

VOLUME

5

SOTTOFONDI

Catalogo per il dimensionamento
di pavimentazioni
in masselli autobloccanti
in calcestruzzo in ambito urbano

a cura di
Massimo Colombo



VOLUME 5

SOTTOFONDI

Catalogo per il dimensionamento di pavimentazioni
in masselli autobloccanti in calcestruzzo
in ambito urbano

a cura di ing. Massimo Colombo



ASSOBETON



- Sostenibilità
- Durabilità
- Qualità
- Innovazione
- Economicità

Con PROGETTO ULISSE AITEC (l'Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento), ASSOBBETON (l'Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi) ed ATECAP (l'Associazione tecnico Economica del Calcestruzzo Preconfezionato) promuovono i valori del calcestruzzo armato e precompresso e dei manufatti in cemento.

Attraverso PROGETTO ULISSE le tre associazioni di settore intendono diffondere e sviluppare una cultura del calcestruzzo di qualità, evidenziando i valori dell'innovazione, della durabilità, della sostenibilità e dell'economicità dell'ampia gamma di prodotti e di tecnologie esistenti intorno al calcestruzzo.

PROGETTO ULISSE è un insieme di progetti con i quali si vuole rafforzare la conoscenza del mercato, consolidare gli aspetti della sostenibilità ambientale e dell'antisismicità; sostenere l'attività di ricerca e di sperimentazione tecnologica dei principali prodotti: dalle murature in blocchi alle pavimentazioni in masselli autobloccanti, dal fibrocemento ai pannelli in doppia lastra, ai tubi in calcestruzzo, alle barriere autostradali, ai nuovi calcestruzzi autocompattanti.

Una particolare attenzione viene prestata all'evoluzione della normativa tecnica e della regolamentazione applicativa a cui si accompagna un programma unitario di formazione e di promozione culturale in collaborazione con il sistema universitario e con il mondo delle professioni.

L'attività del PROGETTO si consolida in una ricca produzione editoriale e in un'assidua e mirata attività seminariale e divulgativa dei risultati di ricerche e studi.

0	PREFAZIONE	pag. 5	7	FORMAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA	pag. 28
1	TERMINOLOGIA	pag. 6	7.1	Formazione di strati in misto granulare	
1.1	Sovrastruttura o pavimentazione		7.2	Formazione di strati con materiali riciclati	
1.2	Sottofondo		7.3	Formazione di strati in misto cementato	
1.3	Pavimentazione in masselli autobloccanti di calcestruzzo		7.4	Formazione di strati in conglomerato cementizio	
2	VALUTAZIONE DEL TRAFFICO	pag. 8	7.5	Utilizzo di geotessili	
2.1	Analisi dei carichi		8	CATALOGO DELLE PAVIMENTAZIONI	pag. 34
2.2	Classificazione del traffico per le pavimentazioni in masselli autobloccanti		8.1	Sovrastrutture di tipo flessibile	
3	SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI MASSELLO E DELLO SCHEMA DI POSA	pag. 14	8.2	Sovrastrutture di tipo semirigido	
4	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO	pag. 18	9	RACCOMANDAZIONI PARTICOLARI	pag. 36
4.1	Sovrastruttura di tipo flessibile		9.1	Strati di base in conglomerato cementizio	
4.2	Sovrastruttura di tipo semirigido		9.2	Drenaggio della sabbia di allettamento	
4.3	Condizioni ambientali		9.3	Ricoprimento di pavimentazioni esistenti	
5	CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI	pag. 20	10	RIFERIMENTI NORMATIVI	pag. 38
5.1	Classificazione dei terreni secondo HRB		11	BIBLIOGRAFIA	pag. 39
6	VALUTAZIONE DEL SOTTOFONDO	pag. 22	12	LE AZIENDE ASSOBBETON	pag. 40
6.1	Strato anticapillare				
6.2	Metodi di prova per la valutazione della capacità portante				
6.2.1	Prove penetrometriche				
6.2.2	Prove CBR (California Bearing Ratio)				
6.2.3	Prove di carico su piastra				
6.3	Requisiti minimi di portanza del sottofondo				
6.4	Metodi di miglioramento della portanza dei sottofondi				
6.4.1	Stabilizzazione dei terreni				
6.4.2	Sostituzione dei materiali di sottofondo				

L'obiettivo della presente pubblicazione è di mettere a disposizione dei progettisti, soprattutto di quelli non specializzati nel settore stradale, uno strumento di veloce e pratica consultazione che consenta di operare una corretta progettazione della sovrastruttura pavimentata con masselli autobloccanti in calcestruzzo in ambito urbano.

I masselli autobloccanti in calcestruzzo hanno trovato impiego inizialmente in Italia come solo elemento di finitura di spazi leggermente carrabili o a prevalente traffico pedonale, come ad esempio cortili e marciapiedi: le positive esperienze da decenni condotte in altri Paesi nell'utilizzo anche per applicazioni industriali molto pesanti, per le quali i masselli autobloccanti sono ormai divenuti la scelta progettuale riconosciuta, e lo sviluppo dei processi industriali di ottimizzazione delle finiture dei prodotti ne hanno esteso l'impiego anche alle strade urbane ed agli spazi ad esse connessi.

L'ambito di applicazione di questa pubblicazione è dunque quello dell'impiego in tutte le situazioni di traffico urbano, da esclusivamente pedonale fino a veicolare pesante, comprese le situazioni di utilizzo in aree industriali soggette al normale traffico pesante cui è consentita anche la circolazione stradale.

Relativamente a tali applicazioni sono stati proposti nel tempo in ambito nazionale diversi metodi di dimensionamento, anche basati su modellazioni agli elementi finiti, ma con il risultato di confondere, anziché chiarire, le idee al progettista.

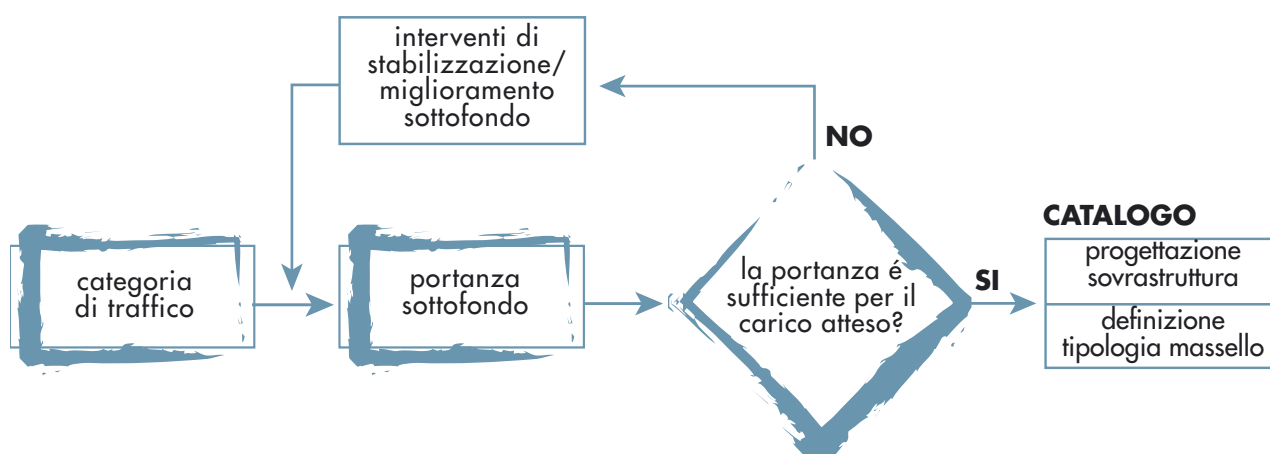
Per questo motivo, nella realizzazione della presente pubblicazione si è scelta la strada di definire un catalogo delle possibili sovrastrutture, in funzione del tipo di terreno di sottofondo e delle condizioni di carico attese, schematizzate attraverso categorie di traffico di facile interpretazione.

Per ogni condizione di suolo e di carico, così come sopra determinata, risulta infatti possibile al progettista operare una scelta tra diverse tipologie di materiali e stratificazioni della sovrastruttura, in modo da ottimizzare l'aspetto tecnico-economico dell'opera.

Oltre gli scopi della presente pubblicazione, per altre applicazioni specifiche quali porti, aeroporti, aree di movimentazione e stoccaggio di containers, che per la tipologia particolare di intensità e di spettro di carico sono oggetto di specifici metodi di dimensionamento, si forniscono i riferimenti bibliografici alle procedure di calcolo universalmente applicate e collaudate.

La presente pubblicazione si compendia ed integra con il "Codice di pratica per la posa in opera di masselli autobloccanti in calcestruzzo", edito da Assobeton.

La suddetta rientra, inoltre, tra le iniziative promosse dal "Progetto Ulisse".



TERMINOLOGIA

Un corretto impiego dei termini da usare per le sovrastrutture ed i materiali è fondamentale per evitare incomprensioni di linguaggio, spesso dovute all'uso comune ma improprio degli stessi, ed ottenere uniformità nei testi dei capitolati speciali d'appalto e quindi anche maggiore chiarezza operativa.

Secondo il Bollettino Ufficiale del CNR n. 169-1994 le parti del corpo stradale più direttamente interessate dai carichi mobili si possono distinguere essenzialmente in:

- ✓ sovrastruttura o pavimentazione;
- ✓ sottofondo.

1.1 SOVRASTRUTTURA O PAVIMENTAZIONE

Tale termine indica la parte del corpo stradale costituita da un insieme di strati sovrapposti di seguito specificati, di materiali e di spessori diversi, aventi la funzione di sopportare complessivamente le azioni indotte dal traffico e di trasmetterle e distribuirle, opportunamente attenuate, al terreno di appoggio (sottofondo) o ad altre idonee strutture (ad esempio in corrispondenza di opere d'arte) nonché di garantire condizioni di sicurezza e di confortevolezza della circolazione stradale.

Il dimensionamento della sovrastruttura è parte essenziale della progettazione e consiste nello stabilire, anche in base al traffico e alla portata del sottofondo, le caratteristiche dei materiali e gli spessori dei singoli strati onde assicurare l'efficienza della sovrastruttura stessa e facilitarne la manutenzione.

Motivi economici e funzionali normalmente consigliano di differenziare i vari strati per spessori e per materiali di natura diversa.

Nella sovrastruttura normalmente sono presenti e si distinguono i seguenti strati:

- ✓ **strato superficiale:** strato immediatamente sottostante al piano viabile, destinato a far fronte alle azioni locali verticali e tangenziali indotte dai veicoli ed a trasmetterle con intensità attenuata agli strati sottostanti, nonché ad assicurarne le richieste caratteristiche di rugosità superficiale per garantire l'aderenza;
- ✓ **strato di base:** strato intermedio, disposto tra lo strato superficiale e lo strato di fondazione. Ad esso è demandato il compito di resistere ai carichi verticali trasmessi localmente dallo strato superficiale ripartendoli sui sottostanti strati di fondazione di minori qualità portanti. Qualora, a causa della particolare pesantezza del traffico, e/o della scarsa portanza del sottofondo, fosse necessario ricorrere ad uno spessore rilevante di questo strato intermedio, può risultare opportuno suddividerlo in due, superiore ed inferiore, eventualmente differenziandone i materiali per motivi economici e per regolarità costruttiva;

- ✓ **strato di fondazione:** parte inferiore della sovrastruttura a contatto con il terreno di appoggio (sottofondo), avente la funzione di trasmettere ulteriormente le azioni verticali ripartendole attenuate al sottofondo; tale strato può mancare nel caso di sottofondi di portanza elevata. Normalmente lo strato di fondazione è in materiale meno pregiato dei sovrastanti e, analogamente allo strato di base, può essere suddiviso in più strati.

La sovrastruttura può anche comprendere strati accessori aventi particolari funzioni quali:

- ✓ **strato drenante:** strato di materiale poroso permeabile, posto a conveniente altezza nella sovrastruttura, per provvedere alla raccolta ed allo smaltimento di acque di falda o di infiltrazione verso le cunette laterali o altro dispositivo drenante;
- ✓ **strato anticapillare:** strato di materiale di moderato spessore interposto tra lo strato di fondazione ed il terreno di sottofondo, destinato ad interrompere, negli strati della sovrastruttura, l'eventuale risalita capillare di acqua proveniente da falda acquifera;
- ✓ **strato antigelo:** strato di opportuno materiale, steso al di sotto dello strato di fondazione in adeguato spessore, avente la funzione di impedire che la profondità di penetrazione del gelo raggiunga un sottofondo gelivo. Tale funzione può venire svolta da un adeguato aumento di spessore dello strato di fondazione.

Le sovrastrutture si considerano normalmente di tre tipi:

- ✓ **flessibile:** formata da strati superficiali ed eventualmente di base costituiti da miscele di aggregati lapidei con leganti idrocarburici (conglomerato bituminoso) e da strati di fondazione non legati. Lo strato superficiale è frequentemente costituito di due strati: uno strato di usura e uno di collegamento:
 - a) **strato di usura:** strato disposto ad immediato contatto con le ruote dei veicoli, destinato ad assicurare adeguate caratteristiche di regolarità e condizioni di buona aderenza dei veicoli alla superficie di rotolamento, a resistere prevalentemente alle azioni tangenziali di abrasione;
 - b) **strato di collegamento:** strato, spesso chiamato "binder", sottostante al precedente, destinato ad integrare le funzioni portanti e ad assicurarne la collaborazione con gli strati inferiori: normalmente esso è costituito da materiale meno pregiato, e quindi più economico del sovrastante;
- ✓ **rigida:** formata da uno strato superficiale costituito da una lastra in calcestruzzo di cemento armato o

non armato, e da uno o più strati di fondazione. La lastra di calcestruzzo assomma in sé anche la funzione dello strato di base, mentre lo strato di fondazione può essere costituito da miscele di aggregati non legati, ovvero legati con leganti idraulici od idrocarburici e suddiviso in più strati di materiali differenziati;

- ✓ **semirigida:** formata da strati superficiali costituiti da miscele legate con leganti idrocarburici, strati di base costituiti da miscele trattate con leganti idraulici, ed eventualmente strati di fondazione trattati anch'essi con leganti idraulici o non legati.

Il sottofondo viene detto migliorato quando viene integrato con materiale arido (correzione granulometrica) o quando viene trattato con modesti quantitativi di legante tali da modificare, anche temporaneamente, le sole proprietà fisiche della terra (quali il contenuto naturale di acqua, la plasticità, la costipabilità, l'indice CBR). Il miglioramento in alcuni casi può essere ottenuto mediante opere di drenaggio, ovvero con l'ausilio di geosintetici. Il sottofondo viene detto stabilizzato quando il legante è in quantità tale da conferire alla terra una resistenza durevole, apprezzabile mediante prove di trazione e flessione proprie dei materiali solidi. Il legante impiegato è normalmente di tipo idraulico o idrocarburico.

1.2 SOTTOFONDO

Si definisce sottofondo il terreno costituente il fondo di uno scavo o la parte superiore di un rilevato, avente caratteristiche atte a costituire appoggio alla sovrastruttura. Tale deve considerarsi il terreno fino ad una profondità alla quale le azioni verticali dei carichi mobili siano apprezzabili ed influenti sulla stabilità dell'insieme (di solito spessori nell'ordine di 30-80 cm). Si definisce sottofondo migliorato o stabilizzato se, per insufficiente portanza e/o per notevole sensibilità all'azione dell'acqua e del gelo, viene migliorato o stabilizzato con appositi interventi, ovvero sostituito per una certa profondità.

