM IV, cemento pozzolanico**

I cementi pozzolanici sono una miscela di clinker, che deve costituire almeno il 45% del nucleo del cemento, gesso pozzolanico naturali o artificiali o composti pozzolanici: microsilice oppure cenere volante.

L'attività pozzolanica è la capacità del materiale di reagire con l'idrossido di calcio del clinker, in presenza d'acqua, e di indurire. La resistenza meccanica iniziale è in genere minore di quella del Portland, ma nel tempo si riporta agli stessi valori. Gli impasti, che richiedono una quantità d'acqua maggiore che per il Portland, sono più coesivi e meno segregabili.

Il cemento pozzolanico possiede elevata resistenza agli attacchi chimici, e quindi garantisce buona curabilità, e sviluppa un basso calore di idratazione. Il suo uso risulta vantaggioso in clima caldo e nelle opere di grande massa, come le dighe.

### **CEM V, cemento composito**

Questi cementi devono avere un nucleo contenente dal 20 al 64% di clinker, un tenore di loppa dal 18 al 50%, un tenore di pozzolana o cenere volante silicea dal 18 al 50%, e un eventuale tenore di costituente secondario fino al 5%.

#### **2.1.2.3 Le classi di resistenza**

Le classi di resistenza dei cementi (cfr. Tabella 2.1) sono 6, e cioè le classi 32,5 42,5 e 52,5 normali e i corrispondenti tipi a rapido sviluppo di resistenza 32,5 R 42,5R e 52,5 R.

La classe di resistenza dei cementi è determinata dal titolo, ovvero dalla resistenza a compressione di una malta plastica formata da 1 parte in peso di cemento, 0,5 parti in peso di acqua e 3 parti in peso di sabbia. La malta si ottiene mescolando:

- 450 grammi di cemento;
- 225 grammi di acqua;
- 1350 grammi di sabbia.

**Tabella 2.1 Classi di resistenza dei cementi**

Classe	Resistenza a compressione (N/mm <sup>2</sup> )			
	Resistenza iniziale		Resistenza normalizzata	
	2 giorni	7 giorni	28 giorni	
<b>32,5</b>	-	≥ 16,0	≥ 32,5	≤ 52,5
<b>32,5 R</b>	≥ 10,0	-		
<b>42,5</b>	≥ 10,0	-	≥ 42,5	≤ 62,5
<b>42,5 R</b>	≥ 20,0	-		
<b>52,5</b>	≥ 20,0	-	≥ 52,5	-
<b>52,5 R</b>	≥ 30,0	-		

#### **2.1.3 L'acqua**

L'acqua è un componente essenziale, senza il quale non si svilupperebbe la capacità legante del cemento. Dal punto di vista delle caratteristiche qualitative, l'acqua di impasto non deve interferire negativamente nel processo di idratazione. Un'acqua contenente impurità potrebbe alterare lo sviluppo dei fenomeni di presa e indurimento

del cemento e di conseguenza ridurre le resistenze finali e la curabilità degli impasti, e attaccare le armature metalliche del cemento armato.

Tutte le acque naturali normali, comprese le acque di mare, possono essere usate come acque di impasto. L'acqua potabile, senz'altro adatta, risulta quella più comunemente impiegata.

#### **2.1.4 Gli additivi**

Gli additivi sono prodotti impiegati negli impasti cementizi, in aggiunta e in quantità molto limitata rispetto ai normali componenti, di regola in quantità non eccedente i  $10\text{kg}/\text{m}^3$ , per migliorare alcune proprietà dei calcestruzzi. In proposito la norma UNI 9858 definisce additivi quei materiali "aggiunti in piccola quantità" al calcestruzzo.

Tra gli additivi non sono compresi quei materiali, in genere solidi e aggiunti in quantità più rilevante, che vengono definiti aggiunte (cfr. par. 2.1.5), quali ad esempio le sostanze minerali fini.

Gli additivi agiscono con meccanismi di tipo fisico/chimico che possono modificare, anche in maniera sensibile, alcune importanti caratteristiche degli impasti, sia allo stato fresco sia a quello indurito.

Ogni additivo svolge un'azione principale ben definita, accompagnata quasi sempre da effetti secondari, positivi o negativi.

Gli additivi vengono normalmente impiegati per ottenere uno dei seguenti obiettivi:

- migliorare le prestazioni del calcestruzzo allo stato fresco e/o indurito, senza modificarne la composizione;
- ottenere nel calcestruzzo prestazioni che altrimenti non verrebbero raggiunte;
- ottenere un vantaggio economico nell'impiegare calcestruzzi con prestazioni prefissate.

In base all'azione principale svolta, gli additivi sono classificati come segue:

- fluidificanti, superfluidificanti, iperfluidificanti;
- acceleranti;
- ritardanti;
- aeranti;
- fluidificanti acceleranti/ritardanti/aeranti;
- antigelo;
- ritentori d'acqua;
- riduttori di permeabilità;
- inibitori di corrosione;
- generatori di gas.

##### **2.1.4.1 Fluidificanti, superfluidificanti, iperfluidificanti**

Sono gli additivi impiegati in maggiore quantità. Essi aumentano la fluidità degli impasti cementizi e permettono, a parità di consistenza, una riduzione dell'acqua di impasto. Per questa ragione sono anche conosciuti come riduttori d'acqua.

Normalmente questi additivi contengono, come principi attivi, sostanze polimeriche idrosolubili capaci di aderire ai granuli di cemento anidro. Di conseguenza le particelle di cemento, che a causa di forze elettrostatiche tendono ad aderire mutuamente, vengono disperse e separate nell'acqua di impasto. I fluidificanti costituiscono in effetti dei veri e propri disperdenti.

I fluidificanti possono essere usati con tre scopi (cfr. Tabella 2.2):

1. A pari dosaggio di cemento, acqua e aggregati, l'aggiunta di un additivo accresce la lavorabilità. Il principale vantaggio è quello di una maggiore affidabilità nella realizzazione dei getti, senza che un difetto di vibrazione possa produrre vespai e senza che in cantiere vengano effettuate aggiunte d'acqua non controllate agli impasti per facilitare la posa in opera.
2. A pari lavorabilità l'additivo può avere la funzione di riduttore d'acqua. In tal modo si possono ottenere calcestruzzi con maggiori resistenze meccaniche in quanto è possibile ridurre il rapporto acqua/cemento senza penalizzare la facilità di posa in opera. Si ottengono inoltre maggiore impermeabilità e durevolezza, minore ritiro e scorrimento viscoso.
3. A pari lavorabilità e rapporto acqua/cemento è possibile ottenere una riduzione di cemento, vantaggiosa per ridurre il calore di idratazione e il ritiro.

**Tabella 2.2 Possibilità di impiego dei fluidificanti**

	Riferimento	Con fluidificante		
		Pari a/c	Pari slump	Pari slump e a/c
Slump (cm)	10	<b>22</b>	10	10
Acqua (l/m <sup>3</sup> )	200	200	170	<b>170</b>
Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	300	300	300	<b>255</b>
Rapporto a/c	0,67	0,67	0,57	0,67
R <sub>c</sub> 28 giorni (Mpa)	25	25	<b>35</b>	25

I fluidificanti agiscono sui componenti la miscela cementizia mediante:

- la produzione di una forza repulsiva tra le particelle, con maggiore capacità di scorrimento tra le stesse;
- una più incisiva azione dell'acqua sulle particelle di cemento e di aggregato, a seguito della riduzione della tensione superficiale;
- un ostacolo all'aggregazione delle stesse particelle e altre azioni di natura chimica.

Alcuni prodotti accompagnano un altro effetto all'azione fluidificante. Essi sono:

- i fluidificanti acceleranti, che aggiungono un aumento della resistenza iniziale dei conglomerati;
- i fluidificanti ritardanti, che allungano il tempo di apprendimento, ossia il tempo durante il quale l'impasto si trova in condizioni di lavorabilità;
- i fluidificanti aeranti, che introducono nell'impasto microscopiche bolle d'aria che aumentano la resistenza al gelo dei conglomerati.

A seconda dell'efficacia si distinguono fluidificanti, che a parità di consistenza devono ridurre di almeno il 5% il contenuto d'acqua, superfluidificanti, che devono ridurre di almeno il 12% il contenuto d'acqua, e iperfluidificanti, che consentono riduzioni d'acqua sino al 35%.

### **2.1.4.2 Acceleranti**

Aumentano la velocità delle reazioni tra il legante e l'acqua, accelerando lo sviluppo della resistenza. Si possono distinguere in acceleranti di presa e di indurimento.

L'additivo accelerante più impiegato è stato il cloruro di calcio ( $\text{CaCl}_2$ ), che accresce il rischio di corrosione delle armature. Attualmente si impiegano acceleranti privi di cloruri.

Le resistenze meccaniche dei calcestruzzi additivati con acceleranti sono più elevate, soprattutto alle basse temperature. Pertanto essi sono impiegati soprattutto per eseguire getti in climi freddi.

L'effetto di migliorare le resistenze meccaniche alle brevi stagionature può essere ottenuto anche riducendo il rapporto acqua/cemento; per questo motivo è più diffuso l'impiego di fluidificanti/acceleranti rispetto agli additivi solo acceleranti; di questi ultimi si fa uso in pratica solo come antigelo.

### **2.1.4.3 Ritardanti**

Riducono la velocità di idratazione, presa e indurimento, ricoprendo i granuli di cemento, e sono usati quasi sempre come fluidificanti ritardanti.

Le sostanze che presentano un effetto ritardante sono numerose; tra quelle più note si possono citare sostanze zuccherine, la glicerina, i fosfati e i sali di piombo e di zinco.

Gli additivi ritardanti trovano impiego soprattutto allo scopo di aumentare il tempo durante il quale il conglomerato presenta una buona lavorabilità. In particolare, per i getti a temperatura elevata, quando la centrale è distante dal cantiere, per il calcestruzzo pompato e per le iniezioni di pasta di cemento. I ritardanti sono impiegati anche per evitare in caso di brevi interruzioni di getto la formazione di giunti freddi.

### **2.1.4.4 Aeranti**

Gli additivi aeranti, impiegati principalmente per migliorare la resistenza del calcestruzzo ai cicli gelo/disgelo, sono prodotti che posseggono caratteristiche tensioattive. Durante la miscelazione dell'impasto tali sostanze, aggiunte in quantità molto modesta (0,02-0,05% del peso del cemento), producono la formazione e l'inglobamento nella pasta cementizia di bollicine d'aria aventi diametro tra 0,0 e 0,25 mm.

Le bollicine d'aria introdotte con l'additivo si comportano come camere di espansione, che permettono al ghiaccio di formarsi senza provocare tensioni. L'aria introdotta migliora la lavorabilità del calcestruzzo fresco, ma riduce la resistenza della massa indurita.

### **2.1.4.5 Altri additivi**

Altri additivi meno impiegati sono i seguenti.

#### ***Antigelo***

Abbassano il punto di congelamento dell'acqua di impasto e accelerano i processi di presa e di indurimento, facilitando l'impiego dei conglomerati nel periodo invernale o in condizioni di bassa temperatura.

#### ***Ritentori d'acqua***

Impediscono l'evaporazione rapida dell'acqua di impasto.

### **Riduttori di permeabilità**

Riducono la permeabilità e aumentano la compattezza del conglomerato.

### **Inibitori di corrosione**

Riducono la possibilità di corrosione delle armature metalliche.

### **Generatori di gas**

Producono gas e generano l'espansione della massa degli impasti.

## **2.1.5 Le aggiunte**

Secondo la norma UNI 9858, le aggiunte sono i materiali inorganici finemente suddivisi che possono essere addizionati al calcestruzzo per modificarne le caratteristiche o per ottenerne tipi speciali. Le aggiunte sono di due tipi:

1. tipo I, materiali sostanzialmente inerti;
2. tipo II, materiali con attività idraulica latente.

Le aggiunte di tipo I, denominate anche filler, sono poco utilizzate; lo scopo di tali aggiunte è quello di sopperire alla mancanza di particelle fini in miscele povere di cemento, come quelle a volte usate per getti massicci aventi modesti requisiti meccanici.

Le aggiunte di tipo II possono essere costituite da qualsiasi materiale ad attività pozzolanica, anche se quelle più impiegate in Italia sono i fumi di silice e le ceneri volanti.

### **2.1.5.1 Fumo di silice**

E' una polvere che si ottiene come residuo dei processi di produzione del silicio ed delle leghe ferro-silicio nei forni siderurgici di riduzione della quarzite.

La composizione chimica del fumo di silice è caratterizzata dalla presenza di silice ( $\text{SiO}_2$ ) in quantità superiore al 90%. Il fumo di silice è estremamente fine, con particelle di diametro inferiore a 0,50 micron. La disponibilità di questo materiale è modesta e il costo è piuttosto alto, tuttavia le sue caratteristiche ne giustificano l'impiego per l'ottenimento di calcestruzzi ad elevatissima resistenza (con resistenza caratteristica anche superiore a  $100 \text{ N/mm}^2$ ) e ad elevata durabilità.

I principali effetti del fumo di silice sono:

- comportamento tipico del filler, dovuto alle piccolissime dimensioni delle particelle. Queste sono in grado di completare la distribuzione granulometrica della miscela e di ridurre e omogeneizzare la porosità;
- capacità pozzolanica, ovvero capacità di reagire con l'idrossido di calcio,  $\text{Ca(OH)}_2$ , presente nel cemento Portland, sostituendo a questo prodotto, inefficace dal punto di vista della resistenza meccanica, un silicato di calcio idrato avente ottime caratteristiche di legante.

L'aggiunta di fumo di silice, data la sua finezza, accresce in misura apprezzabile la richiesta di acqua di impasto e richiede l'impiego di additivi superfluidificanti in dosi elevate. La combinazione dell'effetto filler e dell'effetto pozzolanico riduce la porosità, sia come volume sia come dimensioni, rendendo la spata di cemento molto compatta e molto resistente agli agenti aggressivi chimici e fisici.



### **2.1.5.2 Ceneri volanti**

Le ceneri volanti sono i residui solidi della combustione del polverino di carbone, costituiti da sfere vetrose di dimensioni molto piccole. La composizione chimica può essere paragonata a quella della pozzolana.

Le ceneri volanti possono essere adoperate in due modi diversi:

- come aggiunta vera e propria, lasciando invariato il dosaggio di cemento;
- come aggiunta in parziale sostituzione del cemento.

L'impiego come aggiunta vera e propria accresce la lavorabilità del calcestruzzo, riducendo la richiesta di acqua di impasto. Questo effetto di riduzione d'acqua aumenta con il tenore di aggiunta e con la finezza della cenere volante utilizzata.

L'impiego come aggiunta parziale porta una riduzione di resistenza a breve termine, poiché la reazione idraulica della cenere è più lenta.

## **2.2 LA PRODUZIONE DEL CALCESTRUZZO**

### **2.2.1 Generalità**

La lavorazione del calcestruzzo evolve sempre più verso una completa meccanizzazione ed automazione delle lavorazioni. Una grossa percentuale del calcestruzzo utilizzato nelle costruzioni viene prodotto in grossi impianti o centrali di betonaggio fisse, che forniscono il materiale ad acquirenti esterni, nel caso del calcestruzzo preconfezionato, oppure lo realizzano per uso interno, come negli stabilimenti di prefabbricazione. Anche le installazioni provvisorie dei cantieri, dalle maggiori alle più modeste, sono impostate con criteri ed attrezzature che permettono di ottenere un prodotto di qualità controllata, tenuto conto dell'entità e dell'importanza dell'opera da eseguire.

Un impianto o centrale di betonaggio produce calcestruzzo con un processo nel quale si possono distinguere le seguenti fasi:

- stoccaggio dei materiali costituenti e loro dosaggio;
- miscelazione dei componenti;
- distribuzione del prodotto;
- controllo del processo.

### **2.2.2 I tipi di impianto**

Le caratteristiche quantitative di un impianto si esprimono prevalentemente mediante la capacità di produzione massima giornaliera, oppure oraria. Questo parametro influenza la scelta del tipo di impianto, insieme ad un altro fattore importante, e cioè la durata della produzione, che può essere provvisoria o permanente.

Le caratteristiche qualitative di un impianto si traducono nella capacità di produrre i calcestruzzi con le caratteristiche di qualità e omogeneità richieste. La resistenza a compressione dei calcestruzzi è espressa dalla resistenza caratteristica, ossia dal valore della resistenza a compressione che ha il 95% di probabilità di essere superato. La resistenza caratteristica è cioè inferiore alla resistenza media di una quantità funzione della dispersione dei valori di resistenza; pertanto un calcestruzzo con resistenza omogeneo può avere valori della resistenza media più prossimi a quelli della resistenza caratteristica, mentre ad un calcestruzzo poco omogeneo è richiesto un valore di

resistenza media notevolmente superiore a quello della resistenza caratteristica. Una produzione omogenea richiede cura nello stoccaggio e precisione nel dosaggio, nella miscelazione e nel trasporto dei materiali componenti. L'omogeneità non riguarda solo la resistenza meccanica, ma anche la granulometria, la lavorabilità, la massa volumica e le altre caratteristiche del calcestruzzo.

Gli impianti di betonaggio possono essere di due tipi:

1. impianti orizzontali;
2. impianti verticali (o a torre).

### **2.2.2.1 Impianti orizzontali**

Gli impianti di media capacità possono avere lo stoccaggio a terra degli aggregati, in sili a raggiera, non protetti, e con alimentazione al dosaggio mediante benna raschiante.

Nelle centrali di maggiore qualità, gli aggregati vengono trasferiti in sili di stoccaggio mediante carico diretto o indiretto.

Nel primo caso i mezzi di trasporto scaricano direttamente nei sili, che possono essere a livello di terra, oppure sopraelevati, con rampa di accesso per autocarro e pala. Nel secondo caso gli aggregati sono scaricati in tramogge, e quindi trasportati nei sili, mediante nastri, o tazze o benne. In ogni caso gli aggregati, scendendo per gravità sotto i sili, vengono dosati, e poi trasportati verso la mescolatrice, generalmente tramite benna.

### **2.2.2.2 Impianti verticali**

Negli impianti verticali gli aggregati sono scaricati dai mezzi di trasporto in tramogge di carico, dalle quali sono poi avviati allo stoccaggio definitivo mediante trasportatori a nastro, o sollevamento con tazze o benne mobili.

I sili per aggregati degli impianti a torre sono sopraelevati, in genere di forma cilindrica, a scomparti interni, anche mobili. Le dimensioni (diametro, altezza) sono calcolate per la produzione massima giornaliera, in funzione della quale possono essere richiesti anche più impianti paralleli.

Gli impianti destinati alla produzione di calcestruzzi preconfezionati sono in genere privi del gruppo di miscelazione, in quanto questa fase avviene durante il trasporto con la autobetoniere.

## **2.2.3 Il trasporto lo stoccaggio ed il dosaggio dei componenti**

### **2.2.3.1 Aggregati**

Gli inerti sono trasportati dalla centrale di frantumazione e vagliatura alla centrale di betonaggio con gli usuali mezzi di trasporto del cantiere: dumpers, decauville, piani inclinati, teleferiche.

Lo stoccaggio degli aggregati può avvenire con modalità diverse, secondo il tipo di impianto: in mucchi, in sili (vedi Tabella 2.3), ecc.. Il criterio fondamentale è che il materiale che arriva al dosaggio sia il più possibile omogeneo, e in particolare abbia sempre le stesse composizione e umidità. Per soddisfare la condizione sulla composizione occorre tener ben separate le classi granulometriche (in genere si impiegano tre o più classi granulometriche), mediante appositi scomparti. I sili per lo stoccaggio sono realizzati in carpenteria metallica con sezione circolare o poligonale, e quelli destinati allo stoccaggio degli inerti sono talvolta divisi in settori, che consentono la conservazione di inerti di granulometria diversa nello stesso recipiente. Per quanto

riguarda il contenuto di umidità, bisogna anzitutto smaltire l'eccesso di acqua presente al momento dello stoccaggio, a tale scopo gli aggregati sono lasciati in deposito per un po' di tempo, in modo che l'acqua possa allontanarsi dal piano. Inoltre per evitare che i materiali si bagnino con la pioggia si coprono sia le tramogge sia i sili e i nastri trasportatori.

Il dosaggio degli inerti può essere eseguito con dosatori:

- a volume      costituiti da cassoni di lamiera di volume regolabile, composti da due parti scorrevoli a telescopio (ad ogni impasto le quantità desiderate delle diverse classi di inerti vengono misurate riempiendo per mezzo di boccette a comando elettrico o pneumatico i dosatori ),
- a peso        costituiti da una bilancia dotata di un ampio cassone; il riempimento del cassone viene interrotto automaticamente, allorché la quantità di inerte ha raggiunto il peso predeterminato (portata max. 20 t) .

Il dosaggio a peso risulta più celere e preciso del dosaggio a volume, per tale motivo esso viene generalmente preferito, in tal caso la precisione del dosaggio è legata alla costanza di condizione degli aggregati, in particolare per quanto riguarda l'umidità.

**Tabella 2.3: Caratteristiche medie dei sili per inerti**

Capacità [m <sup>3</sup> ]	Altezza [m]	Diametro Max [m]	Peso [t]
25	7,60	2,50	1,8
50	10,00	3,40	4,0
75	13,00	3,40	5,0
125	11,20	5,00	8,0
200	15,70	5,00	10,8
300	16,00	6,70	15,8
400	13,50	8,30	23,0
600	18,00	8,30	28,5
900	17,10	9,90	40,3

### 2.2.3.2 Cemento

Il trasporto del cemento, per grossi quantitativi, viene effettuato mediante autotreni dotati di botti metalliche che possono trasportarne fino a 300 q (vedi ); lo stoccaggio si effettua in sili. Lo scarico dalle botti viene eseguito con apparecchiature pneumatiche: una corrente d'aria, mossa da un ventilatore azionato dal motore del veicolo, viene immessa sulla sommità delle cisterne; il cemento, attraverso tubazioni fissate a bocche flangiate presenti nella parte inferiore delle botti, giunge alla sommità del silos entro cui si effettua la conservazione in cantiere (produttività 2 minuti per t).

Il trasporto in autosili presenta i seguenti vantaggi:

- semplicità delle operazioni di carico, scarico e successiva manipolazione;
- soppressione delle perdite dovute a rotture dei sacchi;
- perfetta conservazione del cemento, dovuta all'impermeabilità dei contenitori.

Il trasporto del cemento può inoltre essere effettuato anche con carri ferroviari, dotati di botti simili alle precedenti, o con navi cementizie.

Lo stoccaggio del cemento avviene in sili (ogni silo dovrebbe contenere lo stesso tipo di cemento) e richiede alcune precauzioni, poiché il materiale può essere danneggiato dall'umidità.

Il dosaggio del cemento è effettuato a peso in quanto il cemento è una polvere molto fine, il cui volume è soggetto a sensibili variazioni.

## 2.2.4 L'impasto

In cantieri di piccola e media importanza può essere conveniente non installare sul posto una centrale di betonaggio ed acquistare il calcestruzzo prodotto in impianti fissi da ditte specializzate, in tal caso avviene di norma durante il trasporto nelle autobetoniere (vedi Figura 2.2). Negli impianti di cantiere l'impasto può essere effettuato con l'ausilio di:

- Betoniere a bicchiere hanno bassa capacità e sono costituite da un recipiente dotato di pale al suo interno, che ruota in posizione verticale per eseguire l'impasto e viene inclinato per versare il calcestruzzo (vedi Tabella 2.4 e Figura 2.2);
- Betoniere a tamburo hanno capacità media e sono costituite da un tamburo di lamiera dotato di pale al suo interno e forato alle due estremità, che ruota intorno al suo asse orizzontale (il carico si effettua da un'estremità e lo scarico dall'altra mediante uno scivolo a canale che viene immesso nella betoniera al termine dell'impasto oppure invertendo il senso di rotazione del tamburo “betoniere a inversione” vedi Tabella 2.5 e Figura 2.2);
- Betoniere biconiche hanno capacità elevata e sono simili alle betoniere a bicchiere dotate di una vasca che ruota leggermente sollevata sull'orizzontale in posizione di muscolazione e viene abbassata per effettuare lo scarico (vedi Tabella 2.6 e Figura 2.2)
- Turbobetoniere hanno una produzione medio-alta (impiegate in impianti fissi) e sono costituite da una vasca cilindrica, che ruota intorno al suo asse verticale, all'interno della quale sono presenti delle palette di un rotore, che rimescolano energicamente l'impasto (lo scarico avviene attraverso un'apertura sul fondo vedi Tabella 2.7 e Figura 2.2).
- Mescolatori a doppio asse orizzontale sono impiegati in impianti fissi per produzioni elevate, e sono costituiti da una vasca, entro cui ruotano in verso opposto due alberi affiancati dotati di pale che producono una miscelazione veloce ed efficace (lo scarico avviene attraverso un'apertura sul fondo).

