

POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Civile, Ambientale e
Territoriale

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



INDAGINE SPERIMENTALE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE E FUNZIONALI DI STRATI DI USURA “DENSE – GRADED” AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA PER LA RIDUZIONE DEL RUMORE STRADALE.

Relatore: Prof. Maurizio Crispino

Correlatore: Ing. Filippo Giustozzi

Lavoro di Laurea di:

Sergio Carrara 766562

Anno accademico 2012/2013

ABSTRACT

In questo Lavoro si procederà allo studio di una pavimentazione chiusa, a cui sarà aggiunta nella miscela una percentuale di un Compound contenente polverino di gomma e polimeri, creata per la riduzione del rumore stradale, mettendo a confronto i risultati geometrici e meccanici ottenuti dallo studio con quelli di una pavimentazione a tessitura ottimizzata secondo la Norma ISO 10844.

Si analizzerà il conglomerato così composto anche dal punto di vista delle prestazioni acustiche, tramite rilievi fonometrici, con conseguente analisi e rielaborazione dei dati raccolti, svolte su una stesa sperimentale realizzata in Provincia di Alessandria, confrontando i risultati ottenuti con quelli caratteristici per altre tipologie di conglomerato chiuso ad emissione acustica ottimizzata. Si procederà, inoltre, allo studio dell'interazione tra bitume e differenti percentuali del Compound scelto, al fine di realizzare un'analisi reologica completa, svolgendo le prove previste dalla metodologia americana "SHARP SUPERPAVE".

INDICE

ABSTRACT	1
INDICE DELLE FIGURE	9
INDICE DELLE TABELLE	20
INTRODUZIONE	29
CAPITOLO 1	
IL RUMORE STRADALE E I SUOI EFFETTI	32
1.1. LA NORMATIVA NAZIONALE SULL'INQUINAMENTO ACUSTICO.....	33
1.2. EFFETTI SULLA SALUTE DEL RUMORE STRADALE.....	47
1.3. IL RUMORE STRADALE.	64
1.3.1. MECCANISMI DI GENERAZIONE DEL RUMORE DI ROTOLAMENTO.....	69
1.3.2. MECCANISMI DI AMPLIFICAZIONE DEL RUMORE DI ROTOLAMENTO	73
1.3.3. INFLUENZA DELLO PNEUMATICO SUL RUMORE DI ROTOLAMENTO	75
1.3.4. CARATTERISTICHE COMPLESSIVE DEL RUMORE DI ROTOLAMENTO.....	77
1.4. PRINCIPALI METODI DI PROVA PER LA MISURAZIONE DELLE PRESTAZIONI ACUSTICHE DI UNA PAVIMENTAZIONE.....	80
1.4.1. PASS-BY STATICO (UNI EN ISO 11819-1:2004)	81
1.4.2. METODO ADRIENNE (UNI ISO 12472-1:2004).....	83
1.4.3. CLOSE PROXIMITY (CPX) (ISO/CD 11819-2:2000)	85
1.4.4. TUBO AD IMPEDENZA o TUBO DI KUNDT (UNI EN ISO 10534-2:2001)	87
1.4.5. TUBO DI KUNDT PORTATILE PER LA MISURA IN SITO (ISO 13472-2:2010)	90

CAPITOLO 2

CARATTERIZZAZIONE ACUSTICA DELLE PAVIMENTAZIONI

ANTIRUMORE:

STATO DELL'ARTE 92

2.1.	L'INFLUENZA DELLA TESSITURA SULLA GENERAZIONE DEL RUMORE ...	94
2.1.1.	LA TESSITURA SUPERFICIALE.....	94
2.1.2.	RUOLO DELLA TESSITURA NELLA GENERAZIONE DEL RUMORE DA ROTOLAMENTO	96
2.1.3.	OTTIMIZZAZIONE DELLA TESSITURA PER LA RIDUZIONE DELLE EMISSIONI DI RUMORE	99
2.2.	L'INFLUENZA DEL COEFFICIENTE DI ASSORBIMENTO ACUSTICO SULLA GENERAZIONE DEL RUMORE.	102
2.2.1.	IL FENOMENO DELL'ASSORBIMENTO ACUSTICO NELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI.....	102
2.2.2.	FATTORI CHE INFLUENZANO IL COEFFICIENTE DI ASSORBIMENTO ACUSTICO	103
2.2.3.	OTTIMIZZAZIONE DELL'ASSORBIMENTO ACUSTICO PER LA RIDUZIONE DELLE EMISSIONI DI RUMORE	106
2.3.	PAVIMENTAZIONI DRENANTI FONASSORBENTI.....	107
2.3.1.	DRENANTI MONOSTRATO	108
2.3.2.	DRENANTI DOPPIO STRATO	112
2.3.3.	PAVIMENTAZIONI EUFONICHE.....	115
2.3.4.	RASSEGNA DELLE CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI.....	117
2.4.	PAVIMENTAZIONI CHIUSE A TESSITURA OTTIMIZZATA.....	118
2.4.1.	SPLITT MASTIX ASPHALT (SMA).....	119
2.4.2.	USURE SOTTILI TIPO BETUM BITUMINEUX MINCE (BBM)	121
2.4.3.	USURE A TESSITURA OTTIMIZZATA	122
2.4.4.	RASSEGNA DELLE CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI.....	124
2.5.	ALTRE PAVIMENTAZIONI FINALIZZATE A RIDURRE IL RUMORE STRADALE	125
2.5.1.	USURE CON ARGILLA ESPANSA.....	125
2.5.2.	USURE CON POLVERINO DI GOMMA	127
2.5.3.	USURE PORO-ELASTICHE.....	128

2.5.4.	USURE STAMPATE	129
--------	----------------------	-----

CAPITOLO 3

MATERIALE IMPIEGATO NELLO STUDIO SPERIMENTALE DI UN CONGLOMERATO BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA..... 130

3.1.	GLI AGGREGATI	132
3.1.1.	DESCRIZIONE DELLE FRAZIONI GRANULOMETRICHE IMPIEGATE	133
3.1.2.	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE	144
3.1.3.	ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI.....	154
3.2.	IL BITUME	155
3.2.1.	DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL BITUME	156
3.2.2.	ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI.....	169
3.3.	IL COMPOUND CONTENENTE POLVERINO DI GOMMA E POLIMERI	170
3.3.1.	BREVI CENNI SUL POLVERINO DI GOMMA DA PFU	172
3.3.2.	CARATTERISTICHE DEL POLVERINO DI GOMMA UTILIZZATO NEL COMPOUND	173
3.3.3.	METODOLOGIA DI IMPIEGO DEL COMPOUND.....	174

CAPITOLO 4

STUDIO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E DEL COMPORTAMENTO REOLOGICO DEL BITUME 175

4.1.	SCELTA DELLE MISCELE DA ANALIZZARE	177
4.2.	ESTRAZIONE E RECUPERO DEL LEGANTE BITUMINOSO DAL CONGLOMERATO.....	179
4.2.1.	ESTRAZIONE DEL LEGANTE A CALDO TRAMITE UTILIZZO DI SOLVENTE – UNI EN 12697-1.....	181
4.2.2.	SEPARAZIONE DEL RESIDUO MINERALE TRAMITE CENTRIFUGA A FLUSSO CONTINUO – UNI EN 12697-1	182

4.2.3.	RIMOZIONE DEL SOLVENTE DAL BITUME TRAMITE EVAPORATORE ROTANTE – UNI EN 12697-3:	183
4.3.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL BITUME DA ESTRAZIONE	184
4.3.1.	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA PENETRAZIONE CON AGO – UNI EN 1426.....	185
4.3.2.	DETERMINAZIONE DEL PUNTO DI RAMMOLLIMENTO (METODO BIGLIA – ANELLO) – UNI EN 1427	189
4.3.3.	CALCOLO DELL’INDICE DI PENETRAZIONE.....	193
4.3.4.	DETERMINAZIONE DEL RITORNO ELASTICO DEL BITUME – UNI EN 13398	196
4.3.5.	DETERMINAZIONE DELLA VISCOSITÀ DINAMICA A VARIE TEMPERATURE – UNI EN 13302.....	200
4.4.	CARATTERIZZAZIONE PRESTAZIONALE DEL BITUME ESTRATTO SECONDO IL SISTEMA SUPERPAVE.....	208
4.4.1.	IL SISTEMA SUPERPAVE: INTRODUZIONE	210
4.4.2.	LE PROVE DA EFFETTUARE SECONDO SISTEMA SUPERPAVE	215
4.4.3.	STUDIO REOLOGICO DELLE MISCELE CONTENENTI IL COMPOUND SECONDO LA METODOLOGIA SUPERPAVE.....	225
4.4.3.1.	<i>DRS TEST SUL BITUME 50/70 UTILIZZATO NELLO STUDIO.....</i>	226
4.4.3.2.	<i>DSR TEST – RESISTENZA ALL’ORMAIAMENTO: TEMPERATURA LIMITE</i>	230
4.4.3.3.	<i>DSR TEST – RESISTENZA ALLA FESSURAZIONE PER FATICA: TEMPERATURA LIMITE.....</i>	238
4.4.3.4.	<i>BBR TEST – RESISTENZA ALLA FESSURAZIONE TERMICA: TEMPERATURA LIMITE.....</i>	246
4.4.3.5.	<i>RICOSTRUZIONE DEL PERFORMANCE GRADED DEI BITUMI STUDIATI</i>	254
4.4.4.	ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI.....	256