1.3 PAVIMENTAZIONE IN MASSELLI AUTOBLOCCANTI DI CALCESTRUZZO

La pavimentazione, costituita da piccoli elementi prefabbricati di calcestruzzo cementizio allettati su letto di sabbia, si definisce autobloccante in quanto realizza in opera un sistema in grado di sviluppare un'efficace distribuzione dei carichi superficiali attraverso il piano d'appoggio e lo sforzo di taglio sviluppato tra elementi contigui.

La figura che segue illustra l'applicazione della terminologia descritta nel presente capitolo alla pavimentazione in masselli autobloccanti di calcestruzzo.

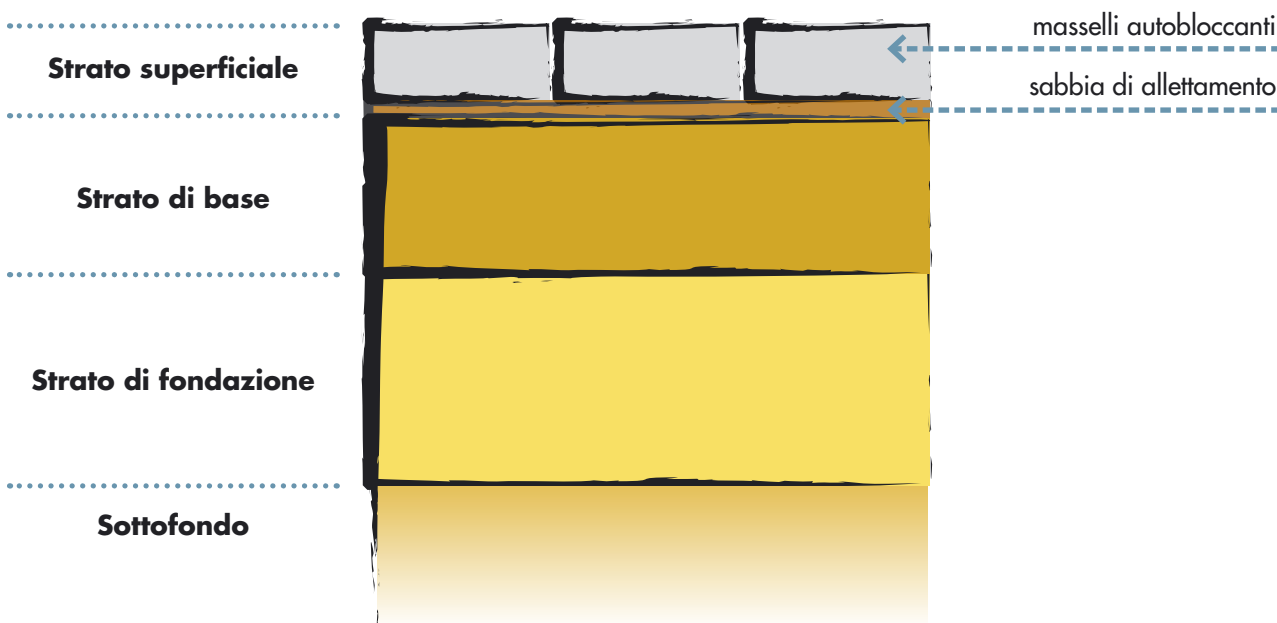


fig.1.1 - Sezione tipo di una pavimentazione in masselli autobloccanti

Tipo di traffico	Carico massimo KN	Pressione massima N/mm ²	Pressione media N/mm ²
Solo pedonale (folla compatta)	1	0,01	0,004
Solo autovetture	5	0,20	0,005
Automezzi ≤ 35 q.li	10	0,30	0,008
Autocarri e autotreni > 35 q.li	60	1,00	0,025
Piazzali di stoccaggio containers	150	2,50	0,050

Pressione massima = pressione sulla superficie di contatto del carico con il massello

Pressione media = pressione media del carico agente sulla superficie di ingombro

tab. 2.2 - Tipologie di carico e corrispondenti pressioni sulla pavimentazione

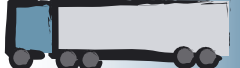
2.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti sulle pavimentazioni autobloccanti sono estremamente variabili, proprio in considerazione dell'estrema versatilità del tipo di pavimentazione. Nella **tab.2.2** sono indicati alcuni valori di riferimento di tali carichi in funzione delle più frequenti destinazioni d'uso previste per la pavimentazione.

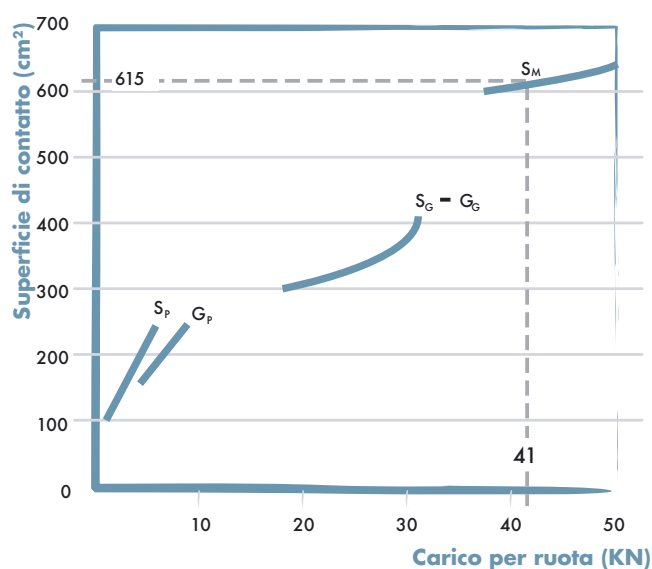
Per la progettazione di sovrastrutture comunque carrabili un valore come sopra non è però sufficiente ai fini del dimensionamento: occorre infatti conoscere non solo l'entità del carico, ma anche il tipo e numero di assi che lo trasmettono nonché il volume di traffico che impegnerà la sovrastruttura durante la sua vita utile.

La conoscenza di questi dati permette infatti di determinare:

- ✓ la massima sollecitazione causata dal carico più gravoso tra quelli che utilizzeranno la sovrastruttura;

Tipo di veicolo	Assi		Distribuzione di carichi per asse in KN				Classe
Autocarri leggeri	2		10	20			1
			15	30			2
Autocarri medi e pesanti	2		40	80			3
			50	110			4
Autocarri pesanti	3		40	80+80			5
			60	100+100			6
Autotreni e autoarticolati	4		40	90	80	80	7
			60	100	100	100	8
	5		40+80+80	80+80			9
			60+90+90	100+100			10
			40+100	80+80+80			11
			60+110	90+90+90			12
Mezzi d'opera			50+120	130+130+130			13
Autobus	2		40	80			14
			60	100			15
			50	80			16

tab. 2.3 - Classificazione dei veicoli commerciali



S_p = asse con ruote singole piccole
 S_G = asse con ruote singole grandi
 S_M = asse con maxiruote
 G_p = asse con ruote gemellate piccole
 G_G = asse con ruote gemellate grandi

fig. 2.2 - Condizioni di carico per diversi tipi di ruota

✓ il danno cumulato prodotto dal ripetersi delle sollecitazioni indotte da tutti i carichi per asse che transitano sulla sovrastruttura e quindi la durata a fatica della pavimentazione.

Per tale valutazione vengono normalmente presi in considerazione tutti i carichi di traffico con esclusione soltanto dei veicoli leggeri, cioè quelli caratterizzati da un peso massimo su asse singolo inferiore a 1,0 t: questi infatti inducono nella pavimentazione stati di sollecitazione trascurabili in relazione alla durata a fatica. I carichi presi in esame per il dimensionamento sono quindi unicamente quelli generalmente indicati con il termine di "veicoli commerciali" (tab. 2.3).

Per la definizione del traffico complessivo il metodo più comune è quello degli assi equivalenti, cui fanno riferimento i metodi di dimensionamento stradali empirici quali la Road Note 29 e AASHTO Interim Guide.

La trasformazione del traffico in assi equivalenti avviene attraverso un coefficiente, che rappresenta il rapporto tra il numero di passaggi dell'asse standard di riferimento ed il numero di passaggi dell'asse in esame che produce nella sovrastruttura lo stesso danno.

Tipo di strada	Tipo di veicolo															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Autostrade extraurbane	12,2	-	24,4	14,6	2,4	12,2	2,4	4,9	2,4	4,9	2,4	4,9	0,10	-	-	12,2
Autostrade urbane	18,2	18,2	16,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,6	18,2	27,3	-
Extraurbane principali e secondarie a forte traffico	-	13,1	39,5	10,5	7,9	2,6	2,6	2,5	2,6	2,5	2,6	2,6	0,5	-	-	10,5
Extraurbane secondarie	-	-	58,8	29,4	-	5,9	-	2,8	-	-	-	-	0,2	-	-	2,9
Extraurbane secondarie turistiche	24,5	-	40,8	16,3	-	4,15	-	2	-	-	-	-	0,05	-	-	12,2
Urbane di scorrimento	18,2	18,2	16,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,6	18,2	27,3	-
Di quartiere e locali	80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	-	-
Corsie preferenziali	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	47	53	-

tab. 2.4 - Composizione percentuale del traffico di veicoli commerciali per tipo di strada (CNR)

La conoscenza della composizione del traffico consente il calcolo del numero di passaggi totali di un asse tipo standard nell'arco di vita utile della pavimentazione.

L'espressione usata per il calcolo è del tipo:

$$N_2 = \left(\frac{W}{Q_{eq}} \right)^n \times N_1$$

dove:

W = asse di carico effettivo

Q_{eq} = asse di carico equivalente

N_1 = numero di ripetizioni dell'asse W

N_2 = numero di ripetizioni dell'asse equivalente Q_{eq}

n = potenza valutata sperimentalmente

Il catalogo CNR delle pavimentazioni stradali stabilisce sei diversi livelli di traffico, corrispondenti al numero complessivo di passaggi di veicoli commerciali transitanti nell'arco di vita utile della pavimentazione sulla corsia più caricata (vedi [tab. 2.5](#)).

Livello di traffico	Numero di veicoli commerciali
1°	400.000
2°	1.500.000
3°	4.000.000
4°	10.000.000
5°	25.000.000
6°	45.000.000

tab. 2.5 - Livelli di traffico sulla corsia più caricata

Ovviamente di questi livelli di traffico solo alcuni interessano effettivamente un determinato tipo di strada: nel caso delle applicazioni in pavimentazioni in masselli autobloccanti si possono considerare unicamente i primi tre livelli di cui sopra.

Per le pavimentazioni in masselli autobloccanti l'applicazione di questi concetti non è sempre accettabile, sia per la difficoltà di determinare l'equivalenza e per il fatto che le caratteristiche di tale pavimentazione si modificano con il tempo: è pertanto sempre preferibile fare riferimento alla reale composizione del traffico per la strada in esame, considerando tutti i carichi.

2.2 CLASSIFICAZIONE DEL TRAFFICO PER LE PAVIMENTAZIONI IN MASSELI AUTOBLOCCANTI

Per assegnare il livello di traffico ai fini del dimensionamento strutturale della pavimentazione in masselli è stata elaborata una classificazione semplificata, derivata dalla

proposta del SETRA-LCPC, basata su fattori facilmente individuabili anche dal progettista non specializzato.

Il traffico da prendere in considerazione è quello per senso di circolazione se la carreggiata stradale è superiore a 6 metri: se la carreggiata è di larghezza inferiore a 5 metri deve essere considerato il traffico complessivo nei due sensi di marcia; se la carreggiata è di larghezza compresa tra 5 e 6 metri deve essere considerato il 75% del traffico complessivo nei due sensi di marcia.

Per le destinazioni d'uso ancora più pesanti, laddove la tipologia e lo spettro di carico sono completamente differenti e decisamente superiori rispetto a quelli indicati nella classificazione della [tab.2.6](#), esistono metodi di dimensionamento universalmente impiegati e collaudati a livello internazionale.

Per quanto riguarda le applicazioni per piazzali di movimentazione e stoccaggio containers, porti e/o aree di smistamento, il metodo di dimensionamento universalmente riconosciuto e di riferimento è quello stabilito dalla British Ports Association - The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and other Industries.

Nel caso di applicazioni molto pesanti in ambito aeroportuale, quali le aree di stazionamento e rullaggio negli aeroporti di prima categoria, si può applicare il metodo della Civil Aviation Authority - The use of pavers for aircraft pavements - CAA Paper 96001, London.

Classe di traffico	Traffico massimo per giorno			Descrizione
	Numero di mezzi pesanti con carico utile > 5 t	Numero di veicoli di peso complessivo > 3,5 t	Numero totale di veicoli senza distinzione di carico	
 1	-	-	-	Spazi esclusivamente pedonali; parchi, piscine, marciapiedi; piste ciclabili.
A	-	2	50	Aree cortilive; strade di accesso a lottizzazioni con meno di 10 alloggi; spazi urbani pedonali con accesso veicoli di servizio; parcheggi residenziali.
2				
 B	-	10	200	Strade di accesso a lottizzazioni da 10 a 300 alloggi; strade urbane pedonali con accesso veicoli di servizio e per le consegne; parcheggi pubblici, commerciali.
A	25	30	500	Strade urbane o simili soggette ad un traffico massimo di 500 veicoli al giorno e per senso di circolazione, senza distinzione di carico.
B	50	60	700	Strade urbane o simili soggette ad un traffico massimo di 700 veicoli al giorno e per senso di circolazione, senza distinzione di carico; parcheggi o aree di manovra lenta di mezzi pesanti (fino a 60 veicoli/giorno di peso complessivo > 3,5 t)
C	100	125	1000	Strade urbane o simili soggette ad un traffico massimo di 1000 veicoli al giorno e per senso di circolazione, senza distinzione di carico; parcheggi o aree di manovra lenta di mezzi pesanti (fino a 125 veicoli/giorno di peso complessivo > 3,5 t)
4	>100	>125	>1000	Strade urbane o simili soggette ad un traffico di oltre 1000 veicoli al giorno e per senso di circolazione, senza distinzione di carico; parcheggi o aree di manovra lenta di mezzi pesanti (oltre 125 veicoli/giorno di peso complessivo > 3,5 t)

tab. 2.6 - Classificazione del traffico



SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI MASSELLO E SCHEMA DI POSA

I masselli sono piccoli elementi in calcestruzzo vibrocompreso, caratterizzati morfologicamente da un rapporto tra la dimensione massima e lo spessore inferiore o uguale a 4. Le caratteristiche fisico-meccaniche minime sono stabilite dalla norma UNI EN 1338. Le pavimentazioni in masselli di calcestruzzo, in funzione della tipologia di massello adottato, dello schema di

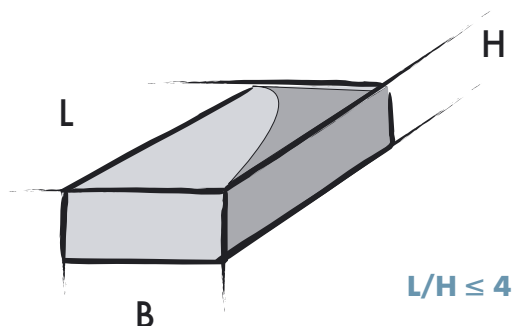


fig. 3.1 - Schema delle dimensioni L, B, H

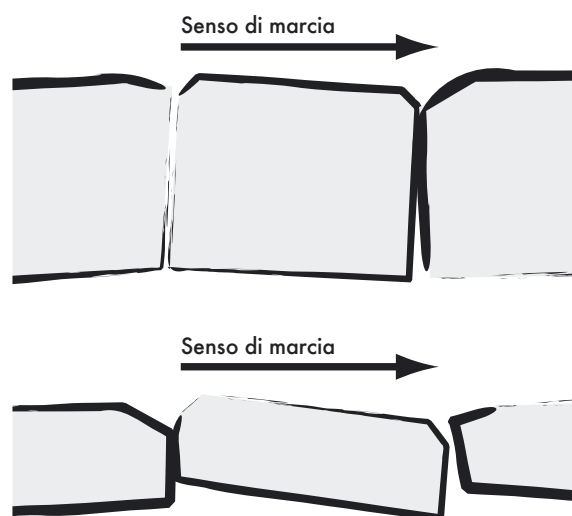


fig. 3.3 - Influenza dello spessore del massello sulla distribuzione dei carichi

posa e soprattutto in funzione dello spessore dello stesso, risultano in grado di realizzare una considerevole ripartizione del carico applicato, riducendo conseguentemente lo stato di sollecitazione nello strato di base.