**Tabella 2.4: Caratteristiche medie delle betoniere a bicchiere**

Capacità [dm <sup>3</sup> ]	Resa cls [dm <sup>3</sup> ]	Produzione oraria (a) [m <sup>3</sup> ]	Potenza [CV]		Peso [t]	Dimensioni		
						L [m]	l [m]	h [m]
280	180	5÷7	1,0 (b)	4,5 (c)	0,25	1,70	1,00	1,55
380	280	7÷11	1,5 (b)	4,5 (c)	0,30	1,75	1,05	1,60

Legenda: (a) 30 40 impasti /ora, (b) con motore elettrico, (c) con motore a scoppio

**Tabella 2.5: Caratteristiche medie delle betoniere a tamburo a inversione**

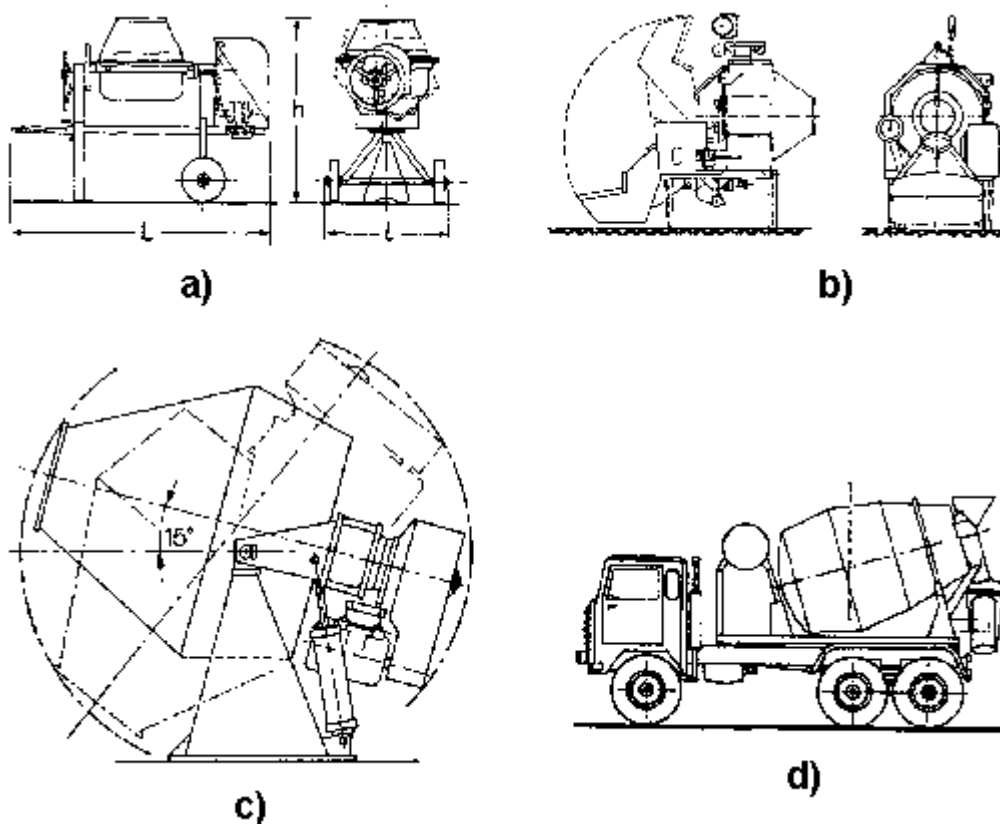
Capacità [dm <sup>3</sup> ]	Resa cls [dm <sup>3</sup> ]	Giri [n /min]	Produzione oraria (a) [m <sup>3</sup> ]	Potenza [CV]	Peso [t]	Dimensioni		
						L [m]	l [m]	h [m]
250	180	15	5,5	4	0,9	3,40	1,25	3,10
350	250	15	7,5	5,5	1,2	3,55	1,30	3,10
500	350	15	10,5	7,5	1,5	3,65	1,70	3,10
750	500	15	12,5	10	2,1	3,80	1,80	3,10
1000	750	15	14,5	12,5	2,6	4,0	1,90	3,10

**Tabella 2.6: Caratteristiche medie delle betoniere biconiche**

Resa cls [dm <sup>3</sup> ]	Giri [n /min]	Produzione oraria (a) [m <sup>3</sup> ]	Potenza [CV]	Peso [t]	Dimensioni		
					L [m]	l [m]	h [m]
1	13	30	20	3,0	2,95	2,20	2,70
2,5	11,5	75	60	7,0	3,90	2,95	3,65
4,5	10	135	100	12,5	4,70	3,65	4,20

**Tabella 2.7: Caratteristiche medie delle turbobetoniere**

Capacità [dm <sup>3</sup> ]	Resa cls [dm <sup>3</sup> ]	Produzione oraria (a) [m <sup>3</sup> ]	Potenza [CV]	Peso [t]	φ [m]	H [m]
0,5	0,35	15=20	25	1,5	1,70	1,15
1,0	0,50	25=30	40	2,0	2,00	1,25
2,0	1,50	80+100	80	6,0	3,40	1,60

**Figura 2.2 – Betoniere: a) a bicchiere, b) a tamburo , c) biconica, d) autobetoniera**

### 2.3 IL TRASPORTO E LO SCARICO DEI CALCESTRUZZI

Il trasporto del calcestruzzo può essere effettuato o attraverso apparecchiature generiche, quali mezzi piani inclinati, gru a torre (per edifici), derricks e blondins (per dighe e ponti), oppure apparecchiature specifiche, quali autobetoniera, pompe per cls., apparecchiature pneumatiche, ecc. Come precedentemente osservato le *autobetoniere* vengono impiegate sia per la confezione che per trasporto del calcestruzzo nell'ambito

del cantiere (i.e. dalla centrale di dosaggio al punto d'impiego), che per la fornitura del calcestruzzo preconfezionato.

L'autobetoniera è costituita da una betoniera, azionata dal motore dell'autoveicolo o da un motore autonomo, montata su un autotelaio o semirimorchio (vedi Figura 2.2), con resa di calcestruzzo fino a  $10\div 13 \text{ m}^3$  (vedi Tabella 2.8).

È opportuno osservare che il trasporto del calcestruzzo deve avvenire:

- nel più breve tempo possibile, perché non abbia inizio la presa (in condizioni ordinarie si hanno a disposizione circa due ore);
- con mezzi che impediscano la separazione dei componenti dell'impasto “segregazione” (è sconsigliato il trasporto nel cassone di autocarri o dumper).

Qualora la distanza dalla centrale sia notevole, l'impasto viene effettuato nell'ultimo tratto del viaggio, prelevando l'acqua da un serbatoio del quale le autobetoniere sono dotate.

**Tabella 2.8: Caratteristiche delle autobetoniere**

Volume [m <sup>3</sup> ]	Resa cls [m <sup>3</sup> ]	Capacità serbatoio [m <sup>3</sup> ]	Giri [n/min]	Potenza [CV]	Peso [t]	Dimensioni		
						L [m]	l [m]	h [m]
1,0	7÷ 7,50	0,6	17	80	4,1	5,55	2,50	2,65
3,0	8÷ 8,50	0,6	17	90	4,4	5,95	2,50	2,70
5,0	10÷10,50	0,8	14	105	5,0	6,40	2,50	2,75

Le pompe sono impiegate per il trasporto del calcestruzzo con continuità a notevoli distanze (400 m) ed altezze (80 m); esse si distinguono in:

- pompe a stantuffi costituite da due cilindri, entro cui si muovono i pistoni, a comando idraulico, che alternativamente aspirano il calcestruzzo dalla tramoggia di carico e lo immettono nella condotta di mandata;
- pompe a rotore, costituite da un tubo pompa, di gomma speciale, rinforzata con tela in acciaio, entro il quale viene mantenuta una certa depressione (0,97 atm); il calcestruzzo aspirato nel tubo pompa viene sospinto nella condotta di mandata da due rulli, rivestiti di gomma, che alternativamente schiacciano il tubo pompa.

Le condotte di mandata sono costituite da tubi metallici ( $\Phi=100\div 125 \text{ mm}$ ) con attacchi a tenuta; nell'ultimo tratto la condotta può essere di gomma, per poter dirigere agevolmente il getto.

Le pompe possono essere montate su slitte, su rimorchio e su autocarri, dotati di braccio estensibile a comando idraulico che consente di effettuare il getto entro un vasto raggio (vedi Tabella 2.9 e Tabella 2.10).

**Tabella 2.9: Pompe per calcestruzzo su autotelaio**

Portata [m <sup>3</sup> /ora]	Distanza trasporto [m]	Altezza sollev [m]	Diametro condotta [mm]	Massima pezzatura [mm]	Altezza bacino [m]	Raggio [m]	Potenza pompa [CV]	Peso pompa [t]	Potenza autotel. [CV]	Peso rutotelaio [t]	Dimensioni		
											L [m]	l [m]	h [m]
35	150÷200	40	100	50=60	20	15	45	7,0	110	12,0	7,80	2,50	4,0
50	300÷350	60	100	50=60	20	18	70	-	130	12,0	8,50	2,50	4,0
75	300÷350	60	125	50=60	30	26	85	-	190	19,0	10,00	2,50	4,0

**Tabella 2.10: Pompe per calcestruzzo su rimorchio**

Portata [m <sup>3</sup> /ora]	Distanza trasporto [m]	Altezza sollevem. [m]	Diametro condotta [mm]	Massima pezzatura [mm]	Potenza pompa [CV]	Peso pompa [t]	Dimensioni		
							L [m]	l [m]	h [m]
30	200	40	100	50=60	60	2	4,0	2,30	1,80
50	300	60	100	50=60	140	4	4,50	2,50	1,80
65	400	80	125	50=60	2 x 112	5	5,0	2,50	1,80

Il calcestruzzo da pompare deve essere adeguatamente fluido (slump  $3\div 15$  cm, preferibilmente  $8\div 9$ ), con una sufficiente quantità di elementi lubrificanti (cemento ed inerti finissimi); per distanze ed altezze notevoli si aggiungono all'impasto additivi fluidificanti: la dimensione massima degli inerti deve essere inferiore ad  $1/3$  del diametro della condotta. All'inizio dell'operazione occorre lubrificare i tubi pompando malta (rapporto cemento/sabbia 1 a 2), ed alla fine lavarli, pompando acqua.

## 2.4 LA POSA IN OPERA DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo viene posto in opera entro casseforme (o casseri), che conferiscono ai getti la forma desiderata, e successivamente vibrato. I casseri non devono essere rimossi prima che il conglomerato abbia raggiunto una resistenza sufficiente per la funzione statica che l'elemento è chiamato a svolgere. Le norme vigenti consigliano i seguenti tempi minimi di disarmo per i getti eseguiti con conglomerato di cemento normale:

- 3 giorni per le sponde dei casseri di travi e pilastri (2 giorni per getti eseguiti con conglomerati ad alta resistenza);
- 10 giorni per le armature di solette di luce modesta (4 giorni per getti eseguiti con conglomerati ad alta resistenza);
- 24 giorni per puntelli e cerniere di travi, archi e volte (12 giorni per getti eseguiti con conglomerati ad alta resistenza);
- 28 giorni per le strutture a sbalzo (14 giorni per getti eseguiti con conglomerati ad alta resistenza).

Le casseforme devono essere dimensionate per resistere ai seguenti carichi:

- peso proprio del calcestruzzo ( $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$ );
- pressione laterale del calcestruzzo (all'atto del getto e durante la vibrazione il cls si comporta come un liquido omogeneo ed esercita sulle casseforme una pressione di tipo idrostatico  $p = \gamma * h$ ) che diminuisce col progredire della presa, annullandosi al suo completamento ( $\approx 12$  ore in condizioni normali);
- carichi accidentali (p.e. maestranze, attrezzi, ecc.).

Le casseforme possono essere realizzate con diversi materiali e tecnologie, qui di seguito verranno brevemente illustrate quelle di maggiore impiego.

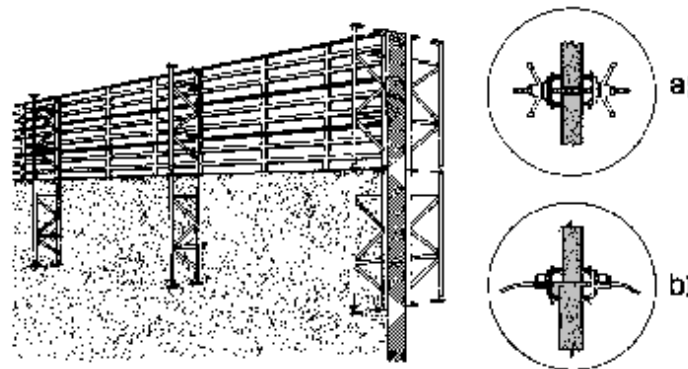
Le *casseforme in legno* consentono un numero limitato di reimpieghi ( $4\div 6$ , eccezionalmente  $10\div 15$ ); il fabbisogno di legname si ottiene moltiplicando la superficie delle casseforme per un coefficiente maggiorativo ( $1,5\div 2$ ) per tener conto degli elementi necessari (traversini, sbadacchi, giuntzioni) e dello sfido (occorrono, di massima,  $8\div 10 \text{ m}^2$  di tavolame per  $\text{m}^3$  di getto). Tali casseforme sono ormai sempre meno adoperate per il loro alto costo, e trovano prevalente impiego dove si richiede al calcestruzzo una «faccia vista» particolarmente gradevole.

Le *casseforme metalliche* consentono un elevato numero di reimpieghi (100÷500) ed una notevole celerità e precisione di posa in opera. Un sistema di casseforme metalliche comprende:

- pannelli piani rettangolari, di dimensioni modulari (lunghezza 1-2-3 m, larghezza 5-10-15-20-25-50 cm), realizzati in lamiera di acciaio (spessore 2÷3 mm, eccezionalmente 4÷6), irrobustiti ai bordi da nervature, ricavate per stampaggio, oppure costituite da cantonali a E saldati;
- pannelli di larghezza variabile, che consentono la realizzazione di casseri di dimensioni non modulari;
- pannelli flessibili, per la formazione di superfici curve con piccolo raggio;
- pannelli d'angolo;
- pannelli rinforzati, che costituiscono in taluni casi la struttura portante del cassero;
- organi di collegamento (chiavette, bulloni, morsetti), atti a collegare i vari elementi tra di loro e con la struttura di sostegno, ed altri accessori: cantonali, squadrette, cravatte, tiranti.

I pannelli costituiscono la superficie di contenimento del getto; essi sono sostenuti da un'ideale struttura portante, realizzata con tubi da ponteggio o con elementi prefabbricati a struttura reticolare. Nel getto di pareti, la spinta idrostatica del calcestruzzo è assorbita da tiranti, che collegano le due casseforme opposte.

La tecnica dei *casseri a ripresa* consiste nell'eseguire il getto a strati successivi di altezza 1,50÷2 m, in tal caso le casseforme ed i ponti di servizio per il getto di ciascuno strato sono sostenuti da piantane ancorate allo strato precedente già indurito (vedi Figura 2.3). Essa trova impiego per la costruzione, ad esempio, di pile, muri di sostegno, silos.



**Figura 2.3 - Getto di parete in calcestruzzo con casseri a ripresa: a) particolare del gruppo tirante con barre a filetto rapido recuperabili, b) connessioni con morsetti tendifilo.**

Il metodo dei *casseri scorrevoli* consiste nell'eseguire il getto del calcestruzzo in casseri che vengono sollevati con continuità man mano che lo strato più basso, del calcestruzzo in essi contenuto, ha raggiunto un sufficiente grado d'indurimento (vedi Figura 2.4). Tale tecnica viene impiegata nell'esecuzione di opere a prevalente sviluppo verticale, quali silos, serbatoi, ciminiere, torri, pile, ecc (eccezionalmente in edifici civili). Elementi costitutivi dei casseri scorrevoli sono:

- le casseforme propriamente dette, di altezza 1÷1,20 m, eccezionalmente 2 m, con forma tronco conica (base maggiore in basso ed inclinazione rispetto alla verticale del 3÷10%) per favorire il distacco del calcestruzzo;



- i cavalletti di sostegno, generalmente in metallo, che sorreggono i casseri ed i ponti di servizio;
- i dispositivi per il sollevamento, costituiti da martinetti idraulici che trovano contrasto su barre metalliche (025÷32 mm) che fuoriescono dal calcestruzzo già indurito (le barre possono essere a perdere, nel qual caso vengono a far parte dell'armatura e del getto, oppure recuperabili, essendo inserite in tubi metallici o di plastica annegati nel getto);
- la piattaforma superiore, di lavoro, dalla quale si effettua il montaggio delle armature ed il getto;
- la piattaforma inferiore, dalla quale si controlla la riuscita del getto e si interviene per le eventuali riparazioni e rifiniture.

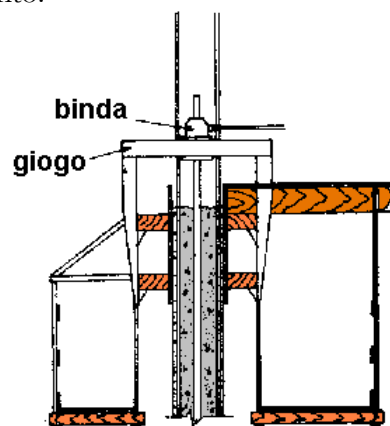
La velocità di sollevamento (ordinariamente 5÷30 cm/ora, ottenuta con sollevamenti parziali di 1÷4 cm) deve essere tale che il calcestruzzo all'uscita dal cassero abbia raggiunto una resistenza sufficiente a sorreggere l'apparecchiatura ed il getto sovrastante; essa cresce con la lunghezza dei casseri e la velocità di presa del calcestruzzo. Nel caso di impiego di casseri scorrevoli è possibile conseguire avanzamenti giornalieri di 1,50÷6 , ed il lavoro deve procedere con continuità (eventuali interruzioni del ciclo lavorativo, anche se possibili, non sono prive di inconvenienti).

Le aperture vengono realizzate inserendo nel getto apposite cornici, che vengono ritirate successivamente dalla piattaforma inferiore.

Per l'esecuzione di opere a sezione variabile (p. es. pile che si restringono progressivamente) si impiegano casseri con le pareti scorrevoli a telescopio o con pannelli asportabili.

Gli impalcati orizzontali possono essere realizzati: con solette gettate in opera, che poggiano su vani predisposti nelle pareti; con travi prefabbricate, poggianti sui vani delle pareti, tavole e getto di solidarizzazione.

*I casseri mobili* vengono impiegati nell'esecuzione di opere a prevalente sviluppo orizzontale (gallerie, canali), in essi il getto viene eseguito a sezioni, spostando man mano i casseri che in tal caso sono spesso montati su carrelli dotati di dispositivi automatici per il posizionamento.



**Figura 2.4 - Getto di una parete di calcestruzzo con casseri rampanti**

La vibrazione consiste nell'imprimere al calcestruzzo fresco delle oscillazioni di appropriata frequenza (da 8000 a 20000 Hertz), che hanno l'effetto di diminuire la viscosità del calcestruzzo rendendolo simile ad un liquido, al fine di:

- consentire il completo riempimento delle casseforme e l'avvolgimento delle armature,
- rendere facilmente lavorabili i calcestruzzi con basso tenore di acqua che sono dotati di resistenza più elevata,
- rendere massima la compattezza e l'impermeabilità dei getti.

La vibrazione può essere effettuata direttamente, attraverso dispositivi immersi nel getto “pervibrazione” o applicati alla superficie “vibrazione superficiale”, oppure indirettamente, con dispositivi applicati ai casseri.

La *pervibrazione* si effettua, per strati di altezza non superiore al metro, immergendo un ago vibrante in posizione verticale per una durata di 10÷30 s, e deve terminare allorché affiora un leggero strato di latte di cemento (bleeding). I vibratorii a immersione hanno un raggio d'azione di 30÷60 cm e sono costituiti da un cilindro metallico a tenuta stagna al cui interno è posto un dispositivo, che genera le vibrazioni, costituito da una massa eccentrica posta in rotazione da: un motore elettrico (diametro 35=85 mm, lunghezza 350÷700 mm, frequenza 10000÷12000 Hz, forza centrifuga 95÷620 kg, peso 8÷20 kg, assorbimento 4÷12 ampere), un motore pneumatico (diametro 25÷100 mm, lunghezza 250÷400 mm, frequenza 10000÷18000 Hz, forza centrifuga 75÷3000 kg, peso 3÷18 kg, consumo d'aria 350÷1750 litri al minuto alla pressione di 7 atm), un motore elettrico o a scoppio separato con albero di trasmissione flessibile (diametro 22÷100 mm, lunghezza 250÷500 mm, frequenza 9000÷18000 Hz, forza centrifuga 60 ÷1500 kg, peso 0,6÷13 kg, potenza motore elettrico 0,5÷3 CV, potenza motore a benzina 1,25÷5 CV).

La *vibrazione superficiale* viene adottata per getti di altezza modesta (solette, platee, pavimentazioni) e si effettua con piastre (40 x 40, 50 x 50 cm) o aste (2÷3 m), munite d'impugnature, alle quali sono applicati vibratorii con forza centrifuga da 200 a 400 daN.

La vibrazione indiretta è impiegata nell'esecuzione di pareti sottili e nella produzione di elementi prefabbricati e si effettua collegando rigidamente i vibratorii alle pareti dei casseri (è sconsigliabile con casseri di legno che smorzano le vibrazioni). I vibratorii da parete sono costituiti da una carcassa, munita di fori o morsetti per il fissaggio ai casseri, contenenti una massa eccentrica, posta in rotazione da un motore elettrico (frequenza da 1000 a 9000 Hz, forza centrifuga da 80 a 6000 daN, massa da 6 a 35 kg, potenza da 0,100 a 9 kW) o pneumatico (frequenza da 8000 a 15000 Hertz, forza centrifuga da 500 a 6000 daN, consumo d'aria da 800 a 2000 litri al minuto, massa da 5 a 40 kg).

## 2.5 PROPRIETÀ DEI CALCESTRUZZI

I calcestruzzi possono essere progettati come miscela a prestazione garantita, ovvero per la quale sono espressamente indicate le proprietà prestazionali. I dati fondamentali per gli impasti a prestazione garantita comprendono:

- Classe di resistenza;
- Massima dimensione nominale degli aggregati;
- Prescrizioni sulla composizione del calcestruzzo a seconda della sua destinazione d'uso (p.e. classi di esposizione ambientale, calcestruzzo semplice e ramato normale o precompresso);
- Classe di consistenza;
- Caratteristiche del calcestruzzo indurito:
  - resistenza alla penetrazione dell'acqua ai fini della permeabilità;
  - resistenza ai cicli di gelo e disgelo;

- resistenza all'azione combinata del gelo e di agenti disgelanti;
- resistenza agli attacchi chimici;
- requisiti tecnici aggiuntivi.
- Caratteristiche della miscela:
  - tipo di cemento;
  - contenuto d'aria;
  - sviluppo di calore durante l'idratazione;
  - requisiti speciali riguardanti gli aggregati;
  - requisiti speciali concernenti la resistenza alla reazione alcali-silice;
  - requisiti speciali riguardo alla temperatura del calcestruzzo fresco.
  - requisiti tecnici aggiuntivi.

### 2.5.1 Le proprietà allo stato fresco

La principale proprietà del calcestruzzo allo stato fresco è la lavorabilità. La lavorabilità, designata con il termine consistenza dalla attuale normativa, è la capacità del calcestruzzo di essere posto in opera all'interno delle cassaforme con facilità e senza dare luogo a segregazione dei componenti.

Le proprietà del calcestruzzo fresco collegate alla lavorabilità sono:

- la stabilità, ossia la capacità dell'impasto a mantenere, sotto l'azione delle forze esterne, l'uniformità di distribuzione dei componenti;
- la mobilità, ossia la facilità con la quale l'impasto fluisce nella cassaforma fino a raggiungere le zone meno accessibili;
- la compattabilità, ossia la facilità con la quale l'impasto può essere assestato nella cassaforma e l'aria intrappolata rimossa.

La consistenza è il risultato di più proprietà reologiche, e di conseguenza non è suscettibile di definizione quantitativa, ma soltanto di valutazione relativa, sulla base del comportamento dell'impasto fresco a determinate modalità di prova.

Il metodo di valutazione della consistenza più comune è il metodo di abbassamento al cono (UNI 9418), detto anche slump test.

La prova consiste nel riempire uno stampo metallico con 3 strati successivi di calcestruzzo fresco, ciascuno pari a circa 1/3 del volume totale. Ciascuno strato è costipato con 25 colpi di pestello, uniformemente distribuiti sulla superficie. La superficie superiore del materiale viene livellata e si rimuove lo stampo conico. L'operazione di riempimento e rimozione dura non più di 90 secondi.

L'abbassamento del cono di calcestruzzo rispetto all'altezza dello stampo definisce la consistenza del materiale (cfr. Tabella 2.11).

**Tabella 2.11 Classi di consistenza mediante la misura dell'abbassamento al cono**

Classe di consistenza	Abbassamento (mm)	Denominazione corrente
S1	< 50	Umida
S2	≥ 50 < 100	Plastica
S3	≥ 100 < 160	Semifluida
S4	≥ 160 ≤ 210	Fluida
S5	> 210	Superfluida

Si possono avere tre principali forme di abbassamento:

1. regolare;
2. a taglio;
3. a collasso autolivellante.

La prima forma, con abbassamento uniforme senza alcuna rottura della massa, indica comportamento regolare.

La seconda, con abbassamento asimmetrico (a taglio), spesso indica mancanza di coesione; essa tende a manifestarsi con miscele facili alla segregazione. In caso di persistenza, a prova ripetuta, il calcestruzzo è da ritenere inidoneo al getto.

La terza, con abbassamento generalizzato (collasso), indica miscele magre oppure molto umide, o additivate con superfluidificanti.