CAPITOLO 5

INDAGINE SPERIMENTALE RIGUARDANTE LA

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL CONGLOMERATO

BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA..... 263

5.1.	LE PROVE EFFETTUATE PER LO STUDIO DEL CONGLOMERATO.....	264
------	---	-----

5.1.1.	METODI DI COMPATTAZIONE.....	265
5.1.2.	CARATTERIZZAZIONE VOLUMETRICA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO.....	270
3.3.3.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO.....	275
5.2.	IL CONGLOMERATO BITUMINOSO CONTENENTE IL 2,5% E IL 3% DI COMPOUND	284
5.2.1.	STUDIO DELLA FORMULAZIONE DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO	285
5.2.1.1.	STUDIO DELLA CURVA GRANULOMETRICA	285
5.2.1.2.	FORMULAZIONE DELLE MISCELE	289
5.2.2.	CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLE MISCELE	291
5.2.2.1.	CONFRONTO E DISCUSSIONE DEI RISULTATI VOLUMETRICI	303
5.2.3.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE MISCELE	306
5.2.3.1.	MARSHALL TEST – UNI EN 12697-34.....	307
5.2.3.2.	PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA) - UNI EN 12697-23.....	311
5.2.3.3.	DETERMINAZIONE DEL MODULO DI RIGIDEZZA – UNI EN 12697-26 – ANNEX C	317
5.2.3.4.	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA FATICA – UNI EN 12697-24 – ANNEX E ..	321
5.2.4.	ANALISI DEI DATI SPERIMENTALI OTTENUTI	326
5.3.	IL CONGLOMERATO BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA SUGGERITO DALLA NORMA ISO 10844.....	329
5.3.1.	MIX DESIGN FORNITO DA NORMATIVA ISO 10844	330
5.3.2.	STUDIO DELLA FORMULAZIONE DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO	332
5.3.2.1.	STUDIO DELLA CURVA GRANULOMETRICA	332
5.3.2.2.	STUDIO DELLA PERCENTUALE OTTIMA DI BITUME	336
5.3.3.	CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLA MISCELA	339
5.3.4.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA MISCELA	347
5.3.4.1.	MARSHALL TEST – UNI EN 12697-34.....	348
5.3.4.2.	PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA) – UNI EN 12697-23.....	350
5.3.4.3.	DETERMINAZIONE DEL MODULO DI RIGIDEZZA – UNI EN 12697-26 – ANNEX C	353
5.3.4.4.	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA FATICA – UNI EN 12697-24 – ANNEX E ..	354
5.4.	IL CONGLOMERATO BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA SUGGERITO DALLA NORMA ISO 10844 CONTENENTE IL 2,5% E IL 3% DI COMPOUND	356
5.4.1.	STUDIO DELLA FORMULAZIONE DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO	357

5.4.2.	CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLE MISCELE	359
5.4.2.1.	<i>CONFRONTO E DISCUSSIONE DEI RISULTATI VOLUMETRICI</i>	370
5.4.3.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE MISCELE	373
5.4.3.1.	<i>MARSHALL TEST – UNI EN 12697-34</i>	374
5.4.3.2.	<i>PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA) – UNI EN 12697-23</i>	378
5.4.3.3.	<i>DETERMINAZIONE DEL MODULO DI RIGIDEZZA – UNI EN 12697-26 – ANNEX C</i>	384
5.4.3.4.	<i>DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA FATICA – UNI EN 12697-24 – ANNEX E</i> ..	388
5.4.4.	ANALISI DEI DATI SPERIMENTALI OTTENUTI	393
5.5.	ANALISI COMPARATIVA DEI RISULTATI OTTENUTI.....	396
5.5.1.	CONFRONTO DELLE CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE	397
5.5.1.1.	<i>PERCENTUALE RESIDUA DI VUOTI DEL CONGLOMERATO COMPATTATO</i>	397
5.5.1.2.	<i>LA LAVORABILITÀ DEL CONGLOMERATO: I PARAMETRI C₁ E K</i>	399
5.5.2.	CONFRONTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MISCELE STUDIATE	401
5.5.2.1.	<i>MARSHALL TEST</i>	402
5.5.2.2.	<i>PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA</i>	405
5.5.2.3.	<i>CALCOLO DEL MODULO DI RIGIDEZZA</i>	409
5.5.2.4.	<i>PROVA DI RESISTENZA A FATICA</i>	412

CAPITOLO 6

CASO STUDIO:

PROPRIETA' ACUSTICHE DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA 416

6.1.	DESCRIZIONE DELL' INTERVENTO	418
6.1.1.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO DI STESA.....	419
6.1.2.	DESCRIZIONE DELLE MODALITA' DI POSA IN OPERA.....	424
6.1.3.	RILEVAMENTO ED ANALISI DEL TRAFFICO VEICOLARE	427
6.1.3.1.	<i>RIPARTIZIONE DEI VEICOLI – TRAFFICO GIORNALIERO MEDIO (TGM)</i>	427
6.1.3.2.	<i>RIPARTIZIONE DEL TRAFFICO PESANTE</i>	433
6.1.3.3.	<i>TRAFFICO DELL'ORA DI PUNTA</i>	439
6.1.3.4.	<i>RIPARTIZIONE PER CLASSI DI VELOCITÀ</i>	441

6.1.4.	STUDIO DI PREQUALIFICA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO DI PROGETTO	448
6.1.4.1.	<i>STUDIO DEGLI AGGREGATI E DELLA CURVA GRANULOMETRICA</i>	449
6.1.4.2.	<i>CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLA MISCELA</i>	453
6.1.4.3.	<i>MARSHALL TEST</i>	455
6.1.4.4.	<i>PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA)</i>	456
6.1.5.	ANALISI DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO STESO IN SITO – VERIFICA DELLE CARATTERISTICHE RISPETTO ALLA MISCELA DI PROGETTO.	457
6.1.5.1.	<i>ESTRAZIONE DEL LEGANTE ED ANALISI GRANULOMETRICA</i>	457
6.1.5.2.	<i>CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLA MISCELA</i>	459
6.1.5.3.	<i>MARSHALL TEST</i>	460
6.1.5.4.	<i>PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA)</i>	461
6.1.6.	CONCLUSIONI SUL LAVORO REALIZZATO	462
6.2.	CARATTERIZZAZIONE ACUSTICA DEL MATERIALE: ANALISI DEI RISULTATI FONOMETRICI	463
6.2.1.	DECRETO 16 MARZO 1998: “TECNICHE DI RILEVAMENTO E DI MISURAZIONE DELL’INQUINAMENTO ACUSTICO”	464
6.2.2.	RILIEVI FONOMETRICI REALIZZATI	465
6.2.3.	ELABORAZIONE E RISULTATI DELLE ANALISI ACUSTICHE EFFETTUATE	471
6.2.3.1.	<i>RILIEVI PRE-INTERVENTO</i>	471
6.2.3.2.	<i>RILIEVI POST-INTERVENTO</i>	488
6.2.3.3.	<i>CONFRONTO E ANALISI RISULTATI</i>	504
6.2.3.4.	<i>ANALISI FINALE DEI RISULTATI ACUSTICI</i>	514
6.2.4.	CONFRONTO DEI RISULTATI ACUSTICI OTTENUTI CON QUELLI DI ALTRE TIPOLOGIE DI CONGLOMERATO DI TIPO CHIUSO.	515
CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI		519
BIBLIOGRAFIA		522