I carichi dinamici trasmessi alla pavimentazione dal traffico veicolare agiscono infatti non solo in senso verticale, trasmettendo le tensioni agli strati sottostanti, ma anche in senso orizzontale, inducendo una rotazione

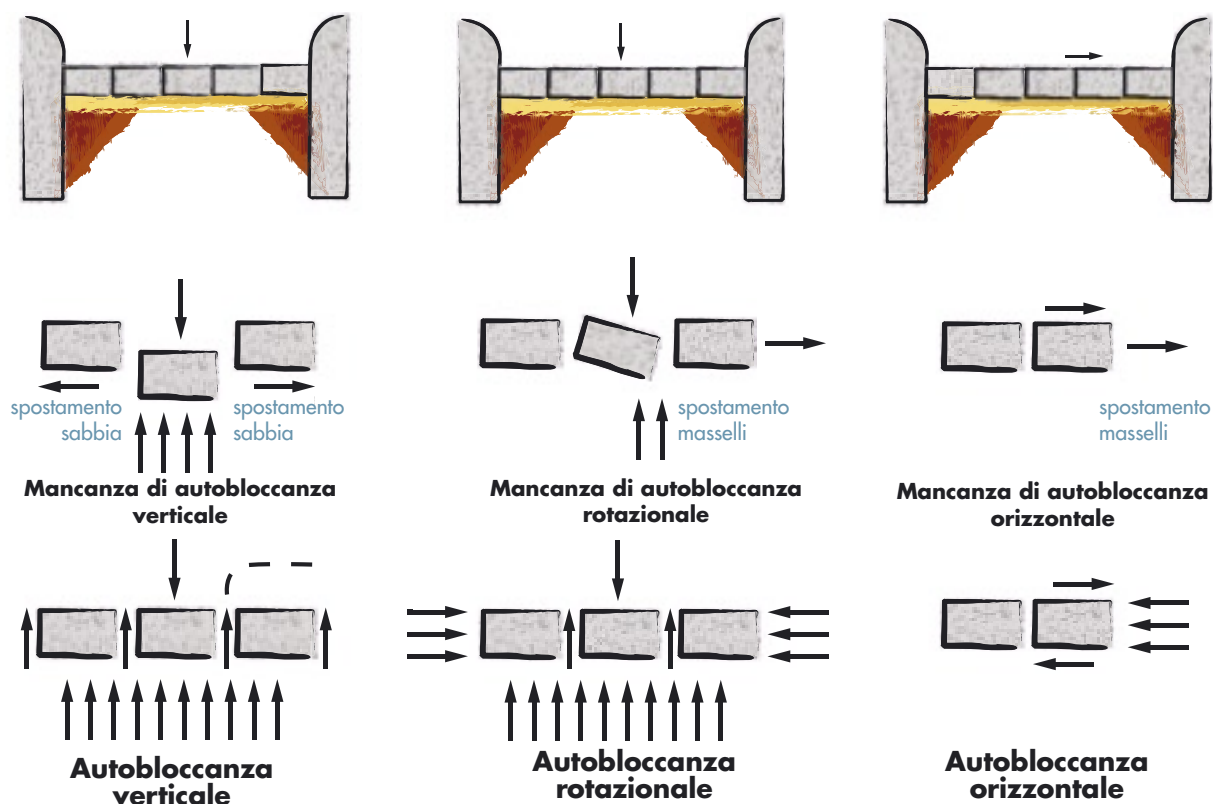


fig. 3.2 - Schema funzionale del principio di autobloccanza per masselli in calcestruzzo

del massello che genera uno stato di sollecitazione sulla superficie laterale dello stesso.

Ne risulta anzitutto che maggiore è lo spessore, e quindi a parità di forma del massello il rapporto tra la superficie laterale e la superficie di appoggio, maggiore è la resistenza a fenomeni torsionali e quindi maggiore è la capacità di distribuzione del carico.

Si sottolinea anche come la scelta dello spessore adeguato limiti le deformazioni superficiali conseguenti al carico, minimizzando il rischio di contatto tra gli spigoli dei singoli elementi.

Un fattore determinante nella buona riuscita della pavimentazione è infatti la **ampiezza del giunto**, che deve risultare il più possibile uniforme e compresa tra 3 e 5 mm. Un giunto di ampiezza inferiore a 3 mm comporta il rischio di fessurazioni degli spigoli dei masselli per effetto della sollecitazione di contatto: un giunto di ampiezza superiore a 5 mm impedisce al materiale di riempimento di sviluppare una sufficiente resistenza al taglio e quindi di distribuire la sollecitazione agli elementi contigui.

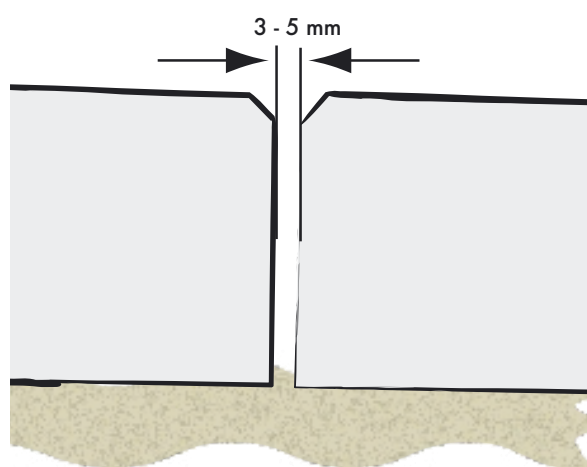


fig 3.4 - Dimensione ottimale dell'ampiezza del giunto

La scelta dello schema di posa in opera e di orientamento dello stesso rispetto alla direzione del traffico prevalente condiziona altresì in modo importante la distribuzione delle sollecitazioni.

Con riferimento alla fig 3.5 si osservi anzitutto come una disposizione di masselli con assi perpendicolari alla direzione del traffico trasferisca le sollecitazioni principalmente su solo due dei quattro lati disponibili, mentre una disposizione inclinata di 45° rispetto a tale direzione consenta di sfruttare al meglio tutta la superficie laterale disponibile.

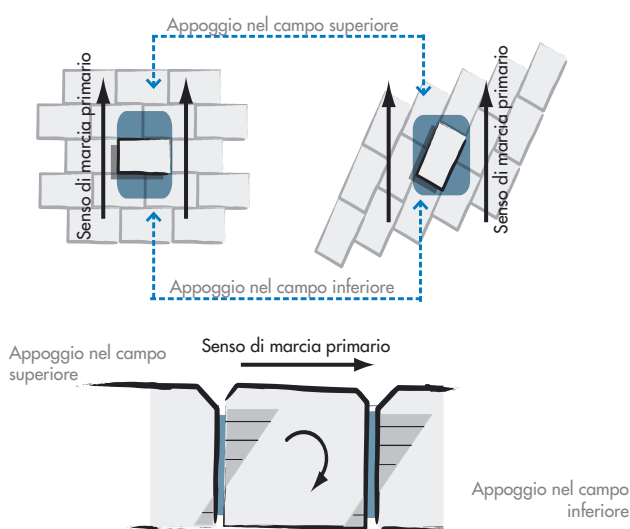


fig 3.5 - Influenza della disposizione dei masselli sulla distribuzione delle sollecitazioni

Una ulteriore fondamentale considerazione deve essere fatta sull'opportunità, all'aumentare della severità di carico, di eliminare la presenza di linee continue di giunti: infatti, per effetto delle sollecitazioni orizzontali (sterzate, frenate, accelerazione degli autoveicoli), se ne osserverebbe il progressivo disallineamento (creep). La variazione dell'ampiezza dei giunti, connessa al fenomeno, è particolarmente dannosa in quanto determina nel tempo la riduzione della capacità di trasmissione dei carichi e quindi dell'autobloccanza.

Gli schemi che seguono evidenziano diverse possibilità di scelta per la posa in opera di un massello semplice: **forme particolari** devono ovviamente essere valutate di volta in volta in quanto consentono di introdurre **maggiori livelli di vincolo** in funzione della loro geometria e/o configurazione laterale.

Dalla sovrapposizione dell'impronta di carico si può facilmente riscontrare come la stessa vada ad interessare un diverso numero di elementi in funzione dello schema adottato.

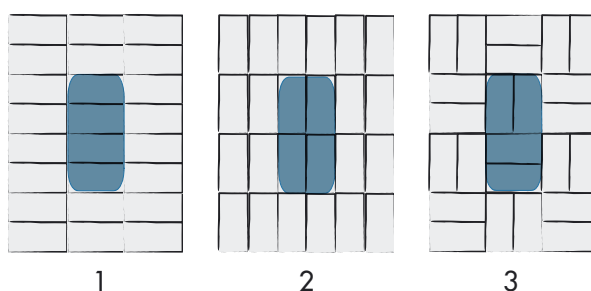


fig 3.6 - Schemi di posa a giunti allineati

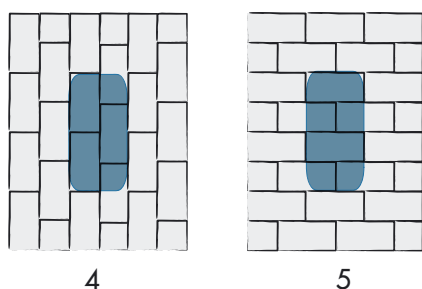


fig 3.7 - Schemi di posa a giunti sfalsati

Per la trasmissione degli sforzi tra elementi contigui attraverso i giunti è evidente che quanto maggiore è tale numero tanto maggiore è la capacità di distribuzione del carico, quindi l'efficienza dei masselli come strato di rivestimento della pavimentazione a parità di orientamento di posa, dimensioni e spessore del massello stesso.

Gli schemi di posa cosiddetti "a sorella", con posizionamento del massello trasversale (1) oppure longitudinale (2) rispetto alla direzione prevalente del traffico sono impiegabili unicamente per carichi pedonali e/o carrabilità occasionale.

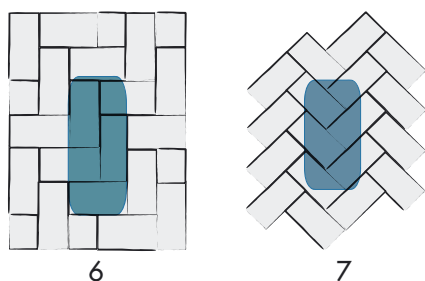


fig 3.8 - Schemi di posa a "spina di pesce"

Lo schema di posa cosiddetto "a cestello" (3) si può adottare anche per situazioni di carrabilità leggera. Gli schemi di posa a giunti sfalsati "a correre" si possono realizzare con posizionamento delle linee in direzione longitudinale (4) oppure trasversale (5) rispetto alla direzione prevalente del traffico.

La soluzione (5) offre una migliore distribuzione del carico rispetto alla soluzione (4) e può essere utilizzata anche per una carrabilità media: ovviamente la soluzione (4) deve essere adottata solo per situazioni di carrabilità leggera.

Nello schema di posa cosiddetto "a spina di pesce" le soluzioni (6) e (7) differiscono per la scelta della dire-

zione di riferimento, rispettivamente ortogonale (6) al senso prevalente di traffico, oppure con inclinazione di 45° rispetto alla stessa.

Tali soluzioni sono quelle che maggiormente garantiscono la distribuzione del carico e quindi adatte ad ogni genere di sollecitazione anche molto pesante.

Lo schema (6) è maggiormente indicato per le pavimentazioni di grandi superfici quali ad esempio i piazzali industriali, ove la direzione prevalente del traffico non è chiaramente individuata, oppure per tratti stradali in curva (rotonde "alla francese", tornanti).

Lo schema (7) è invece indicato per la pavimentazioni dei tratti rettilinei di strade, compresi gli incroci a 90° , ove sussiste una canalizzazione definita del traffico.

Ricordando inoltre i concetti fondamentali per la buona riuscita della pavimentazione riportati nel "Codice di pratica per la posa in opera di masselli autobloccanti in calcestruzzo", con particolare riguardo alla necessità di un adeguato contenimento laterale e di una pendenza minima superficiale, nella realizzazione di carreggiate stradali è opportuno adottare quando possibile un profilo trasversale come quello indicato nella fig 3.9, sia per la migliore capacità di distribuzione del carico del profilo ad arco convesso (cosiddetta schiena d'asino), sia perché si riduce il rischio di ristagni d'acqua nelle zone carrabili, con conseguenti maggiori pericoli per la circolazione.

Le considerazioni sopra esposte sono sinteticamente riassunte nella tab. 3.1 che rappresenta un elemento

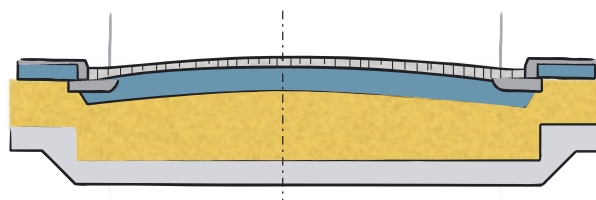
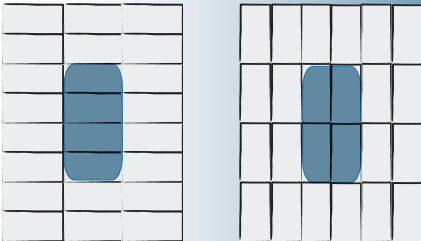
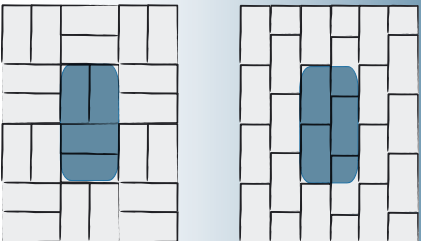
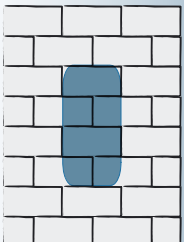
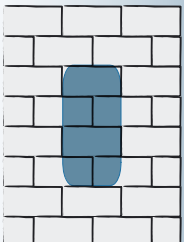
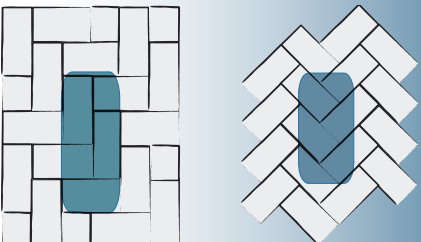


fig 3.9 - Profilo della carreggiata stradale a "schiena d'asino"

fondamentale nella progettazione in quanto definisce, per ogni livello di traffico, uno spessore minimo del massello da utilizzare e le prescrizioni per il suo schema di posa in opera.