La lavorabilità di un calcestruzzo è influenzata da più fattori, quali:

- contenuto d'acqua (che aumenta la lavorabilità);
- granulometria dell'aggregato (gli aggregato a spigoli tondi danno luogo a miscele più fluide);
- temperatura (all'aumentare della temperatura diminuisce la lavorabilità, e inoltre si accentua il fenomeno della perdita di lavorabilità nel tempo);
- additivi (gli additivi fluidificanti aumentano la lavorabilità).

### 2.5.2 Le proprietà allo stato indurito

La principale proprietà del calcestruzzo allo stato indurito è la resistenza a compressione, che viene espressa in termini di resistenza caratteristica, definita come quel valore al di sotto del quale viene a trovarsi dal punto di vista probabilistico il 5% dell'insieme di tutti i possibili valori di resistenza misurati sul calcestruzzo in esame.

La resistenza caratteristica può essere espressa come resistenza cubica  $R_{ck}$  oppure resistenza cilindrica  $f_{ck}$ . La resistenza cubica viene determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato; la resistenza cilindrica viene determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cilindri di 150 mm di diametro e 300 mm di altezza.

I valori di resistenza risultano compresi in uno dei seguenti campi:

- calcestruzzo non strutturale: C10/12-C12/15
- calcestruzzo ordinario: C16/20-C45/55
- calcestruzzo ad alte prestazioni: C50/60-C60/75
- calcestruzzo ad alta resistenza: C70/85-C100/115

**Tabella 2.12 Classi di resistenza del calcestruzzo**

Classe di resistenza	$F_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Categoria del calcestruzzo
C10	8	10	Calcestruzzo non strutturale
C12/15	12	15	
C16/20	16	20	
C20/25	20	25	Calcestruzzo ordinario
C25/30	25	30	
C30/37	30	37	
C35/45	35	45	
C40/50	40	50	
C45/55	45	55	
C50/60	50	60	
C55/67	55	67	Calcestruzzo ad alte prestazioni
C60/75	60	75	
C70/85	70	85	
C80/95	80	95	Calcestruzzo ad alta resistenza
C90/105	90	106	
C100/115	100	115	

## 2.6 CONTROLLI

Il controllo di qualità su conglomerati cementizi ha lo scopo di accertare che il conglomerato realizzato abbia la resistenza caratteristica non inferiore a quella richiesta dal progetto.

Il controllo si articola nelle seguenti fasi:

- Studio preliminare di qualificazione;
- Controllo di accettazione;
- Prove complementari.

Lo studio preliminare serve per valutare, prima dell'inizio dell'opera, la resistenza del conglomerato di cui si prevede l'impiego, la quale deve risultare non inferiore a quella richiesta dal progetto. Tale valutazione viene effettuata dal costruttore sulla base delle esperienze acquisite, o di valutazioni statistiche o dell'uno e dell'altro criterio congiuntamente. Il costruttore resta comunque responsabile della valutazione effettuata, che sarà controllata successivamente.

I controlli di accettazione riguardano le prove effettuate sul conglomerato durante l'esecuzione delle opere, essi devono essere eseguiti dal direttore dei lavori attraverso una delle due procedure:

- Procedura di controllo tipo A,
- Procedura di controllo di tipo B (adottabile solo per costruzioni con più di 1500 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea)

Prima di descrivere le procedure è opportuno esplicitare il significato di “prelievo” e “resistenza di prelievo”. Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera nei casseri, il calcestruzzo necessario per il confezionamento di due provini. La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo

rappresenta la “resistenza di prelievo” che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del conglomerato.

Si segnala inoltre che per quanto concerne la stagionatura dei provini e la loro forma e dimensioni e le procedure per la determinazione della resistenza a compressione vale quanto riportato rispettivamente nelle norme UNI 6127 /80 , UNI 6130 /1° e UNI 6130/2° e UNI 6132/72.

È opportuno infine sottolineare che il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguita alla presenza del Direttore dei lavori o di tecnico di sua fiducia; il direttore dei lavori deve inoltre curare , mediante sigle, etichettature indelebili, ecc, che i provini inviati per le prove ai laboratori ufficiali siano effettivamente quelli prelevati alla presenza sua o del tecnico di sua fiducia. Il direttore dei lavori dovrà inoltre inoltrare e sottoscrivere la domanda di prove al Laboratorio Ufficiale nella quale devono essere contenuti tutti gli elementi circa la posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

### 2.6.1 Procedura di controllo tipo A

Il controllo di accettazione viene effettuato attraverso tre prelievi, uno ogni 100 m<sup>3</sup> di getto. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>3</sup> massimo di getto.

Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo e rimane obbligo del direttore dei lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo tutte le volte che variazioni di qualità dei costituenti dell’impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso.

Siano  $R_1$  ,  $R_2$  e  $R_3$  le resistenze di prelievo con:  $R_1 \leq R_2 \leq R_3$

Il controllo è positivo ed il quantitativo di conglomerato accettato se risultano verificate entrambe le disuguaglianze :

$$R_m \geq R_{ck} + 3.5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$R_1 \geq R_{ck} - 3.5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

dove

$$R_m = \frac{R_1 + R_2 + R_3}{3}$$

Nelle costruzioni con meno di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea fermo restando l’obbligo di almeno tre prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall’obbligo di prelievo giornaliero.

### 2.6.2 Procedura di controllo tipo B

Nelle costruzioni con più di 1500 m<sup>3</sup> di miscela omogenea è ammesso il controllo di accettazione di tipo statistico. Il controllo è riferito ad una miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m<sup>3</sup> di conglomerato. Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m<sup>3</sup>.

Il controllo è positivo ed il quantitativo di conglomerato accettato, se risultano verificate entrambe le disuguaglianze:

$$R_m \geq R_{ck} + 1.4 s \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$R_{\min} \geq R_{ck} - 3.5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

dove

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}$$

$R_{\min} = \min[ R_1, R_2, \dots, R_n ]$

$R_i$  è la resistenza dell' $i$ -esimo prelievo.

### 2.6.3 Provvedimenti

Se una delle prescrizioni precedentemente descritte non risulta verificata occorre procedere:

ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di conglomerato non conforme, sulla base della resistenza ridotta del conglomerato, ovvero ad una verifica delle caratteristiche del conglomerato messo in opera mediante le prove complementari ove esistessero, o con l'impiego di altri mezzi d'indagine. Ove ciò non fosse possibile, ovvero i risultati di tale indagine non risultassero tranquillizzanti si potrà: dequalificare l'opera, eseguire lavori di consolidamento ovvero demolire l'opera stessa.

I controlli di accettazione sono assolutamente obbligatori ed il collaudatore è tenuto a controllarne la validità, ove ciò non fosse il collaudatore è obbligato a far eseguire delle prove che attestino le caratteristiche del conglomerato, seguendo la medesima procedura che si applica quando non risultino rispettati i limiti fissati dai controlli di accettazione.

## **3 GLI ACCIAI NELLA COSTRUZIONE DELLE OPERE CIVILI**

### **3.1 I TIPI DI MANUFATTI IN ACCIAIO**

Nelle costruzioni civili vengono impiegati frequentemente tre tipi di manufatti in acciaio:

- gli acciai da cemento armato normale,
- gli acciai da cemento armato precompresso,
- i prodotti per le costruzioni in acciaio.

Nel prosieguo, con riferimento alle categoria sopra illustrate, si forniranno le indicazioni necessarie ad eseguire le verifiche ed i controlli in fase di realizzazione, tralasciando i dettagli relativi alla produzione ed alle procedure di qualificazione dei prodotti. Con riferimento alla qualificazione è opportuno comunque sottolineare che tutti i prodotti devono essere qualificati; i produttori ottengono tale qualificazione sottoponendosi agli adempimenti previsti dalla legge e producendo la documentazione relativa al Ministero dei Trasporti e delle Infrastrutture. Il servizio Centrale del Ministero accerta la validità e la rispondenza della documentazione stessa, anche attraverso sopralluoghi, rilasciando apposito attestato riguardante:

- a) Dimostrazione dell'idoneità del processo produttivo,
- b) Controllo continuo interno di qualità della produzione condotto su basi statistiche,
- c) Verifica periodica della qualità da parte dei Laboratori Ufficiali.

### **3.2 GLI ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE**

I prodotti ricadenti in tale categoria possono a loro volta suddividersi in:

- acciai in barre lisce,
- acciai in barre ad aderenza migliorata,
- fili di acciaio trafilato o laminato a freddo di diametro compreso tra 5 e 12 mm,
- reti e tralicci di acciaio elettrosaldati.

Tutti i produttori dei prodotti sopra elencati devono procedere ad una marchiatura del prodotto fornito, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità; il marchio deve essere altresì depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Trasporti e delle Infrastrutture. Tali prodotti possono essere forniti in rotoli solo se di diametro  $\varnothing \leq 14$  mm (per diametri maggiori è necessaria l'autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero).

Le proprietà che i prodotti sopra elencati devono possedere sono sinteticamente illustrati in Tabella 3.1, Tabella 3.2 e Tabella 3.3.



**Tabella 3.1: Proprietà degli acciai in barre tonde lisce.**

Tipo di Acciaio	Fe B 22 k	Fe B 32 k
Diametro [mm]	$5 \leq \varnothing \leq 30$	$5 \leq \varnothing \leq 30$
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 215$	$\geq 315$
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 335$	$\geq 490$
Allungamento A [%]	$\geq 24$	$\geq 23$
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro D	2 $\varnothing$	3 $\varnothing$

**Tabella 3.2: Proprietà degli acciai in barre ad aderenza migliorata.**

Tipo di Acciaio	Fe B 38 k	Fe B 44 k
Diametro della barra tonda liscia equipesante [mm]	$5 \leq \varnothing \leq 30$	$5 \leq \varnothing \leq 26$
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 375$	$\geq 430$
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 450$	$\geq 540$
Allungamento A [%]	$\geq 24$	$\geq 23$
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro D fino a $\varnothing 12$ mm	3 $\varnothing$	4 $\varnothing$
Piegamento e raddrizzamento su mandrino avente diametro D (per barre ad aderenza migliorata aventi $\varnothing$ pari a quello della barra tonda liscia equipollente)		
con $12 < \varnothing \leq 18$	6 $\varnothing$	8 $\varnothing$
con $18 < \varnothing \leq 25$	8 $\varnothing$	10 $\varnothing$
con $25 < \varnothing \leq 30$	10 $\varnothing$	12 $\varnothing$

**Tabella 3.3: Proprietà dei fili di acciaio trafilati a freddo di diametro compreso tra i 5 ed i 12 mm.**

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ o tensione caratteristica allo 0.2 di deformazione residua $f_{(0.2)k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 390$
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 440$
Allungamento A [%]	$\geq 8$
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro D	2 $\varnothing$

**Tabella 3.4: Proprietà delle reti e tralicci di acciaio elettrosaldati**

Diametro dei fili elementari [mm]	$5 \leq \varnothing \leq 12$
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ o tensione caratteristica allo 0.2 di deformazione residua $f_{(0.2)k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 390$
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\geq 440$
Rapporto dei diametri tra i fili dell'ordito $\varnothing_{\min} / \varnothing_{\max}$	$\geq 0.60$
Allungamento A [%]	$\geq 8$
Rapporto $f_{tk} / f_{yk}$	$\geq 1.10$

I controlli in cantiere, o nel luogo di lavorazione delle barre, sono obbligatori; essi sono effettuati, nel caso in cui il marchio e la documentazione di accompagnamento

dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento, prelevando tre spezzoni marchiati di uno stesso diametro scelto entro ciascuno dei seguenti gruppi:

- barre da 5 a 10 mm,
- barre da 12 a 18 mm,
- barre oltre i 18 mm,
- fili di acciaio trafilato compresi tra 5 e 12 mm (che costituiscono un gruppo a se stante)

Nel caso di materiali provenienti da diversi stabilimenti i controlli vanno effettuati prelevando tre spezzoni per ciascun diametro della partita.

Sui campioni prelevati devono essere effettuati, presso Laboratori Ufficiali, prove di resistenza e di duttilità:  $f_y$ ,  $f_{(0.2)}$ ,  $f_t$ . I valori caratteristici delle grandezze  $f_y$ ,  $f_{(0.2)}$  e  $f_t$  si valutano detraendo dalla media dei corrispondenti valori, riferiti ad uno stesso diametro, rispettivamente:  $10 \text{ N/mm}^2$  per  $f_y$ ,  $f_{(0.2)}$  e  $20 \text{ N/mm}^2$  per  $f_t$ .

Qualora il risultato non sia conforme a quello dichiarato dal produttore, il direttore dei lavori disporrà la ripetizione della prova su ulteriori sei campioni dello stesso diametro. In tal caso i valori caratteristici si valutano detraendo dalla media dei nove valori (6 + 3) rispettivamente:  $20 \text{ N/mm}^2$  per  $f_y$ ,  $f_{(0.2)}$  e  $30 \text{ N/mm}^2$  per  $f_t$ .

Se anche da tale accertamento non risultano rispettati i limiti dichiarati, il controllo deve estendersi, previo avviso al produttore, a 25 campioni, applicando le seguenti formule per la valutazione dei valori caratteristici:

$$f_{yk} = f_{ymn} - k \cdot s_{yn} \qquad f_{tk} = f_{tmn} - k \cdot s_{tn}$$

dove:

$$f_{ymn} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{yi}}{n} \qquad f_{tmn} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ti}}{n}$$

$$s_{yn} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{yi} - f_{ymn})^2}{n-1}} \qquad s_{tn} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ti} - f_{tmn})^2}{n-1}}$$

k è un fattore funzione del numero di risultati sperimentali associato alla percentuale della popolazione pari al 95% e alla formulazione di rischio  $1-\alpha$  con  $\alpha = 5\%$  con protezione unilaterale (vedi Tabella 3.5).

**Tabella 3.5: Valori del fattore k in funzione della numerosità del campione**

n. risultati sperimentali	k	n. risultati sperimentali	k
10	2.91	40	2.13
11	2.82	45	2.09
12	2.74	50	2.07
13	2.67	60	2.02
14	2.61	70	1.99
15	2.57	80	1.97
16	2.52	90	1.94
17	2.49	100	1.93
18	2.45	150	1.87
19	2.42	200	1.84
20	2.40	250	1.81
22	2.35	300	1.80
24	2.31	400	1.78
25	2.29	500	1.76
30	2.22	1000	1.73
35	2.17	$\infty$	1.64

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione.

### 3.3 GLI ACCIAI DA CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

I prodotti ricadenti in tale categoria possono essere forniti sotto forma di:

- Filo – prodotto trafilato di sezione piena che possa fornirsi in rotoli
- Barra – prodotto laminato di sezione piena che possa fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei,
- Treccia – gruppi di 2 o 3 fili avvolti ad elica al loro comune asse longitudinale con passo e senso di avvolgimento dell'elica uguali per tutti i fili della treccia,
- Trefolo – gruppi di fili avvolti ad elica in uno o più strati intorno ad un filo rettilineo disposto secondo l'asse longitudinale dell'insieme e completamente ricoperto dagli strati (in ciascuno degli strati tutti i fili di uno stesso strato hanno passo e senso di avvolgimento dell'elica uguali).

Il produttore dovrà accompagnare tutte le spedizioni con un proprio certificato di controllo; le forniture devono altresì essere dotate di un sigillo nelle legature contenente il marchio del produttore da cui risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, alle caratteristiche dell'acciaio. Il marchio deve essere altresì depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Trasporti e delle Infrastrutture.

Inoltre ai produttori di acciaio per c.a.p. è fatto obbligo di tenere depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti il catalogo aggiornato della produzione, contenente tutti i dati tecnici secondo le prescrizioni delle norme tecniche riportate sul D.M. 9/1/1996 (G.U. n.29 del 5/2/1996). Per la qualificazione della produzione i produttori devono produrre idonea documentazione al Ministero riguardante:

- Dimostrazione dell'idoneità del processo produttivo;
- Controllo continuo interno di qualità della produzione condotto su basi statistiche;
- Verifica periodica della qualità da parte di Laboratori Ufficiali.

Il Servizio Tecnico Centrale del Ministero accerta la validità e la rispondenza della documentazione attraverso sopralluoghi, e rilascia apposito attestato.

Il direttore dei lavori in cantiere, o il tecnico responsabile dell'officina di formazione dei cavi, che assume a tale riguardo le responsabilità attribuite dalla legge al direttore dei lavori, deve controllare che si possano individuare in modo incontrovertibile l'origine e le caratteristiche del materiale. È inoltre compito del responsabile dell'officina di formazione dei cavi di documentare, al direttore dei lavori, la provenienza e le caratteristiche ed il marchio del materiale stesso.

È facoltà del direttore dei lavori o del tecnico responsabile dell'officine di formazione dei cavi di controllare le forniture di acciai, le quali devono comunque essere dotate della documentazione precedentemente indicata. Il controllo dovrà in tal caso essere effettuato attraverso il prelievo di 10 saggi, provenienti da una stessa fornitura ed appartenenti ad una stessa categoria, e l'esecuzione delle prove per la determinazione delle caratteristiche indicate in Tabella 3.6, da eseguirsi presso un Laboratorio Ufficiale.

**Tabella 3.6: Caratteristiche e prescrizioni per i controlli degli acciai da c.a.p. da eseguirsi in cantiere.**

Caratteristica	Norma di rif.	n. campioni controlli in cantiere	Prescrizione (1)
Ø Diametro della barra [mm]		10	$-1\% \leq \leq +2\%$
A Area [mm <sup>2</sup> ]		10	$-2\% \leq \leq +2\%$ fili $-2\% \leq \leq +4\%$ barre $-2\% \leq \leq +3\%$ trecce e trefoli
l allungamento a rottura [%]		10	
E <sub>p</sub> Modulo elastico apparente [N/mm <sup>2</sup> ]		2	Scarti $\leq \pm 7\%$
N numero di piegamenti nella prova di piegamento alternato effettuata su fili con Ø ≤ 8mm	UNI 5294 /978	10	≥4 fili lisci ≥3 fili ondulati
α (180°) prova di piegamento	UNI 564 /960	10	
f <sub>pt</sub> tensione di rottura [N/mm <sup>2</sup> ]	EN 10002/90 UNI 5292 /79 UNI 3171 /85	10	f <sub>ptm</sub> ≥ 1.03 * f <sub>ptk</sub> s <sub>n</sub> ≤ 0.05 * f <sub>ptk</sub>
f <sub>py</sub> tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	EN 10002/90	10	f <sub>pym</sub> ≥ 1.04 * f <sub>pyk</sub> s <sub>n</sub> ≤ 0.07 * f <sub>pyk</sub>
f <sub>p(0,2)</sub> tensione allo 0.2 di deformazione residua [N/mm <sup>2</sup> ]	UNI 5292 /79 UNI 3171 /85	10	f <sub>p(0,2)m</sub> ≥ 1.04* f <sub>p(0,2)k</sub> s <sub>n</sub> ≤ 0.07 * f <sub>p(0,2)k</sub>
f <sub>p(1)</sub> tensione all'1% di deformazione sotto carico [N/mm <sup>2</sup> ]	UNI 5292 /79 UNI 3171 /85	2	f <sub>p(1)m</sub> ≥ 1.04* f <sub>p(1)k</sub> s <sub>n</sub> ≤ 0.07 * f <sub>p(1)k</sub>
L limite di fatica [N/mm <sup>2</sup> ]	UNI 3964 /85	(2)	≥ 2*10 <sup>6</sup> cicli
R rilassamento a temperatura ordinaria [%]		(2)	
Diagramma sforzi deformazioni		2	

Legenda: (1) i valori caratteristici sono quelli che figurano nel catalogo del produttore; (2) secondo le prescrizioni della direzione lavori.

Se le prescrizioni non risultano verificate si ripeteranno, previo avviso al produttore, le prove su altri 10 saggi. L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione. Inoltre il direttore dei lavori dovrà comunicare il risultato sia al laboratorio Ufficiale incaricato del controllo in stabilimento che al Servizio Tecnico Centrale del Ministero.

### 3.4 I MANUFATTI DA IMPIEGARE NELLE COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Le norme prevedono l'impiego di elementi laminati a caldo quali , in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profilati cavi (anche tubi saldati da nastro laminato a caldo), appartenenti ad uno dei seguenti tipi: Fe 360, Fe 430, Fe 510.

Tutti i prodotti debbono essere sottoposti a prove di qualificazione secondo le modalità stabilite dal D..M. 9/1/1996 (G.U. n.29 del 5/2/1996). Per la qualificazione della produzione i produttori devono produrre idonea documentazione al Ministero riguardante:

- Dimostrazione dell'idoneità del processo produttivo;

- Controllo continuo interno di qualità della produzione condotto su basi statistiche;
- Verifica periodica della qualità da parte di Laboratori Ufficiali.

Il Servizio Tecnico Centrale del Ministero accerta la validità e la rispondenza della documentazione attraverso sopralluoghi, e rilascia apposito attestato.

I produttori devono inoltre procedere alla marchiatura dei prodotti forniti dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed al grado di saldabilità. Il marchio deve essere altresì depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Trasporti e delle Infrastrutture.

Il produttore è tenuto ad accompagnare ogni fornitura con:

- certificato di collaudo secondo UNI EN 10204 (1992),
- dichiarazione che il prodotto è qualificato ai sensi delle norme tecniche, ed aver soddisfatto tutte le relative prescrizioni riportando gli estremi del marchio e unendo copia del relativo certificato del Laboratorio Ufficiale.

Il controllo in officina di fabbricazione o in cantiere sarà effettuato dal direttore dei lavori o, in sua mancanza all'atto delle lavorazioni, dal tecnico responsabile della fabbricazione, che assume a tale riguardo le responsabilità attribuite dalla legge al direttore dei lavori. In questo secondo caso la relativa documentazione sarà trasmessa al direttore dei lavori prima della messa in opera. La frequenza dei prelievi è stabilita dal direttore dei lavori, in sua mancanza all'atto della lavorazione, dal tecnico responsabile della fabbricazione, in relazione all'importanza dell'opera. I dati sperimentali dovranno soddisfare le prescrizioni riportate in , per quanto concerne le caratteristiche meccaniche, nonché le norme UNI EN 10025 / 92 , UNI 7810//79 e UNI 7806/79 per quanto riguarda le caratteristiche chimiche.

**Tabella 3.7: Prescrizioni relative a: profilati, barre, larghi piatti e lamiere**

Simbolo	Caratteristica o parametro	Fe 360	Fe 430	Fe 510	
$f_t$	Tensione di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 325	≥ 392	≥ 468	
$f_y$	Tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 225	≥ 263	≥ 340	
KV	Resilienza [J]	B +20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
		C 0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
		D -20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
		DD -20°C	-	-	≥ 40
$\epsilon_t$	Allungamento % a rottura ( $L_o = 5.95 \cdot \sqrt{A_o}$ )				
	- per lamiere - per barre, laminanti mercantili, profilati, larghi piatti	≥ 24 ≥ 26	≥ 20 ≥ 22	≥ 20 ≥ 22	

**Tabella 3.8: Prescrizioni relative a profilati cavi**

Simbolo	Caratteristica o parametro	Fe 360	Fe 430	Fe 510	
$f_t$	Tensione di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 345	≥ 412	≥ 488	
$f_y$	Tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 225	≥ 263	≥ 340	
KV	Resilienza [J]	B +20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
		C 0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
		D -20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
$\epsilon_t$	Allungamento % a rottura ( $L_o = 5.95 \cdot \sqrt{A_o}$ )	≥ 24	≥ 21	≥ 20	

# 4 I MATERIALI PER LE SOVRASTRUTTURE STRADALI E FERROVIARIE

## 4.1 LE SOVRASTRUTTURE STRADALI E FERROVIARIE

### 4.1.1 Generalità

In questo paragrafo verranno esaminate le caratteristiche dei materiali e le tecniche costruttive impiegate per la realizzazione delle sovrastrutture stradali e ferroviarie.

La sovrastruttura, o pavimentazione, stradale è quella parte della strada destinata a sopportare il transito dei veicoli in condizioni di comfort e di sicurezza della circolazione e nel rispetto dell'ambiente esterno (e.g. limitata generazione di rumore); a tal fine la sovrastruttura stradale deve garantire, sia in fase iniziale che nel tempo, alcune caratteristiche funzionali: caratteristiche superficiali di regolarità, aderenza, ecc..

L'aderenza è l'azione mutua che si genera al contatto tra pneumatico e superficie stradale, la quale dipende ovviamente dalle caratteristiche di quest'ultima (i.e. micro e macro tessitura delle superfici), essa viene valutata attraverso indici quali: il "Coefficiente di Aderenza Trasversale" (C.A.T.), la resistenza di attrito radente (BNP) e la "Altezza in Sabbia" (A.S.)<sup>1</sup>.

La regolarità di una superficie viabile dipende dalla sua continuità (assenza di buche) e dalla rispondenza dei suoi profili longitudinale e trasversale alle specifiche contenute nel progetto del tracciato stradale, essa viene misurata attraverso vari indicatori il più diffuso dei quali è "Internationa Roughness Index" (IRI).

Accanto agli indici sopra citati ne esistono altri che conglobano in se sia le caratteristiche di aderenza che quelle di regolarità, ad esempio il "Present Serviceability Index" (P.S.I.) introdotto negli U.S.A..

La sovrastruttura ferroviaria, similmente a quella stradale ha il compito di sopportare il transito del materiale rotabile (convogli ferroviari) mantenendo nel tempo caratteristiche di regolarità del piano di rotolamento (piano del ferro).