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1-1 - Contributo medio delle singole componenti del rumore veicolare.....	30
Figura 1.2-1: Curva Esposizione - Annoyance differenti tipologie di traffico.....	51
Figura 1.2-2: Curve del livello di Annoyance in funzione dell'esposizione a traffico stradale.....	51
Figura 1.2-3: Curve esposizione - annoyance per gruppi d'età della popolazione.....	52
Figura 1.2-4: Curve di ugual rischio di risveglio.....	54
Figura 1.3-1: Esempio di diminuzione del livello d'intensità sonora al crescere della distanza.....	64
Figura 1.3-2: Le tre principali sorgenti di rumore di un veicolo.....	65
Figura 1.3-3: Insieme delle componenti emissive del rumore veicolare.....	66
Figura 1.3-4: Confronto tra rumore a motore spento e di funzionamento per veicoli al variare della velocità.....	67
Figura 1.3-5: Confronto tra rumore a motore spento e di funzionamento per autocarri leggeri al variare della velocità.....	67
Figura 1.3-6: Confronto tra rumore a motore spento e di funzionamento per autocarri pesanti al variare della velocità.....	68
Figura 1.3-7: Riassunto componenti del rumore di rotolamento.....	69
Figura 1.3-8: Rappresentazione del fenomeno dell'air-pumping.....	69
Figura 1.3-9: Rappresentazione del fenomeno di Stick-Slip.....	70
Figura 1.3-10: Rappresentazione del fenomeno di Stick-Snap.....	70
Figura 1.3-11: Rappresentazione delle vibrazioni dello pneumatico.....	71
Figura 1.3-12: Rappresentazione del fenomeno dello Snap-Out.....	71
Figura 1.3-13: Ripartizione energetica delle componenti del rumore di rotolamento.....	72
Figura 1.3-14: Rappresentazione dell'effetto "Corno".....	73
Figura 1.3-15: Rappresentazione della risonanza che si genera all'interno delle cavità dello pneumatico.....	74
Figura 1.3-16: Rappresentazione del fenomeno noto come Risonanza di Helmholtz.....	74
Figura 1.3-17: La struttura degli pneumatici.....	75
Figura 1.3-18: Domini di prevalenza delle componenti del rumore di rotolamento.....	79
Figura 1.4-1: Rappresentazione della strumentazione per la realizzazione di un Pass-By Statico.....	81
Figura 1.4-2: Specifiche di collocazione dei microfoni rispetto al tratto stradale.....	81
Figura 1.4-3: Rappresentazione della strumentazione utilizzata nel Metodo Adrienne.....	83
Figura 1.4-4: Schema della strumentazione utilizzata nel Test Adrienne.....	83
Figura 1.4-5: Collocazione del microfono nel caso in cui si utilizzi una vettura per effettuare il CPX.....	85
Figura 1.4-6: Collocazione del microfono nel caso in cui si utilizzi un apposito trailer per effettuare il CPX.....	85
Figura 1.4-7: Tipologie di pneumatico da utilizzare nel CPX secondo Normativa.....	86
Figura 1.4-8: Esempio di Tubo ad impedenza.....	87
Figura 1.4-9: Collocazione dei microfoni nel tubo ad impedenza.....	88
Figura 1.4-10: Schematizzazione del principio di funzionamento del tubo ad impedenza.....	88
Figura 1.4-11: Rappresentazione del Tubo di Kundt Portatile.....	90

Figura 1.4-12: Schemacomponenti di un Tubo di Kundt Portatile.....	90
Figura 2.1-1: Classificazione della tessitura e delle prestazioni influenzate in funzione della lunghezza d'onda	94
Figura 2.1-2: Rappresentazione grafica della microtessitura e della macrotessitura	95
Figura 2.1-3: Influenza sulle componenti del rumore di rotolamento di micro e macro tessitura	96
Figura 2.1-4: Lunghezze d'onda della tessitura che incidono positivamente o negativamente secondo Norma ISO 13437-1	97
Figura 2.1-5: Ottimizzazione della lunghezza d'onda per ridurre il rumore di rotolamento	98
Figura 2.1-6: Ottimizzazione dello spettro di tessitura per la riduzione del rumore di rotolamento	99
Figura 2.1-7: Esempio di tessitura POSITIVA	100
Figura 2.1-8: Esempio di tessitura NEGATIVA	100
Figura 2.1-9: Incremento del rumore di rotolamento in funzione della variazione della tessitura superficiale della pavimentazione	101
Figura 2.2-1: Spettro del coefficiente di assorbimento acustico in funzione della resistenza specifica R_s	103
Figura 2.2-2: Spettro del coefficiente di assorbimento acustico in funzione della porosità comunicante n^*	104
Figura 2.2-3: Spettro del coefficiente di assorbimento acustico in funzione del Fattore di Forma K	104
Figura 2.2-4: Spettro del coefficiente di assorbimento acustico in funzione dello spessore dello strato	105
Figura 2.3-1: Schema di una pavimentazione Drenante Monostrato	108
Figura 2.3-2: Differenza tra lo spettro del livello di rumore di una pavimentazione tradizionale rispetto a una drenante.....	109
Figura 2.3-3: Confronto tra gli spettri di assorbimento acusti di una pavimentazione tradizionale e una drenante ..	109
Figura 2.3-4: Confronto prestazioni acustiche pavimentazione tradizionale - drenante monostrato.....	110
Figura 2.3-5: Fusi granulometrici di una pavimentazione drenante e una microdrenante	110
Figura 2.3-6: Schema di una pavimentazione drenante doppio strato.....	112
Figura 2.3-7: Confronto spettri di assorbimento tra una pavimentazione tradizionale una drenante e una doppio strato	113
Figura 2.3-8: Confronto prestazioni acustiche tra una pavimentazione tradizionale, una drenante e una doppio strato	114
Figura 2.3-9: Schema di una pavimentazione eufonica.....	115
Figura 2.3-10: Confronto spettri di assorbimento acustico tra una pavimentazione tradizionale, una drenante e una eufonica.....	116
Figura 2.3-11: Confronto livelli di attenuazione del rumore tra differenti tipologie di pavimentazioni aperte (fonte Progetto SILVIA).....	117
Figura 2.4-1: Inviluppo del profilo stradale da parte del pneumatico durante il moto	118
Figura 2.4-2: Differenti fusi granulometrici per pavimentazioni tipo SMA	119
Figura 2.4-3: Confronto spettro L_{eq} tra una pavimentazione tradizionale e una tipo SMA	120
Figura 2.4-4: Ottimizzazione dello spettro di tessitura in funzione della riduzione del rumore di rotolamento	122
Figura 2.4-5: Fuso granulometrico per una pavimentazione a tessitura ottimizzata tipo ISO 10844.....	123
Figura 2.4-6: Confronto livelli di attenuazione del rumore tra differenti tipologie di pavimentazioni chiuse (fonte Progetto SILVIA).....	124
Figura 2.5-1: Dettaglio dell'aggregato di argilla espansa frantumato.....	125
Figura 2.5-2: Argilla espansa utilizzata all'interno del conglomerato per la riduzione del rumore	125

Figura 2.5-3: Provino di conglomerato contenente polverino di gomma tipo open-graded.....	127
Figura 2.5-4: Provino di conglomerato contenente polverino di gomma tipo gap-graded.....	127
Figura 2.5-5: Confronto spettro di assorbimento acustico tra una pavimentazione tradizionale, una porosa e una poroelastica	128
Figura 2.5-6: Dettaglio del rullo utilizzato per stampare la tessitura sulla pavimentazione.....	129
Figura 2.5-7: Dettaglio della superficie di una pavimentazione stampata.....	129
Figura 3.1-1: Graniglia 8 - 12 mm utilizzata nello studio	133
Figura 3.1-2: Graniglia 3 - 6 mm utilizzata nello studio	133
Figura 3.1-3: Sabbia 0 - 4 mm utilizzata nello studio	134
Figura 3.1-4: Sabbia 0 - 1 mm utilizzata nello studio	134
Figura 3.1-5: Setacci di prova con apertura delle maglie di dimensione normata.....	135
Figura 3.1-6: Esempio di setacci con aperture in lamiera perforata (sinistra) o in rete metallica (destra)	136
Figura 3.1-7: Base vibrante utilizzata per la setacciatura degli aggregati	137
Figura 3.1-8: Curva granulometrica Graniglia 8 - 12 mm.....	139
Figura 3.1-9: Curva granulometrica Graniglia 3 - 6 mm.....	140
Figura 3.1-10: Curva granulometrica Sabbia 0 - 4 mm.....	141
Figura 3.1-11: Confronto curve granulometriche delle frazioni utilizzate	142
Figura 3.1-12: Picnometro utilizzato per il calcolo del peso specifico.....	142
Figura 3.1-13: Calibro a cursore utilizzato per determinare l'Indice di Forma	144
Figura 3.1-14: Dettaglio del setaccio con apertura delle maglie pari a 4 mm	145
Figura 3.1-15: Tipologie di setacci utilizzati per determinare l'indice di forma: Setacci a maglie quadrate (sinistra); Setacci a barre (destra).....	147
Figura 3.1-16: Dettaglio dell'apertura di un setaccio a barre.....	148
Figura 3.1-17: Strumentazione utilizzata per effettuare la prova Los Angeles	150
Figura 3.1-18: Dettaglio delle sfere utilizzate nella prova Los Angeles	151
Figura 3.1-19: Setaccio con apertura delle maglie 1,6 mm utilizzato nella prova Los Angeles	151
Figura 3.1-20: Penetrometro utilizzato per effettuare la prova di penetrazione con ago.....	156
Figura 3.1-21: Dettaglio dell'ago utilizzato per effettuare la prova di penetrazione	156
Figura 3.1-22: Dettaglio del misuratore della penetrazione	157
Figura 3.1-23: Prescrizioni tecniche di effettuazione della prova palla - anello	159
Figura 3.1-24: Componenti del castello di prova utilizzato per effettuare la prova palla - anello sul bitume.....	159
Figura 3.1-25: Posizionamento delle biglie sul campione di bitume da analizzare.....	160
Figura 3.1-26: Condizione di termine della prova palla - anello.....	160
Figura 3.1-27: Viscosimetro rotazionale utilizzato per lo studio (sinistra); Dettaglio del funzionamento dello strumento (destra)	163
Figura 3.1-28: Dettaglio del posizionamento del campione e dello spindle all'interno del viscosimetro (sinistra); Contenitori del bitume da inserire all'interno del viscosimetro (destra).....	163
Figura 3.1-29: Andamento del valore della viscosità dinamica in funzione della temperatura per il bitume 50/70 vergine analizzato	164
Figura 3.1-30: Stufa a tamburo rotante (Rolling Thin Film Oven)	165
Figura 3.1-31: Dettaglio del contenitore del bitume da posizionare all'interno della stufa	165