Classe di traffico		Spessore minimo del massello (cm)	Prescrizioni per lo schema di posa dell'opera	
1		4,5		nessuna
2	A	6		nessuna
	B			
3	A	8		senza linee continue dei giunti nel senso principale di circolazione
	B			
	C			
4		10		a lisca di pesce o sistema equivalente

tab. 3.1 - Scelta dello spessore del massello e dello schema di posa in opera

CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

Le pavimentazioni in masselli vengono assimilate alle sovrastrutture di tipo semirigido o flessibile: tendono infatti ad accumulare gradualmente le deformazioni verticali, anche se le deformazioni permanenti sono molto più contenute rispetto a quelle del conglomerato bituminoso.

E' importante sottolineare come le pavimentazioni in masselli tendono ad irrigidirsi sotto l'azione del traffico (vedi fig. 4.1), per effetto dello sviluppo del fenomeno di autobloccanza, portando ad una progressiva diminuzione, fino quasi all'annullamento, delle deformazioni permanenti.

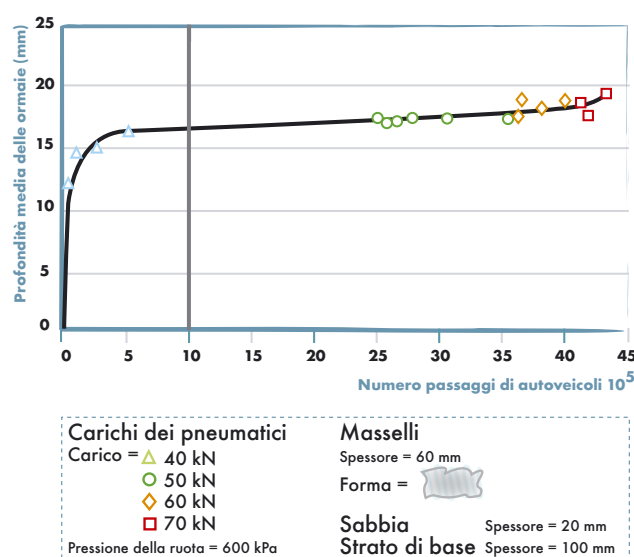


fig. 4.1 - Sviluppo delle deformazioni in funzione delle ripetizioni di carico

In considerazione di tale comportamento particolare, a differenza delle tradizionali pavimentazioni il metodo di dimensionamento utilizzato per questo catalogo è basato su un **ciclo di vita utile della pavimentazione di 30 anni**.

Per effetto della discontinuità costituita dai giunti, tali pavimentazioni sono inoltre in grado di sopportare senza danni deflessioni elastiche molto maggiori di quelli ammissibili per le tradizionali pavimentazioni di tipo rigido o flessibile.

La deformazione massima ammissibile, utilizzata ai fini del dimensionamento, varia in funzione della destinazione d'uso della pavimentazione, quindi del diverso livello di soddisfacimento delle prerogative richieste quale superficie viabile, e viene indicata per ogni categoria di traffico nella tab. 4.1.

Classe di traffico	Deformazione ammissibile mm	Modulo di deformazione minimo dello strato di base N/mm ²
1	15	30
2a		
2b	12	50
3a		
3b	10	120
3c		
4	5	200

tab. 4.1 - Dati di progetto per pavimentazioni in masselli autobloccanti

Il dimensionamento della pavimentazione deve allora tenere conto dei seguenti fattori:

- ✓ le caratteristiche di traffico cui è destinata e la crescita dello stesso nell'arco della vita utile: nel presente catalogo si è considerato un **tasso di incremento annuale del traffico pari al 1%**;
- ✓ le caratteristiche del sottofondo sul quale deve poggiare la sovrastruttura;
- ✓ le caratteristiche dei materiali disponibili in loco per la realizzazione degli strati di fondazione e di base;
- ✓ le caratteristiche dei masselli impiegati e della sabbia di allettamento.

Il dimensionamento deve portare a definire la tipologia dei materiali da utilizzarsi e gli spessori degli strati costituenti la sovrastruttura in modo che gli stessi rimangano funzionali per tutta la durata utile di vita della pavimentazione, senza che gli sforzi superino quelli massimi ammissibili sul sottofondo.

Occorre preliminarmente distinguere tra 2 casi:

- ✓ la realizzazione di una sovrastruttura di tipo flessibile (materiali non legati);
- ✓ la realizzazione di una sovrastruttura di tipo semirigido (materiali legati).

4.1 SOVRASTRUTTURA DI TIPO FLESSIBILE

Una sovrastruttura di tipo flessibile è realizzata con materiali naturali non legati.

In questo caso i criteri di dimensionamento sono i seguenti:

- ✓ il massimo sforzo verticale in corrispondenza del piano di appoggio della sovrastruttura sul sottofondo al momento dell'apertura al traffico;
- ✓ la deflessione sotto carico e la deformazione ammissibile a livello del sottofondo durante la vita utile della pavimentazione e tenendo conto dei fenomeni di fatica;
- ✓ gli spessori minimi degli strati di materiali utilizzati per la costruzione della sovrastruttura.

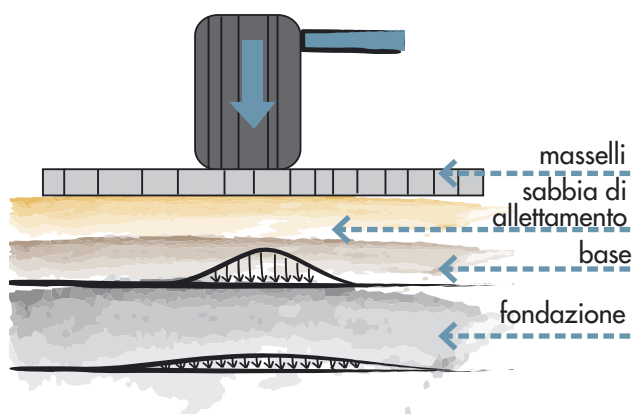


fig. 4.2 - Tensioni critiche in una sovrastruttura di tipo flessibile

4.2 SOVRASTRUTTURA DI TIPO SEMIRIGIDO

Una sovrastruttura di tipo semirigido è realizzata con misto cementato o calcestruzzo.

Il comportamento rigido è caratterizzato dal funzionamento "a lastra" della sovrastruttura, che induce uno sforzo di trazione alla base dello strato.

Il principio di dimensionamento consiste quindi nel mantenere lo sforzo di trazione nella sovrastruttura inferiore a quello ammissibile per il materiale utilizzato.

In questo caso i criteri di dimensionamento sono i seguenti:

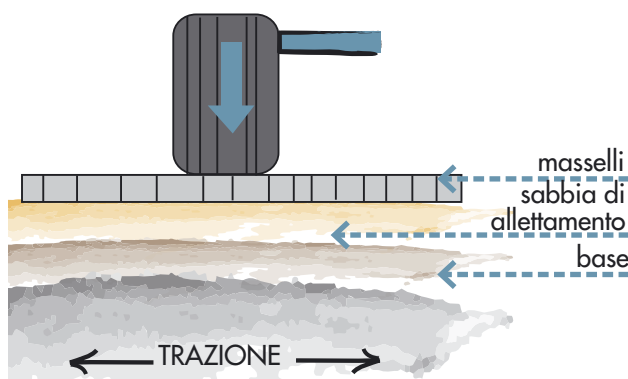


fig. 4.3 - Tensioni critiche in una sovrastruttura di tipo semirigido

- ✓ il massimo sforzo al livello del suolo naturale, tenuto conto dei fenomeni di fatica;
- ✓ lo sforzo di trazione ammissibile negli strati della sovrastruttura, tenuto conto dei fenomeni di fatica;
- ✓ gli spessori minimi degli strati di materiali utilizzati per la costruzione della sovrastruttura.

4.3 CONDIZIONI AMBIENTALI

Per le pavimentazioni tradizionali i fattori ambientali incidono in modo significativo nel calcolo strutturale, si pensi ad esempio all'influenza della temperatura sulle caratteristiche dei conglomerati bituminosi o sulle sollecitazioni nelle lastre di calcestruzzo.

Nel caso delle pavimentazioni in masselli i fattori che devono essere tenuti in considerazione sono unicamente la presenza di acqua e la possibilità di formazione di gelo, in quanto modificano le caratteristiche di portanza dei terreni di sottofondo e nella sovrastruttura. Un aspetto da considerare in fase di progettazione è garantire il drenaggio dell'acqua all'interno della sabbia di allettamento, per evitare fenomeni di sifonamento.

A tale tematica è dedicato il [paragrafo 9.2](#).

CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

La classificazione dei terreni consente di stabilire, con poche misure semplici e rapide, se il terreno in loco, il materiale risultante dagli scavi oppure proveniente da cave di prestito può essere utilizzato nella costruzione così come prelevato, senza nessuna particolare precauzione, oppure se devono essere posti in atto provvedimenti di correzione, oppure infine se non può in alcun modo essere utilizzato.

L'utilità di classificare le terre risulta evidente sia in fase di progetto che durante la costruzione dell'opera: durante la progettazione consente di valutare rapidamente gli oneri connessi con l'utilizzo dei terreni in loco, e quindi di pervenire alla definizione dei costi delle diverse soluzioni ipotizzate: durante la costruzione permette di stabilire con semplicità e rapidità le tecniche più idonee da porre in atto per l'utilizzazione dei materiali risultanti dagli scavi.

Le terre possono essere classificate con riguardo alla loro natura, con ciò intendendosi la granulometria, la sensibilità all'acqua ed al gelo, l'eventuale modificabilità per effetto dell'azione di costipamento a mezzo di macchine o nel corso della vita dell'opera, e con riguardo al loro stato in sito, con ciò intendendosi il loro contenuto d'acqua in relazione alla possibilità di una ottimale compattazione. Le norme UNI EN ISO 14688-1 classifica i terreni dal solo punto di vista granulometrico come da [tab. 5.1](#).

Quando la terra contiene una certa percentuale di parti fini la semplice classificazione granulometrica non è più sufficiente per decidere circa la sua utilizzazione e risulta quindi necessario prendere in esame anche la suscettibilità all'acqua, misurata individuando il limite liquido ed il limite plastico sulla frazione granulometrica passante al setaccio da 0,4 mm, e l'eventuale contenuto di sostanze organiche (UNI EN ISO 14688-2).

5.1 LA CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI SECONDO HRB

Ai fini del dimensionamento delle sovrastrutture stradali in genere, una classificazione funzionale, completa e dettagliata è quella americana elaborata dall'Highway Research Board (HRB), adottata senza sostanziali modifiche dal CNR nelle norme sulla tecnica di impiego delle terre e nella redazione della norma UNI 10006, recentemente sostituita con il corpo delle norme armonizzate UNI EN 14688, UNI EN 13242 e UNI EN 13285.

Essa suddivide le terre in otto gruppi, individuati con gli indici da A1 ad A8, in base alla granulometria ed alla sensibilità dell'acqua ([tab. 5.2](#))

Per ciascun gruppo sono infine ([tab. 5.3](#)) indicati i tipi più comuni di materiali che lo costituiscono e le loro proprietà significative ai fini dell'utilizzo nei rilevati o quale sottofondo.

Classe	Sottoclasse	Simbolo	Dimensioni dei granuli (mm)
Terreni a grana molto grossa	Grande masso	LBo	>630
	Masso	Bo	200 ÷ 630
	Ciotto	Co	63 ÷ 200
Terreni a grana grossa	Ghiaia	Gr	2 ÷ 63
	Ghiaia grossa	CGr	20 ÷ 63
	Ghiaia medio	MGr	6,3 ÷ 20
	Ghiaia fine	FGr	2 ÷ 6,3
	Sabbia	Sa	0,063 ÷ 2
	Sabbia grossa	CSa	0,63 ÷ 2
	Sabbia media	MSa	0,2 ÷ 0,63
	Sabbia fine	FSa	0,063 ÷ 0,2
	Limo	Si	0,002 ÷ 0,063
Terreni a grana fine	Limo grosso	CSi	0,02 ÷ 0,063
	Limo medio	MSi	0,006 ÷ 0,02
	Limo fine	FSi	0,002 ÷ 0,006
	Argilla	Cl	≤ 0,002

tab. 5.1 - Classificazione dei terreni UNI EN ISO 14688-1

Frazione passante al setaccio mm							
gruppo	sottogruppo	2	0,4	0,075	LL Limite liquido	IP Indice di plasticità	Indice di gruppo
A1	A1-a	≤50	≤30	≤15	-	<6	0
	A1-b		≤50	≤25			
A3	-	-	>50	≤10	-	-	0
A2	A2-4	-	-	≤35	≤40	≤10	0
	A2-5		>40		≤10		
	A2-6		≤40		>10	≤4	
	A2-7		>40		>10		
A4	-	-	-	>35	≤40	≤10	≤8
A5	-	-	-	>35	>40	≤10	≤12
A6	-	-	-	>35	≤40	>10	≤16
A7	A7-5	-	-	>35	>40	>10	≤20
					IP ≤ LL - 30		
	A7-6				>40	>10	
					IP > LL - 30		
A8	-	-	-	-	-	-	-

tab. 5.2 - Classificazione dei terreni dell'Highway Research Board

Gruppo	Sottogruppo	Materiali caratteristici costituenti il gruppo	Caratteristiche come sottofondo	Azione del gelo	Ritiro o rigonfiamento	Permeabilità	Classificazione generale		
A1	A1-a A1-b	Ghiaia o ciottolo, ghiaia o ciottolo sabbiosi, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane	da eccellente a buono	nessuna o lieve	nullo	elevata	Terre ghiaio-sabbiose		
A3	-	Sabbia fine							
A2	A2-4	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa			media	nullo o lieve		media o scarsa	
	A2-5								
	A2-6								
	A2-7								
A4	-	Limi poco compressibili	da mediocre a scadente	molto elevata	lieve o medio	scarsa o nulla	Terre limo-argillose		
A5	-	Limi fortemente compressibili							
A6	-	Argille poco compressibili		media	elevato				
A7	A7-5	Argille fortemente compressibili mediamente plastiche		elevata	elevato			scarsa o nulla	
	A7-6	Argille fortemente compressibili fortemente plastiche		media	molto elevato				
A8	-	Torbe, detriti organici di origine palustre	inadatte	-	-	-	Torbe		

tab. 5.3 - Classificazione dei terreni dell'Highway Research Board

VALUTAZIONE DEL SOTTOFONDO

Con riferimento alla classificazione dell'HRB si può osservare che le terre dei gruppi A1 e A3, costituiti da ghiaie e ciottoli, sabbie senza argilla e con eventuale pochissimo limo, sono praticamente insensibili all'azione dell'acqua e del gelo e sono pertanto ottimi materiali per la costruzione della sovrastruttura e come sottofondi.

Le terre dei sottogruppi A2-4 e A2-5, costituite da ghiaie e sabbie limo-argillose con indice di plasticità inferiore a 10, sono insensibili all'azione dell'acqua e solo debolmente interessate dal gelo: trattandosi inoltre di materiali facilmente costipabili sono buoni quali sottofondi.