### 4.1.2 Classificazione e costituzione delle sovrastrutture stradali

Le pavimentazioni vengono usualmente classificate in relazione al modo in cui vengono assicurate le qualità funzionali e strutturali, ai materiali di cui sono costituite ed alle tecniche costruttive. Le tipologie di pavimentazione più diffuse sono<sup>2</sup>:

- Pavimentazioni flessibili;
- Pavimentazioni semi-rigide;
- Pavimentazioni rigide (a piastre o continue);
- Pavimentazioni ad elementi.

---

<sup>1</sup>L'altezza in sabbia è una misura della tessitura geometrica dello strato superficiale della pavimentazione, detta anche macro-rugosità.

<sup>2</sup> Nella descrizione dei tipi di sovrastrutture stradali si farà ricorso utilizzando la nomenclatura dei materiali descritta nel presente paragrafo.

Le *pavimentazioni flessibili* sono generalmente composte da quattro strati: strato di usura (strato superficiale), strato di collegamento o binder, strato di base e strato di fondazione. Lo strato di usura è costituito da conglomerato bituminoso chiuso o drenante ed ha principalmente il compito di garantire le caratteristiche di aderenza; gli strati di collegamento e di base sono composti da conglomerato bituminoso ed assolvono una funzione portante, mentre lo strato di fondazione è costituito da misto granulare e provvede a distribuire ulteriormente le sollecitazioni sul sottondo. Si possono comunque realizzare pavimentazioni flessibili, dette tutto-asfalto, costituite da uno o più strati di conglomerato bituminoso poggiati direttamente sul sottondo; in tale caso i tipi di miscele bituminose utilizzate sono generalmente due, una per lo strato superficiale e l'altra per gli strati portanti, ciò al fine di semplificare le fasi costruttive.

Le *pavimentazioni semirigide* hanno una composizione analoga a quelle delle pavimentazioni flessibili ma presentano uno strato di base, o di fondazione, costituito da miscele legate con leganti idraulici (cemento o pozzolana-calce). Gli strati costituiti da miscele con leganti idraulici sono dotati di una maggiore rigidità, rispetto a quelli in conglomerato bituminoso, e pertanto, a parità di spessore, contribuiscono notevolmente all'aumento delle qualità strutturali della pavimentazioni, nonostante essi si presentino quasi sempre fessurati a causa delle azioni esercitate dal traffico di cantiere e dalle deformazioni di origine termica ed igrometrica. Per tali motivi le pavimentazioni semi-rigide sono particolarmente indicate per le infrastrutture viarie caratterizzate da forti volumi del traffico commerciale.

Le *pavimentazioni rigide* sono costituite da uno strato in conglomerato cementizio poggiante su uno strato di fondazione in misto granulare semplice o legato, generalmente con leganti idraulici. Lo strato di conglomerato cementizio garantisce le caratteristiche superficiali di aderenza e assolve allo stesso tempo la funzione portante, mentre lo strato di fondazione ha il compito di ripartire i carichi e di evitare il fenomeno del "pumping", cioè l'espulsione di acqua e materiale granulare fino appartenente al sottondo attraverso i giunti o i bordi delle piastre di calcestruzzo. Le pavimentazioni rigide si dividono a loro volta in due categorie: *pavimentazioni rigide con giunti* e *pavimentazioni rigide ad armatura continua*. Le due categorie differiscono per il modo con cui viene affrontato il problema della fessurazione dello strato di conglomerato cementizio causata dalle sollecitazioni indotte dalle distorsioni di origine termica ed igrometrica. Nelle pavimentazioni rigide con giunti si cerca di far avvenire tale fessurazione in punti predeterminati (sezioni di minore resistenza) detti appunto giunti di dilatazione e contrazione; mentre nelle pavimentazioni ad armatura continua si accetta una fessurazione casuale, ma si controlla, attraverso l'inserimento di una armatura longitudinale continua, che essa sia uniformemente distribuita e che le superfici delle fessure siano molto ravvicinate (praticamente a contatto). Le pavimentazioni rigide ed in particolare quelle ad armatura continua vengono a volte ricoperte con uno strato di usura in conglomerato bituminoso drenante (o anche ordinario) al fine di migliorare le caratteristiche di aderenza e di fonoassorbimento, nonché di diminuire la rumorosità dovuta al rotolamento, in tale caso esse vengono denominate comunemente, in Italia, *pavimentazioni composite polifunzionali*.

Le *pavimentazioni a elementi* sono costituite o da elementi lapidei squadrati (di forma parallelepipedica) oppure, nelle moderne realizzazioni, da masselli di conglomerato cementizio con opportuni trattamenti superficiali di irruvidimento, i quali vengono collocati su uno strato di allettamento in sabbia. I masselli hanno una forma che li rende autobloccanti sotto l'azione di un energico costipamento che provoca la penetrazione della sabbia tra le superfici a contatto e il generarsi di sforzi di coazione tra i masselli

stessi. Le pavimentazioni ad elementi sono indicate generalmente per velocità modeste e vengono impiegate, a causa del loro gradevole aspetto estetico e pregio architettonico, soprattutto nella viabilità urbana per le aree di particolare valore storico ed urbanistico, nei parcheggi e talvolta anche nei piazzali aeroportuali.

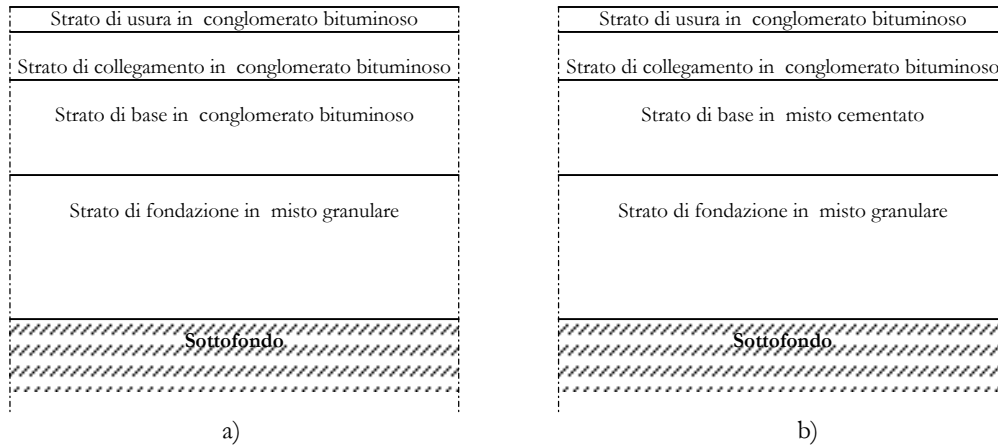
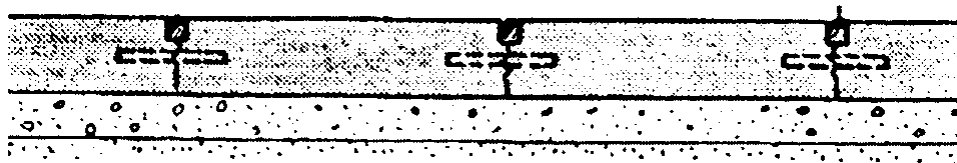


Figura 4.1 – Sezioni schematiche di una sovrastruttura stradale flessibile a) , semirigida b).

#### - lastre non armate con barre di compartecipazione ai giunti



#### - pavimentazioni ad armatura continua

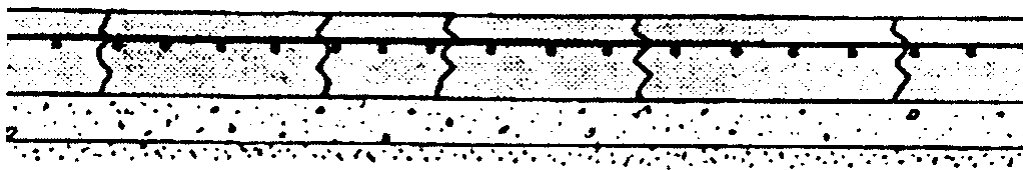


Figura 4.2 – Sezioni schematiche di sovrastrutture stradali rigide con giunti o ad armatura continua.

### 4.1.3 Costituzione delle sovrastrutture ferroviarie

Le sovrastrutture ferroviarie sono costituite da due elementi principali: armamento e massiccata (vedi Figura 4.3). L'armamento è il complesso costituito dalle rotaie e dalle traverse; le rotaie sono profilati metallici con una caratteristica forma unificata a doppio T (p.e. 50 UNI o 60 UNI) che assicurano una via regolare, uniforme e di minima resistenza al rotolamento delle ruote dei veicoli. Le traverse hanno lo scopo di collegare

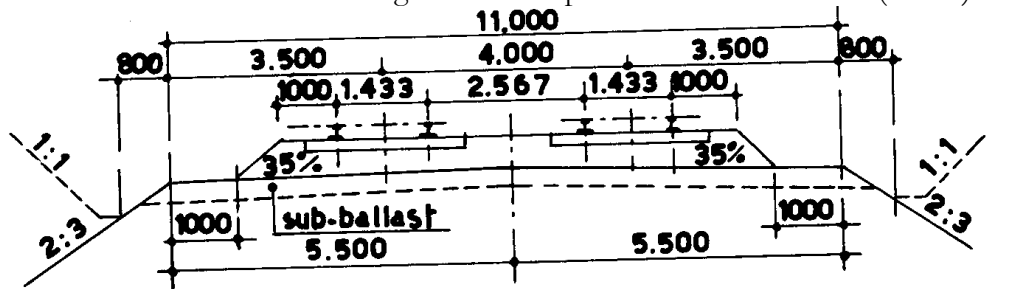


trasversalmente le due rotaie, assicurando lo scartamento (distanza tra gli assi delle rotaie 1435÷1465 mm), e di distribuire sulla massicciata lo sforzo trasmesso dalle rotaie. Inoltre attraverso le traverse l'armamento risulta incastrato ed ancorato nella massicciata e quindi ancorato al piano di regolamento. Le traverse sono attualmente realizzate in cemento armato o in cemento armato precompresso mentre nel passato venivano realizzate anche in legno.

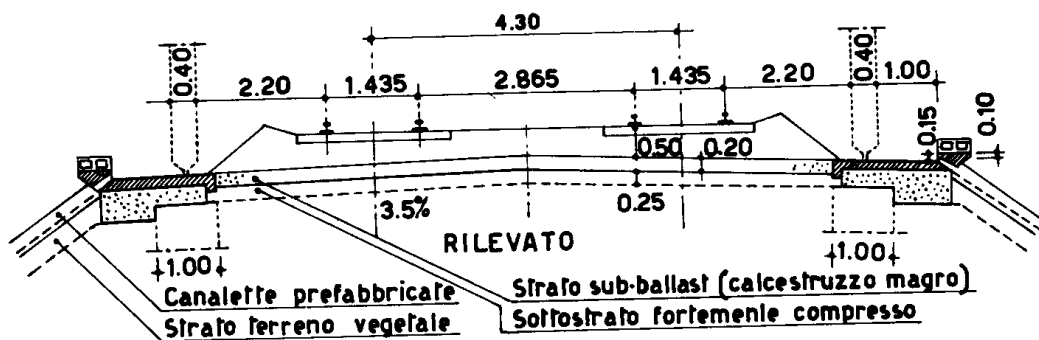
La massicciata viene interposta tra il corpo stradale e l'armamento per assolvere a tre fondamentali compiti:

- distribuire i carichi verticali sul piano di regolamento del corpo stradale;
- consentire di realizzare le condizioni geometriche di posa del binario in fase di costruzione e garantirla durante l'esercizio;
- consentire la correzione dei difetti di geometria indotti dai carichi dinamici e da eventuali piccole alterazioni del corpo stradale;
- contribuire, insieme all'armamento, all'assorbimento dei molteplici sforzi connessi con la circolazione dei treni e con le alterazioni di origine termica.

La massicciata è costituita da misti granulari con particolari caratteristiche (vedi ).



a)



b)

Figura 4.3 – Sezioni schematiche della sovrastruttura ferroviaria a) per linee ordinarie , b) per linee ad alta velocità.

## 4.2 I MATERIALI LAPIDEI

I materiali lapidei impiegati nelle pavimentazioni stradali sono:

- Gli "elementi lapidei squadrate", che derivano dal taglio delle rocce in forma praticamente parallelepipeda;
- I "Misti granulari", che sono costituiti da una miscela di aggregati lapidei eventualmente corretta mediante l'aggiunta o la sottrazione di determinate frazioni granulometriche per migliorarne le proprietà fisico-meccaniche.

### 4.2.1 Gli elementi lapidei squadrate

Tali elementi vengono utilizzati per costituire il manto delle pavimentazioni lapidee, hanno pianta rettangolare o quadrata e, a seconda delle dimensioni, si distinguono in tre classi: a elementi grandi, medi e piccoli.

Gli elementi grandi, detti anche *masselli*, sono impiegati per i lastricati stradali e in Italia sono di larghezza unificata in sei misure comprese fra 32 e 50 cm; la lunghezza è compresa tra 1.5 e 2 volte la larghezza; anche per lo spessore sono previsti due soli valori: 15 e 18 cm.

#### a) *Classificazione*

Gli elementi medi, pochissimo usati in Italia, più diffusi in Francia (pavé), hanno dimensioni di 14x20 sulla superficie di marcia e di 14 o 16 cm di altezza.

Gli elementi piccoli, di forma all'incirca cubica, sono di largo impiego in Italia, dove sono stati oggetto di normalizzazione da parte del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R. fascicolo 5/1954). In particolare, stabilito che la dimensione può essere compresa fra 4 e 16 cm, i cubetti sono stati unificati secondo sei assortimenti, ognuno dei quali è caratterizzato dalle lunghezze minime e massime del lato, espresse in cm, come qui di seguito indicato: 4-6, 6-8, 7-10, 9-12, 11-14, 12-16.

Il rapporto tra il valore massimo e quello minimo in ciascun assortimento è all'incirca 1.41; ciò è in relazione alla più frequente disposizione dei cubetti sulla strada, quella "ad archi contrastanti", per cui la diagonale del cubetto messo all'imposta deve essere uguale (per assicurare uniformità di avanzamento in tutto l'arco) al lato del cubetto in chiave

#### b) *Le Prove*

Le prove da eseguire sugli elementi lapidei squadrate piccoli sono riportate nelle citate norme C.N.R. (fascicolo 5/1954), e sono di seguito elencate.

- *Resistenza alla compressione* (fascicolo 4/1953): viene valutata su provini cubici aventi il lato preferibilmente maggiore di 7cm.
- *Gelività su materiale lapideo squadrate* (fascicolo 4/1953): è intesa la resistenza all'azione disgregatrice causata dal gelarsi dell'acqua contenuta nei pori. La prova consiste nel sottoporre preventivamente dei provini cubici a 20 cicli alternati di temperatura (fra -10°C e +35°C) e quindi nel misurare la resistenza a compressione e l'eventuale perdita di peso per sfaldamento superficiale; il materiale è ritenuto non gelivo se la variazione della resistenza a compressione è inferiore al 25% e la eventuale perdita in peso è inferiore al 2%.
- *Resistenza all'usura di blocchi lapidei con "tribometro"* (fascicolo 4/1953): è misurata come diminuzione di spessore del provino prismatico la cui base quadrata viene tenuta compressa su di un disco metallico rotante (l'usura è facilitata dalla aggiunta di polvere abrasiva); la resistenza all'usura è espressa come rapporto tra la diminuzione di spessore di un campione di granito di S. Fedelino e quella riscontrata.

- *Resistenza all'urto* (fascicolo 5/1954): è il numero di colpi esercitati da una massa battente necessario a produrre la rottura di provini cubici collocati su un supporto rigido.

## 4.2.2 I misti granulari

I misti granulari sono impiegati principalmente per la costruzione di stati di fondazione e di base delle sovrastrutture stradali, negli strati di ballast delle sovrastrutture ferroviarie, oltre che per la formazione di strati di agguagliamento e di sottofondo per altre strutture dell'ingegneria civile.

Gli aggregati lapidei impiegati per la formazione dei misti granulari sono generalmente prodotti dalla frantumazione naturale o artificiale delle rocce, ed hanno forma poliedrica, in quanto gli aggregati con granuli a spigoli vivi presentano un maggiore attrito interno (attrito tra i grani) e quindi una minore deformabilità.

Il C.N.R. (Boll. Uff. n.139/1992) classifica gli aggregati impiegati per la formazione dei misti granulari in base alle dimensioni ed alla forma, arrotondata o a spigoli vivi (vedi Tabella 4.1).

**Tabella 4.1: Classificazione degli aggregati secondo il C.N.R.**

FRAZIONE		PROVENIENZA		
setaccio [mm]	crivello [mm]	Frantumazione di rocce	Elementi Naturali	
			spigoli vivi	spigoli arrotondati
>63	>71	PIETRA	PIETRA	CIOTTOLO
<63 >20	<71 >25	PIETRISCO	BRECCIA	GHIAIA
<20 >8	<25 >10	PIETRISCHETTO	BRECCETTA	GHIAIETTO
<8 >2	<10 >2	GRANIGLIA	BRECCIOLINO	GHIAINO
<2 >0.075	-	SABBIA di frantumazione	SABBIA naturale	SABBIA naturale
<4 >0.075	-	SABBIONE	SABBIONE	SABBIONE
<0.075	-	FILLER	FILLER	FILLER

Gli aggregati vengono pertanto divisi, in base alle loro dimensioni, in frazioni. Una *frazione granulometrica* è l'insieme dei granuli le cui dimensioni sono comprese in un determinato intervallo granulometrico; risultano cioè trattenuti al vaglio di apertura minore e passanti al vaglio di apertura maggiore che caratterizzano ciascuna frazione (p.e. frazione 8/20).

I vagli possono essere a maglie quadre (setacci) o a fori tondi (crivelli); l'impiego dei primi è raccomandato in sede internazionale, mentre in Italia (C.N.R. b.u. 23/1971) l'analisi granulometrica viene condotta utilizzando crivelli per le aperture maggiori di 2mm e setacci negli altri casi.

### 4.2.2.1 Prove sulle caratteristiche degli aggregati lapidei

La identificazione della natura delle rocce costituenti gli aggregati impiegati nelle costruzioni stradali risulta utile al fine di prevenire errori grossolani nella loro

utilizzazione, anche se essa non può comunque costituire una base sufficiente per prevedere il comportamento delle miscele di aggregati nel loro complesso. Una classificazione adeguata per gli scopi dell'ingegneria stradale, anche se non strettamente rigorosa dal punto di vista petrografico, è quella suggerita dal C.N.R. (b.u. n.104/1984); in essa le rocce vengono suddivise in gruppi e nell'ambito di ciascun gruppo in famiglie, ognuna delle quali è caratterizzata da qualità fisiche e meccaniche differenti.

Le prove utilizzate per la valutazione delle caratteristiche fisiche delle rocce vengono di seguito elencate, riportando tra parentesi gli estremi del bollettino ufficiale del C.N.R. nel quale sono descritte le procedure normalizzate per l'esecuzione della prova stessa.

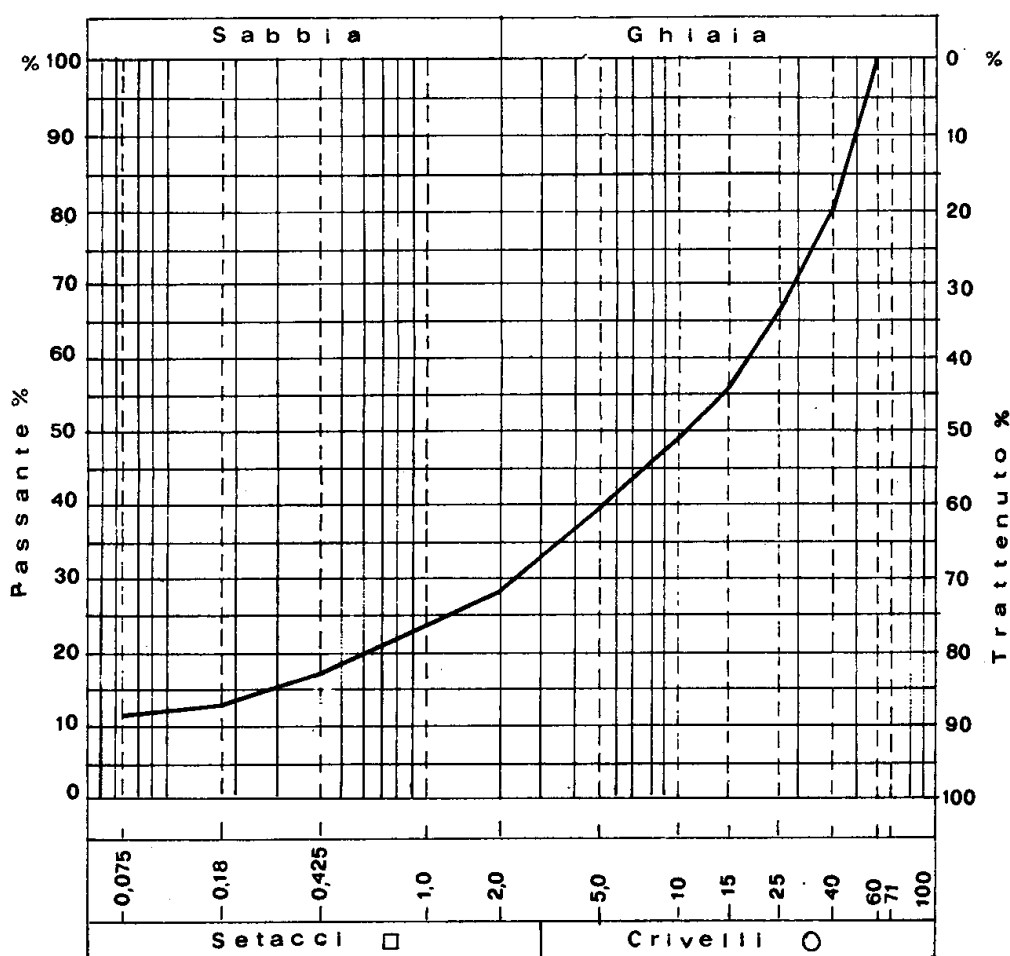
- *Massa volumica reale dei granuli* (b.u. 64/1978): è espressa dal rapporto tra la massa dei campioni di roccia ed il volume del solo materiale solido (esclusi i pori esistenti all'interno dei granuli); assume valori compresi tra  $2.30 \text{ g/cm}^3$  (pomice) e  $3.40 \text{ g/cm}^3$  (eclogiti-roccie metamorfiche non scistose).
- *Massa volumica apparente dei granuli* (b.u. 63/1978): è espressa dal rapporto tra la massa del campione di roccia ed il suo volume; può assumere valori variabili tra  $0.50 \text{ g/cm}^3$  (pomice) e  $3.25 \text{ g/cm}^3$  (eclogiti-roccie metamorfiche non scistose).
- *Porosità dei granuli* (b.u. 65/1978): è il rapporto tra il volume dei vuoti interni ai granuli (pori) ed il volume apparente dei granuli (materiale solido+vuoti endogranulari); può variare dallo 0% (graniti) fino a valori superiori al 30% (tufi e arenarie).

#### **4.2.2.2 Prove sulle miscele di aggregati laidei**

Le caratteristiche qui di seguito riportate sono quelle più comunemente esaminate sull'insieme dei grani (generalmente diversi tra loro per dimensioni e talvolta anche per natura) costituenti una miscela di aggregati lapidei.

##### *a) Caratteristiche fisiche*

- *Granulometria* (C.N.R. b.u. 23/1971): è la distribuzione percentuale in peso dei grani secondo le loro dimensioni; essa è rappresentata in forma grafica, in un diagramma semilogaritmico, costituente la "curva granulometrica" (vedi Figura 4.4). L'analisi della distribuzione granulometrica di una miscela viene eseguita mediante vagli (crivelli o setacci), potendosi assumere che un setaccio di apertura  $d$  è equivalente ad un crivello con un diametro dei fori pari a  $0.8d$ . I vagli sono standardizzati in sede internazionale (ISO 565/72 3310/75) oltre che in diverse normative presenti nelle singole nazioni (UNI 2331/2332 in Italia, ASTM E11/1987 in U.S.A., DIN 4188 in Germania, BS 410 in Gran Bretagna e AFNOR NF11501 in Francia).
- *Massa volumica apparente di un aggregato non addensato* (C.N.R. b.u. 62/1978): è la massa di un volume unitario dell'aggregato inclusi i vuoti intergranulari ed endogranulari (pori); risulta essere generalmente compresa tra  $1.20$  e  $1.50 \text{ g/cm}^3$ .
- *Massa volumica apparente di aggregati assestati con tavola a scosse* (b.u. 76/1980): è la massa di un volume unitario della miscela di aggregati addensata mediante una tavola a scosse, secondo un processo normalizzato.
- *Percentuale dei vuoti di un aggregato* (b.u. 65/1978): è il rapporto percentuale tra il volume dei vuoti intergranulari e il volume totale dell'aggregato (volume dei granuli più volume dei vuoti intergranulari).