Figura 3.1-32: Immagine del Compound contenente polverino di gomma e polimeri studiato	171
Figura 3.1-33: Curva granulometrica del polverino di gomma contenuto nel Compound	173
Figura 3.2-1: Aspetto del bitume miscelato direttamente con il Compound	179
Figura 3.2-2: Estrattore per la rimozione del bitume dal conglomerato tramite solvente (sinistra); Dettaglio del contenitore per il conglomerato (destra)	181
Figura 3.2-3: Centrifuga a flusso continuo utilizzata per la separazione del filler dalla miscela bitume - solvente..	182
Figura 3.2-4: Evaporatore rotante utilizzato per la separazione del bitume dal solvente	183
Figura 3.2-5: Confronto grafico del differente valore di penetrazione ottenuto sulle miscele di bitume analizzate .	188
Figura 3.2-6: Confronto grafico tra il valore di punto di rammollimento ottenuto per le miscele analizzate	192
Figura 3.2-7: Confronto grafico del valore di indice di penetrazione delle miscele analizzate.....	195
Figura 3.2-8: Campione di bitume al termine della prova di ritorno elastico.....	196
Figura 3.2-9: Esempio di duttilometro	197
Figura 3.2-10: Stampi per realizzare il campione di bitume da sottoporre alla prova di ritorno elastico	197
Figura 3.2-11: Confronto grafico tra i valori di ritorno elastico ottenuti.....	199
Figura 3.2-12: Andamento della viscosità in funzione della temperatura del bitume 50/70 post estrazione	200
Figura 3.2-13: Confronto andamento viscosità tra il bitume 50/70 vergine e il bitume 50/70 post estrazione	201
Figura 3.2-14: Confronto grafico tra le temperature di lavorazione e compattazione tra il bitume 50/70 vergine e quello post estrazione.....	202
Figura 3.2-15: Andamento della viscosità del bitume che interagisce con il 2,5% di Compound	203
Figura 3.2-16: Andamento della viscosità del bitume che interagisce con il 3% di Compound	204
Figura 3.2-17: Confronto dell'andamento della viscosità in funzione della temperatura per le 3 miscele analizzate	205
Figura 3.2-18: Confronto grafico tra le temperature di lavorazione e compattazione delle miscele analizzate	206
Figura 3.2-19: Pressure Aging Vassel (PAV)	210
Figura 3.2-20: Contenitore del bitume da inserire all'interno del PAV (sinistra); Castello porta contenitori (destra)	211
Figura 3.2-21: Posizionamento del castello porta contenitori all'interno del PAV	211
Figura 3.2-22: Specifiche SHRP Superpave per la classificazione del legante bituminoso	214
Figura 3.2-23: Dynamic Shear Rheometer (DSR)	215
Figura 3.2-24: Schema di funzionamento del DSR.....	216
Figura 3.2-25: Calcolo del Modulo Complesso dalla coppia di rotazione applicata.....	216
Figura 3.2-26: Dettaglio del posizionamento del bitume e del piatto di carico nel DSR	217
Figura 3.2-27: Software collegato al DSR per l'elaborazione dei dati	218
Figura 3.2-28: Bending Beam Rheometer (BBR)	220
Figura 3.2-29: Schema di funzionamento del BBR	220
Figura 3.2-30; Diagramma del Modulo di Rigidezza ricavato dal BBR Test	221
Figura 3.2-31: Realizzazione del provino di bitume da sottoporre a BBR Test.....	222
Figura 3.2-32: Campione di bitume da sottoporre a BBR Test	222
Figura 3.2-33: Provino sottoposto a BBR Test	223
Figura 3.2-34: Confronto grafico tra i valori ricavati da DSR Test per bitume 50/70 post RTFOT e post estrazione	229
Figura 3.2-35: Confronto dei valori di modulo determinati tramite DSR Test sulle miscele analizzate a 64 °C.....	233

Figura 3.2-36: Confronto grafico tra il valore dell'angolo di fase determinato per le tre miscele analizzate a 64 °C	234
Figura 3.2-37: Confronto grafico tra le temperature limite dell'insorgere del fenomeno di ormaiamento	235
Figura 3.2-38: Confronto grafico tra i valori ottenuti da DSR Test alla temperatura limite per l'insorgere del fenomeno di ormaiamento delle 3 miscele studiate	236
Figura 3.2-39: Confronto grafico tra gli angoli di fase alla temperatura limite per l'insorgere del fenomeno di ormaiamento delle 3 miscele studiate	237
Figura 3.2-40: Confronto dei valori di modulo determinati tramite DSR Test sulle miscele post PAV analizzate a 22°C	242
Figura 3.2-41: Confronto grafico tra il valore dell'angolo di fase determinato per le tre miscele post PAV analizzate a 22°C	243
Figura 3.2-42: Confronto grafico temperature limite per la fessurazione a fatica delle tre miscele analizzate	244
Figura 3.2-43: Confronto grafico del valore di modulo alla temperatura limite per fatica delle tre miscele	245
Figura 3.2-44: Confronto grafico del valore dell'angolo di fase alla temperatura limite per fatica delle tre miscele	245
Figura 3.2-45: Confronto grafico tra i valori di S(60) per le tre miscele alla temperatura di - 12 °C	251
Figura 3.2-46: Confronto andamento del Modulo S in funzione del tempo di carico per le tre miscele	252
Figura 3.2-47: Confronto grafico tra le temperature limite per la fessurazione termica delle tre miscele analizzate	253
Figura 3.2-48: Ricostruzione grafica del PG delle miscele studiate.....	254
Figura 3.2-49: Ricostruzione grafica della fascia limite di temperatura di utilizzo di ciascuna miscela.....	255
Figura 3.2-50: Confronto grafico dell'andamento della viscosità dinamica misurato al variare della temperatura per le tre miscele	258
Figura 3.2-51: Confronto grafico del valore di Modulo misurato alla temperatura limite per l'ormaiamento delle tre miscele	259
Figura 3.2-52: Confronto grafico tra i valori dell'angolo di fase delle varie miscele alla loro temperatura limite a fatica.....	260
Figura 3.2-53: Confronto grafico tra gli andamenti del valore di Modulo S in funzione del tempo ricavati da BBR Test.....	260
Figura 3.2-54: Ricostruzione grafica del PG delle miscele studiate.....	262
Figura 3.2-55: Ricostruzione grafica della fascia limite di temperatura di utilizzo di ciascuna miscela.....	262
Figura 3.3-1: Compattatore a impatto (Compattatore Marshall).....	265
Figura 3.3-2: Stampo cilindrico utilizzato per la compattazione Marshall	266
Figura 3.3-3: Dettaglio zona di ancoraggio dello stampo per effettuare la compattazione	266
Figura 3.3-4: Campione Marshall lasciato raffreddare nello stampo	267
Figura 3.3-5: Pressa giratoria	268
Figura 3.3-6: Fustella all'interno della quale viene compattato il campione di conglomerato	268
Figura 3.3-7: Schema di funzionamento della pressa giratoria	269
Figura 3.3-8: Correlazione tra la compattazione tramite pressa giratoria e compattazione in sito tramite rullo vibrante	269
Figura 3.3-9: Campione preparato per effettuare la prova	270
Figura 3.3-10: Rappresentazione della misura del peso del campione in acqua	273
Figura 3.3-11: Ganasce all'interno delle quali si posiziona il provino per effettuare il Marshall Test	275