In presenza di tali terreni (da A1 a A2-5) si procederà pertanto al livellamento ed al costipamento del piano di appoggio della sovrastruttura, in modo da ottenere una densità del secco in sito pari almeno al 95% della densità massima ottenuta in laboratorio con la prova di costipamento Proctor (CNR BU n.69).

Le terre dei gruppi A2-6 e A2-7 sono poco sensibili all'azione dell'acqua, ma risentono sensibilmente dell'azione del gelo e presentano qualche difficoltà nel costipamento dovuta al contenuto d'acqua, peraltro facilmente eliminabile per l'azione di sole e vento data la modesta percentuale di parti fini: possono essere accettati quale materiale di sottofondo a condizione che lo spessore della sovrastruttura sia tale da impedire la penetrazione del gelo.

Le terre dei gruppi A4, A5, A6 e A7 sono, in misura più o meno elevata, sensibili all'azione dell'acqua e del gelo. Possono pertanto essere impiegati come sottofondo solo se protetti dal gelo da una sovrastruttura di adeguato spessore e se si ha la certezza che l'acqua non possa penetrarvi né dagli strati superiori ma neppure da quelli sottostanti per effetto di capillarità o per innalzamento della falda idrica.

Qualora tali terreni (da A2-6 a A7) siano rinvenuti al livello del sottofondo e contengano inoltre tenori d'acqua eccessivi, tali da non consentire le operazioni di predisposizione del piano di fondazione, sarà necessario richiedere bonifiche localizzate con approfondimento degli scavi e la susseguente sostituzione dei terreni in loco con terre dei gruppi A1 e A3.

In presenza di umidità minori, ma tali da consentire comunque il corretto addensamento del piano di fondazione, risulta sempre opportuno disporre un telo di geotessile per rinforzare il piano di appoggio e favorirne il drenaggio.

Si deve sempre comunque procedere alla bonifica in presenza di terreni torbosi (gruppo A8), ovvero di materiali di discarica (rifiuti solidi urbani e simili compressibili e suscettibili all'azione dell'acqua), sino alla loro totale asportazione.

Qualora questo sia economicamente o tecnicamente inattuabile, la bonifica potrà limitarsi a profondità comunque sufficienti a consentire la formazione di uno strato di bonifica avente spessore tale da permettere una normale esecuzione dei lavori; in tale caso si terrà presente, nella progettazione e nella esecuzione dei lavori, l'esistenza di consistenti cedimenti differenziati nel tempo ed il raggiungimento dell'assestamento a lungo termine.

La valutazione delle caratteristiche geotecniche, capacità portante e deformabilità del sottofondo, si realizza attraverso l'esecuzione di prove in sito e/o in laboratorio.

Il primo fattore da tenere in considerazione è il livello della **falda idrica**, da valutarsi mediante prove di tipo piezometrico in sito: nel solo caso in cui tale livello interessi la sovrastruttura è da prevedere la realizzazione di uno **strato anticapillare**.

6.1 STRATO ANTICAPILLARE

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 da 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'uso di materiali frantumati ovvero riciclati.

6.2 METODI DI PROVA PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Le prove più semplici e diffuse per la determinazione della capacità portante nel campo delle pavimentazioni sono rappresentate da:

- ✓ prove penetrometriche ;
- ✓ prove CBR in laboratorio;
- ✓ prove di carico con piastra.

6.2.1 Prove penetrometriche

Le prove penetrometriche permettono, attraverso la misurazione della resistenza incontrata da una punta standardizzata infissa nel terreno, di definire parametri correlabili alla capacità portante, all'angolo di attrito interno ed alla coesione dei singoli livelli di terreno attraversati: queste prove sono attuabili solo in terreni incoerenti a

granulometria fine (sabbie) e nei terreni coesivi, mentre il loro grado di attendibilità decresce passando a terreni sciolti con granulometria grossolana. Sono quindi poco raccomandate per gli scopi della presente pubblicazione.

6.2.2 Prove CBR (California Bearing Ratio)

Le **prove CBR** (California Bearing Ratio) consistono nella misura, generalmente in laboratorio, della pressione necessaria a punzonare, con un cilindro di diametro standardizzato e per una definita profondità, il campione di terreno in esame: con l'indice CBR, espresso in percentuale, può esser calcolato anche il valore del modulo elastico del terreno.

L'indice CBR, oltrechè per valutare la portanza dei ter-

Tipo di sottofondo	Indice di plasticità	Indice CBR %
Argilla	70	1-2
	60	1,5-2
	50	2-2,5
	40	2-3
Argilla limosa	30	3-5
Sabbia limosa	20	4-6
	10	5-7
Limo		1-2
Sabbia granulometricamente poco assortita		10-20
Sabbia granulometricamente ben assortita		15-40
Sabbia e ghiaia granulometricamente ben assortite		20-60

tab. 6.1 - Stima dei valori dell'indice CBR per diversi tipi di terreno

inferiore a 50 cm rispetto al piano del sottofondo devono essere sempre utilizzati i valori inferiori tra quelli indicati per tipologia di terreno.

6.2.3 Prove di carico su piastra

Le prove di carico su piastra permettono di definire i cedimenti del terreno in funzione delle pressioni di carico: da tali prove è ricavato il modulo di deformazione. Il modulo di deformazione M_d è una misura convenzionale della capacità portante dei terreni di sottofondo, degli strati di rilevato nonché degli strati non legati di fondazione e di base nelle pavimentazioni stradali.

E' determinato mediante una prova di carico con piastra circolare ed è definito dalla relazione

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta s} \quad D \text{ in N/mm}^2$$

dove:

- Δp = incremento della pressione trasmessa da una piastra circolare rigida di diametro $D = 300 \text{ mm}$, espresso in N/mm^2
- Δs = corrispondente incremento di cedimento della superficie caricata, espresso in mm

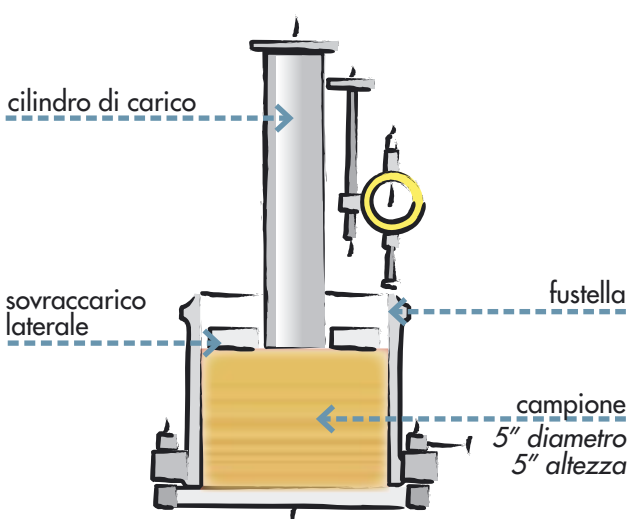


fig. 6.1 - Schema di prova CBR

reni di sottofondo, viene utilizzato anche quale criterio di conformità per valutare l'attitudine dei materiali ad essere utilizzati per la costruzione di strati di rilevato: permette inoltre di 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 standardizzate (AASHTO Mod. CNR 69/78) ma sottoposti a diversi condizionamenti (punzonamento immediato, punzonamento dopo 4 giorni di immersione in acqua, punzonamento dopo gelo e disgelo).

La tab. 6.1 permette di stimare, in mancanza di prove di laboratorio, il valore CBR per diversi tipi di terreno: particolare attenzione deve essere prestata al livello di falda, poiché nel caso la stessa interessi una profondità

La prova va eseguita con doppio ciclo di carico, secondo le modalità di cui al B.U. CNR n.146/1992, al fine di determinare con il primo ciclo il modulo $M_d = \Delta p / \Delta s$, convenzionalmente indicativo della portanza, con il secondo ciclo il modulo $M'_d = \Delta p' / \Delta s'$ che consente di valutare, mediante il rapporto M_d / M'_d , il grado di costipamento dello strato in esame.

Per l'esecuzione della prova è necessario disporre di un contrasto fisso, che solitamente è costituito dalla parte posteriore del telaio di un autocarro sul cui asse posteriore gravi un carico almeno doppio di quello massimo da esercitare sulla piastra.

Si dispone la piastra sulla superficie dello strato di cui si vuole determinare il modulo di deformazione, curando che il contatto sia il più completo possibile: eventuali irregolarità superficiali verranno livellate a mezzo di un sottile strato di sabbia o altro materiale incoerente, tutto passante al setaccio da 2 mm.

Nel caso di prove di carico eseguite su un sottofondo la cui struttura non sia nota, si deve eseguire uno scavo del terreno fino alla profondità di circa 50 cm, onde rilevare la stratigrafia del terreno medesimo e controllare che sotto la piastra non vi siano ciottoli o blocchi di dimensioni maggiori di 10 cm: in tal caso infatti la prova non deve considerarsi significativa e va ripetuta in altra posizione.

I moduli di deformazione M_d e M'_d , corrispondenti al primo ed al secondo ciclo di carico rispettivamente, vengo-

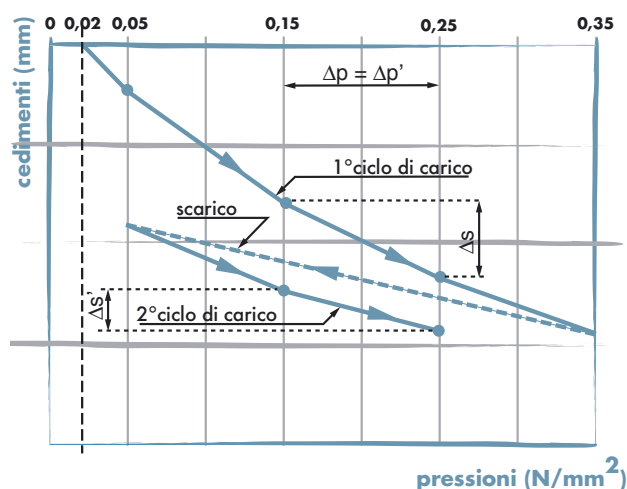


fig. 6.3 - Schema di carico per prova su piastra

no determinati applicando la relazione di cui sopra (nella quale Δp e $\Delta p'$ si fissano pari a $0,1 \text{ N/mm}^2$) e si scelgono normalmente nei seguenti intervalli di pressione:

- ✓ per terreni di sottofondo tra $0,05$ e $0,15 \text{ N/mm}^2$;
- ✓ per strati di base tra $0,15$ e $0,25 \text{ N/mm}^2$.

La valutazione della qualità del costipamento si effettua in base al rapporto M_d / M'_d (< 1): quanto più prossimo all'unità è tale rapporto, migliore è lo stato di compattazione del terreno.

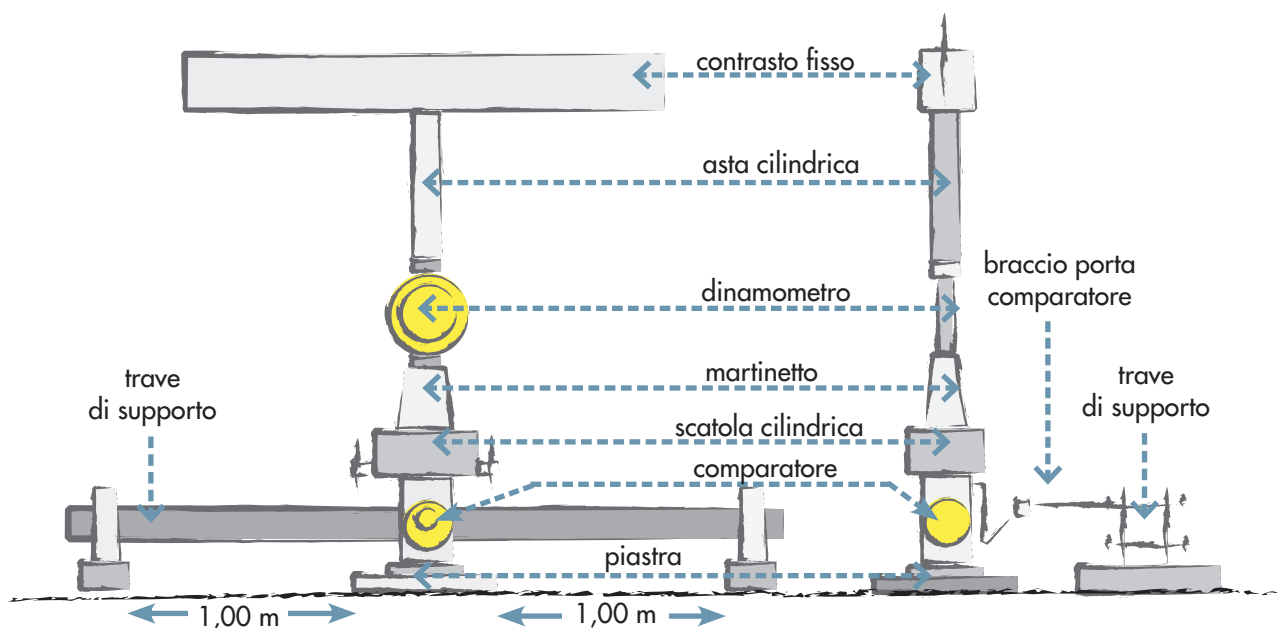


fig. 6.2 - Schema di prova di carico su piastra

6.3 REQUISITI MINIMI DI PORTANZA DEL SOTTOFONDO

Spessore complessivo dello strato di base + fondazione (X)	Valore minimo del modulo di deformazione
> 2,0 m	15 N/mm ²
1,0 m ≤ X ≤ 2,0 m	20 N/mm ²
< 1,0 m	30 N/mm ²

tab. 6.2 - Valori minimi dei moduli di deformazione per sottofondi

Per consentire il corretto costipamento degli strati soprastanti, il modulo di deformazione M_d , determinato sul piano di sottofondo (naturale o bonificato) al primo ciclo

di carico nell'intervallo tra 0,05 e 0,15 N/mm² deve risultare come da tab. 6.2.

Le caratteristiche di portanza del sottofondo devono essere accertate in condizioni di umidità rappresentative delle situazioni climatiche e idrogeologiche più sfavorevoli.

Nel caso di superfici limitate, per le quali l'esecuzione delle prove sperimentali comporterebbe un'inaccettabile aggravio di spesa, la portanza del sottofondo può essere stimata e classificata semplicemente osservando il comportamento del suolo sottoposto al transito di un mezzo pesante (asse da 13 t).

La tab. 6.3 permette di classificare la portanza del sottofondo ai fini del dimensionamento della sovrastruttura.

Per applicare il catalogo della presente pubblicazione è necessario preliminarmente ottenere un valore del modulo di deformazione del sottofondo maggiore di 30 N/mm² (classe di portanza 2).