**Figura 4.4 - Curva granulometrica di una miscela di aggregati**

- *Indice dei vuoti* (b.u. 65/1978): è il rapporto tra il volume dei vuoti intergranulari e il volume apparente dei granuli dell'aggregato (materiale solido + vuoti endogranulari).
- *Indice di forma* (b.u. 95/1984): è la percentuale in massa di granuli della miscela di aggregati aventi un coefficiente di forma  $>3$ ; intendendo per coefficiente di forma il rapporto tra la lunghezza  $L$  (massima dimensione) e lo spessore  $S$  (dimensione minima) di un grano.
- *Indice di appiattimento* (b.u. 95/1984): è la percentuale in massa di granuli della miscela di aggregati aventi un coefficiente di appiattimento  $\geq 1.58$ ; intendendo per coefficiente di appiattimento il rapporto tra la minima dimensione del setaccio in cui l'elemento risulta passante  $D$  e lo spessore  $S$  del granulo (minima distanza tra due piani paralleli tangenti all'elemento).
- *Coefficiente di efflusso* (b.u. 113/1986): è il tempo espresso in secondi impiegato da una massa prefissata di aggregato per fuoriuscire da un foro calibrato di diametro fissato. La prova può essere eseguita sulle frazioni comprese tra i setacci 0.075-2 mm e 0.075-4 mm. Esso rappresenta un indice della forma e spigolosità dei grani delle frazioni di aggregato sopra citate.

- *Quantitativo di materiale fino passante al setaccio da 0.075mm* (b.u. 75/1980): è la percentuale in massa di materiale fino presente in un aggregato lapideo. La separazione del materiale fino dall'aggregato grosso viene effettuata mediante il lavaggio degli inerti. Esso rappresenta un indice della "pulizia" della miscela.
- *Equivalente in sabbia* (b.u. 27/1972): è il rapporto, espresso in percentuale, tra lo spessore dello strato di sabbia depositato sul fondo del cilindro di prova e lo spessore dello strato di materiale finissimo rimasto in sospensione, in una miscela composta da una soluzione (acqua distillata+cloruro di calcio+glicerina+formaldeide) e dall'aggregato. L'aggregato utilizzato nella prova è costituito dalla frazione della miscela passante al setaccio n.4 A.S.T.M.. La grandezza descritta è un indice utilizzato per caratterizzare convenzionalmente la presenza della frazione limo-argillosa in una miscela di aggregati.
- *Coefficiente di imbibizione* (b.u. 137/1992): è la quantità di acqua, espressa come percentuale della massa del provino essiccato, che l'aggregato lapideo può assorbire in determinate condizioni di saturazione. Esso è un indice indiretto della sensibilità della miscela di inerti ai cicli di gelo e disgelo.
- *Vuoti del filler secco costipato (secondo Ridgen)* (b.u. 123/1988): è il volume percentuale dei vuoti intergranulari riferiti alla massa volumica di un provino di filler costipato entro un'apparecchiatura normalizzata.

b) *Le caratteristiche meccaniche*

- *Perdita in peso per abrasione di aggregati "Los Angeles"* (C.N.R. 34/1973): è la perdita di peso, espressa in percentuale, di un aggregato lapideo sottoposto all'azione di rotolamento ed urto insieme a sfere metalliche in un apposito cilindro. La prova può essere eseguita su sette classi granulometriche, tre classi per le miscele con inerti aventi dimensione massima  $\geq 19\text{mm}$  e quattro per quelle composte da granuli di dimensione massima  $\leq 38.10\text{mm}$ ; la classe prescelta deve essere quella che più si avvicina alla miscela di effettivo impiego. Tale indice è una misura della resistenza al consumo per effetto dell'attrito e della frantumazione degli aggregati costituenti la miscela.
- *Sensibilità al gelo o gelività* (b.u. 80/1980): la prova consiste nel confrontare tra loro i valori del coefficiente Los Angeles eseguiti su due provini identici, uno dei quali abbia subito ripetuti cicli di gelo e disgelo in condizioni prestabilite; esso è un'indice della sensibilità di un aggregato a degradarsi sotto l'azione ripetuta del gelo.
- *Coefficiente di usura "Micro-Deval"* (b.u. 109/1985): è la percentuale in massa di materiale fino (passante al setaccio da 1.6mm) prodotto dall'azione abrasiva esercitata da sfere d'acciaio in condizioni standardizzate entro un cilindro. La prova può essere eseguita su tre frazioni granulometriche diverse (4/6.3mm, 6.3/10mm e 10/14mm), prelevate dalla miscela in esame. Tale indice qualifica la usurabilità dell'aggregato.
- *Coefficiente di levigabilità accelerata (CLA)* (b.u. 140/1992): è il valore numerico del risultato di una prova di attrito radente effettuata su un campione previamente sottoposto ad una determinata azione di traffico simulato, corretto in rapporto al risultato della stessa prova su un materiale di riferimento; tale valore caratterizza l'attitudine delle graniglie a levigarsi sotto l'azione del traffico stradale.
- *Indice di portanza CBR* (C.N.R.-UNI n.10009/1964): è il rapporto, espresso in percentuale, tra la resistenza al punzonamento della miscela in esame e quella nota

di una miscela di aggregati campione. Esso rappresenta un indice indiretto della capacità portante della miscela.

- *Il modulo resiliente ( $M_R$ )* della miscela impiegata è il rapporto tra l'ampiezza della tensione deviatorica (variabile con legge sinusoidale) e la deformazione interamente recuperata, misurata in una prova triassiale dinamica a tensione di confinamento costante applicando la norma AASHTO T294.

c) *Caratteristiche delle miscele poste in opera*

- *Modulo di deformazione  $M_d$*  (C.N.R. b.u. 146/1992): è una misura convenzionale della capacità portante degli strati non legati di fondazione e di base e dei sottofondi delle pavimentazioni stradali; esso viene determinato mediante una prova di carico con piastra circolare, a doppio ciclo di carico, ed è definito dalla

relazione:

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta s} D$$

dove

$\Delta p$  è l'incremento di pressione trasmessa da una piastra circolare rigida di diametro  $d=300\text{mm}$  espressa in  $\text{N}/\text{mm}^2$  ( $\Delta p=0.1\text{N}/\text{mm}^2$ ),

$\Delta s$  è il corrispondente incremento di cedimento della superficie caricata espresso in mm e misurato, al secondo ciclo di carico, in corrispondenza dei seguenti intervalli dell'incremento di pressione:

0.05→0.15 $\text{N}/\text{mm}^2$  (terreni di sottofondo)

0.15→0.25 $\text{N}/\text{mm}^2$  (strati di fondazione)

0.25→0.35 $\text{N}/\text{mm}^2$  (strati di base).

$D$  è il diametro della piastra di carico.

- *Modulo di reazione* (b.u. 92/1983): è il rapporto tra il cedimento e la pressione applicata, ottenuti in una prova di carico con piastra circolare del diametro di 760mm.

#### **4.2.2.3 Le caratteristiche e requisiti di accettazione dei misti granulari per strati di fondazione e base delle sovrastrutture stradali**

I misti granulari sono classificati dalle norme C.N.R. (b.u. 139/1992) in:

*Misto granulare naturale* (tout venant) - miscela di aggregati reperibile in natura o in cava che presenta idonee caratteristiche senza richiedere alcuna correzione (non viene considerata correzione la semplice vagliatura con vaglio sgrossatore);

*Misto granulare di frantumazione* - come il precedente ma avente una porzione di aggregato frantumato maggiore del 40%;

*Misto granulare corretto granulometricamente* - misto granulare naturale o di frantumazione, corretto con l'aggiunta o la sottrazione di determinate frazioni granulometriche per migliorarne le proprietà fisico-meccaniche e renderlo idoneo all'impiego (la correzione può essere effettuata mediante materiale naturale o di frantumazione).

I requisiti di accettazione per misti granulari sono fissati dal C.N.R. (b.u. 139/1992) in funzione dello strato in cui vengono impiegati e del volume del traffico veicolare pesante transitante sulla sovrastruttura stradale. Tali requisiti sono riportati nella Tabella 4.2 e nella Tabella 4.3 insieme ai valori prescritti dai capitolati dell'ANAS e della Società Autostrade. Le tipologie di traffico considerate sono:

Traffico leggero	<b>L</b>	TGMc<450 veicoli commerciali;
Traffico medio	<b>M</b>	450<TGMc<1100 veicoli commerciali;
Traffico pesante	<b>P</b>	1100<TGMc<3000 veicoli commerciali;
Traffico molto pesante	<b>PP</b>	TGMc>3000 veicoli commerciali;

dove TGMc è il numero medio di passaggi giornalieri di autoveicoli commerciali, di peso totale superiore alle 3t, transanti sulla corsia più trafficata.

**Tabella 4.2: Requisiti di accettazione degli aggregati per misti granulari naturali o corretti per strati di fondazione, prescritti dal C.N.R e dalle norme tecniche di appalto dell'ANAS e dell'Autostrade S.p.A.**

DETERMINAZIONE	NORMA di riferimento	C.N.R.				ANAS	Autostrade S.p.A.
		PP	P	M	L		
<b>Frazione &gt;4mm</b>		(1)					
<b>Tipo 1</b>							
Coeff. Los Angeles [%]	b.u. 34/1973	≤30	≤30	≤40	≤40	≤30	≤30
Dim. max [mm]	b.u. 23/1971	≤63	≤63	≤63	≤63		
Sens. al gelo [%]	b.u. 80/1980	≤30	≤30	≤30	≤30		
<b>Tipo 2</b>							
Coeff. Los Angeles [%]	b.u. 34/1973	ni	ni	≤50	≤50	≤30	≤30
Dim. max [mm]	b.u. 23/1971	≤63	≤63	≤63	≤63		
Sens. al gelo [%]	b.u. 80/1980	ni	ni	≤30	≤30		
<b>Frazione &lt;4mm</b>		(2)					
Ind. plasticità [%]	C.N.R.-UNI	NP	NP	NP	≤6		
Limite liquido [%]	10014	≤25	≤25	≤25	≤25		
Equiv. in sabbia [%]	C.N.R.-UNI	≥40	≥40	≥40	≥40	25≤ES≤65	25≤ES≤65
Pass. al setaccio 0.075 [%]	10014	≤6	≤6	≤6	≤6		
	b.u. 27/1972						
	b.u. 75/1980						
Indice CBR	C.N.R.-UNI 10009					≥50	≥50
<b>Granulometria [%]</b>	b.u. 23/1971	(3)					
passante al crivello 71			-			100	100
crivello 40			100			75-100	75-100
crivello 25			75-100			60-87	60-87
crivello 10			45-75			35-67	35-67
crivello 5			25-50			25-55	25-55
setaccio 2			15-35			15-40	15-40
setaccio 0.4			8-22			7-22	7-22
setaccio 0.18			5-18			-	-
setaccio 0.075			2-10			2-10	2-10

Legenda: (1) ni = non idoneo , (2) NP = non plastico , (3) Tali prescrizioni sono contenute nelle istruzioni alle norme C.N.R. b.u. 139/1992 e si riferiscono a condizioni di traffico P e PP.

La dimensione massima dell'aggregato non può in ogni caso superare la metà dello spessore dello strato di misto granulare ed il rapporto tra il passante al setaccio UNI 0.075 mm ed il passante al setaccio UNI 0.4 mm deve essere inferiore a 2/3. È fortemente sconsigliato l'impiego di misti granulari che presentano valori dell'indice di portanza CBR (CNR-UNI 10009) dopo quattro giorni di imbibizione in acqua (eseguito sul materiale passante al crivello UNI 25 mm) inferiori a di 30.

L'Impresa è tenuta a comunicare alla Direzione Lavori, con congruo anticipo rispetto all'inizio delle lavorazioni e per ciascun cantiere di produzione, la composizione dei misti granulari che intende adottare. Per ogni provenienza del materiale, ciascuna miscela proposta deve essere corredata da una documentazione dello studio di composizione effettuato, che deve comprendere i risultati delle prove sperimentali,



effettuate presso un Laboratorio riconosciuto dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti., attestanti il possesso dei requisiti precedentemente elencati. Lo studio di laboratorio deve comprendere la determinazione della curva di costipamento con energia AASHO modificata (CNR 69/78).

Una volta accettato da parte della Direzione Lavori lo studio delle miscele, l'Impresa deve rigorosamente attenersi ad esso.

**Tabella 4.3: Requisiti di accettazione degli aggregati per misti granulari naturali o corretti per strati di base, prescritti dal C.N.R (non sono previsti dalle norme tecniche di appalto dell'ANAS e dell'Autostrade S.p.A.).**

DETERMINAZIONE	NORMA di riferimento	PP (1)	P (1)	M	L
<b>Frazione &gt;4mm</b>					
Contenuto di [%]:	b.u. 104/1984				
- rocce tenere alterate o scistose (2),		-	-	-	-
- rocce degradabili		-	-	assenti	assenti
Coeff. Los Angeles [%]	b.u. 34/1973	-	-	≤30	≤30
Micro Deval Umida [%]	b.u. 109/1985	-	-	≤20	≤25
Quantità di frantumato [%]	-	-	-	≥100	≥70
Dim. max [mm]	b.u. 23/1971	-	-	50	50
Sens. al gelo [%]	b.u. 80/1980	-	-	≤30	≤30
<b>Frazione &lt;4mm</b>				(3)	
Ind. plasticità [%]	C.N.R.-UNI 10014	-	-	NP	NP
Limite liquido [%]	C.N.R.-UNI 10014	-	-	≤25	≤25
Equiv. in sabbia [%]	b.u. 27/1972	-	-	≥50	≥50
Pass. al setaccio 0.075 [%]	b.u. 75/1980	-	-	≤6	≤6
Indice CBR	C.N.R.-UNI 10009			-	
<b>Granulometria [%]</b>	b.u. 23/1971			(4)	
passante al crivello 71				-	
crivello 40				100	
crivello 25				75-100	
crivello 10				45-75	
crivello 5				25-50	
setaccio 2				15-35	
setaccio 0.4				8-22	
setaccio 0.18				5-18	
setaccio 0.075				2-10	

Legenda: (1) ni = non idoneo , (2) sta ad indicare una prova prescritta solo in zone soggette al gelo, (3) NP = non plastico, (4) Tali prescrizioni sono contenute nelle istruzioni alle norme C.N.R. b.u. 139/1992 e si riferiscono a condizioni di traffico P e PP.

#### 4.2.2.4 Il confezionamento e posa in opera del misto granulare

Una volta accertato che il piano di posa dello strato abbia le quote, la sagoma, ed i requisiti di portanza prescritti e sia ripulito da materiale estraneo si procede allo spandimento del misto granulare. Il materiale va steso in strati di spessore finito non superiore a 25 cm e non inferiore a 10 cm e deve presentarsi, dopo costipamento, uniformemente miscelato in modo da non presentare segregazione dei suoi componenti. L'eventuale aggiunta di acqua, per raggiungere l'umidità prescritta in funzione della

densità, è da effettuarsi mediante dispositivi spruzzatori. La stesa va effettuata con finitrice o con grader appositamente equipaggiato.

Tutte le operazioni anzidette sono sospese quando le condizioni ambientali (pioggia, neve, gelo) siano tali da compromettere la buona riuscita delle operazioni soprattutto a causa di un eccesso di umidità o per effetto di danni dovuti al gelo.

Per il costipamento e la rifinitura verranno impiegati rulli vibranti, rulli gommati o combinati, tutti semoventi. Per ogni cantiere, l' idoneità dei mezzi d'opera e le modalità di costipamento vengono determinate, in contraddittorio con la Direzione Lavori, prima dell'esecuzione dei lavori, mediante una prova sperimentale di campo.

Il costipamento di ciascuno strato deve essere eseguito sino ad ottenere una densità in sito non inferiore al 98% della densità massima fornita dalla prova AASHO modificata.

#### 4.2.2.5 I controlli di qualità

Il controllo della qualità dei misti granulari e della loro posa in opera, deve essere effettuato mediante prove di laboratorio sui materiali costituenti, sul materiale prelevato in sito al momento della stesa oltre che con prove sullo strato finito. L'ubicazione dei prelievi e la frequenza delle prove sono indicati nella Tabella 4.4.

Le caratteristiche di accettazione dei materiali elencate al paragrafo 4.2.2.3, vanno verificate prima dell'inizio dei lavori, ogni qualvolta cambino i luoghi di provenienza dei materiali e successivamente ogni 2 mesi.

La granulometria del misto granulare va verificata giornalmente, prelevando il materiale in sito già miscelato, subito dopo avere effettuato il costipamento. Rispetto alla qualificazione delle forniture, nella curva granulometrica sono ammessi variazioni delle singole percentuali dell'aggregato grosso di  $\pm 5$  punti e di  $\pm 2$  punti per l'aggregato fino. In ogni caso non devono essere superati i limiti del fuso assegnato (vedi Tabella 4.2 e Tabella 4.3). L'equivalente in sabbia dell'aggregato fino va verificato almeno ogni tre giorni lavorativi.

A compattazione ultimata la densità del secco in sito, nel 95% dei prelievi, non deve essere inferiore al 98% del valore di riferimento ( $\gamma_{smax}$ ) misurato in laboratorio sulla miscela di progetto e dichiarato prima dell'inizio dei lavori. Le misure della densità sono effettuate secondo la norma (CNR 22/72). Per valori di densità inferiori a quello previsto viene generalmente applicata una detrazione per tutto il tratto omogeneo a cui il valore si riferisce (p.e. del 10 % dell'importo dello strato, per densità in sito comprese tra 95 e 98 % del valore di riferimento, e del 20 % dell'importo dello strato, per densità in sito comprese tra 93 e 95 % del valore di riferimento).

Il confronto tra le misure di densità in sito ed i valori ottenuti in laboratorio può essere effettuato direttamente quando la granulometria della miscela in opera è priva di elementi trattenuti al crivello UNI 25 mm. In caso contrario, se il trattenuto al crivello UNI 25 mm è inferiore al 20%, si può effettuare il controllo previa correzione del peso di volume del secco in sito, per tenere conto della presenza di elementi lapidei di dimensioni maggiori di 20 mm:

$$\gamma_{d,sito} = \frac{P_d - P'_d}{V - V'}$$

dove

$P_d$ : Peso secco totale del materiale prelevato

$V$ : Volume totale occupato in sito

$P'_d$ : Peso secco della frazione trattenuta al crivello UNI 25 mm

$V' = P'_d / \gamma_s$ : Volume della frazione trattenuta al crivello UNI 25 mm

$\gamma$ : Peso specifico della frazione trattenuta al crivello UNI 25 mm

La *misura della portanza* deve accertare che le prestazioni dello strato finito soddisfino le richieste degli elaborati di progetto e siano conformi a quanto dichiarato prima dell'inizio dei lavori nella documentazione presentata dall'Impresa. La metodologia di indagine impiegata dovrà essere tale da fornire, parametri di controllo identici, o comunque direttamente confrontabili, con quelli utilizzati nel calcolo della pavimentazione. A tale scopo, sono ammesse sia prove puntuali (Prove di carico con piastra o misure di deflessione) sia prove ad elevato rendimento.

Al momento della costruzione degli strati di pavimentazione sovrastanti, la media dei valori di portanza del misto granulare su ciascun tronco omogeneo, non dovrà essere inferiore a quella prevista in progetto. Per valori medi di portanza inferiori fino al 20%, rispetto ai valori di progetto, al misto granulare viene applicata una detrazione del prezzo, mentre per carenze superiori al 20%, il tratto considerato deve essere demolito e ricostruito.

Si deve inoltre procedere a controllo della *sagoma* verificando che le superfici finite risultino perfettamente piane, con scostamenti rispetto ai piani di progetto non superiori a 10 mm, controllati a mezzo di un regolo di 4m di lunghezza e disposto secondo due direzioni ortogonali.

La verifica delle *quote di progetto* va eseguita con procedimento topografico, prevedendo in senso longitudinale con un distanziamento massimo dei punti di misura non superiore a 20 metri nei tratti a curvatura costante, e non superiore a 5 metri nei tratti a curvatura variabile, di variazione della pendenza trasversale. Nelle stesse sezioni dei controlli longitudinali di quota va verificata la sagoma trasversale, prevedendo almeno due misure per ogni parte a destra ed a sinistra dell'asse stradale.

Lo *spessore medio* deve essere quello prescritto, con una tolleranza in più o in meno del 5% purché tale differenza si presenti solo saltuariamente.

**Tabella 4.4: Frequenza dei controlli sui misti granulari**

TIPO DI CAMPIONE	UBICAZIONE PRELIEVO	FREQUENZA PROVE	REQUISITI RICHIESTI
Aggregato grosso	Impianto	Iniziale, poi ogni 6 mesi	Riferimento Tabella 4.2 e Tabella 4.3
Aggregato fino	Impianto	Iniziale, poi ogni 6 mesi	Riferimento Tabella 4.2 e Tabella 4.3
Miscela	Strato finito	Giornaliera oppure ogni 1.000 m <sup>3</sup> di stesa	Curva granulometrica di progetto
Sagoma	Strato finito	Ogni 20m o ogni 5m	Sagoma previsto in progetto
Strato finito (densità in sito)	Strato finito	Giornaliera oppure ogni 1.000 m <sup>2</sup> di stesa	98% del valore risultante dallo studio della miscela
Strato finito (portanza)	Strato finito o Pavimentazione	Ogni 1.000 m <sup>2</sup> m di fascia stesa	Prestazioni previste in progetto

## 4.3 I CONGLOMERATI BITUMINOSI

I conglomerati bituminosi sono miscele, dosate a peso o a volume, costituite da aggregati lapidei, leganti bituminosi ed eventuali additivi. I leganti bituminosi idrocarburici hanno lo scopo di fornire alle miscele di inerti una certa coesione e quindi la capacità di resistere a sforzi di trazione.

La diffusione di queste miscele nella costruzione delle pavimentazioni stradali è dovuta alla grande varietà di prodotti che possono ottenersi operando sulla granulometria dell'inerte, nonché sulla quantità e sulla qualità del bitume, varietà che si traduce nella possibile rispondenza a diverse esigenze (rugosità, regolarità, impermeabilità, possibilità di impiego in piccoli spessori, ecc.).

La classificazione più comunemente impiegata suddivide i conglomerati bituminosi in base allo strato della sovrastruttura stradale al quale sono destinati; si distinguono pertanto:

- Conglomerati bituminosi per strati di usura;
- Conglomerati bituminosi per strati di collegamento o binder;
- Conglomerati bituminosi per strati di base;

I conglomerati bituminosi vengono inoltre classificati anche in base alla percentuale di vuoti, o porosità, in due gruppi:

- conglomerati bituminosi aperti o drenanti (% vuoti residui 10÷22);
- conglomerati bituminosi chiusi (% vuoti residui <6).

### 4.3.1 I leganti bituminosi

Secondo la definizione data dalla Norma del C.N.R. (b.u. 68/1978) "i bitumi sono composti organici costituiti sostanzialmente da miscele di idrocarburi completamente solubili in solfuro di carbonio e dotati di capacità legante".

Il bitume si forma come residuo della distillazione del petrolio greggio e si distingue in due tipi: bitume naturale (reperibile in giacimenti superficiali oppure come materiale di impregnazione di rocce porose), bitumi di petrolio (ottenuto come sottoprodotto della raffinazione del petrolio greggio mediante un processo di distillazione frazionata). Sotto l'aspetto chimico, i componenti principali del bitume sono: il carbonio nella misura dell'80% circa, l'idrogeno presente con una percentuale del 10% e lo zolfo che con piccole quantità di azoto completa il 100%. Sotto l'aspetto fisico la struttura del bitume viene usualmente rappresentata attraverso due modelli: modello microstrutturale micellare (modello di Yen) e il monofase di fluido polare (SHRP – Anderson). Il modello micellare rappresenta il bitume come un sistema colloidale costituito da micelle disperse in un sistema oleoso, dove la fase dispersa è costituita da sostanze carboniose (asfalteni) rivestite da una sostanza avente funzione stabilizzatrice (resine) e la fase continua è costituita dagli oli residuati della distillazione (l'insieme di resine+oli viene denominato malteni). Nel modello monofase il bitume viene concepito come un fluido polare disperso, cioè una dispersione casuale dei vari tipi di molecole, molto simile a quella che si ha in una soluzione macromolecolare.

Al termine del processo di distillazione i bitumi sono ancora abbastanza fluidi, tanto da poter essere direttamente impiegati come *oli stradali* per strati di impregnazione, stabilizzazione di terre, ecc.. In massima parte però essi vengono sottoposti ad ulteriore distillazione, che può essere effettuata o in presenza di corrente di aria per la formazione

dei *bitumi ossidati*, oppure in presenza di vapore acqueo per la formazione dei *bitumi semisolidi*, che sono quelli di più vasta produzione sia perchè d'impiego diretto e sia perchè sono a base della formazione dei bitumi liquidi o delle emulsioni bituminose, anch'esse di largo impiego nelle costruzioni stradali.

#### 4.3.1.1 Leganti bituminosi semisolidi

I leganti bituminosi semisolidi, utilizzati per il confezionamento dei conglomerati impiegati nel campo stradale, sono:

- i *bitumi semisolidi normali*, derivati dal processo di distillazione;
- i *bitumi semisolidi modificati*, caratterizzati dalla presenza, nel bitume, di sostanze modificanti (con % in peso < del 20%).

##### a) Classificazione

I bitumi semisolidi normali per usi stradali sono classificati, secondo le vigenti norme del C.N.R. (b.u. 68/1978), in 5 gruppi, ognuno dei quali è contraddistinto dalla lettera B seguita dall'intervallo in cui risulta essere compresa la consistenza a 25°C, misurata mediante la prova di penetrazione (C.N.R. b.u. 24/1971). Nella Tabella 4.5 sono riportati i requisiti di accettazione dei 5 gruppi previsti dal C.N.R. e, a titolo di esempio, quelli che l'Autostrade S.p.A. prescrive per le due classi previste nel suo capitolato di appalto.