Figura 3.3-12: Macchinario di prova per effettuare il carico alla corretta velocità (sinistra); Dettaglio del campione caricato (destra).....	276
Figura 3.3-13: Curva di carico - scorrimento del campione durante il Test.....	276
Figura 3.3-14: Collocazione del campione tra le bande di carico	277
Figura 3.3-15: Macchina dinamica utilizzata per effettuare la prova.....	279
Figura 3.3-16: Castello dove collocare il campione prima di effettuare la prova (sinistra); Campione collocato nel castello tra le bande di carico (destra).....	279
Figura 3.3-17: Collocazione del provino sotto il pistone di carico	280
Figura 3.3-18: Forma dell'onda di carico che mostra un tempo di riposo successivo al picco.....	280
Figura 3.3-19: Posizionamento degli estensimetri per misurare la deformazione laterale del campione.....	282
Figura 3.4-1: Rappresentazione grafica del fuso granulometrico utilizzato per la miscela 0 - 12.....	286
Figura 3.4-2: Rappresentazione grafica delle percentuali di frazioni granulometriche che compongono la curva.....	287
Figura 3.4-3: Rappresentazione grafica della Curva granulometrica utilizzata per la miscela 0 - 12	288
Figura 3.4-4: Rappresentazione di un campione del conglomerato contenente il 2,5% di Compound.....	289
Figura 3.4-5: Rappresentazione di un campione del conglomerato contenente il 3% di Compound.....	290
Figura 3.4-6: Rappresentazione grafica della curva di compattazione della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound.....	301
Figura 3.4-7: Rappresentazione grafica della curva di compattazione della miscela 0 - 12, 3% di Compound.....	302
Figura 3.4-8: Confronto tra i valori di massima densità volumica apparente per le due miscele con il 2,5% e il 3% di Compound.....	303
Figura 3.4-9: Confronto grafico tra la percentuale di vuoti delle miscele compattate utilizzando Compattatore Marshall e Pressa Giratoria	304
Figura 3.4-10: Confronto curve di compattazioni miscela 0 - 12 con 2,5% e 3% di Compound.....	305
Figura 3.4-11: Confronto grafico tra i parametri ricavati dal Marshall Test per le miscele 0 - 12 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound	308
Figura 3.4-12: Confronto grafico risultati ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sulla miscele 0 - 12 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound	314
Figura 3.4-13: Confronto grafico dei valori di Modulo di Rigidezza ottenuti per le miscele 0 - 12 con 2,5% e 3% di Compound a tre temperature	319
Figura 3.4-14: Andamento del Modulo Resiliente in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound analizzati	321
Figura 3.4-15: Andamento della deformazione orizzontale totale in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound analizzati	322
Figura 3.4-16: Andamento del Modulo Resiliente in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 12, 3% di Compound analizzati	323
Figura 3.4-17: Andamento della deformazione orizzontale totale in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 12, 3% di Compound analizzati	323
Figura 3.4-18: Confronto grafico del numero di cicli di resistenza a fatica per le miscele 0 - 12 con il 2,5% e 3% di Compound.....	324
Figura 3.4-19: Confronto grafico delle curve di deformazione orizzontale durante la prova a fatica per le miscele 0 - 12 con il 2,5% e 3% di Compound	325
Figura 3.5-1: Fuso granulometrico riportato dalla Normativa ISO 10844	330

Figura 3.5-2: Rappresentazione grafica del fuso granulometrico utilizzato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844	333
Figura 3.5-3: Rappresentazione grafica delle percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate per realizzare la curva tipo ISO 10844	334
Figura 3.5-4: Rappresentazione grafica della curva granulometrica realizzata per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844	335
Figura 3.5-5: Rappresentazione di un campione del conglomerato 0 – 8 tipo ISO 10844	338
Figura 3.5-6: Curva di compattazione della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844	346
Figura 3.5-7: Andamento grafico del modulo resiliente rispetto al numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 analizzati	354
Figura 3.5-8: Andamento grafico della deformazione orizzontale totale rispetto al numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 analizzati	355
Figura 3.6-1: Rappresentazione di un campione del conglomerato 0 – 8 contenente il 2,5% di Compound	358
Figura 3.6-2: Rappresentazione di un campione del conglomerato 0 – 8 contenente il 3% di Compound	358
Figura 3.6-3: Curva granulometrica della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound	367
Figura 3.6-4: Curva granulometrica della miscela 0 - 8, 3% di Compound	369
Figura 3.6-5: Confronto tra i valori di massima densità volumica apparente per le due miscele con il 2,5% e il 3% di Compound	370
Figura 3.6-6: Confronto grafico tra la percentuale di vuoti delle miscele compattate utilizzando Compattatore Marshall e Pressa Giratoria	371
Figura 3.6-7: Confronto curve di compattazioni miscela 0 - 12 con 2,5% e 3% di Compound	372
Figura 3.6-8: Confronto grafico tra i parametri ricavati dal Marshall Test per le miscele 0 - 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound	375
Figura 3.6-9: Confronto grafico risultati ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sulla miscela 0 - 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound	381
Figura 3.6-10: Confronto grafico dei valori del Modulo di Rigidezza a tre temperature per le miscele 0 – 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound	386
Figura 3.6-11: Andamento del Modulo Resiliente in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound analizzati	388
Figura 3.6-12: Andamento della deformazione orizzontale totale in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound analizzati	389
Figura 3.6-13: Andamento del Modulo Resiliente in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8, 3% di Compound analizzati	390
Figura 3.6-14: Andamento della deformazione orizzontale totale in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8, 3% di Compound analizzati	390
Figura 3.6-15: Confronto grafico del numero di cicli di resistenza a fatica per le miscele 0 - 8 con il 2,5% e 3% di Compound	391
Figura 3.6-16: Confronto grafico delle curve di deformazione orizzontale durante la prova a fatica per le miscele 0 - 8 con il 2,5% e 3% di Compound	392
Figura 3.7-1: Confronto % vuoti residui delle miscele analizzate a seconda del tipo di compattazione	397
Figura 3.7-2: Confronto % vuoti residui miscele con granulometria tipo ISO 10844 in funzione del tipo di compattazione	398
Figura 3.7-3: Confronto delle curve di compattazione delle miscele analizzate	399

Figura 3.7-4: Confronto grafico tra i parametri ricavati dal Marshall Test per le miscele studiate.....	402
Figura 3.7-5: Confronto del valore di rigidezza Marshall ottenuto per le miscele in cui è presente il Compound ...	403
Figura 3.7-6: Confronto del valore di resistenza a trazione indiretta delle miscele studiate a diverse temperature di prova	405
Figura 3.7-7: Confronto del valore di CTI delle miscele studiate a diverse temperature di prova.....	406
Figura 3.7-8: Confronto dei valori ottenuti dalla Prova di Trazione indiretta a tre temperature per le sole miscele contenenti Compound	406
Figura 3.7-9: Confronto grafico dei Moduli di Rigidezza calcolati a tre temperature delle miscele studiate	409
Figura 3.7-10: Confronto dei valori di modulo di rigidezza a tre temperature tra le sole miscele contenenti Compound	410
Figura 3.7-11: Confronto dei cicli di carico che comportano la rottura per fatica dei campioni delle varie miscele	412
Figura 3.7-12: Confronto dei cicli di carico che comportano la rottura per fatica delle miscele aventi curva granulometrica tipo ISO 10844.....	413
Figura 3.7-13: Confronto andamento curve di deformazione laterale delle miscele studiate	414
Figura 3.7-14: Confronto andamento curve di deformazione laterale delle miscele studiate esclusa la miscela 0 – 8, 3% di Compound	414
Figura 4.1-1: Localizzazione generale del luogo dell'intervento.....	419
Figura 4.1-2: Cartografia del tratto stradale interessato dall'intervento	420
Figura 4.1-3: Veduta da satellite del tratto interessato dall'intervento	420
Figura 4.1-4: Inizio tratta di intervento	421
Figura 4.1-5: Fine tratta di intervento	421
Figura 4.1-6: Veduta della tratta dalla strada, direzione Alessandria.....	422
Figura 4.1-7: Veduta della tratta dalla strada, direzione Località Sale.....	422
Figura 4.1-8: Fase di produzione in impianto e carico del materiale su Autocarro.....	424
Figura 4.1-9: Finitrice in opera durante la stesa del conglomerato contenente il Compound	425
Figura 4.1-10: temperatura del conglomerato misurata ai lati della finitrice	425
Figura 4.1-11: Rullo vibrante durante la compattazione del conglomerato contenente il Compound studiato	426
Figura 4.1-12: Dettaglio della tessitura del conglomerato appena compattato	426
Figura 4.1-13: Descrizione grafica del traffico orario della giornata di Lunedì.....	428
Figura 4.1-14: Confronto andamento traffico orario per ciascuna giornata di rilevamento	428
Figura 4.1-15: Confronto grafico del traffico totale giornaliero	431
Figura 4.1-16: Ripartizione veicoli per classi di dimensione lunedì	433
Figura 4.1-17: variazione oraria della percentuale di veicoli pesanti transitanti in una giornata feriale media	434
Figura 4.1-18: Numero di veicoli transitanti per classe in una giornata feriale media.....	435
Figura 4.1-19: percentuale di veicoli transitanti per classe in una giornata feriale media.....	435
Figura 4.1-20: variazione oraria della percentuale di veicoli pesanti transitanti in una giornata festiva media	436
Figura 4.1-21: Numero di veicoli transitanti per classe in una giornata festiva media	437
Figura 4.1-22: Percentuale di veicoli transitanti per classe in una giornata feriale media	437
Figura 4.1-23: Confronto della variazione oraria percentuale di veicoli pesanti transitanti in una giornata festiva media e feriale media	438
Figura 4.1-24: Ripartizione oraria dei veicoli suddivisi per classi di velocità il lunedì	442