Classe portanza	Esame visivo del comportamento sotto carico (asse da 13 t)	Caratteristiche geotecniche		Esempi di tipologie di terreno
		Modulo di deformazione N/mm ²	Indice CBR	
0	Circolazione impossibile: terreno non adatto sottofondo molto deformabile	$M_d \leq 15$	$CBR \leq 3$	Argille fini sature, torbe, terre a bassa densità secca, terre contenenti materiali organici e simili
1	Formazione di ormaie dietro l'asse di prova: sottofondo deformabile	$15 < M_d \leq 30$	$3 < CBR \leq 6$	Limi plastici, argillosi e argilloplastici, materiali alluvionati grossi molto sensibili all'acqua
2	Nessuna ormaia dietro l'asse di prova: deformabile	$30 < M_d \leq 50$	$6 < CBR \leq 10$	Sabbie alluvionali argillose o fini limosi, ghiaie argillose o limose, suoli marnosi contenenti meno del 35% di parti fini
3	Nessuna ormaia dietro l'asse di prova: poco deformabile	$50 < M_d \leq 120$	$10 < CBR \leq 20$	Sabbie alluvionali naturali con parti fini < 5%, ghiaie argillose o limose con parti fini < 12%
4	Nessuna ormaia dietro l'asse di prova: molto poco deformabile	$120 < M_d \leq 250$	$20 < CBR \leq 50$	Materiali non sensibili all'acqua, sabbie e ghiaie naturali, materiali rocciosi sani, vecchie carreggiate stradali
5	Nessuna ormaia dietro l'asse di prova: per niente deformabile	$M_d > 250$	$CBR > 50$	

tab. 6.3 - Classificazione della portanza del sottofondo

6.4 METODI DI MIGLIORAMENTO DELLA PORTANZA DEL SOTTOFONDO

Quando la natura o lo stato dei terreni non consentono di raggiungere con il solo costipamento i valori di portanza richiesti si devono prevedere in alternativa:

- ✓ un trattamento di stabilizzazione del terreno;
- ✓ oppure l'approfondimento dello scavo per la sostituzione di un opportuno spessore del materiale esistente con idonei materiali di apporto.

6.4.1 Stabilizzazione dei terreni

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, purché essi risultino idonei all'impiego previsto o siano resi tali.

Il processo di stabilizzazione consiste nel mescolare intimamente le terre argillose con calce e/o cemento di apporto, in quantità tale da modificarne le caratteristiche fisico-chimiche (granulometria, sensibilità 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.

L'attitudine al trattamento dei terreni deve risultare da appositi studi di laboratorio attraverso i quali sono determinati anche i dosaggi di legante da adoperare ed il campo dei tenori d'acqua da osservare nel costipamento delle miscele.

I suoli di natura ghiaio-sabbiosa sono generalmente migliorabili mediante un trattamento di stabilizzazione con cemento, in dosaggio compreso tra 3 e 9% sul peso del suolo secco.

I suoli di natura limo-argillosa necessitano invece di un trattamento preliminare a calce (idrata, oppure calce viva nel caso di terreni molto umidi), in dosaggi compresi tra 1 e 2%. Questo trattamento deve essere seguito dopo 24/48 ore da una stabilizzazione a cemento con dosaggi compresi tra 4 e 6%.

Mediante questi trattamenti è possibile ottenere, con riferimento alla [tab. 6.3](#), un guadagno di portanza di 2 classi.

In funzione del traffico e delle caratteristiche del suolo la profondità da trattare con stabilizzazione può variare da 20 a 40 cm.

In considerazione della suscettibilità del tipo di rivestimento previsto (masselli in calcestruzzo posati a secco su letto di sabbia) il trattamento a calce deve essere impiegato solo per la bonifica del sottofondo e comunque ad una profondità minima di 30 cm rispetto al piano della sabbia di allettamento, e mai negli strati di fondazione e/o di base della sovrastruttura.

6.4.2 Sostituzione dei materiali di sottofondo

La portanza può, in alternativa a quanto indicato nel punto precedente, anche essere aumentata realizzando un ulteriore strato di materiale; in funzione dei materiali impiegati e dello spessore si possono ottenere diversi livelli di guadagno in portanza, come riportati nella [tab. 6.4](#).

Per le caratteristiche e le tecniche di impiego dei materiali si veda il capitolo seguente.

Miglioramento della portanza	Tipologie possibili di intervento e spessore (cm) dello strato di miglioramento			
+ 1 Classe (da classe 1 a 2)	30	20	20	15
+ 2 Classi (da classe 0 a 2)	35	30	30	25

Legenda

	Sabbia e/o ghiaia (0 ÷ 4 mm)
	Misto granulare (si veda il capitolo 7)
	Materiali riciclati (si veda il capitolo 7)
	Geotessile resistente a trazione ≥ 20 KN (si veda il capitolo 7)

tab. 6.4 - Materiali aggiuntivi per il miglioramento della portanza dei sottofondi



FORMAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA

Solo quando si è ottenuto per il sottofondo il valore minimo di portanza prescritto si può procedere alla realizzazione della sovrastruttura (base e fondazione, se necessaria). Nel seguito si descrivono i materiali più comunemente impiegati per la realizzazione di tali strati:

- ✓ misti granulari;
- ✓ materiali riciclati;
- ✓ misto cementato;
- ✓ conglomerato cementizio;
- ✓ geotessili.

7.1 FORMAZIONE DI STRATI IN MISTO GRANULARE

Il misto granulare è costituito da una miscela di aggregati lapidei di primo impiego, eventualmente corretta (migliorata) mediante l'aggiunta o la sottrazione di determinate frazioni granulometriche per migliorarne le proprietà fisico meccaniche. Nella sovrastruttura stradale il misto granulare è impiegato per la costruzione di strati di fondazione e di base. Gli aggregati grossi (trattenuti al crivello da 5 mm) e gli aggregati fini sono gli elementi lapidei che formano il misto granulare.

L'**aggregato grosso** deve essere costituito da elementi ottenuti dalla frantumazione di rocce di cava massive o di origine alluvionale, da elementi naturali a spigoli vivi o arrotondati. Tali elementi possono essere di provenienza o di natura petrografica diversa purché, per ogni tipologia, risultino soddisfatti i requisiti della tab. 7.1.

Serie setacci e crivelli UNI mm	Passante % per strati di fondazione	Passante % per strati di base
70	100	-
30	70-100	100
15	-	70-100
10	30-70	50-85
5	23-55	35-65
2	15-40	25-50
0,4	8-25	15-30
0,075	2-15	5-15

tab. 7.3 - Requisiti granulometrici per misti granulari

Indicatori di qualità			Strato della pavimentazione	
parametro	metodo di prova	unità di misura	fondazione	base
Los Angeles	UNI EN 1097 - 2	%	≤ 40	≤ 30
Micro Deval umida	UNI EN 1097 - 1	%	-	≤ 25
Quantità di frantumato	-	%	-	≥ 60
Dimensione massima	UNI EN 933 - 1	mm	63	63
Sensibilità al gelo	CNR 80/80	%	≤ 30	≤ 20

tab. 7.1 - Requisiti per l'aggregato grosso nei misti granulari

Indicatori di qualità			Strato della pavimentazione	
parametro	metodo di prova	unità di misura	fondazione	base
Equivalentente in sabbia (ES)	UNI EN 933 - 8	%	≥ 40	≥ 50
Indice di plasticità	UNI CEN ISO/TS 17892-12	%	≤ 6	non plastico
Limite liquido		%	≤ 35	≤ 25
Passante al 0,075 mm	UNI EN 933 - 1	%	≤ 6	≤ 6

tab. 7.2 - Requisiti per aggregato fine nei misti granulari

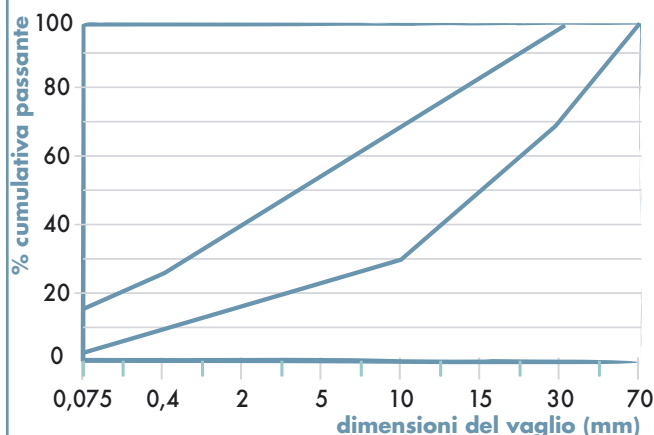


fig. 7.1 - Fuso granulometrico misto granulare per strati di fondazione

L'**aggregato fine** deve essere costituito da elementi naturali o di frantumazione che possiedano le caratteristiche di cui alla tab. 7.2.

La **miscela di aggregati** da adottarsi per la realizzazione del misto granulare deve avere una composizione granulometrica contenuta nei fusi di cui alla tab. 7.3 ed alle figure 7.1 e 7.2.

La dimensione massima dell'aggregato non deve 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.

I diversi componenti, ed in particolare le sabbie, debbono essere del tutto privi di materie organiche, solubili, alterabili e friabili.

Il piano di posa dello strato deve avere le quote, la sagoma e i requisiti di portanza prescritti ed essere ripulito da materiale estraneo. Il materiale va steso in strati di spessore finito non superiore a 25 cm e non inferiore a 10 cm

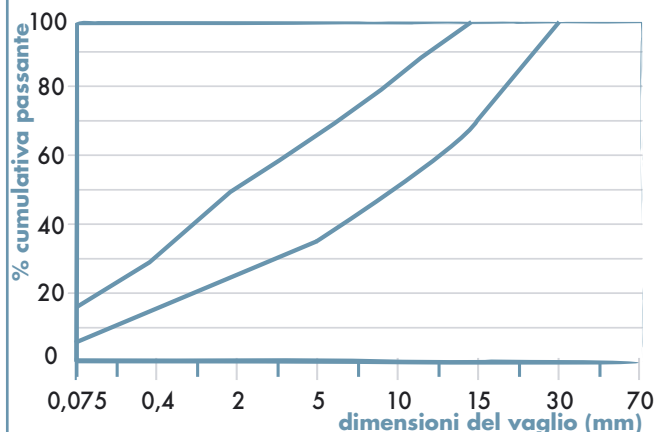


fig. 7.2 - Fuso granulometrico misto granulare per strati di base

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

Tutte le operazioni di cui sopra devono essere sospese qualora le condizioni ambientali (pioggia, neve, gelo) siano tali da danneggiare la qualità dello strato stabilizzato.

Per il costipamento e la rifinitura devono essere utilizzati rulli vibranti, rulli gommati o combinati, tutti semoventi: il costipamento deve essere eseguito sino ad ottenere una densità in sito non inferiore al 95% della densità massima fornita in laboratorio dalla prova AASHTO modificata.

Il controllo della corretta esecuzione dello strato in misto granulare deve essere eseguito misurando il valore del modulo di deformazione, determinato con prove di carico su piastra nell'intervallo di carico tra 0,15 e 0,25 N/mm².

7.2 FORMAZIONE DI STRATI CON MATERIALI RICICLATI

Si considerano materiali riciclati quelli provenienti da attività di demolizione o di scarto di processi industriali, trattati in impianto di lavorazione ai sensi del D.M. 05/02/1998 n.72 e successive modifiche e integrazioni.

I materiali provenienti dall'attività di costruzione e di demolizione sono prevalentemente costituiti da laterizi, murature, frammenti di conglomerati cementizi anche armati, rivestimenti e prodotti ceramici, scarti dell'industria di prefabbricazione di manufatti in calcestruzzo anche armato, frammenti di sovrastrutture stradali o ferroviarie, intonaci, allettamenti di posa, materiali lapidei provenienti da cave autorizzate o da attività di taglio e lavorazione.

I materiali di scarto provenienti dai processi industriali sono prevalentemente costituiti da scorie e loppe d'altoforno, esclusivamente di nuova produzione e, comunque, non sottoposte a periodi di stoccaggio superiori a 1 anno.

I materiali riciclati possono venire miscelati tra loro ed anche con terre naturali, in modo da favorirne il riutilizzo nelle costruzioni stradali con conseguenti benefici economici ed ambientali.

La variabilità di provenienza dei componenti impone di caratterizzarli qualificandoli per lotti o partite omogenee, allo scopo di evitare una non uniformità di comportamento.

I requisiti di accettazione degli inerti riciclati provenienti da **scarti prevalentemente edilizi** sono indicati nella tab. 7.4.

Parametro	Modalità di prova	Limiti
Calcestruzzo, mattoni e laterizi, intonaci; materiali litici, malte, ceramica	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	> 80% in massa
Vetro e scorie vetrose	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	< 10% in massa
Conglomerati bituminosi	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	< 15% in massa
Materiali deperibili o cavi (carta, legno, fibre tessili, cellulosa, residui alimentari)	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	< 0,2% in massa
Metalli, guaine, gomme, lana di vetro, gesso	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	< 0,4% in massa
Terre di fonderia, scorie d'altoforno, silicati, carbonati e idrati di calcio	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	< 15% in massa
Passante al setaccio 0,075 mm	UNI EN 933 - 1	< 15% in massa
Indice di plasticità	UNI CEN ISO/TS 17892	non plastico
Passante al crivello 71 mm	UNI EN 933 - 1	100%
Passante al crivello 4 mm	UNI EN 933 - 1	< 60% in massa
Perdita Los Angeles	UNI EN 1097 - 2	< 45
Rapporto tra il passante ai setacci da 0,4 e 0,075 mm	UNI EN 933 - 1	> 1,5
Produzione di finissimo per costipamento AASHO Mod.	CNR 69/78	≤ 5%
Indice di forma (frazione > 4mm)	UNI EN 933 - 4	< 35
Indice di appiattimento (frazione > 4mm)	UNI EN 933 - 3	< 35

tab. 7.4 - Requisiti di accettazione di inerti riciclati provenienti da scarti prevalentemente edilizi

Parametro	Modalità di prova	Limiti
Terre esauste o di fonderia, scorie d'altoforno, ceneri volanti, silicati, carbonati e idrati di calcio	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	> 80% in massa
Sfridi di argilla espansa, frammenti di mole abrasive, conchiglie e altri materiali inerti	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	< 15% in massa
Metalli, guaine, gomme, lane di vetro, lana di roccia, materiali deperibili o cavi, residui alimentari, gesso	Separazione visiva sul trattenuto al setaccio da 4 mm	< 0,5% in massa
Passante al setaccio 0,075 mm	UNI EN 933 - 1	< 20% in massa
Indice di plasticità	UNI CEN ISO/TS 17892	non plastico
Passante al crivello 71 mm	UNI EN 933 - 1	100%
Passante al setaccio 4 mm	UNI EN 933 - 1	< 60% in massa
Perdita Los Angeles	UNI EN 1097/2	< 45
Produzione di finissimo per costipamento AASHO Mod.	CNR 69/78	≤ 5%

tab. 7.5 - Requisiti di accettazione di scarti prevalentemente da attività industriali

I requisiti di accettazione degli inerti riciclati provenienti **prevalentemente da attività industriali**, con reimpiego diretto di una specifica tipologia di scarti, sono invece indicati nella [tab. 7.5](#).

Non sono ammessi materiali contenenti amianto e/o sostanze pericolose e nocive o con significativi contenuti di gesso: pertanto tali materiali devono essere sottoposti a tutte le prove previste dalla normativa in materia (cessione sul rifiuto o test equivalenti di riconosciuta valenza europea).

Il contenuto totale di solfati e solfuri (EN 1744-1) deve essere < 1%. Se il materiale viene posto in opera a contatto con strutture in cemento armato tale valore deve risultare < 0,5%.

Il controllo della corretta esecuzione dello strato in riciclato deve essere eseguito misurando il valore del modulo di deformazione, determinato con prove di carico su piastra nell'intervallo di carico tra 0,15 e 0,25 N/mm².