La "Normativa Tecnica Europea", che una volta redatta dovrà essere recepita dai vari Paesi della comunità compreso l'Italia, è orientata verso una classificazione dei bitumi semisolidi in due tipologie:

- gradazioni generali, definite dalla penetrazione in dmm a 25°C (20-30, 35-50, 40-60, 50-70, 70-100, 100-150, 160-220, 250-330, 330-430, 500-650 e 650-900 dmm);
- gradazioni molto molli definite dalla viscosità a 60°C (1-2, 2-4, 4-8 e 8-16 Pa s).

I *bitumi semisolidi modificati* sono contraddistinti attraverso:

- la classe di appartenenza del bitume;
- la tipologia del modificante utilizzato;
- il tipo di modifica, "soft" (leggera) o hard (forte), funzione sia della percentuale di modificante, che della tecnologia utilizzata per effettuare la modifica stessa.

A titolo di esempio si riportano nella Tabella 4.6 i requisiti di accettazione di due bitumi modificati, con modifica soft e hard, contenuti nelle norme tecniche di appalto della società Autostrade.

Gli agenti modificanti sono generalmente polimeri (elastomeri e plastomeri), naturali o sintetici. Essi vengono utilizzati al fine di diminuire la suscettibilità termica nel campo di variabilità delle temperature di servizio e di migliorare le caratteristiche reologiche dei leganti bituminosi semisolidi. I polimeri più utilizzati nel settore delle costruzioni stradali possono essere classificati in quattro categorie:

- polimeri termoplastici detti plastomeri come il polietilene, il polipropilene e l'etilenevinilacetato caratterizzati da un progressivo rammollimento al riscaldamento e dal passaggio allo stato liquido alla temperatura di fusione;
- polimeri elastici o elastomeri non termoplastici come le gomme naturali, quelle vulcanizzate, quelle riciclate, le gomme butiliche ed il neoprene, caratterizzati dal fatto che al riscaldamento si decompongono prima di arrivare alla fusione;
- polimeri elasto-termoplastici o elastomeri termoplastici come lo stirolo-butadiene-stirolo e l'etilene-vinilacetato aventi caratteristiche intermedie rispetto a quelli termoplastici ed elastici;

- resine sintetiche come quelle epossidiche, poliuretaniche e poliestere caratterizzate dall'indurimento per aggiunta di un catalizzatore o per esposizione al calore.

**Tabella 4.5 Requisiti di accettazione dei bitumi semisolidi.**

Caratteristiche	Unità di misura	Norma	B40/50	B50/70	B80/100	B130/150	B180/220	A (1)	B (1)
Penetrazione a 25°C	[dmm]	EN1426 CNR b.u. 24/71	40÷50	50÷70	80÷100	130÷150	180÷220	65 ÷85	85÷105
Punto di rammollimento	[°C]	EN1427, CNR b.u. 35/73	51÷60	47÷56	44÷49	40÷45	35÷42	48÷54	47÷52
Punto di rottura Fraas	[°C]	CNR b.u. 43 /74	≤-6	≤-7	≤-10	≤-12	≤-14	≤-8	≤-9
Duttilità	[cm]	EN 12592	≥70	≥80	≥100	≥100	≥100	≥90	≥100
Solubilità in solventi organici	[%]	PrEN 13072-2	≥99	≥99	≥99	≥99	≥99	≥99	≥99
Perdita per riscaldamento (volatilità) a 163 °C a 200 °C	[%]	CNR b.u. 50/76	- ≤0.5	- ≤0.5	≤0.5 -	≤1 -	≤1 -	≤0.2	≤0.5
Penetrazione a 25°C del residuo della prova di volatilità (% di quella del bitume originario)	[%]	CNR b.u.24/1971)	≥60	≥60	≥60	≥60	≥60	-	-
Punto di rottura del residuo della prova di volatilità	[°C]	CNR b.u. 43/1974		≤-5	≤-7	≤-9	≤-11	-	-
Contenuto di paraffina	[%]	CNR b.u. 66/1978		≤2.5	≤2.5	≤2.5	≤2.5	≤2.5	≤2.5
Densità a 25/25°C		CNR b.u. 67/1978		1.00÷1.10	1.00÷1.10	1.00÷1.10	1.00÷1.10	-	-
Indice di penetrazione	-			-	-	-	-	-1 ÷ +1	-1 ÷ +1
Viscosità dinamica a 60°C a 160°C ( $\gamma=10s^{-1}$ )	[Pa s]	PrEN 13072-2 (VSS- SN671722)		- -	- -	- -	- -	130+200 0.16+0.23	130+200 0.16+0.23
<b>Valori dopo RTFOT EN 12607-1</b>									
Volatilità	%	CNR54/77		≤ 0,5	≤ 0,5				
Penetrazione residua a 25°C	%	EN1426, CNR24/71		≥ 50	≥ 50				
Incremento del punto di Rammollimento	°C	EN1427, CNR35/73		≤ 9	≤ 9				
Viscosità dinamica 60°C	[Pa s]		-	-	-	-	-	700+800	500+700
Penetrazione a 25°C	[dmm]							20÷25	20÷30
Duttilità a 25°C	[cm]							70	70

(1) Bitumi indicati dalle norme tecniche d'appalto dell'Autostrade S.p.A..

**Tabella 4.6: Valori indicativi dei requisiti di accettazione per bitumi semisolidi modificati "soft" e "hard".**

Catatteristiche della modifica	Unità di misura	Norma	Soft	Hard
Penetrazione a 25°C	[dmm]	EN1426 CNR b.u. 24/71	50÷60	50÷70
Punto di rammollimento	[°C]	EN1427, CNR b.u. 35/73	52÷70	55÷70
Punto di rottura Fraas	[°C]	CNR b.u. 43 /74	≤-12	≤-12
Duttilità [cm] (b.u. 44/1974)	[cm]	EN 12592	≥100	≥80
Solubilità in solventi organici [%] (b.u. 48/1975)	[%]	PrEN 13072-2	≥99	-
Perdita per riscaldamento (volatilità) a 163°C	[%]	CNR b.u. 50/76	≤0.5	-
Indice di penetrazione	-	-	-1 ÷ +1	+1 ÷ +3
Viscosità dinamica [Pa s] a 60°C a 80 °C a 160°C	[Pa s]	PrEN 13072-2 (VSS- SN671722)	400÷500 - 0.5÷1.0	- 180÷450 0.2÷1.8

*b) Prove e indici di caratterizzazione*

Le prove più utilizzate per la definizione dei requisiti di accettazione dei leganti bituminosi semisolidi da impiegare nei lavori stradali sono qui di seguito riportate.

- *Penetrazione* (C.N.R. b.u. 24/1971): è la misura della profondità, espressa in decimi di millimetro, raggiunta da un ago normalizzato che penetra verticalmente in un provino del legante bituminoso in esame, in un dato tempo ed in determinate condizioni di carico e temperatura (usualmente 5sec. 100g e 25°C). La penetrazione caratterizza convenzionalmente la consistenza di un legante bituminoso semisolido.
- *Punto di rammollimento* (b.u.35/73): è la temperatura alla quale un legante bituminoso solido o semisolido, riscaldato progressivamente, raggiunge un determinato grado di consistenza misurato in modo convenzionale mediante un'apposita apparecchiatura (metodo "Palla e Anello" spesso indicato con la sigla P.A.). Tale valore rappresenta un indice della sensibilità dei leganti bituminosi alle alte temperature.
- *Punto di rottura* (b.u. 43/1974): è la temperatura alla quale un legante bituminoso solido o semisolido, raffreddato progressivamente, raggiunge un determinato grado di fragilità misurato in modo convenzionale mediante un'apposita apparecchiatura (metodo Fraass). Esso è un'indice della sensibilità del legante alle basse temperature.
- *Solubilità in solventi organici* (C.N.R. b.u. 48/1975 o ASTM D2042-81): è la percentuale in peso del legante bituminoso che risulta solubile in quel solvente. I solventi organici utilizzati sono: il solfuro di carbonio, il tetracloruro di carbonio e il tricloroetilene (detto anche trielina).
- *Perdita per riscaldamento (volatilità)* (b.u. 50/1976): è la perdita percentuale in peso che un provino anidro di legante subisce quando viene riscaldato ad una determinata temperatura (200°C se la penetrazione ≤80dmm, e 163°C in caso

contrario) e per un prefissato tempo (5 ore). Questa prova tende a simulare gli effetti dello stoccaggio del bitume in serbatoio riscaldato.

- *Perdita per riscaldamento (volatilità) in strato sottile* (b.u. 54/1977): è la perdita percentuale che la massa di un provino anidro subisce quando viene riscaldato alla temperatura di 163°C in determinate condizioni di prova. Questa prova è intesa a simulare gli effetti del mescolamento a caldo con aggregati lapidei sulle caratteristiche del bitume.
- *Contenuto di paraffina* (b.u. 66/1978): è espresso dal valore percentuale della massa della paraffina estratta dal bitume mediante procedimenti di distillazione, soluzione, filtrazione ed evaporazione effettuati con determinate modalità di prova.
- *Densità a 25/25°C* (C.N.R. b.u. 67/1978): è espressa dal rapporto fra la massa di un determinato volume del materiale a 25°C e quella di un uguale volume d'acqua distillata alla stessa temperatura.
- *Duttilità* (C.N.R. b.u. 44/1974): è espressa dall'allungamento in cm che un provino normalizzato può subire prima di rompersi, quando viene sollecitato a trazione in determinate condizioni di prova.
- *Indice di penetrazione*: è un numero convenzionale, richiamato in parecchi Capitolati d'appalto, che serve a caratterizzare un bitume in base alla sua suscettibilità termica che è considerata elevata, normale o bassa a seconda che IP sia rispettivamente <-2, compreso fra -2 e +2 oppure >2. IP può determinarsi mediante la relazione: 
$$IP = 10 \frac{2 - 50a}{1 + 50a}$$

dove  $a = \frac{\log 800 - \log(\text{pen})}{T_{p.A.} - 25}$ , essendo pen la penetrazione a 25°C e  $T_{p.A.}$  la temperatura di rammollimento misurata con la prova Palla ed Anello.

- *Viscosità dinamica* (VSS-norme svizzere SN671722a o ASTM D3205-86): è il rapporto tra la sollecitazione tangenziale applicata  $\tau$  ed il gradiente  $D$  dello scorrimento che si verifica all'interno del legante bituminoso

$$\eta = \frac{\tau}{D}$$

dove  $D = \frac{dv}{dy}$ ,  $v$  è la velocità di scorrimento del legante e  $y$  è la distanza dalla parte dell'apparecchio che trasmette le sollecitazioni tangenziali.

Essa è misurata con un viscosimetro rotazionale "a cilindri coassiali" (SN671722a), oppure con un viscosimetro "piatto e cono" (PrEN 13072-2, ASTM D3205-86); tale parametro permette di caratterizzare il comportamento reologico del legante bituminoso semisolido a differenti temperature (generalmente >60°C) e per differenti gradienti della velocità di scorrimento.

Si deve segnalare, fra gli indici atti a caratterizzare un bitume, il *modulo di rigidità* (denominato spesso  $S_b$ ), che è il rapporto tra le ampiezze di una sollecitazione alternata applicata e della deformazione conseguente. Esso caratterizza il comportamento viscoelastico lineare del bitume per assegnati valori della temperatura e della frequenza della sollecitazione. I valori di  $S_b$  possono essere misurati direttamente attraverso prove dinamiche, oppure possono essere dedotti da altri parametri, di più facile determinazione (punto di rammollimento, penetrazione).



### **4.3.1.2 I Leganti bituminosi liquidi**

L'aggiunta di solventi volatili ai bitumi semisolidi permette di ottenere un bitume di facile impiego a freddo, senza che varino le caratteristiche del bitume stesso, dato che il solvente evapora dopo la messa in opera. Queste soluzioni ad elevata concentrazione (dal 60 all'85% di bitume) sono note col nome di bitumi liquidi o "cutback-asphalts" (bitumi "tagliati" in raffineria). Secondo la normativa RILEM-AIPCR la denominazione di bitume liquido è relativa alla soluzione di bitume in olio di petrolio, quella di bitume flussato alla soluzione di bitume in olio di catrame.

#### *a) Classificazione*

Secondo le Norme C.N.R. per l'accettazione dei bitumi liquidi per usi stradali (fascicolo 7/1957) essi sono suddivisi in 5 classi contraddistinte da una sigla BL e dalla viscosità a 25°C; nella tabella 5.5 sono riportati gli intervalli di viscosità che distinguono le diverse classi e i requisiti che devono presentare i bitumi liquidi per l'appartenenza a ciascuna classe.

Le norme ASTM (ASTM Standards D2026-72, D2027-76 e 2028-76), redatte successivamente a quelle del C.N.R., classificano i bitumi liquidi in base al tempo di indurimento conseguente all'evaporazione del solvente e precisamente in SC, MC ed RC (ossia slow, medium e rapid curing). Ciascuna di queste tre classi è successivamente suddivisa in più sottoclassi contraddistinte dal minimo valore della viscosità cinematica a 60°C 5.2.1.3

### **4.3.1.3 Le emulsioni bituminose**

Le emulsioni bituminose sono dispersioni di bitume in acqua; spesso si usano in esse prodotti tensio-attivi che abbassando la tensione interfacciale bitume/acqua facilitano la dispersione del bitume stesso. Allorchè l'emulsione viene a contatto con la pietra avviene la separazione dei due componenti (rottura della emulsione), l'acqua evapora e il bitume si deposita come pellicola sugli elementi lapidei.

Le emulsioni bituminose si distinguono in basiche (o anioniche) ed acide (o cationiche), a seconda della natura dell'emulsivo (sapone, argilla colloidale, olio vegetale o altro avente lo scopo di facilitare e stabilizzare la dispersione del bitume); le emulsioni basiche consentono una stabile bitumatura degli aggregati basici e quelle acide degli aggregati acidi. Peraltro le emulsioni acide hanno buona riuscita anche in presenza di aggregati basici nonchè di aggregati molto umidi, a differenza delle emulsioni basiche. Questa importante caratteristica, unita alla possibilità di raggiungere percentuali di bitume molto elevate (70%) con viscosità ancora accettabili spiega perchè allo stato attuale le emulsioni cationiche siano le più diffuse.

#### *a) Classificazione*

Le norme del C.N.R. (C.N.R. fascicolo n.3/1958) classificano le emulsioni bituminose anioniche in 7 classi contraddistinte da una lettera E e caratterizzate dalla velocità di rottura, rapida (R), media (M) o lenta (L), e dalla percentuale di bitume (50, 55 o 60); nella Tabella 4.7 sono riportate la composizione e le caratteristiche fisiche che devono presentare le emulsioni anioniche per l'appartenenza a ciascuna classe.

Per le emulsioni cationiche si può fare riferimento alle normative straniere (ASTM D2397-91 oppure L.C.P.C) riportate nella Tabella 4.8.

#### *b) Prove sulle emulsioni bituminose*

Le prove da eseguirsi sulle emulsioni bituminose possono essere finalizzate alla determinazione della composizione (contenuto di bitume e di emulsivo), delle caratteristiche fisiche dell'emulsione vera e propria (velocità di rottura, dimensione

massima delle particelle bituminose, stabilità, viscosità, ecc.) e delle caratteristiche fisiche del bitume estratto (penetrazione, duttilità, ecc.); trascurando il primo ed il terzo gruppo perchè di chiaro significato o perchè già illustrate, si richiama brevemente qui di seguito il significato delle prove previste per l'accertamento delle caratteristiche di accettazione per le varie classi.

**Tabella 4.7: Requisiti di accettazione delle emulsioni bituminose anioniche secondo il C.N.R..**

CARATTERISTICHE	ER 50	ER 55	ER 60	EM 55	EM 60	EL 55	EL 60
Composizione							
a) contenuto in peso di bitume puro [%]	≥50	≥55	≥60	≥55	≥60	≥55	≥60
b) contenuto in peso di emulsivo secco e di stabilizzante [%]	≤1	≤1	≤1	≤2	≤2	≤2.5	≤2.5
Caratteristiche fisiche							
a) indice di rottura	≥0.9	≥0.9	≥0.9	0.5+0.9	0.5+0.9	≤0.5	≤0.5
b) trattenuto al setaccio con tela 0.4 UNI 2331 [%]	≤0.4	≤0.4	≤0.4	≤0.4	≤0.4	≤0.4	≤0.4
c) omogeneità [%]	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.5
d) sedimentazione [mm]							
- a 3 giorni	≤4	≤4	≤4	≤4	≤4	≤4	≤4
- a 7 giorni	≤10	≤10	≤10	≤10	≤10	≤10	≤10
e) stabilità a 7 giorni [%]	≤0.1	≤0.1	≤0.1	≤0.1	≤0.1	≤0.1	≤0.1
f) stabilità a due mesi [%]	≤0.6	≤0.6	≤0.6	≤0.6	≤0.6	≤0.6	≤0.6
g) stabilità al gelo [%]	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.5	≤0.5
h) viscosità Engler a 20°C [°E]							
- minimo	2.5	4.5	6.0	4.5	6.0	4.5	6.0
- massimo	15	15	18	15	18	15	18
i) adesione [kg/cm <sup>2</sup> ]							
- provini asciutti	3	3	3	3	3	3	3
-provini bagnati	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
Caratteristiche del legante estratto:							
a) penetrazione a 25°C [dmm]	≤200	≤200	≤200	≤200	≤200	≤200	≤200
b) duttilità a 25°C [cm]	≥70	≥70	≥70	≥70	≥70	≥70	≥70
c) solubilità in CS <sub>2</sub> [%]	≥99	≥99	≥99	≥99	≥99	≥99	≥99
d) punto di rammollimento [°C]	≤42	≤42	≤42	≤42	≤42	≤42	≤42
e) punto di rottura Fraas [°C]	≤-14	≤-14	≤-14	≤-14	≤-14	≤-14	≤-14

**Tabella 4.8: Requisiti di accettazione delle emulsioni bituminose cationiche**

PROVE	CRS-1	CRS-2	CMS-2	CMS-2h	CSS-1	CSS-1h
Viscosità a 25°C [s] ASTM D88					20÷100	20÷100
Viscosità a 50°C [s] ASTM D88	20÷100	100÷400	50÷450	50÷450		
Stabilità allo stoccaggio per 24 h [%]	1	1	1	1	1	1
Prova di classificazione	positiva	positiva				
Adesione ad aggregati asciutti dopo innaffiamento aggregati bagnati dopo innaffiamento			buona ottima ottima ottima	buona ottima ottima ottima		
Polarità delle particelle	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva
Trattenuto al vaglio da 850µm [%]	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Percentuale di rottura in una prova di miscelazione con grani di cemento					2.0	2.0
Distillazione a 260°C Flussante distillato (sul vol. tot. emuls.) [%] Residuo [%]	3 60	3 65	12 65	12 65	57	57
Penetrazione (a 25°C, 100g e 5 s) sul residuo della distillazione [dmm] ASTM D5-86	100÷250	100÷250	100÷250	40÷90	100÷250	40÷90
Duttilità (25°C, 5cm/min) sul residuo della distillazione [cm] ASTM D113-86	40	40	40	40	40	40
Solubilità in tricloroetilene [%] ASTM D2042-81	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5

N.B. Le prove che non hanno riferimento alla normativa sono standardizzate nella ASTM D244-91

Nelle caselle sono riportati i valori minimi e quelli massimi prescritti (min. ÷ max.).

- *Viscosità cinematica con il metodo Engler* (C.N.R. b.u. 102/1984) o *Saybolt Furol* (ASTM D88): è misurata attraverso il tempo di deflusso dell'emulsione dal viscosimetro (Engler o Saybolt Furol). In particolare la viscosità Engler è il rapporto tra i tempi di deflusso dell'emulsione e di un uguale quantitativo di acqua distillata, mentre nel con il metodo Saybolt-Furol si riportano semplicemente i tempi di deflusso. Entrambi i metodi forniscono misure di viscosità che non possono essere direttamente convertite in unità di viscosità assoluta ( $\eta = \frac{\tau}{D}$  misurata in Pa\*s oppure Poise).
- *Stabilità allo stoccaggio per 24h* (ASTM D244-91): misura la capacità dell'emulsione a conservare la propria uniformità, ed è data dalla differenza fra i residui percentuali della distillazione ottenuti da due campioni prelevati dalla sommità e dalla parte inferiore del campione fatto riposare per 24h.
- *Polarità delle particelle* (C.N.R. bu 99/1984, ASTM D244-91): individua la polarità delle particelle di bitume contenute nell'emulsione e serve a distinguere le emulsioni cationiche (carica positiva) da quelle anioniche. La prova è effettuata facendo passare una corrente continua fra due elettrodi immersi nell'emulsione e osservando se le particelle si depositano sul catodo (emulsioni cationiche) o sull'anodo (emulsioni anioniche).

- *Trattenuto al setaccio da 850 $\mu$ m* (C.N.R. b.u. 103/1984 , ASTM D244-91): è il peso del materiale trattenuto al setaccio da 0.85mm sul peso totale dell'emulsione. La prova è intesa a segnalare la presenza di grumi in una emulsione bituminosa ed a valutarne la quantità.
- *Distillazione* (C.N.R. b.u. 100/1984 , ASTM D244-91): è intesa a determinare il contenuto di legante (bitume e flussante) di una determinata emulsione bituminosa. Il contenuto di bitume è espresso dalla percentuale della massa residua rispetto alla massa totale, mentre il flussante attraverso la percentuale volumetrica.
- *Contenuto di acqua* (C.N.R. b.u. 101/1984 , ASTM D244-91): è la percentuale in massa, o in volume, di acqua contenuta in una emulsione bituminosa separata dall'emulsione stessa mediante distillazione.
- *Sedimentazione a 5 giorni* (C.N.R. b.u. 124/1988 , ASTM D244-91): è data dalla differenza fra i residui percentuali della distillazione ottenuti da due campioni prelevati dalla sommità e dalla parte inferiore del campione fatto riposare per 5 giorni. La prova è intesa a valutare il comportamento alla sedimentazione della fase legante (bitume + flussante) dispersa in una emulsione.

### 4.3.2 Additivi dei leganti bituminosi

Gli additivi sono prodotti naturali o artificiali che, aggiunti agli aggregato o al bitume, consentono di migliorare le prestazioni dei conglomerati bituminosi. Possono distinguersi due insiemi di additivi: gli attivanti di adesione e gli attivanti chimici funzionali. L'immissione degli additivi nel bitume deve essere realizzata con attrezzature idonee, tali da garantire l'esatto dosaggio e la loro perfetta dispersione nel legante bituminoso. La presenza degli additivi nel legante bituminoso viene accertata mediante la prova di separazione cromatografica su strato sottile.

#### 4.3.2.1 Attivanti di adesione

Gli attivanti di adesione sono componenti complementari che modificano le condizioni interfacciali aggregato lapideo/legante, permettendo la realizzazione di un idoneo e stabile rivestimento bituminoso dei granuli dell'aggregato stesso. Gli attivanti d'adesione, sono additivi utilizzati per migliorare la durabilità all'acqua delle miscele bituminose, essi devono possedere le seguenti proprietà:

*adesione attiva*      cioè vincere la resistenza che la pellicola d'acqua assorbita sulla superficie dell'aggregato oppone al rivestimento bituminoso ed assicurare un saldo legame fra il legante e l'aggregato, qualunque sia la sua natura mineralogica;

*adesione passiva*    cioè potenziare la resistenza del legame tra l'aggregato ed il legante bituminoso contro i differenti agenti che possono provocare la disgregazione del sistema.

La scelta del tipo e del dosaggio di additivo, da specificare obbligatoriamente nello studio della miscela, varia a seconda delle condizioni di impiego, della natura degli aggregati e delle caratteristiche del prodotto; essa dovrà essere effettuata al fine di garantire le caratteristiche di resistenza allo spogliamento e di durabilità all'azione dell'acqua di seguito indicate per i conglomerati bituminosi. In ogni caso, l'attivante di adesione scelto deve presentare caratteristiche chimiche stabili nel tempo anche se sottoposto a temperatura elevata (180 °C) per lunghi periodi (15 giorni).

### 4.3.2.2 Attivanti chimici funzionali

Gli attivanti chimici funzionali (A.C.F.) sono degli additivi correttivi delle proprietà fondamentali di un legante bituminoso, dal punto di vista del loro impiego nelle pavimentazioni stradali. In particolare essi intervengono modificando la suscettibilità termica, l'elastoplasticità, l'adesione, la coesione, la viscosità (azione peptizzante e diluente), il comportamento reologico e la resistenza all'ossidazione ed all'invecchiamento dei leganti bituminosi. Gli A.C.F. vengono spesso impiegati quali *rigeneranti dei leganti bituminosi* nei processi di riciclaggio dei conglomerati. Un esempio delle caratteristiche che possono essere richieste agli A.C.F. è riportata nella Tabella 4.9.