Figura 4.1-25: Suddivisione percentuali di veicoli per classe di velocità il lunedì	442
Figura 4.1-26: Ripartizione oraria dei veicoli suddivisi per classi di velocità in un giorno feriale medio	443
Figura 4.1-27: Suddivisione percentuali di veicoli per classe di velocità in una giornata feriale media	444
Figura 4.1-28: Ripartizione oraria dei veicoli suddivisi per classi di velocità in un giorno festivo medio	445
Figura 4.1-29: Suddivisione percentuali di veicoli per classe di velocità in una giornata festiva media	446
Figura 4.1-30: Confronto numero di veicoli per classi di velocità nell'ora di punta tra una giornata feriale media e una festiva media	447
Figura 4.1-31: Curva granulometrica della frazione di graniglia 8 - 12 mm.....	449
Figura 4.1-32: Curva granulometrica della frazione di graniglia 3 - 8 mm.....	449
Figura 4.1-33: Curva granulometrica della frazione di sabbia 0 - 4 mm.....	450
Figura 4.1-34: Curva granulometrica della frazione di sabbia 0 - 1 mm.....	450
Figura 4.1-35: Rappresentazione grafica del fuso granulometrico utilizzato	451
Figura 4.1-36: Rappresentazione grafica delle percentuali di frazioni utilizzate per la curva granulometrica di progetto	451
Figura 4.1-37: Rappresentazione della curva granulometrica di progetto.....	452
Figura 4.2-1: Collocazione del microfono utilizzato per i rilievi fonometrici.....	465
Figura 4.2-2: Posizionamento del microfono lungo la tratta da esaminare	465
Figura 4.2-3: Curve di ponderazione acustica.....	466
Figura 4.2-4: Confronto tra il livello di rumore reale e il livello equivalente su un dato periodo temporale T.....	467
Figura 4.2-5: Andamento del valore di Leq diurno e notturno per la giornata di lunedì prima dell'intervento	471
Figura 4.2-6: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per la giornata di lunedì prima dell'intervento	471
Figura 4.2-7: Andamento del valore di Leq diurno e notturno per una giornata feriale media prima dell'intervento	472
Figura 4.2-8: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per una giornata feriale media prima dell'intervento	472
Figura 4.2-9: Andamento del valore di Leq diurno e notturno per una giornata festiva media prima dell'intervento	473
Figura 4.2-10: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per una giornata festiva media prima dell'intervento	473
Figura 4.2-11: Confronto tra i valori di Leq diurno tra una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento	474
Figura 4.2-12: Confronto tra i valori di Leq notturno tra una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento	474
Figura 4.2-13: Confronto dell'andamento orario tra le percentuali di veicoli e quelle dell'intensità acustica di una giornata feriale media calcolate prima dell'intervento	478
Figura 4.2-14: Confronto dell'andamento orario tra le percentuali di veicoli e quelle dell'intensità acustica di una giornata festiva media calcolate prima dell'intervento	480
Figura 4.2-15: Confronto del valore di Ieq diurna per una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento.....	482
Figura 4.2-16: Figura 4.2 15: Confronto del valore di Ieq notturna per una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento	482

Figura 4.2-17: Valore del Leq diurno per ogni giornata di rilievo prima dell'intervento confrontato con le prescrizioni della Normativa	485
Figura 4.2-18: Valore del Leq notturno per ogni giornata di rilievo prima dell'intervento confrontato con le prescrizioni della Normativa	485
Figura 4.2-19: Andamento del valore di Leq diurno e notturno per la giornata di lunedì dopo dell'intervento	488
Figura 4.2-20: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per la giornata di lunedì dopo dell'intervento.....	488
Figura 4.2-21: Andamento del valore di Leq diurno e notturno per una giornata feriale media dopo l'intervento...	489
Figura 4.2-22: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per una giornata feriale media dopo l'intervento..	489
Figura 4.2-23: Andamento del valore di Leq diurno e notturno per una giornata festivo media dopo l'intervento ..	490
Figura 4.2-24: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per una giornata festivo media dopo l'intervento .	490
Figura 4.2-25: Confronto tra i valori di Leq diurno tra una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento	491
Figura 4.2-26: Confronto tra i valori di SEL diurno tra una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento	491
Figura 4.2-27: Confronto dell'andamento orario tra le percentuali di veicoli e quelle dell'intensità acustica di una giornata feriale media calcolate prima dell'intervento	495
Figura 4.2-28: Confronto dell'andamento orario tra le percentuali di veicoli e quelle dell'intensità acustica di una giornata festiva media calcolate prima dell'intervento	497
Figura 4.2-29: Confronto del valore di Leq diurna per una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento	499
Figura 4.2-30: Confronto del valore di Leq notturna per una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento	499
Figura 4.2-31: Valore del Leq diurno per ogni giornata di rilievo dopo l'intervento confrontato con le prescrizioni della Normativa.....	501
Figura 4.2-32: Valore del Leq notturno per ogni giornata di rilievo dopo l'intervento confrontato con le prescrizioni della Normativa.....	502
Figura 4.2-33: Confronto dell'andamento del Leq diurno e notturno in una giornata feriale media prima e dopo l'intervento.....	504
Figura 4.2-34: Confronto dell'andamento del Leq diurno e notturno in una giornata festiva media prima e dopo l'intervento.....	504
Figura 4.2-35: Variazione del Leq diurno e notturno feriale prima e dopo l'intervento.....	505
Figura 4.2-36: Variazione del Leq diurno e notturno festivo prima e dopo l'intervento	505
Figura 4.2-37: Confronto tra le % di variazione del traffico e dell'Leq in una giornata media feriale prima e dopo l'intervento	506
Figura 4.2-38: Confronto tra le % di variazione del traffico e dell'Leq in una giornata media festiva prima e dopo l'intervento	507
Figura 4.2-39: Confronto dei livelli giornalieri di Leq diurno prima e dopo l'intervento	509
Figura 4.2-40: Confronto dei livelli giornalieri di Leq notturno prima e dopo l'intervento	510
Figura 4.2-41: Differenza dei valori di Leq giornalieri prima e dopo l'intervento	510
Figura 4.2-42: Confronto tra i valori di Leq diurni e notturni per una giornata feriale e una festiva media prima e dopo l'intervento.....	511

Figura 4.2-43: differenza tra i valori di Leq diurni e notturni per una giornata feriale e una festiva media prima e dopo l'intervento.....	511
Figura 4.2-44: Differenza dei valori di Leq giornalieri prima e dopo l'intervento	515
Figura 4.2-45: Variazione giornaliera del Leq misurato prima e dopo l'intervento	516
Figura 4.2-46: Confronto grafico tra i valori di riduzione del Leq utilizzando altre pavimentazioni di tipo chiuso (Progetto SILVIA)	517

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1.1-1: Principali competenze dello stato nel campo dell'inquinamento acustico	34
Tabella 1.1-2: Definizione delle classi acustiche in cui viene diviso il territorio comunale	36
Tabella 1.1-3: Valori limite di EMISSIONE – Leq in dB(A)	37
Tabella 1.1-4: Valori limite di IMMISSIONE - Leq in dB(A)	37
Tabella 1.1-5: Valori di ATTENZIONE - Leq in dB(A)	38
Tabella 1.1-6: Valori di QUALITA' - Leq in dB(A)	38
Tabella 1.1-7: Valori Limite Differenziali di Immissione.....	39
Tabella 1.1-8: Livelli minimi di rumore ambientale per l'applicabilità del limite d'immissione differenziale	40
Tabella 1.1-9: - Caratterizzazione d'interventi di bonifica acustica	42
Tabella 1.1-10: Limiti per strade di nuova realizzazione	44
Tabella 1.1-11: Limiti per strade esistenti e assimilabili.....	45
Tabella 1.2-1: Deprezzamento del costo dell'affitto in Francia in funzione del livello acustico equivalente misurato in facciata.....	59
Tabella 1.2-2: Valore del WTP in funzione del livello di Annoyance emerso dal VI Programma Quadro di Ricerca.....	60
Tabella 1.2-3: Principali patologie derivanti dall'esposizione al rumore	61
Tabella 1.2-4: Importo unitario in funzione della tipologia di impatto	62
Tabella 1.3-1: CPX Noise Level per differenti tipologie di pneumatico (Studio NCAT).....	76
Tabella 1.3-2: Principali processi di generazione del rumore di rotolamento in funzione dell'intervallo di frequenza	78
Tabella 2.5-1: Caratteristiche delle tipologie di argilla espansa comunemente impiegate nelle costruzioni stradali	126
Tabella 3.1-1: Prescrizioni sull'aggregato grosso riportate sul Capitolato Speciale di Appalto Tipo per Lavori Stradali", emesso dal Ministero dei Trasporti	132
Tabella 3.1-2: Serie di setacci utilizzata per lo studio delle granulometrie.....	135
Tabella 3.1-3: Scelta della massa del campione in funzione della dimensione massima dell'aggregato.....	136
Tabella 3.1-4: Risultato setacciatura Graniglia 8 - 12 mm.....	138
Tabella 3.1-5: Risultato setacciatura Graniglia 3 - 6 mm.....	139
Tabella 3.1-6: Risultato setacciatura Sabbia 0 - 4 mm.....	140
Tabella 3.1-7: Risultato setacciatura Sabbia 0 - 12 mm.....	141
Tabella 3.1-8: Peso specifico delle varie frazioni granulometriche di aggregati utilizzate	143
Tabella 3.1-9: Scelta della massa del campione da analizzare in funzione della dimensione massima degli aggregati	145
Tabella 3.1-10: Indice di Forma delle frazioni granulometriche analizzate	146
Tabella 3.1-11: Corrispondenza tra le classi granulometriche e il setaccio a barre da utilizzare per determinare il coeff. di appiattimento	148
Tabella 3.1-12: Coefficiente di Appiattimento per le frazioni granulometriche analizzate	149
Tabella 3.1-13: Valore del coefficiente di appiattimento richiesto dal Capitolato	149