7.3 FORMAZIONE DI STRATI IN MISTO CEMENTATO

Il misto cementato è una miscela composta da aggregati lapidei di primo impiego (misto granulare), trattata con cemento (in quantità solitamente compresa tra il 3 ed il 5% sul peso totale) ed acqua, confezionata in idonei impianti fissi. La miscela deve assumere, dopo un adeguato tempo di stagionatura, una resistenza meccanica durevole ed apprezzabile mediante prove eseguibili su provini, anche in presenza di acqua o gelo.

Gli aggregati sono gli elementi lapidei miscelando i quali si ottiene il misto granulare che costituisce la base del misto cementato.

Parametro	Metodo di prova	Unità di misura	Valore
Los Angeles	UNI EN 1097 - 2	%	≤ 30
Quantità di frantumato	-	%	≥ 30
Dimensione Massima	UNI EN 933 - 1	mm	40
Sensibilità al gelo	CNR 80/80	%	≤ 30
Passante al setaccio 0,075	UNI EN 933 - 1	%	≤ 1
Contenuto di rocce: Reagenti con alcali del cemento	CNR 104/84	%	≤ 1

tab. 7.6 - Requisiti nei misti cementati per l'aggregato grosso

L'**aggregato grosso** (trattenuto al crivello da 5 mm) deve essere costituito da elementi ottenuti dalla frantumazione di rocce lapidee, da elementi naturali tondeggianti, da elementi naturali tondeggianti frantumati, da elementi naturali a spigoli vivi.

Tali elementi possono essere di provenienza o di natura petrografia diversa purchè, per ogni tipologia, risultino soddisfatti i requisiti alla [tab. 7.6](#).

Parametro	Metodo di prova	Unità di misura	Valore	
Equivalente in sabbia	UNI EN 933 - 8	%	30≤ES≤ 60	
Indice di plasticità	UNI CEN ISO/TS 17892-12	%	non plastico	
Limite liquido		mm	≤25	
CONTENUTO DI ROCCE	tenere, alterate e scistose	CNR 104/84	%	≤1
	degradabili o solfatiche	CNR 104/84	%	≤1
	reagenti con alcali del cemento	CNR 104/84	%	≤1

tab. 7.7 - Requisiti degli elementi costitutivi dell'aggregato fine

L'**aggregato fine** deve essere costituito da elementi naturali o di frantumazione che possiedano le caratteristiche di cui alla [tab. 7.7](#).

Il **cemento** da impiegare di norma deve essere di tipo normale 32,5 oppure ad alta resistenza 42,5 e soddisfare alle norme e requisiti di accettazione di legge. E' escluso l'impiego di cementi a rapido indurimento.

Serie setacci e crivelli UNI Standard mm	Percentuale passante in massa
40	100
25	65-100
15	45-78
10	35-68
5	23-53
2	14-40
0,4	6-23
0,18	2-15

tab. 7.8 - Componenti granulometriche per misto cementato

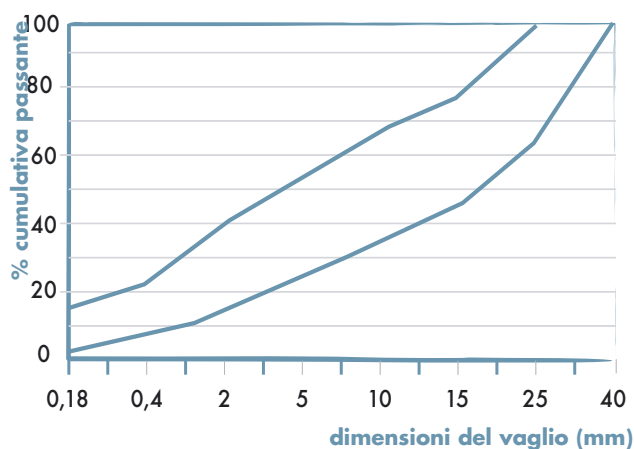


fig. 7.3 - Fuso granulometrico aggregati per misto cementato tipo A2

E' ammesso l'utilizzo di aggiunte quali le ceneri volanti (conformi alla norma UNI EN 450) sia ad integrazione dell'aggregato fine sia in sostituzione del cemento, in tal caso in quantità comunque non superiore al 40%, purchè si ottengano pari caratteristiche meccaniche.

La miscela di aggregati (misto granulare) da adottarsi per la realizzazione del misto cementato deve avere una composizione granulometrica contenuta nel fusso di cui alla tab 7.8 e fig 7.3. L'acqua con cui viene eseguito l'impasto deve essere esente da impurità dannose e da materie organiche. Le quantità di acqua e legante con cui effettuare l'impasto vengono determinate sperimentalmente in laboratorio, confezionando provini cilindrici normalizzati, sui quali si determinano il peso-volume del secco (o densità del secco) e il carico di rottura a compressione.

Il valore della **resistenza a compressione**, determinata secondo le modalità di cui al B.U. 29/1972 del CNR, dopo 7 giorni di stagionatura deve risultare non inferiore a 3 e non superiore a 7 N/mm².

Nel caso in cui il misto cementato debba essere impiegato in zone in cui l'azione del gelo non è occasionale, si debbono porre in atto ulteriori indagini e provvedimenti suggeriti dalle condizioni locali di impiego onde evitare l'ammaloramento del misto per effetto del gelo.

Il materiale dovrà essere steso in strati, preferibilmente a mezzo di grader, su un piano di posa ripulito da materiali estranei, approntato al livello previsto dal progetto ed adeguatamente compattato: lo spessore finito dei singoli strati sciolti dovrà essere compreso tra 10 e 30 cm, in relazione al peso ed alla potenza dei mezzi costipanti impiegati.

Prima della stesa è necessario verificare che il piano di posa sia sufficientemente umido e, se necessario, prov-

vedere alla sua bagnatura evitando tuttavia la formazione di ristagni d'acqua.

Per il costipamento e la rifinitura dovranno essere impiegati rulli vibranti o vibranti gommati semoventi, del tipo idoneo. Lo spessore finito dello strato dovrà essere quello prescritto, con una tolleranza in più o in meno del 5% purchè tale differenza si presenti solo saltuariamente: la superficie finita non dovrà presentare scostamenti superiori ai 2 cm rispetto alle livellette di progetto: tali irregolarità dovranno essere controllate con un regolo lungo 5 metri secondo due direzioni fra loro ortogonali. La superficie finita dovrà risultare sufficientemente chiusa da impedire l'infiltrazione della sovrastante sabbia di allettamento dei masselli.

Sullo strato di misto cementato, compattato in conformità alle prescrizioni sopra riportate, si dovrà procedere subito alla esecuzione del rivestimento, senza far trascorrere un intervallo di tempo troppo lungo che potrebbe recare pregiudizio ai valori di portanza conseguiti dallo strato a costipamento ultimato: evitare cioè fenomeni di allentamento e di asportazione del materiale fine legante e di disaggregazione interessando la parte superficiale dello strato, che non sia adeguatamente protetta dal traffico di cantiere ovvero dagli agenti atmosferici.

Nel caso, frequente, in cui non si possa procedere immediatamente alla esecuzione del rivestimento, deve essere applicato un velo protettivo di emulsione bituminosa acida al 55% e successivo spargimento di sabbia.

Il transito di cantiere potrà essere ammesso sullo strato solo a partire dal terzo giorno dopo quello in cui è stata effettuata la stesa e limitato ai mezzi gommati.

Il controllo della qualità del misto cementato viene effettuato mediante prove di laboratorio sui materiali costituenti, sulla miscela prelevata allo stato fresco al momento della stesa, sulle carote estratte dalla pavimentazione e con prove in sito: in particolare, la densità in sito non dovrà risultare inferiore al 98% della densità massima fornita in laboratorio dalla prova AASHO modificata.

Il controllo della corretta esecuzione dello strato di misto cementato deve essere eseguito misurando il valore del modulo di deformazione, determinato con prove di carico su piastra nell'intervallo di carico tra 0,15 e 0,25 N/mm².

7.4 FORMAZIONE DI STRATI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Premesso che l'utilizzo del conglomerato cementizio non armato quale strato di base nelle pavimentazioni in masselli autobloccanti è limitato ad applicazioni particolari,

conseguenti alle problematiche che verranno dettagliate nel successivo capitolo 9, nel presente paragrafo si forniscono gli elementi di base per il progetto della miscela e le modalità di stesa del calcestruzzo.

Il cemento da impiegare deve essere di tipo normale 32,5 oppure ad alta resistenza 42,5 e soddisfare alle norme e requisiti di accettazione di legge.

Gli aggregati utilizzati per il confezionamento del calcestruzzo dovranno possedere gli stessi requisiti richiesti per gli aggregati da misto cementato.

Il contenuto d'acqua dovrà risultare il minimo necessario per garantire la richiesta lavorabilità ed ottenere la ottimale compattazione, con un rapporto acqua/cemento comunque non superiore a 0,5.

È raccomandato l'utilizzo di additivi aeranti per incrementare la resistenza al gelo.

Il calcestruzzo dovrà presentare una classe di resistenza a compressione a 28 giorni non inferiore a 30 N/mm².

Il calcestruzzo dovrà essere steso in modo uniforme, senza segregazione e disomogeneità nel grado di compattazione, compattato a mezzo di travi vibranti oppure, nel caso di spessori superiori a 20 cm, con aghi o punte vibranti ad immersione.

I giunti verranno realizzati secondo una campitura massima di 6 x 6 metri, estendibile a 8 x 8 metri nel caso in cui il calcestruzzo venga rinforzato con fibre dosate a 20 kg/m³, e adeguatamente sigillati con mastici colati a freddo.

Un conglomerato cementizio particolare, in grado teoricamente di superare le sole problematiche connesse al drenaggio della sabbia di allettamento, è il calcestruzzo poroso ad elevata permeabilità.

Il calcestruzzo poroso si realizza utilizzando nella miscela una dimensione massima dell'aggregato sempre di 40 mm ma con una sabbia a granulometria continua presente in quantità limitata, contenuta a seconda dei casi tra i 100 e 300 kg/m³: ne risulta un calcestruzzo con porosità superiore al 10% e con una permeabilità minima di 0,1 cm/sec. Il cemento viene solitamente dosato in quantità non superiori a 200 kg/m³: per tenere conto della limitata resistenza meccanica iniziale ed a fatica, e del possibile decadimento delle caratteristiche del calcestruzzo a causa dell'attacco chimico dell'acqua di infiltrazione, gli spessori dello strato in conglomerato cementizio indicati nel presente catalogo, e riferiti al calcestruzzo ordinario, dovrebbero essere aumentati almeno del 35%.

Per evitare inoltre l'inquinamento dello strato con materiale fine proveniente dagli strati contigui, sia superiore che inferiore, lo stesso deve essere inoltre sempre protetto da 2 strati di geotessili.

Le considerazioni sopra esposte limitano pertanto fortemente anche l'utilizzo di calcestruzzo poroso a tutto vantaggio della scelta del misto cementato.

7.5 UTILIZZO DI GEOTESSILI

I geotessili devono essere costituiti da tessuto non tessuto a caratteristiche il più possibile isotrope, ottenuto da fibre 100% polipropilene o poliestere, agglomerate preferibilmente mediante sistemi 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.

Nelle sovrastrutture stradali i geotessili possono svolgere una o più delle seguenti funzioni:

- ✓ **separazione**: capacità di mantenere divisi due strati strutturali, evitandone la commistione, per cui si utilizza spesso anche il termine anticontaminante;
- ✓ **filtrazione e drenaggio**: capacità di impedire il passaggio delle particelle solide trasportate dal flusso d'acqua, mantenendo comunque l'ottimale capacità di passaggio dell'acqua stessa;
- ✓ **rinforzo**: capacità di contribuire alla distribuzione degli sforzi nella sovrastruttura, in particolare per effetto della resistenza a trazione;
- ✓ **protezione**: capacità di assorbire sollecitazioni meccaniche, prevalentemente di punzonamento, evitando danneggiamenti a membrane impermeabilizzanti.

La caratterizzazione del tipo da impiegare deve essere fatta con riferimento alle caratteristiche di resistenza a trazione su striscia (trasversale e longitudinale) ed allungamento a rottura, ed alle caratteristiche di permeabilità verticale ed orizzontale sotto carico: la semplice indicazione del peso per metro quadrato non è infatti sufficiente per la corretta valutazione qualitativa.

I geotessili devono presentare una superficie scabra, essere imputrescibili ed atossici, essere resistenti ai raggi ultravioletti (se destinati a rimanere all'aperto per oltre 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 e stesi su un piano di posa perfettamente regolare: la giunzione dei teli deve essere realizzata mediante sovrapposizione per almeno 30 cm sia in senso longitudinale che trasversale.

I teli non devono in alcun modo essere esposti al diretto passaggio dei mezzi di cantiere prima della loro totale copertura con materiale da rilevato per uno spessore di almeno 30 cm.

CATALOGO DELLE SOVRASTRUTTURE

Classe di portanza (da tab 6.3)	Classe di traffico (da tab 2.6)						
	1	2A	2B	3A	3B	3C	4
5	Strati di fondazione e base non necessari						
4	Strati di fondazione e base non necessari						Non prevista per la destinazione d'uso
3	Strati di fondazione e base non necessari						Non prevista per la destinazione d'uso
2						Non prevista per la destinazione d'uso	Non prevista per la destinazione d'uso

NOTA: per classi inferiori di portanza del sottofondo si rimanda al capitolo 6 per i metodi di miglioramento della portanza stessa al fine di raggiungere la classe 2

LEGENDA: i numeri indicano lo spessore (cm) degli strati

Strato Superficiale



Masselli autobloccanti di calcestruzzo

Sabbia di allettamento (2,5 ÷ 4,5 cm di spessore a seguito compattazione)

Strati di base e fondazione



Misto granulare non legato

Materiali riciclati

tab. 8.1 - Sovrastrutture di tipo flessibile

Classe di portanza (da tab 6.3)		Classe di traffico (da tab 2.6)						
	1	2A	2B	3A	3B	3C	4	
5	Strati di fondazione e base non necessari							
4	Strati di fondazione e base non necessari	6 10 6 10	6 10 6 10	8 10 8 12	8 12 8 16	8 16 8 24	10 24 10 32	
3	Strati di fondazione e base non necessari	6 10 6 10	6 10 6 12	8 14 8 20	8 24 8 32 8 16 24	8 30 8 40 8 24 24	10 22 30 10 30 30	
2		6 10 6 12	6 14 6 20	8 24 8 32 8 20 20	8 30 8 40 8 24 30	8 22 32 8 30 32	10 24 45 10 30 45	

NOTA: per classi inferiori di portanza del sottofondo si rimanda al capitolo 6 per i metodi di miglioramento della portanza stessa al fine di raggiungere la classe 2

LEGENDA: i numeri indicano lo spessore (cm) degli strati

Strato Superficiale

	Masselli autobloccanti di calcestruzzo
	Sabbia di allettamento (2,5 ÷ 4,5 cm di spessore a seguito compattazione)

Strati di base e fondazione

	Misto cementato (si veda capitolo 7)
	Conglomerato cementizio (si veda il capitolo 7) NOTA: per le limitazioni di impiego si veda anche il capitolo 9
	Misto granulare non legato (si veda il capitolo 7)

tab. 8.2 - Sovrastrutture di tipo semirigido

RACCOMANDAZIONI PARTICOLARI

9.1 STRATI DI BASE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

L'utilizzo del conglomerato cementizio quale strato di base deve sempre essere trattato con particolare attenzione. Se da un lato i fattori positivi correlati all'uso del calcestruzzo quale strato di base sono infatti rappresentati dalla possibilità di:

- ✓ progettare strati di spessore limitato rispetto alle soluzioni alternative;
- ✓ intervenire in situazioni per cui risulterebbe difficile la compattazione dei terreni (quali ad esempio marciapiedi di ampiezza limitata con diffusa presenza di manufatti di servizio);

dall'altro sussistono una serie di fattori negativi da considerare:

- ✓ l'eccessiva rigidità del piano di appoggio limita lo sviluppo dell'autobloccanza e non permette di sfruttarne completamente le potenzialità: un parziale rimedio consiste nell'aumentare lo spessore della sabbia di allettamento di 2-3 cm, ma con l'avvertenza che tale soluzione non si presta assolutamente all'impiego in zone a traffico canalizzato in quanto favorirebbe l'approfondimento delle ormaie;
- ✓ risulta più difficile ed oneroso l'eventuale accesso ai sottoservizi nei casi di interventi di manutenzione.