**Tabella 4.9: Esempio di caratteristiche richieste per gli attivanti chimici funzionali**

Attivanti Chimici Funzionali			
Parametro	Normativa	Unità di misura	Valore
Densità a 25/25°C	ASTM D - 1298		0,900 - 0,950
Punto di infiammabilità v.a.	ASTM D - 92	°C	200
Viscosità dinamica a 160°C, $\gamma = 10s^{-1}$	SNV 671908/74	Pa s	0,03 - 0,05
Solubilità in tricloroetilene	ASTM D - 2042	% in peso	99,5
Numero di neutralizzazione	IP 213	mg/KOH/g	1,5-2,5
Contenuto di acqua	ASTM D - 95	% in volume	1
Contenuto di azoto	ASTM D - 3228	% in peso	0,8 - 1,0

### 4.3.3 Gli aggregati lapidei

Gli aggregati lapidei costituiscono insieme al legante i conglomerati bituminosi. Gli aggregati risultano composti dall'insieme degli aggregati grossi, degli aggregati fini e del filler che può essere proveniente dalla frazione fina o di additivazione. Le caratteristiche degli aggregati lapidei, da impiegare per il confezionamento di conglomerati bituminosi per strati base, collegamento e usura, sono sinotticamente riassunte rispettivamente nella Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12.

**Tabella 4.10 Quadro sinottico dei requisiti di accettazione degli aggregati lapidei impiegati per il confezionamento dei conglomerati bituminosi per strati di base (prescrizioni C.N.R. e norme tecniche di appalto ANAS e Autostrade S.p.A.).**

DETERMINAZIONE	NORMA di riferimento	C.N.R. (1)				ANAS	Autostrade S.p.A.
		PP	P	M	L		
<b>Frazione &gt;4mm</b>							
Contenuto di [%]:	b.u. 104/1984						
- rocce tenere alterate o scistose,		≤1	≤1	≤1	≤1		
- rocce degradabili		≤1	≤1	≤1	≤1		
Coeff. Los Angeles [%]	b.u. 34/1973	≤25	≤25	≤25	≤25		
Micro Deval Umida [%]	b.u. 109/1985	≤20	≤20	≤20	≤20	≤25	≤25
Quantità di frantumato [%] (2)	-	≥90	≥30	≥20	≥0		
		≥90	≥90	≥70	≥50	≥30	≥50
Dim. max [mm]	b.u. 23/1971	40	40	40	40		
Sens. al gelo (3) [%]	b.u. 80/1980	≤30	≤30	≤30	≤30		
Spogliamento in acqua a 40°C [%] (4)	b.u. 138/1992	≤5	≤5	≤5	≤5		
Pass. al setaccio 0.075 (5) [%]	b.u. 75/1980	≤1	≤1	≤1	≤2		
<b>Frazione &lt;4mm</b>							
Contenuto di [%]:	b.u. 104/1984						
- rocce tenere alterate o scistose,		≤1	≤1	≤1	≤1		
- rocce degradabili		≤1	≤1	≤1	≤1		
Ind. plasticità [%]	C.N.R.-UNI 10014	NP	NP	NP	≤6		
Limite liquido [%]	C.N.R.-UNI 10014	≤25	≤25	≤25	≤35		
Equiv. in sabbia [%]	b.u. 27/1972	≥50	≥50	≥50	≥35	≥50	≥70
Granulometria [%]	b.u. 23/1971						
passante al							
crivello 40						100	-
crivello 30						80-	100
crivello 25						100	70-95
crivello 15						70-95	45-70
crivello 10						45-70	35-60
crivello 5						35-60	25-50
setaccio 2						25-50	18-38
setaccio 0.4						20-40	6-20
setaccio 0.18						6-20	4-14
setaccio 0.075						4-14	4-8
						4-8	

Legenda: (1) le sigle L, M, P e PP si riferiscono al traffico, vedi paragrafo 5.3.1; (2) i primi valori si riferiscono ai misti bitumati ed i secondi ai conglomerati bituminosi; (3) in zone soggette al gelo; (4) con eventuale impiego di "dope" di adesione; (5) ad eccezione delle polveri di frantoio.

**Tabella 4.11 Quadro sinottico dei requisiti di accettazione degli aggregati lapidei impiegati per il confezionamento dei conglomerati bituminosi per strati di collegamento (prescrizioni C.N.R. e norme tecniche di appalto ANAS e Autostrade S.p.A.).**

DETERMINAZIONE	NORMA di riferimento	C.N.R. (1)				ANAS	Autostrade S.p.A.
		PP	P	M	L		
<b>Frazione &gt;4mm</b>							
Contenuto di [%]:	b.u. 104/1984						
- rocce tenere alt. o scistose,		≤1	≤1	≤1	≤1		
- rocce degradabili		≤1	≤1	≤1	≤1		
Coeff. Los Angeles [%]	b.u. 34/1973	≤22	≤25	≤30	≤40	≤25	≤25
Porosità	b.u. 65/1978	≤1.5	≤1.5	-	-		
Micro Deval Umida [%]	b.u. 109/1985	≤20	≤20	≤25	≤35		
Quantità di frantumato [%]	-	≥90	≥90	≥80	≥70	100	100
Dim. max [mm]	b.u. 23/1971	30	30	30	30		
(sempre <2/3 spessore strato)							
Sens. al gelo (2) [%]	b.u. 80/1980	≤30	≤30	≤30	≤30		
Passante al setaccio 0.075 (3) [%]	b.u. 75/1980	≥35	≥35	≥25	≥25		
Spogliamento in acqua a 40°C (4)	b.u. 138/1992	≤5	≤5	≤5	≤5		
Indice di appiattimento	b.u. 95/1984	≤20	≤25	≤30	≤35		
<b>Frazione 0.075+4mm</b>							
Quantità di frantumato [%]	-	≥40	≥40	-	-	-	≥70
Passante al setaccio 0.075 [%] (3)	b.u. 75/1980	≤2	≤2	≤2	≤3		
Equiv. in sabbia [%]	b.u. 27/1972	≥50	≥50	≥40	≥40	≥55	≥70
<b>Filler</b>							
Spogliamento in acqua della roccia di origine [%]	b.u. 138/1992	≤5	≤5	≤5	≤5		
Passante 0.18mm	b.u. 23/1971			100		100	100
Passante 0.075mm	b.u. 75/1980			80		65	65
Indice di plasticità	C.N.R.-UNI 10014			NP			
Vuoti Rigden	b.u. 123/1988			30+45			
<b>Granulometria [%]</b>	b.u. 23/1971						
passante al crivello 25						100	100
crivello 15						65-100	65-100
crivello 10						50-80	50-80
crivello 5						30-60	30-60
setaccio 2						20-45	20-45
setaccio 0.4						7-25	7-25
setaccio 0.18						5-15	5-15
setaccio 0.075						4-8	4-8

Legenda: (1) le sigle L, M, P e PP si riferiscono al traffico, vedi paragrafo 5.3.1; (2) in zone soggette al gelo; (3) ad eccezione delle polveri di frantoio; (4) con eventuale impiego di "dope" d'adesione. N.B. Le norme C.N.R. (139/1992) non sono state ancora recepite nei capitolati ANAS e Autostrade.

**Tabella 4.12: Quadro sinottico dei requisiti di accettazione degli aggregati lapidei impiegati per il confezionamento dei conglomerati bituminosi per strati di usura (prescrizioni C.N.R. e norme tecniche di appalto ANAS e Autostrade S.p.A.).**

DETERMINAZIONE	NORMA di riferimento	C.N.R. (1)				ANAS	Autostrade S.p.A.
		PP	P	M	L		
<b>Frazione &gt;4mm</b>							
Contenuto di [%]:	b.u. 104/1984						
- rocce tenere alt. o scistose,		≤1	≤1	≤1	≤1		
- rocce degradabili		≤1	≤1	≤1	≤1		
Coeff. Los Angeles [%]	b.u. 34/1973	≤18	≤20	≤20	≤25	≤20	≤20
Porosità	b.u. 65/1978	≤1.5	≤1.5	-	-		
Micro Deval Umida [%]	b.u. 109/1985	≤15	≤15	≤15	≤20		
Coeff. Levig. Accel. (5)	b.u. 140/1992	≥0.45	≥0.42	≥0.40	≥0.37		≥0.43 (≥0.44)
Quantità di frantumato [%]	-	100	100	100	100	100	100
Dim. max [mm]	b.u. 23/1971	20	20	20	20		
(sempre <2/3 spess. strato)							
Sens. al gelo (2) [%]	b.u. 80/1980	≤30	≤30	≤30	≤30		
Passante al setaccio 0.075 (3) [%]	b.u. 75/1980	≤1	≤1	≤1	≤2		
Spogliamento in acqua a 40°C (4)	b.u. 138/1992	≤0	≤0	≤0	≤0		
Indice di appiattimento	b.u. 95/1984	≤20	≤20	≤30	≤30		
<b>Frazione 0.075÷4mm</b>							
Quantità di frantumato [%]	-	≥50	≥50	≥50	-	-	≥70 (≥80%)
Passante al setaccio 0.075 [%] (3)	b.u. 75/1980	≤2	≤2	≤2	≤3		
Equiv. in sabbia [%]	b.u. 27/1972	≥80	≥60	≥60	≥40	≥55	≥70 (≥70)
<b>Filler</b>							
Spogliamento in acqua della roccia di origine [%]	b.u. 138/1992	≤5	≤5	≤5	≤5		
Passante 0.18mm	b.u. 23/1971			100		100	100
Passante 0.075mm	b.u. 75/1980			80		65	65
Indice di plasticità	C.N.R.-UNI 10014			NP			
Vuoti Rigden	b.u. 123/1988			30+45			
<b>Granulometria [%] (5)</b>	b.u. 23/1971						
passante al crivello 20						-	100 (100)
crivello 15						100	90-10 (90-100)
crivello 10						70-100	70-90 (35-50)
crivello 5						43-67	40-55 (10-25)
setaccio 2						25-45	25-38 (0-12)
setaccio 0.4						12-24	11-20 (0-10)
setaccio 0.18						7-15	8-15 (0-8)
setaccio 0.075						6-11	6-10 (0-6)

#### 4.3.4 Caratteristiche delle miscele di conglomerato bituminoso

##### 4.3.4.1 Prove per l'accertamento delle caratteristiche dei conglomerati

Le prove qui di seguito riportate sono quelle che si eseguono più comunemente sui conglomerati bituminosi; tali prove possono essere eseguite sia su conglomerati confezionati in laboratorio, come avviene per le analisi fatte durante lo studio



preliminare della miscela, che su campioni prelevati in sito dopo il costipamento e il raffreddamento della miscela (vedi C.N.R. b.u. 61/1978), per il controllo della rispondenza ai requisiti di accettazione.

- *Porosità o percentuale dei vuoti* (b.u. 39/1973): è la percentuale volumetrica dei vuoti intergranulari non riempiti dal legante bituminoso. Tale valore è prescritto dai capitolati in funzione dell'applicazione (strato della sovrastruttura); nella tabella 5.24 sono riportati a titolo di esempio i valori del capitolato dell'ANAS e delle norme tecniche di appalto della società Autostrade.
- *Contenuto di legante o percentuale di bitume* (b.u. 38/1973): è espresso dal rapporto percentuale tra la massa del legante e quella della miscela degli inerti presenti nel conglomerato. Viene determinato sui conglomerati già confezionati valutando la massa del conglomerato e quella degli inerti che da esso si ottengono una volta eliminato il legante bituminoso attraverso il lavaggio con solventi o incenerimento.
- *Stabilità e scorrimento a mezzo dell'apparecchio Marshall* (b.u. 30/1973 e b.u. 149/1992): è una misura convenzionale della resistenza della miscela alla deformazione indotta dai carichi. In particolare *la stabilità* è il carico in Kg forza occorrente per portare alla rottura un provino di conglomerato di forma cilindrica compreso fra due ganasce semicircolari, mentre *lo scorrimento* è lo spostamento in mm che al momento della rottura presentano le due ganasce, rispetto alla condizione iniziale. Viene inoltre denominata *rigidezza* il rapporto tra la stabilità e lo scorrimento.
- *Deformabilità a carico costante (prova di Creep)* (b.u. 106/1985): consiste nel sottoporre un provino cilindrico ad uno sforzo normale centrato costante, applicato istantaneamente e per una certa durata, e nel misurare la deformazione nel tempo, in date condizioni di temperatura. Il rapporto tra la deformazione unitaria  $\epsilon(t)$ , variabile nel tempo, e la sollecitazione esterna applicata  $\sigma_0$ , fornisce la "funzione di creep"  $J(t) = \epsilon(t)/\sigma_0$ , dalla quale è possibile determinare, con una certa approssimazione, il modulo complesso del conglomerato. Tale prova fornisce quindi informazioni sul comportamento delle miscele bituminose, in relazione al tempo di carico.
- *Resistenza alla trazione indiretta* (b.u. 134/1991 e b.u. 149/1992): ha lo scopo di misurare convenzionalmente la resistenza a trazione indiretta  $R_t$  e le deformazioni unitarie a rottura nelle direzioni dei diametri contenuti nel piano del carico  $\epsilon_{rc}$ , e nel piano a quest'ultimo ortogonale  $\epsilon_{rc}$ , di miscele di aggregati lapidei e bitume. Attraverso tale prova viene determinato oltre alla resistenza  $R_t$  anche il coefficiente di trazione indiretta:  $CTI = \pi/2 \cdot D \cdot R_t / D_c$   
dove  $D$  = dimensione in mm della sezione trasversale del provino,  $D_c$  = deformazione a rottura,  $R_t$  = resistenza a trazione indiretta.
- *Deformazione (impronta) di miscele di aggregati lapidei e bitume sotto carico statico* (b.u. 136/1991): è la profondità alla quale penetra un cilindro (diametro 25.2mm o 11.3mm) di acciaio a testa piana nel provino del materiale in esame in prestabilite condizioni di carico e di temperatura (40°C e 60°C). E' una misura convenzionale della deformabilità verticale (impronta) di una miscela di aggregati lapidei e bitume sottoposta a carico statico.
- *Determinazione della macrorugosità superficiale con il sistema della altezza in sabbia* (b.u. 94/1983): la macro-rugosità superficiale di una pavimentazione è la rugosità dovuta all'insieme delle asperità superficiali intergranulari; si misura valutando la superficie circolare massima nella quale un volume noto di sabbia riesce a ricoprire tutte le asperità superficiali. A titolo indicativo si segnala che è

- ritenuto generalmente accettabile un valore minimo, di tale parametro, non inferiore a 0.25mm sugli strati superficiali, di nuova costruzione, delle sovrastrutture stradali.
- *Determinazione della resistenza di attrito radente con apparecchio portatile a pendolo* (b.u. 105/1985): l'apparecchio consente di determinare la resistenza di attrito radente che viene valutata misurando l'energia persa da un pendolo che oscilla e che striscia sulla superficie del materiale; l'apparecchio può essere usato per misure su superfici piane, per la valutazione del grado di resistenza allo scivolamento "BNP", oppure su tasselli ricurvi provenienti da prove di levigamento accelerato, per la valutazione del grado di levigatezza "PVS".
  - *Metodo di prova per la misura del coefficiente di aderenza con l'apparecchio S.C.R.I.M* (b.u. 147/1992): questo metodo di prova è inteso a misurare in continuo, in modo convenzionale, il coefficiente di aderenza di una pavimentazione attraverso la misura del rapporto C.A.T. (coefficiente di aderenza trasversale), si definisce C.A.T. di una pavimentazione il rapporto tra la forza N agente perpendicolarmente al piano di rotazione di una ruota che rotola sulla pavimentazione con un'angolazione prestabilita rispetto alla direzione del moto ed il carico verticale P agente sulla ruota stessa ( $C.A.T. = N/P$ ). A titolo indicativo si segnala che i valori accettabili per tale parametro sono quelli  $\geq 0.35$ , sugli strati superficiali di nuova costruzione.
  - *Deflettometro Benkelmann* (b.u. 141/1992): è la deformazione verticale temporanea della superficie di una sovrastruttura o di un sottofondo stradale, espressa in 1/100 mm, per effetto dell'applicazione di un carico (ruote gemellate di un autocarro, generalmente 50KN con una pressione di gonfiaggio di 0.7 Mpa). E' un'indice della portanza.
  - *Modulo resiliente*: Misura la risposta elastica e quella visco-elastica reversibile del materiale ad una sollecitazione impulsiva (moduli resilienti e rapporti resilienti di Poisson, istantanei e totali). E' ottenuto, secondo la procedura proposta dall'ASTM (D4123-82), con una prova di trazione indiretta applicando un carico ciclico impulsivo di compressione diametrale ad un provino cilindrico e misurando le deformazioni, elastiche e viscosi (reversibili) dei diametri contenuti nel piano del carico ed in quello ad esso perpendicolare, per diverse condizioni di temperatura e frequenza della sollecitazione<sup>3</sup>.
  - *Modulo complesso e rapporto complesso di Poisson (prEN 12697)*: Il modulo complesso è un parametro pseudoelastico rappresentato da un numero complesso, che riassume in sé le proprietà elastiche e viscosi reversibili del materiale. Il modulo del numero complesso " $|E^*|$ ", detto "valore assoluto del modulo complesso", è dato dal rapporto tra l'ampiezza della sollecitazione sinusoidale applicata e l'ampiezza della deformazione (anch'essa avente andamento sinusoidale) corrispondente, che si verifica. L'argomento del numero complesso " $\varphi$ " è dato dallo sfasamento tra la sollecitazione massima e la deformazione massima: 
$$\varphi = \frac{2\pi}{T} t$$
 dove T è il periodo della sollecitazione e t è l'intervallo di tempo che intercorre tra il verificarsi dei massimi valori della sollecitazione e della deformazione.

<sup>3</sup> I cicli di carico consigliati hanno una durata totale di 3, 2 e 1 secondo (frequenze di 0.33, 0.5 e 1 Hz) con una durata del carico compresa tra 0.1 e 0.4s. Le temperature consigliate sono 5, 25 e 40°C.

Il "modulo complesso" da una misura delle proprietà viscoso reversibili del materiale. Analogamente è possibile definire il rapporto complesso di poisson.

- *Creep dinamico*: E' la misura delle deformazioni viscoso irreversibili che un conglomerato subisce quando viene sottoposto a ripetute applicazioni di uno stato tensionale. Viene valutato utilizzando una cella triassiale e sottoponendo un provino cilindrico, posto a temperatura costante, ad una pressione radiale costante ed ad una pressione verticale variabile ciclicamente con legge sinusoidale. Il risultato di tale prova, detta di "Fluage dinamico" con termine francese, viene rappresentato in un diagramma in cui sull'asse delle ascisse sono riportati il numero di ripetizioni di carico e sulle ordinate la deformazione permanente totale raggiunta, e serve per valutare il comportamento dei conglomerati nei riguardi del fenomeno dell'ormaiamento.
- *Deflettometro a massa battente (FWD) (ASTM D4694-87)*: Valuta gli abbassamenti verticali della superficie stradale per effetto di un carico impulsivo, costituito da una massa cadente, applicato sulla superficie della sovrastruttura. Le deflessioni verticali, misurate con dei trasduttori accelerometrici (geofoni), sono utilizzate per la valutazione in sito delle caratteristiche elastiche dei materiali costituenti gli strati della pavimentazione.

#### 4.3.4.2 Studio delle miscele

Lo studio della miscela consiste nella definizione degli aggregati lapidei (nel rispetto delle specifiche indicate al paragrafo 4.3.3), del tipo e della quantità di legante e nel tipo e quantità degli eventuali additivi da impiegare per il confezionamento delle miscele di conglomerato bituminoso. La scelta viene usualmente effettuata confezionando in laboratorio più miscele, con percentuali di bitume comprese negli intervalli generalmente prescritti dai capitolati (vedi Tabella 4.13), ed eseguendo delle prove atte a caratterizzare la resistenza meccanica delle miscele stesse al fine di individuare una miscela che rispetti i requisiti di accettazione richiesti.

**Tabella 4.13: Esempio di prescrizioni relative alla composizione delle miscele contenute nei capitolati (capitolato ANAS e sulle norme tecniche di appalto della Autostrade S.p.A.).**

STRATO	CAPITOLATO ANAS		N.T.A. AUTOSTRADE S.p.A.	
	% bitume	% Vuoti	% bitume	% Vuoti
<b>Base</b>	3.5÷4.5	4÷7	4÷5	4÷7 (4÷7)
<b>Collegamento</b>	4.0÷5.5	3÷7	4.5÷5.0	3÷6 (3÷6)
<b>Collegamento per ponti</b>	-	-	5.0÷6.0	2÷4
<b>Usura ordinaria</b>	4.5÷6.0	3÷6	4.5÷6.0	4÷6 (3÷6)
<b>Usura Drenante</b>	-	-	5÷6.5	fuso granul. A 16÷18 fuso granul. B 14÷16 fuso granul. C 12÷14
<b>Usura per ponti</b>	-	-	5.5÷6.5	2÷4

Legenda: (1) i valori tra le parentesi si riferiscono ai conglomerati bituminosi riciclati in centrale, per quelli riciclati in sito è sempre richiesta una percentuale dei vuoti Marshall compresa tra 4÷6.

I metodi impiegati per lo studio delle miscele sono essenzialmente due, e si distinguono in rapporto alle prove impiegate per definire i requisiti di accettazione: metodo volumetrico e metodo Marshall. Nel primo metodo si utilizza l'apparecchiatura

nota come “Pressa giratoria” per il confezionamento dei campioni e alla prova di trazione indiretta per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche; mentre il secondo metodo fa riferimento alla prova Marshall (vedi paragrafo 4.3.4.1). Esempi di come possano essere definiti i requisiti di accettazione prevedendo l'impiego dei due metodi sopra menzionati sono riportati rispettivamente nella Tabella 4.14 , per il metodo volumetrico, e nella Tabella 4.15 per il metodo Marshall.

**Tabella 4.14: Esempio di specifiche per le miscele di conglomerato bituminoso nel caso di valutazioni effettuate attraverso il metodo volumetrico (pressa giratoria).**

<b>Condizioni di prova</b>	<b>Unità di Misura</b>	<b>Tipo di Conglomerato bituminoso</b>		
		<b>Base</b>	<b>Binder</b>	<b>Usura</b>
Angolo di rotazione		1.25° ± 0.02		
Velocità di rotazione	Rotazioni/min	30		
Pressione verticale	Kpa	600		
Diametro del provino	mm	150		
<b>Risultati richiesti</b>				
Vuoti a 10 rotazioni	%	10 – 14	10 – 14	10 – 14
Vuoti a 100 rotazioni (1)	%	3 – 5	3 – 5	4 – 6
Vuoti a 180 rotazioni	%	> 2	> 2	> 2
Resistenza a trazione indiretta a 25°C (2)	N/mm <sup>2</sup>			> 0,6
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C (2)	N/mm <sup>2</sup>			>50
Perdita di resistenza a trazione indiretta a 25°C dopo 15 giorni di immersione in acqua	%	□25	□25	□25

Legenda: (1) La densità ottenuta con 100 rotazioni della pressa giratoria viene indicata nel seguito con  $D_G$ , (2) Su provini confezionati con 100 rotazioni della pressa giratoria

**Tabella 4.15: Esempio di specifiche per le miscele di conglomerato bituminoso nel caso di valutazioni effettuate attraverso il metodo Marshall.**

<b>Condizioni di prova</b>	<b>Unità di Misura</b>	<b>Tipo di Conglomerato bituminoso</b>		
		<b>Base</b>	<b>Binder</b>	<b>Usura</b>
Costipamento		75 colpi x faccia		
<b>Risultati richiesti</b>				
Stabilità Marshall	KN	8	10	11
Rigidezza Marshall	KN/mm	> 2,5	3-4,5	3-4,5
Vuoti residui (1)	%	4 – 7	4 – 6	3 – 6
Perdita di Stabilità Marshall dopo 15 giorni di immersione in acqua	%	≤ 25	≤ 25	≤ 25
Resistenza a trazione indiretta a 25 °C	N/mm <sup>2</sup>			> 0,7
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C	N/mm <sup>2</sup>			> 70

Legenda: (1) La densità Marshall viene indicata nel seguito con  $D_M$

Sulla miscela definita con il metodo volumetrico (pressa giratoria - provini confezionati al 98% della  $D_G$ ) viene spesso valutato sperimentalmente un opportuno parametro di rigidezza (modulo complesso, modulo elastico, ecc.) che deve soddisfare le prescrizioni per esso indicate nel progetto della pavimentazione ed ha la funzione di costituire il riferimento per i controlli alla stesa.

#### 4.3.5 Accettazione delle miscele

L'Impresa è tenuta a presentare alla Direzione Lavori, con congruo anticipo rispetto all'inizio delle lavorazioni e per ciascun cantiere di produzione, la composizione delle miscele che intende adottare; ciascuna composizione proposta deve essere corredata da una completa documentazione degli studi effettuati.

Una volta accettato da parte della Direzione Lavori lo studio della miscela proposto, l'Impresa deve attenersi rigorosamente. Nella curva granulometrica sono ammessi scostamenti delle singole percentuali dell'aggregato grosso di  $\pm 5$  per lo strato di base e di  $\pm 3$  per gli strati di binder ed usura; sono ammessi scostamenti dell'aggregato fino contenuti in  $\pm 2$ ; scostamenti del passante al setaccio UNI 0,075 mm contenuti in  $\pm 1,5$ . Per la percentuale di bitume è tollerato uno scostamento di  $\pm 0,25$ . Tali valori devono essere soddisfatti dall'esame delle miscele prelevate alla stesa, come pure dall'esame delle carote prelevate in sito, tenuto conto per queste ultime della quantità teorica del bitume di ancoraggio.