Tabella 3.1-14: Massa di sfere utilizzata in funzione delle classe granulometrica da analizzare	151
Tabella 3.1-15: Granulometrie alternative suggerite dalla Normativa riguardante la Prova Los Angeles	152
Tabella 3.1-16: Risultati ottenuti dalla prova Los Angeles per le frazioni granulometriche analizzate.....	152
Tabella 3.1-17: Valore limite richiesto da Capitolato per la prova Los Angeles	153
Tabella 3.1-18: Riassunto dei risultati ottenuti dalle prove effettuate sugli aggregati	154
Tabella 3.1-19: Prescrizioni sul bitume riportate sul Capitolato Speciale di Appalto Tipo per Lavori Stradali”, emesso dal Ministero dei Trasporti	155
Tabella 3.1-20: Prescrizioni circa lo scarto accettabile tra le misure di penetrazione in funzione del valore registrato	157
Tabella 3.1-21: Risultato della prova di penetrazione con ago effettuata sul bitume utilizzato per lo studio	158
Tabella 3.1-22: Prescrizioni di Capitolato sul valore di penetrazione del bitume	158
Tabella 3.1-23: Valore del punto di rammollimento per il bitume 50/70 vergine	161
Tabella 3.1-24: Valore limite imposto dal Capitolato scelto per il punto di rammollimento del bitume	161
Tabella 3.1-25: Indice di penetrazione per il bitume 50/70 vergine.....	162
Tabella 3.1-26: Variazione di massa del bitume 50/70 vergine al termine della prova RTFOT	166
Tabella 3.1-27: Prescrizioni del valore di perdita in peso del bitume sottoposto a prova RTFOT (fonte capitolato ANAS)	166
Tabella 3.1-28: Penetrazione residua del bitume 50/70 vergine	167
Tabella 3.1-29: Valore limite di penetrazione residua prescritto da Capitolato	167
Tabella 3.1-30: Incremento del punto di rammollimento del bitume 50/70 vergine al termine della prova RTFOT	168
Tabella 3.1-31: Valore limite dell'incremento del punto di rammollimento prescritto da Capitolato	168
Tabella 3.1-32: Valore dell'indice di penetrazione calcolato al termine della prova RTFOT	168
Tabella 3.1-33: Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti dalle prove effettuate sul bitume 50/70 vergine	169
Tabella 3.1-34: Risultati della setacciatura effettuata sul polverino di gomma contenuto nel Compound	173
Tabella 3.2-1: Riassunto dei risultati ottenuti dalla prove precedentemente effettuate sul bitume 50/70 vergine...	184
Tabella 3.2-2: Penetrazione bitume 50/70 post estrazione	185
Tabella 3.2-3: Penetrazione residua del bitume 50/70 post estrazione.....	185
Tabella 3.2-4: Confronto penetrazione bitume post RTFOT e post estrazione	186
Tabella 3.2-5: Penetrazione bitume post estrazione che ha interagito con il 2,5% di Compound.....	186
Tabella 3.2-6: Penetrazione bitume post estrazione che ha interagito con il 3% di Compound.....	187
Tabella 3.2-7: Confronto dei valori di penetrazione ottenuti sulle tra miscele di bitume analizzate.....	188
Tabella 3.2-8: Punto di rammollimento bitume 50/70 post estrazione.....	189
Tabella 3.2-9: Confronto punto di rammollimento del bitume 50/70 pre e post estrazione	189
Tabella 3.2-10: Confronto del punto di rammollimento tra il bitume post RTFOT e il bitume post estrazione	190
Tabella 3.2-11: Punto di rammollimento del bitume che interagisce con il 2,5% di Compound	190
Tabella 3.2-12: Punto di rammollimento del bitume che interagisce con il 3% di Compound.....	191
Tabella 3.2-13: Confronto del punto di rammollimento tra i bitumi analizzati.....	192
Tabella 3.2-14: Confronto del punto di rammollimento tra i bitumi che interagiscono con il Compound e il bitume 50/70 vergine	192
Tabella 3.2-15: Indice di penetrazione del bitume 50/70 post estrazione	194
Tabella 3.2-16: Indice di penetrazione del bitume che interagisce con il 2,5% di Compound	194

Tabella 3.2-17: Indice di penetrazione del bitume che interagisce con il 3% di Compound	194
Tabella 3.2-18: Confronto indice di penetrazione ottenuto per le miscele analizzate	195
Tabella 3.2-19: Valore di ritorno elastico del bitume che interagisce con il 2,5% di Compound	198
Tabella 3.2-20: Valore di ritorno elastico del bitume che interagisce con il 3% di Compound	198
Tabella 3.2-21: Confronto del ritorno elastico dei bitumi che interagiscono con il Compound	199
Tabella 3.2-22: Temperatura di lavorazione e compattazione per bitume 50/70 post estrazione	202
Tabella 3.2-23: Temperatura di lavorazione e compattazione per bitume 50/70 vergine	202
Tabella 3.2-24: Temperatura di lavorazione e compattazione per bitume con interagisce con il 2,5% di Compound	203
Tabella 3.2-25: Temperatura di lavorazione e compattazione per bitume con interagisce con il 3% di Compound	204
Tabella 3.2-26: Confronto tra le temperature di lavorazione e compattazione delle miscele analizzate	206
Tabella 3.2-27: Aumento delle temperature di lavorazione e compattazione aggiungendo il Compound	206
Tabella 3.2-28: Proprietà misurate dai reometri utilizzati nel sistema Superpave	212
Tabella 3.2-29: Parametri di prova del DSR Test	219
Tabella 3.2-30: Report di prova del DSR Test	219
Tabella 3.2-31: Parametri di prova del BBR Test	223
3.2-32: Report dati restituito dal BBR	223
Tabella 3.2-33: Risultati DSR Test effettuato sul bitume 50/70 Vergine.....	226
Tabella 3.2-34: Risultati DSR Test effettuato sul bitume 50/70 post RTFOT	227
Tabella 3.2-35: Risultati DSR Test effettuato sul bitume 50/70 post estrazione.....	228
Tabella 3.2-36: Risultati DSR Test effettuato sul bitume 50/70 post estrazione.....	230
Tabella 3.2-37: Risultati DSR Test effettuato sul bitume che interagisce con il 2,5% di Compound	231
Tabella 3.2-38: Risultati DSR Test effettuato sul bitume che interagisce con il 3% di Compound.....	232
Tabella 3.2-39: Confronto tra le temperature limite dell'insorgere del fenomeno dell'ormaiamento per le tre miscele analizzate.....	235
Tabella 3.2-40: Confronto dei parametri misurati tramite DSR Test lla temperatura limite per l'insorgere del fenomeno di ormaiamento.....	236
Tabella 3.2-41: Risultati DSR Test bitume 50/70 post PAV.....	238
Tabella 3.2-42: Risultati DSR Test bitume che interagisce con il 2,5% di Compound.....	239
Tabella 3.2-43: Risultati DSR Test bitume che interagisce con il 3% di Compound.....	240
Tabella 3.2-44: Confronto tra le temperature limite della fessurazione a fatica per le tre miscele analizzate	243
Tabella 3.2-45: Confronto dei parametri misurati tramite DSR Test alla temperatura limite il fenomeno di fessurazione per fatica per le tre miscele post PAV	244
Tabella 3.2-46: Risultati BBR Test su bitume 50/70 post PAV	246
Tabella 3.2-47: Risultati BBR Test su bitume che interagisce con il 2,5% di Compound	248
Tabella 3.2-48: Risultati BBR Test su bitume che interagisce con il 3% di Compound	249
Tabella 3.2-49: Confronto temperature limite per la fessurazione termica tra le tre miscele	253
Tabella 3.2-50: Confronto valore di penetrazione delle varie miscele analizzate	256
Tabella 3.2-51: Confronto valore del punto di rammollimento delle varie miscele analizzate	256
Tabella 3.2-52: Confronto con il valore di rammollimento determinato per il bitume 50/70 vergine	256
Tabella 3.2-53: Confronto del valore dell'indice di penetrazione calcolato per le tre miscele analizzate	257