Qualora la pavimentazione sia interessata da traffico veicolare deve inoltre essere considerata la necessità di **evitare la saturazione dello strato di allettamento** sotto carico, come meglio dettagliato nel [paragrafo 9.2](#).

9.2 DRENAGGIO DELLA SABBIA DI ALLETTAMENTO

Le pavimentazioni in masselli autobloccanti di calcestruzzo al momento della apertura al traffico presentano un coefficiente di permeabilità che, in funzione del tipo di formato utilizzato, del suo spessore, della pendenza della pavimentazione e della qualità del materiale di intasamento dei giunti, varia da 0,7 a 0,8: questo significa che dal 20 al 30% delle acque meteoriche incidenti sulla superficie vengono assorbite attraverso i giunti e passano nello strato di sabbia di allettamento.

Nel caso di uso esclusivamente pedonale, oppure solo occasionalmente veicolare, l'eventuale impermeabilità dello strato di appoggio della sabbia non ha praticamente alcuna influenza sulla stabilità nel tempo della pavimentazione.

Nel caso invece di utilizzo veicolare tale evenienza deve essere assolutamente considerata in relazione al fatto che, qualora lo strato di allettamento risulti in condizione di saturazione, le pressioni causate dal passaggio del carico veicolare provocano la fuoriuscita della sabbia di

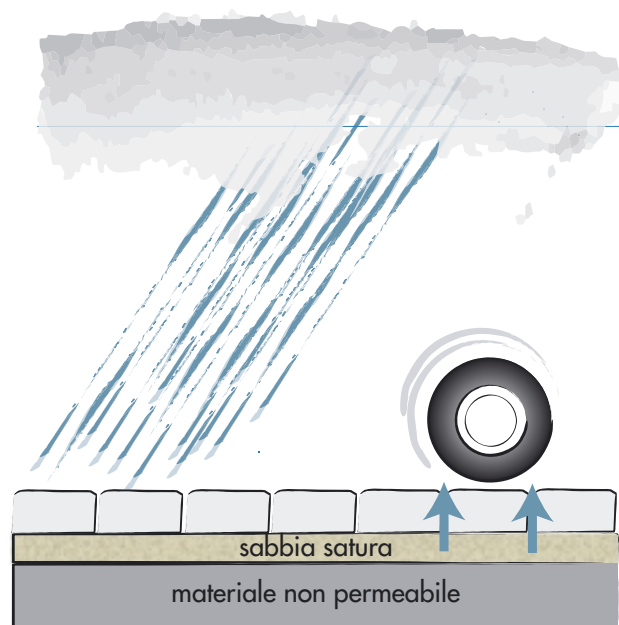


fig. 9.1 - Effetto del carico su uno strato di allettamento in condizione di saturazione

sigillatura nei masselli contigui per effetto di sifonamento: il primo indizio evidente di tale situazione è quindi lo svuotamento dei giunti.

La ripetizione dei carichi provoca inoltre un deterioramento della sabbia di allettamento per effetto frantoio su strati di base in conglomerato cementizio (solette), più o meno marcato in relazione alle caratteristiche di resistenza della sabbia, amplificato dal fatto che il materiale si trova allo stato saturo: nella sabbia aumenta la percentuale di parte fine, che a sua volta viene spinta dalla pressione dell'acqua a fuoriuscire dai giunti. La diminuzione di spessore della sabbia di allettamento provoca avvallamenti che aumentano le aperture dei giunti, con conseguente accelerazione del fenomeno.

Risulta evidente che i provvedimenti da adottare per evitare i fenomeni sopra descritti consistono essenzialmente nell'evitare la saturazione dello strato di allettamento dei masselli.

E' necessario inoltre ricordare che la permeabilità della pavimentazione diminuirà rapidamente per effetto dell'accumulo di detriti nei giunti: la fase critica è quindi proprio quella iniziale, di apertura al traffico e generazione degli effetti di autobloccanza.

Per evitare la saturazione della sabbia di allettamento sono praticabili due diverse soluzioni: il drenaggio della sabbia stessa oppure la stabilizzazione dei giunti della pavimentazione.

Il drenaggio della sabbia di allettamento è realizzabile attraverso diversi metodi, in funzione essenzialmente dei sistemi e dei punti di scarico previsti per le acque meteoriche, spesso tuttavia gli interventi richiesti sono costosi e di incerta efficacia.

Una soluzione ottimale è invece rappresentata dalla stabilizzazione della sabbia di sigillatura dei giunti con polimeri elastomerici, appositamente concepiti per le pavimentazioni autobloccanti.

9.3 RICOPRIMENTO DI PAVIMENTAZIONI ESISTENTI

I masselli autobloccanti di calcestruzzo sono frequentemente utilizzati come ricoprimento di pavimentazioni esistenti in conglomerato bituminoso, cementizio oppure in pietra naturale: occorre anzitutto considerare che il piano di appoggio della pavimentazione risulterà impermeabile e quindi applicare le raccomandazioni di cui al [paragrafo 9.2](#).

Relativamente al riutilizzo, la prima valutazione deve sempre riguardare la struttura complessiva e lo stato di conservazione di tale esistente pavimentazione, in modo da definire eventuali interventi di bonifica e/o sistemazione anche localizzati in relazione alla destinazione d'uso prevista.

Tipo di materiale	Utilizzato come	Fattore di conversione del materiale (A)
Conglomerato bituminoso: strato di collegamento spessore 7 cm e strato di usura spessore 4 cm	Strato superficiale	1,2
Calcestruzzo di cemento (R_{ck} minimo 30 N/mm ²)	Strato superficiale o di base	1,5
Conglomerato bituminoso	Strato di base	1,0
Misto cementato	Strato di base	1,0

tab. 9.1 - Fattori di conversione tra diversi materiali in sovrastrutture esistenti

Per valutare l'idoneità o meno della sovrastruttura esistente la stessa deve essere riclassificata in riferimento alle soluzioni proposte dal presente catalogo.

Valutazione dello stato superficiale	Fattore di correzione (B)
Come nuovo	1,0
Parzialmente ammalorato (fessurazioni leggere localizzate)	0,8
Ammalorato (fessurazioni diffuse)	0,5
Molto ammalorato (completamente fessurato)	0,2

tab. 9.2 - Fattori di correzione per strati superficiali in funzione dello stato di conservazione

Un modello semplificato ma efficace di valutazione è costituito dal metodo dei fattori di conversione tra diversi materiali, mediante i quali si possono confrontare diverse sovrastrutture applicando agli spessori degli strati i coefficienti di trasformazione indicati nella [tab. 9.1](#).

Per gli strati superficiali il fattore di cui sopra deve essere ulteriormente moltiplicato per un coefficiente che tenga conto dello stato di conservazione, come da [tab. 9.2](#).

Ne risulta :

$$S_{eq} = S \times A \times B$$

dove:

S_{eq} = spessore equivalente

S = spessore dello strato in esame

A = coefficiente di conversione da [tab. 9.1](#)

B = fattore di correzione per strati superficiali da [tab. 9.2](#)

Ad esempio, uno strato superficiale di conglomerato cementizio avente spessore 15 cm, con leggere fessurazioni localizzate, ha uno spessore equivalente di $15 \times 1,5 \times 0,8 = 18$ cm, strutturalmente comparabile ad uno strato di base di nuova costruzione di 18 cm in misto cementato.

In presenza di strati superficiali anche solo localmente fessurati è sempre necessario interporre uno strato di geotessile, con resistenza a trazione > 9,0 kN/m, prima della sabbia di allettamento; eventuali fessurazioni superiori a 5 mm di ampiezza devono comunque essere preventivamente sigillate.

RIFERIMENTI NORMATIVI

Decreto Ministeriale n. 72 del 05/02/1998

Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero ai sensi degli articoli 31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n. 22.

CNR BU n. 29 - 1972

Norme sui misti cementati.

CNR BU n. 60 - 1978

Norme sulle caratteristiche geometriche e di traffico delle strade urbane.

CNR BU n. 69 - 1978

Norme sui materiali stradali.
Prova di costipamento di una terra.

CNR BU n. 78 - 1980

Norme sulle caratteristiche geometriche delle strade extraurbane.

CNR BU n. 80 - 1980

Determinazione della sensibilità al gelo di aggregati lapidei per sovrastrutture stradali.

CNR BU n. 104 - 1984

Identificazione delle rocce più comuni impiegate come aggregati stradali.

CNR BU n. 169 - 1994

Istruzioni sull'uso della terminologia relativa alle pavimentazioni ed ai materiali stradali.

CNR BU n. 146 - 1992

Determinazione dei moduli di deformazione M_d e M'_d mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare

CNR BU n. 176 - 1995

Requisiti di accettazione e di posa in opera di misti granulari non legati naturali o corretti o di frantumazione per strati di fondazione e di base

CNR BU n. 178 - 1995

Catalogo delle pavimentazioni stradali

UNI EN 933 - 1: 1999

Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati
Determinazione della distribuzione granulometrica
Analisi granulometrica per stacciatura.

UNI EN 1097 - 2: 1999

Prove per determinare le proprietà meccaniche e fisiche degli aggregati
Metodi per la determinazione della resistenza alla frammentazione.

UNI EN 1744 - 1: 1999

Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati
Analisi chimica.

UNI EN 933 - 8: 2000

Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati
Valutazione dei fini
Prova dell'equivalente in sabbia

UNI EN 933 - 4: 2001

Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati
Determinazione della forma dei granuli
Indice di forma

UNI EN ISO 14688 - 1: 2003

Identificazione e classificazione dei terreni: identificazione e descrizione

UNI EN 933 - 3: 2004

Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati
Determinazione della forma dei granuli
Indice di appiattimento

UNI EN 1097 - 1: 2004

Prove per determinare le proprietà meccaniche e fisiche degli aggregati
Determinazione della resistenza all'usura (micro - Deval)

UNI EN 1338: 2004

Masselli di calcestruzzo per pavimentazione
Requisiti e metodi di prova

UNI EN 13242: 2004

Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade

UNI EN 13285: 2004

Miscele non legate
Specifiche

UNI EN ISO 14688 - 2: 2004

Identificazione e classificazione dei terreni: principi per una classificazione

UNI EN 450 - 1: 2005

Ceneri volanti per calcestruzzo
Parte 1: definizioni, specificazioni e criteri

UNI EN 450 - 2: 2005

Ceneri volanti per calcestruzzo
Parte 2: valutazione della conformità

UNI CEN ISO/TS 17892 - 12: 2005

Indagini e prove geotecniche
Prove di laboratorio sui terreni
Parte 12: Determinazione dei limiti di Atterberg

Agostinacchio - Olita

Proposta di catalogo di pavimentazioni in masselli autobloccanti di calcestruzzo in ambito urbano
Strade e Autostrade n.3 - 2001 pp. 113 - 120

American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO)

Guide for the design of pavement structures
1993

ASSOBETON

Codice di pratica per la posa in opera di masselli autobloccanti in calcestruzzo
Volume 1 - edizione I - anno 2001

ATECAP

Manuale del calcestruzzo di Qualità: normativa, tecnologia, processo produttivo e fondamenti di controllo
Pirola Editore

Bollettino tecnico Pavitalia

anno III n. 2 - Novembre 1994

Masselli di calcestruzzo per pavimentazioni: progettazione

Bollettino tecnico Pavitalia

n.1/2001

Indicazioni progettuali per il dimensionamento di una pavimentazione in masselli di calcestruzzo e raccomandazioni per la corretta posa in opera

British Ports Association

The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and other Industries

CT CIMBETON

Aménagements urbains et produits de voirie en béton
Conception et réalisation

Civil Aviation Authority

The use of pavers for aircraft pavements
CAA Paper 96001, London

Domenichini - La Torre

I criteri di progettazione delle pavimentazioni in masselli di calcestruzzo nei centri urbani
Atti del Seminario Assobeton - Bologna 2002

Ferrari P. - Giannini F.

Ingegneria stradale - Vol. 2
Corpo stradale e pavimentazioni

Lilley A.A.

A handbook of segmental paving
E&F Spon

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Capitolato speciale d'appalto tipo per lavori stradali

Shackel B.

Interlocking concrete block pavements
Elsevier Applied Science

Tesoriere G.

Strade Ferrovie Aeroporti - Vol. 2
Opere in terra, sovrastrutture
UTET

LE AZIENDE ASSOBBETON

Sezione Blocchi e Pavimenti nell'anno 2005

Area Spa

Cornaredo (Mi)

Cementubi Spa

Grugliasco (To)

Ci.va. Srl

Ivrea (To)

Co.i.ma. Prefabbricati Srl

Trani (Ba)

Edil Leca Srl

Valvasone (Pn)

Edilmanufatti Srl

Stratte (Ta)

Ediltubi Spa

Trofarello (To)

Euroedil Srl

Soleto (Le)

Ferrari Bk Spa

Lugo Di Grezzana (Vr)

Gallotta Spa

S. Angelo Lodigiano (Lo)

In.f.el. Srl

Alberobello (Ba)

Italblok Di Bervicato Iuri & C. Sas

Caivano (Na)

La Cementifera Di Vezzoli M. & C. Snc

Pontoglio (Bs)

Leca Sistemi Spa

Rubbiano Di Fornovo Solignano (Pr)

Lombarda Spa

Osio Sotto (Bg)

Magnetti Spa

Carvico (Bg)

Ma.ce.vi. Srl

Civitella In Val Di Chiana (Ar)

M.c.m. Manuf. Cementizi Monticone Spa

Asti (At)

Paver Costruzioni Spa

Piacenza (Pc)

Paviblok Srl

Specchia (Le)

Record Spa

Garlasco (Pv)

R.c.l. Srl

Gorlago (Bg)

Senini Spa

Novagli Montichiari (Bs)

Tegolaia Srl

Casier (Tv)

Unibloc Srl

Poggibonsi (Si)

Vibrapac Spa

Solaro (Mi)

Vibrotek Srl

Faggiano (Ta)



ASSOBETON

Sezione Blocchi e Pavimenti

Via Zanella, 36 - 20133 Milano

Finito di stampare il **Novembre 2005**

Da **Malbert**, Via Modena, 1 - 20099 Sesto San Giovanni (MI)

Progetto grafico **Ag. Pontedilegnosette**, Via Ponte di Legno, 7 - 20134 Milano

Fotografie di **Massimo Colombo, S.G.S. Communication**



ASSOBETON
Sezione Blocchi e Pavimenti