#### **4.3.6 il confezionamento dei conglomerati bituminosi**

Il conglomerato deve essere confezionato mediante impianti fissi automatizzati, di idonee caratteristiche, mantenuti sempre perfettamente funzionanti in ogni loro parte.

La produzione di ciascun impianto non deve essere spinta oltre la sua potenzialità, per garantire il perfetto essiccamento, l'uniforme riscaldamento della miscela ed una perfetta vagliatura che assicuri una idonea riclassificazione delle singole classi degli aggregati. Possono essere impiegati anche impianti continui (tipo drum-mixer) purché il dosaggio dei componenti la miscela sia eseguito a peso, mediante idonee apparecchiature la cui efficienza deve essere costantemente controllata.

L'impianto deve comunque garantire uniformità di produzione ed essere in grado di realizzare le miscele rispondenti a quelle indicate nello studio presentato ai fini dell'accettazione.

Il confezionamento dei conglomerati bituminosi si articola nelle seguenti fasi:

- approvvigionamento e conservazione dei componenti,
- predosaggio, riscaldamento, deumidificazione e vagliatura degli inerti,
- dosaggio dei componenti,
- impasto,
- posa in opera.

##### **4.3.6.1 Approvvigionamento e conservazione del bitume.**

Il trasporto del bitume si effettua con fusti metallici (capacità 200 litri), o, preferibilmente, con autocisterne, realizzate in acciaio o in alluminio, ed equipaggiate con dispositivi per il riscaldamento del bitume (il travaso nelle cisterne dell'impianto di betonaggio viene eseguito mediante pompe). Ogni impianto deve assicurare il riscaldamento del bitume alla temperatura richiesta ed a viscosità uniforme fino al momento della miscelazione oltre al perfetto dosaggio sia del bitume che dell'additivo.

##### **4.3.6.2 Riscaldamento, deumidificazione e vagliatura degli inerti**

La zona destinata allo stoccaggio degli inerti deve essere preventivamente e convenientemente sistemata per annullare la presenza di sostanze argillose e ristagni di acqua che possono compromettere la pulizia degli aggregati. Inoltre i cumuli delle diverse classi devono essere nettamente separati tra di loro e l'operazione di rifornimento nei predosatori eseguita con la massima cura.

Gli inerti, prelevati in quantità opportuna dalle tramogge (4÷8) entro cui sono suddivisi per pezzatura, vengono asciugati e riscaldati attraverso un essiccatore, costituito da un cilindro rotante con un bruciatore a nafta o a gas (diametro 1÷3 m, lunghezza 6÷12 m), e successivamente vagliati, generalmente con vagli vibranti, e

suddivisi in 4÷5 classi granulometriche. I fumi dell'essiccatura vengono depurati prima dell'immissione nell'atmosfera e le polveri recuperate, se idonee, vengono impiegate come filler.

L'umidità degli aggregati all'uscita dell'essiccatore non deve superare lo 0,25% in peso. La temperatura degli aggregati all'atto della miscelazione deve essere compresa tra 160°C e 180° C e quella del legante tra 150° C e 170° C, in rapporto al tipo di bitume impiegato. Per la verifica delle suddette temperature gli essiccatori, le caldaie e le tramogge degli impianti devono essere muniti di termometri fissi perfettamente funzionanti e periodicamente tarati.

#### 4.3.6.3 Il dosaggio dei componenti

Il dosaggio degli inerti e dell'additivo (*filler*) viene eseguito con dosatori a peso, il dosaggio del bitume con dosatori a volume.

Il tempo di miscelazione deve essere stabilito in funzione delle caratteristiche dell'impianto, in misura tale da permettere un completo ed uniforme rivestimento degli inerti con il legante.

#### 4.3.6.4 L'impasto

Gli inerti dosati e riscaldati, ad una temperatura di 120°÷150° C, vengono versati insieme al bitume, preriscaldato ad una temperatura di 140°÷160° C, in mescolatori a doppio asse orizzontale e miscelati per un tempo di 30÷35 s. Il conglomerato prodotto viene depositato in silos coibentati, o caricato direttamente sui mezzi di trasporto.

Gli impianti per la produzione del conglomerato bituminoso hanno potenzialità da 90 a 150 t/ora (vedi Tabella 4.16).

**Tabella 4.16: Caratteristiche medie degli impianti per la produzione dei conglomerati**

Produzione oraria [t]	Cilindro essiccatore		Vaglio vibrante		Tramogge sottovaglio		Capacità Mescolatore [kg]	Capacità silo conglom. [m <sup>3</sup> ]
	Diametro [m]	Lunghezza [m]	N. classi	Superficie vagliante [m <sup>2</sup> ]	Numero	Capacità tot. [m <sup>3</sup> ]		
90	1,80	8,00	4+1	5	4	10	1200	50÷250
120	2,00	8,50	4+1	6	4	10	1500	50÷250
150	2,20	9,00	4+1	7,5	4	10	2000	50÷250

**Tabella 4.17: Caratteristiche medie delle vibrofinitrici**

Larghezza di stesa [m]	Spessore [mm]	Capacità tramoggia [t]	Velocità di stesa [m/min]	Velocità di trasferimento [km/h]	Potenza [CV]	L [m]	l [m]	h [m]	Carro
1,20÷4,30	6÷200	7	0÷45	30	70	4,55	2,50	2,20	gommato
1,90÷7,40	12÷300	10	0÷45	20	100	5,75	2,50	2,70	“
2,50÷7,40	12÷300	10	0÷45	20	100	5,75	3,05	2,70	“
2,50÷8,50	12÷300	10	0÷40	15	140	6,40	3,05	2,70	“
2,50÷8,50	12÷300	10	0÷55	10	140	6,05	3,05	2,70	cingolato
2,50÷11,0	12÷300	10	0÷60	10	140	6,35	3,05	2,70	“

#### 4.3.7 La posa in opera

Il trasporto del conglomerato bituminoso può essere effettuato con usuali autocarri a cassone ribaltabile, poiché il materiale non è soggetto al fenomeno della separazione dei componenti, ma è necessario evitare che durante il trasporto si abbia un eccessivo

raffreddamento dello stesso (temperature minime alla stesa di  $110^{\circ}\div 120^{\circ}$  C), pertanto i cassoni sono spesso coperti o coibentati.

La posa in opera dei conglomerati bituminosi si articola in tre fasi:

- preparazione delle superfici,
- stesa,
- compattazione.

#### 4.3.7.1 Preparazione delle superfici di stesa

Prima della realizzazione di uno strato di conglomerato bituminoso è necessario preparare la superficie di stesa allo scopo di garantire una adeguata adesione all'interfaccia mediante l'applicazione, con dosaggi opportuni, di emulsioni bituminose aventi caratteristiche specifiche. A seconda che lo strato di supporto sia in misto granulare oppure in conglomerato bituminoso la lavorazione corrispondente prenderà il nome rispettivamente di mano di ancoraggio e mano d'attacco.

Per **mano di ancoraggio** si intende una emulsione bituminosa a rottura lenta e bassa viscosità, applicata sopra uno strato in misto granulare prima della realizzazione di uno strato in conglomerato bituminoso. Scopo di tale lavorazione è quello di riempire i vuoti dello strato non legato irrigidendone la parte superficiale fornendo al contempo una migliore adesione per l'ancoraggio del successivo strato in conglomerato bituminoso. Il materiale da impiegare a tale fine è rappresentato da una emulsione bituminosa cationica (al 55 % di legante), le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 4.18, applicata con un dosaggio di bitume residuo almeno pari a  $1,0 \text{ Kg/m}^2$ .

**Tabella 4.18: Caratteristiche dell'emulsione bituminosa da impiegare nella mano di attacco**

Indicatore di qualità	Normativa	Unità di misura	Emulsione Cationica			
			Ancoraggio	Attacco		
			55%	60%	65%	70% modificata
Polarità	CNR 99/84		Positiva	Positiva	Positiva	Positiva
Contenuto di acqua % peso	CNR 101/84	%	$45\pm 2$	$40\pm 2$	$35\pm 2$	$30\pm 1$
Contenuto di bitume+flussante	CNR 100/84	%	$55\pm 2$	$60\pm 2$	$65\pm 2$	$70\pm 1$
Flussante (%)	CNR 100/84	%	1-6	1-4	1-4	0
Viscosità Engler a 20 °C	CNR 102/84	°E	2-6	5-10	15-20	> 20
Sedimentazione a 5 g	CNR 124/88	%	< 5	< 8	< 8	< 5
<b>Residuo bituminoso</b>						
Penetrazione a 25 °C	CNR 24/71	dmm	> 70	> 70	> 70	50-70
Punto di rammollimento	CNR 35/73	°C	> 30	> 40	> 40	> 65
Ritorno elastico a 25 °C	EN 13398					> 75

Per **mano d'attacco** si intende una emulsione bituminosa a rottura media oppure rapida (in funzione delle condizioni di utilizzo), applicata sopra una superficie di conglomerato bituminoso prima della realizzazione di un nuovo strato, avente lo scopo di evitare eccessivi scorrimenti relativi aumentando l'adesione all'interfaccia. Le caratteristiche ed il dosaggio del materiale da impiegare variano a seconda che l'applicazione riguardi la costruzione di una nuova sovrastruttura oppure un intervento di manutenzione. Nel caso di nuove costruzioni, il materiale da impiegare è rappresentato da una emulsione bituminosa cationica (al 60 % oppure al 65 % di legante), mentre per la realizzazione di uno strato sopra una pavimentazione esistente è suggerito (in particolare per autostrade e strade extraurbane principali) l'utilizzo di una emulsione bituminosa modificata (vedi caratteristiche riportate in Tabella 4.18). La quantità di emulsione stesa deve essere tale

che il dosaggio di bitume residuo risulti pari a  $0.30 \text{ Kg/m}^2$ , per le pavimentazioni nuove, e pari a  $0.35 \text{ Kg/m}^2$ , per i sovrastrati.

Prima della stesa della mano d'attacco l'Impresa dovrà rimuovere tutte le impurità presenti e provvedere alla sigillatura di eventuali zone porose e/o fessurate mediante l'impiego di una malta bituminosa sigillante.

Nel caso di stesa di conglomerato bituminoso su pavimentazione precedentemente fresata, è ammesso l'utilizzo di emulsioni bituminose cationiche e modificate maggiormente diluite (fino ad un massimo del 55 % di bitume residuo) a condizione che gli indicatori di qualità (valutati sul bitume residuo) e le prestazioni richieste rispettino gli stessi valori riportati rispettivamente nella Tabella 4.18.

### **4.3.8 Stesa delle miscele**

La posa in opera dei conglomerati bituminosi viene effettuata a mezzo di macchine vibrofinitrici dotate di automatismi di autolivellamento. Queste macchine sono costituite da un carro, gommato o cingolato, dotato anteriormente di una tramoggia, entro cui gli autocarri ribaltabili scaricano il conglomerato il quale viene distribuito trasversalmente da una coclea e compattato da una piastra vibrante (vedi Tabella 4.17). Lo spessore dello strato è controllato regolando l'altezza della piastra sul piano di posa mediante un sistema di comando automatico (costituito da un sensore che, scorre su una linea di riferimento, costituita da un regolo o da un filo teso, ed aziona i cilindri idraulici di sollevamento della piastra).

È opportuno controllare che durante la stesa le vibrofinitrici lascino uno strato finito perfettamente sagomato, privo di sgranamenti, fessurazioni ed esente da difetti dovuti a segregazione degli elementi litoidi più grossi.

Nella stesa si deve porre la massima cura alla formazione dei giunti longitudinali preferibilmente ottenuti mediante tempestivo affiancamento di una striscia alla precedente. Qualora ciò non sia possibile il bordo della striscia già realizzata deve essere spalmato con emulsione bituminosa cationica per assicurare la saldatura della striscia successiva. Se il bordo risulterà danneggiato o arrotondato si deve procedere al taglio verticale con idonea attrezzatura. I giunti trasversali derivanti dalle interruzioni giornaliere devono essere realizzati sempre previo taglio ed asportazione della parte terminale di azzeramento.

La sovrapposizione dei giunti longitudinali tra i vari strati deve essere programmata e realizzata in maniera che essi risultino fra di loro sfalsati di almeno 20 cm e non cadano mai in corrispondenza delle due fasce della corsia di marcia normalmente interessata dalle ruote dei veicoli pesanti.

Il trasporto del conglomerato dall'impianto di confezione al cantiere di stesa deve avvenire mediante mezzi di trasporto di adeguata portata, efficienti e veloci e comunque sempre dotati di telone di copertura per evitare i raffreddamenti superficiali eccessivi e formazione di crostoni. La temperatura del conglomerato bituminoso all'atto della stesa (controllata immediatamente dietro la finitrice) deve risultare in ogni momento non inferiore a  $140^\circ \text{ C}$ . La stesa dei conglomerati deve essere sospesa quando le condizioni meteorologiche generali possono pregiudicare la perfetta riuscita del lavoro.

#### **4.3.8.1 La compattazione**

La compattazione dei conglomerati deve iniziare appena stesi dalla vibrofinitrice e condotta a termine senza interruzioni. L'addensamento deve essere realizzato preferibilmente con rulli gommati. Per gli strati di base e di binder possono essere



utilizzati anche rulli con ruote metalliche vibranti e/o combinati, di idoneo peso e caratteristiche tecnologiche avanzate in modo da assicurare il raggiungimento delle massime densità ottenibili. Per lo strato di usura può essere utilizzato un rullo tandem a ruote metalliche del peso massimo di 15t.

Si dovrà avere cura che la compattazione sia condotta con la metodologia più adeguata per ottenere uniforme addensamento in ogni punto ed evitare fessurazioni e scorrimenti nello strato appena steso.

La superficie degli strati deve presentarsi, dopo la compattazione, priva di irregolarità ed ondulazioni. Tale regolarità viene verificata controllando che gli scostamenti da un'asta rettilinea lunga 4 m, posta in qualunque direzione sulla superficie finita di ciascuno strato, non superino i 5 mm.

Prima della stesa del conglomerato bituminoso su strati di fondazione in misto cementato deve essere rimossa, per garantirne l'ancoraggio, la sabbia eventualmente non trattenuta dall'emulsione stesa precedentemente a protezione del misto cementato stesso. Nel caso di stesa in doppio strato essi devono essere sovrapposti nel più breve tempo possibile. Qualora la seconda stesa non sia realizzata entro le 24 ore successive tra i due strati deve essere interposta una mano di attacco di emulsione bituminosa in ragione di 0,3 Kg/m<sup>2</sup> di bitume residuo.

La miscela bituminosa viene stesa solo dopo che sia stata accertata, dalla Direzione Lavori, la rispondenza degli strati sottostanti ai requisiti di quota, sagoma, densità e portanza indicati in progetto.

#### 4.3.9 Controlli in corso d'opera

I controlli si differenziano in funzione del tipo di strada. Il controllo della qualità dei conglomerati bituminosi e della loro posa in opera viene effettuato mediante prove di laboratorio, sui materiali costituenti, sulla miscela e sulle carote estratte dalla pavimentazione, e con prove in situ. L'ubicazione dei prelievi e la frequenza delle prove sono indicati nella Tabella 4.19, per le autostrade, Tabella 4.20, per le strade extraurbane principali e urbane di scorrimento, e nella Tabella 4.21 per gli altri tipi di strade.

È opportuno che ogni prelievo sia costituito da due campioni; uno utilizzato per i controlli presso un Laboratorio, e l'altro a disposizione per eventuali accertamenti e/o verifiche tecniche successive.

Sul conglomerato bituminoso prelevato dalla vibrofinitrice si valutano le caratteristiche meccaniche definite mediante opportuni parametri<sup>3</sup>. I valori di tali grandezze sono determinati su provini confezionati in laboratorio, fino al raggiungimento della densità pari a quella misurata su carote prelevate in situ.

Sui materiali costituenti devono essere verificate le caratteristiche di accettabilità.

Sulla miscela vengono determinate: la percentuale di bitume, la granulometria degli aggregati, la quantità di attivante d'adesione.

I provini confezionati mediante l'apparecchiatura Pressa Giratoria devono essere sottoposti a prova di rottura diametrale a 25 °C (Brasiliana).

Sui provini confezionati attraverso costipatore Marshall vengono determinati: peso di volume ( $D_M$ ), stabilità e rigidità (CNR 40/73); percentuale dei vuoti residui (CNR 39/73); perdita di Stabilità dopo 15 giorni di immersione in acqua (CNR n. 121/87); resistenza alla trazione indiretta (Prova Brasiliana – CNR 134/91).

Per lo strato di usura e per quello di collegamento, può essere controllata la deformabilità viscoplastica con prove a carico costante (CNR 106/85). Il parametro J1 a

<sup>3</sup> Modulo elastico, modulo complesso E, angolo di fase  $\phi$ , ecc.

10 °C deve essere compreso tra 25 e 40 cm<sup>2</sup>/(daN\*s) mentre lo Jp a 40 °C deve essere compreso tra 14 x 10<sup>6</sup> e 26 x 10<sup>6</sup> cm<sup>2</sup>/(daN\*s).

Sulla pavimentazione finita, il controllo si esegue mediante indagine sul bacino di deflessione o con la stima delle caratteristiche meccaniche dei diversi strati costituenti la sovrastruttura.

La capacità portante della pavimentazione può essere determinata con il deflettometro Benkelmann (CNR 141/92) o con sistemi analoghi di tipo dinamico Falling Weight Deflectometer, Curviametre, ecc.

Per l'accettazione della sovrastruttura deve verificarsi che i valori di deflessione misurati devono essere uguali o minori di quelli ammessi nel calcolo di progetto in relazione alla vita utile prevista per la pavimentazione.

La media dei risultati sui tronchi omogenei (di lunghezza massima di 1 Km) deve essere confrontata con il valore previsto in progetto.

Lo spessore dello strato viene determinato, per ogni tratto omogeneo di stesa, facendo la media delle misure (quattro per ogni carota) rilevate dalle carote estratte dalla pavimentazione, scartando i valori con spessore in eccesso, rispetto a quello di progetto, di oltre il 5%.

La densità in sito, nel 95% dei prelievi, deve essere non inferiore al 98%, del valore D<sub>G</sub> (ovvero D<sub>M</sub>) risultante dallo studio della miscela. Le misure di densità vengono effettuate su carote prelevate dalla stesa oppure eseguite con sistemi non distruttivi, quali nucleo densimetri o simili, individuati dalla DL in accordo con l'Impresa, prima dell'inizio dei lavori.

Per il tappeto di usura il Coefficiente di Aderenza Trasversale (CAT) misurato con l'apparecchiatura SCRIM (CNR 147/92) deve risultare superiore o uguale a 0,60, per le autostrade e a 0,55, per le strade urbane. In alternativa si può determinare la resistenza di attrito radente con lo Skid Tester (CNR 105/85) che deve fornire valori di BPN (British Pendulum Number) maggiori o uguali a 60.

L'altezza di sabbia (HS), determinata secondo la metodologia CNR 94/83, deve essere superiore o uguale a 0,4 mm. Misure della macrorugosità eventualmente eseguite con apparecchiature a rilievo continuo (p.e. Mini texture meter WDM - TRRL, SUMMS, ecc.).

<sup>5</sup> devono essere riferite all'altezza di sabbia (HS) con apposite correlazioni.

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

Qualora il valore medio di CAT o HS, per ciascuna tratta omogenea (tratti di pavimentazione nei quali ricadono almeno 4 valori dell'indicatore distribuiti statisticamente secondo una distribuzione "normale") sia inferiore ai valori prescritti, il tappeto di usura viene penalizzato del 15% del suo costo.

---

<sup>5</sup> Mini texture meter (WDM - TRRL), SUMMS, ecc.

**Tabella 4.19: Frequenza e tipo dei controlli in corso d'opera per le sovrastrutture stradali sulle autostrade.**

STRATO	TIPO DI CAMPIONE	UBICAZIONE PRELIEVO	FREQUENZA PROVE	REQUISITI RICHIESTI
Base, Binder, Usura	Bitume	Cisterna	Settimanale oppure ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.5
Base, Binder, Usura	Aggregato grosso	Impianto	Settimanale oppure ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Binder, Usura	Aggregato fino	Impianto	Settimanale oppure ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Binder, Usura	Filler	Impianto	Settimanale oppure ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Binder, Usura	Conglomerato sfuso	Vibrofinitrice	Giornaliera oppure ogni 5.000 m <sup>2</sup> di stesa	Modulo complesso, angolo di fase, ecc. previsti in progetto
Base, Binder, Usura	Carote x spessori	Pavimentazione	Ogni 100 m di fascia di stesa	Spessore previsto in progetto
Base, Binder, Usura	Carote x densità in sito	Pavimentazione	Ogni 500 m di fascia di stesa	98% del valore risultante dallo studio della miscela
Base, Binder, Usura	Pavimentazione	Pavimentazione	Ogni 100 m di fascia di stesa	Bacino di deflessione uguale o minore di quello ammesso in progetto
Usura	Pavimentazione	Pavimentazione	Ogni 10 m di fascia di stesa	CAT <sub>0,60</sub> e HS ≥ 0,4 mm (media su 50m) BPN ≥ 60 (ogni 50 m)

**Tabella 4.20: Frequenza e tipo dei controlli in corso d'opera per le sovrastrutture stradali sulle strade extraurbane principali e urbane di scorrimento.**

STRATO	TIPO DI CAMPIONE	UBICAZIONE PRELIEVO	FREQUENZA PROVE	REQUISITI RICHIESTI
Base, Binder, Usura	Bitume	Cisterna	Settimanale oppure Ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.5
Base, Binder, Usura	Aggregato grosso	Impianto	Settimanale oppure Ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Binder, Usura	Aggregato fino	Impianto	Settimanale oppure Ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Binder, Usura	Filler	Impianto	Settimanale oppure Ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Binder,	Conglomerato sfuso	Vibrofinitrice	Giornaliera oppure ogni 5.000 m <sup>2</sup> di stesa	Caratteristiche risultanti dallo studio della miscela
Usura	Conglomerato sfuso	Vibrofinitrice	Giornaliera oppure ogni 10.000 m <sup>2</sup> di stesa	Caratteristiche risultanti dallo studio della miscela
Binder, Usura	Conglomerato sfuso	Vibrofinitrice	Giornaliera oppure ogni 10.000 m <sup>2</sup> di stesa	J1 a 10 °C compreso tra 25 e 40 cm <sup>2</sup> /(daN*s) Jp a 40 °C compreso tra 14 x 10 <sup>6</sup> e 26 x 10 <sup>6</sup> cm <sup>2</sup> /(daN*s)
Base, Binder, Usura	Carote x spessori	Pavimentazione	Ogni 200 m di fascia di stesa	Spessore previsto in progetto
Base, Binder, Usura	Carote x densità in sito	Pavimentazione	Ogni 1000 m di fascia di stesa	98% del valore risultante dallo studio della miscela
Base, Binder	Carote x modulo	Pavimentazione	Ogni 1000 m di fascia di stesa	90% del valore previsto in progetto
Usura	Pavimentazione	Pavimentazione	Ogni 100 m di fascia di stesa	BPN ≥ 60 HS ≥ 0,4 mm

**Tabella 4.21: Frequenza e tipo dei controlli in corso d'opera per le sovrastrutture stradali sulle strade extraurbane secondarie e urbane di quartiere.**

STRATO	TIPO DI CAMPIONE	UBICAZIONE PRELIEVO	FREQUENZA PROVE	REQUISITI RICHIESTI
Base, Usura	Binder, Bitume	Cisterna	Settimanale oppure ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.5
Base, Usura	Binder, Aggregato grosso	Impianto	Settimanale oppure ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Usura	Binder, Aggregato fino	Impianto	Settimanale oppure ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Usura	Binder, Filler	Impianto	Settimanale oppure ogni 2500 m <sup>3</sup> di stesa	Tabella 4.10, Tabella 4.11 e Tabella 4.12
Base, Binder, Usura	Conglomerato sfuso	Vibrofinitrice	Giornaliera oppure ogni 5.000 m <sup>2</sup> di stesa	Caratteristiche risultanti dallo studio della miscela
Usura	Conglomerato sfuso	Vibrofinitrice	Giornaliera oppure ogni 10.000 m <sup>2</sup> di stesa	Caratteristiche risultanti dallo studio della miscela
Base, Usura	Binder, Carote x spessori	Pavimentazione	Ogni 200 m di fascia di stesa	Spessore previsto in progetto
Base, Binder, Usura	Carote x densità in sito	Pavimentazione	Ogni 1000 m di fascia di stesa	98% del valore risultante dallo studio della miscela
Usura	Pavimentazione	Pavimentazione	Ogni 200 m di fascia di stesa	BPN ≥ 55

## BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- [1] "Norme C.N.R.", Bollettino Ufficiale del C.N.R., Roma.
- [2] "Norme C.N.R.-U.N.I., ed. U.N.I. ", Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano
- [6] "Capitolato Speciale di appalto A.N.A.S.", Azienda Autonoma delle Strade, Roma.
- [7] "Annual book of ASTM Standards" section 4, Philadelphia (U.S.A.).
- [9] "Norme Tecniche di appalto Autostrade S.p.A.", società Autostrade, Roma.
- [10] "Studio a carattere pre-normativo delle norme tecniche di tipo prestazionale per capitolati speciali d'appalto", Documento approvato dalla Commissione di studio per le norme relative ai materiali stradali e progettazione, costruzione e manutenzione strade del CNR