Tabella 3.2-54: Confronto del ritorno elastico misurato per le miscele contenenti il Compound.....	257
Tabella 3.2-55: Confronto temperature limite per l'ormaiamento misurate per le miscele studiate.....	258
Tabella 3.2-56: Confronto temperature limite a fatica delle miscele analizzate	259
Tabella 3.2-57: Confronto temperature limite per la fessurazione termica delle tre miscele	261
Tabella 3.3-1: Caratteristiche tecniche di effettuazione della prova di calcolo del Modulo di Rigidezza in figurazione di trazione indiretta	con 28
1	
Tabella 3.3-2 Caratteristiche tecniche della prova per il calcolo della resistenza a fatica del provino	283
Tabella 3.4-1: Fuso Granulometrico scelto per la miscela 0 - 12 contenente il Compound.....	286
Tabella 3.4-2: Percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate per costruire la curva granulometrica	287
Tabella 3.4-3: GMM della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound	293
Tabella 3.4-4:GMM della miscela 0 - 12, 3% di Compound	293
Tabella 3.4-5: TMD delle miscele 0 - 12 con il 2,5% e il 3% di Compound	294
Tabella 3.4-6: GMB per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound, compattata con Compattatore Marshall	295
Tabella 3.4-7: GMB per la miscela 0 - 12, 3% di Compound, compattata con Compattatore Marshall	295
Tabella 3.4-8: GMB per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound, compattata con Pressa Giratoria	296
Tabella 3.4-9: GMB per la miscela 0 - 12, 3% di Compound, compattata con Pressa Giratoria	296
Tabella 3.4-10: % di vuoti residui per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound, compattata con Compattatore Marshall	297
Tabella 3.4-11: % di vuoti residui per la miscela 0 - 12, 3% di Compound, compattata con Compattatore Marshall	297
Tabella 3.4-12: % di vuoti residui per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound, compattata con Pressa Giratoria	298
Tabella 3.4-13: % di vuoti residui per la miscela 0 - 12, 3% di Compound, compattata con Pressa Giratoria	298
Tabella 3.4-14: Valori di densità del conglomerato 0 - 12, 2,5% di Compound, in funzione del numero di cicli di compattazione	301
Tabella 3.4-15: Valori di lavorabilità della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound.....	301
Tabella 3.4-16:Valori di densità del conglomerato 0 - 12, 3% di Compound, in funzione del numero di cicli di compattazione	302
Tabella 3.4-17: Rappresentazione grafica della curva di compattazione della miscela 0 - 12, 3% di Compound	302
Tabella 3.4-18: Confronto della percentuale di vuoti ottenuta utilizzando il 2,5% e il 3% di Compound	304
Tabella 3.4-19: Confronto dei valori di lavorabilità utilizzando il 2,5% o il 3% di Compound	305
Tabella 3.4-20: Risultati Marshall Test miscela 0 - 12, 2,5% di Compound	307
Tabella 3.4-21: Risultati Marshall Test miscela 0 - 12, 3% di Compound	307
Tabella 3.4-22: Confronto risultati Marshall Test delle miscele 0 - 12 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound....	308
Tabella 3.4-23: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Marshall Test per usure speciali (SMA)	309
Tabella 3.4-24: Confronto dei valori ottenuti dal Marshall Test per miscele contenenti il 2,5% e il 3% di Compound, rispetto ai limiti di Capitolato	310
Tabella 3.4-25: Risultati prova di Trazione Indiretta miscela 0 - 12, 2,5% di Compound.....	312

Tabella 3.4-26: Risultati prova di Trazione Indiretta miscela 0 - 12, 3% di Compound.....	313
Tabella 3.4-27: Confronto dei risultati della Prova di Trazione Indiretta a 3 temperature per le miscele 0 - 12 contenti 2,5% e 3% di Compound.....	314
Tabella 3.4-28: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Trazione Indiretta per usure speciali (SMA).....	315
Tabella 3.4-29: Confronto valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta a 25 °C per miscele 0 - 12 con il 2,5% e il 3% di Compound	316
Tabella 3.4-30: Confronto prescrizioni da Capitolato	316
Tabella 3.4-31: Risultati prova di Modulo di Rigidezza miscela 0 - 12, 2,5% di Compound.....	317
Tabella 3.4-32: Risultati prova di Modulo di Rigidezza miscela 0 - 12, 3% di Compound.....	318
Tabella 3.4-33: Confronto valori del Modulo di Rigidezza a varie temperature per le miscele 0 - 12 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound	319
Tabella 3.4-34: Risultati ottenuti dalla Prova di Fatica per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound.....	321
Tabella 3.4-35: Risultati ottenuti dalla Prova di Fatica per la miscela 0 - 12, 3% di Compound.....	322
Tabella 3.4-36: Confronto del numero di cicli di resistenza a fatica per le miscele 0 - 12 con il 2,5% e 3% di Compound.....	324
Tabella 3.5-1: Prescrizioni sulle percentuali delle frazioni granulometriche da utilizzare per la realizzazione della curva di tipo ISO 10844	331
Tabella 3.5-2: Fuso granulometrico utilizzato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844.....	332
Tabella 3.5-3: Percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate per realizzare la curva tipo ISO 10844	334
Tabella 3.5-4: Confronto delle percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate rispetto alle prescrizioni della nì Normativa ISO	334
Tabella 3.5-5: GMM della miscela tipo ISO 10844.....	340
Tabella 3.5-6: TMD calcolato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844	341
Tabella 3.5-7: GMB calcolato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 compattata mediante Compattatore Marshall .	342
Tabella 3.5-8: GMB calcolato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 compattata mediante Pressa Giratoria.....	342
Tabella 3.5-9: % di vuoti della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 compattata mediante Compattatore Marshall	343
Tabella 3.5-10: Tabella 3.5 9: % di vuoti della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 compattata mediante Pressa Giratoria	344
Tabella 3.5-11: Valori di densità del conglomerato 0 – 8 tipo ISO 10844 in funzione del numero di cicli di compattazione	345
Tabella 3.5-12: Valori di lavorabilità della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844	346
Tabella 3.5-13: Valori ricavati dal Test Marshall sulla miscela 0 - 8 tipo ISO 10844	348
Tabella 3.5-14: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Marshall Test per usure tradizionali.....	348
Tabella 3.5-15: Confronto valori ottenuti dal Test Marshall sulla miscela ISO 10844 con le prescrizioni da Capitolato.....	349
Tabella 3.5-16: Valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sulla miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 a 3 temperature	351
Tabella 3.5-17: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni riguardanti la prova di Trazione Indiretta per usure tradizionali.....	352

Tabella 3.5-18: Rt e CTI a 25 °C per la miscela 0 - 8 tipo ISO10844.....	352
Tabella 3.5-19: Confronto dei valori ottenuti dalla prova di trazione indiretta per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 con quelli prescritti da Capitolato	352
Tabella 3.5-20: Valori ottenuti dalla prova dinamica per il calcolo del Modulo di Rigidezza per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844	353
Tabella 3.5-21: Valori ricavati dalla prova a fatica sulla miscela 0 - 8 tipo ISO 10844	354
Tabella 3.6-1: GMM miscela 0 - 8, 2,5% di Compound.....	360
Tabella 3.6-2: GMM miscela 0 - 8, 3% di Compound.....	361
Tabella 3.6-3: TMD per le miscele 0 - 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound	361
Tabella 3.6-4: GMB calcolato per la miscela 0 - 8, 2,5% di Compound, compattata tramite Compattatore Marshall	362
Tabella 3.6-5: GMB calcolato per la miscela 0 - 8, 3% di Compound, compattata tramite Compattatore Marshall	362
Tabella 3.6-6: GMB calcolato per la miscela 0 - 8, 2,5% di Compound, compattata tramite Pressa Giratoria	363
Tabella 3.6-7: GMB calcolato per la miscela 0 - 8, 3% di Compound, compattata tramite Pressa Giratoria	363
Tabella 3.6-8: % di vuoti della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound, compattata mediante Compattatore Marshall ...	364
Tabella 3.6-9: % di vuoti della miscela 0 - 8, 3% di Compound, compattata mediante Compattatore Marshall	364
Tabella 3.6-10: % di vuoti della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound, compattata mediante Pressa Giratoria	365
Tabella 3.6-11: % di vuoti della miscela 0 - 8, 3% di Compound, compattata mediante Pressa Giratoria	365
Tabella 3.6-12: Valori di densità del conglomerato 0 – 8 tipo, 2,5% di Compound in funzione del numero di cicli di compattazione	367
Tabella 3.6-13: Valori di lavorabilità della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound.....	368
Tabella 3.6-14: Valori di densità del conglomerato 0 – 8, 2,5% di Compound in funzione del numero di cicli di compattazione	368
Tabella 3.6-15: Valori di lavorabilità della miscela 0 - 8, 3% di Compound.....	369
Tabella 3.6-16: Confronto della percentuale di vuoti ottenuta utilizzando il 2,5% e il 3% di Compound	371
Tabella 3.6-17: Confronto dei valori di lavorabilità utilizzando il 2,5% o il 3% di Compound	372
Tabella 3.6-18: Valori ricavati dal Test Marshall sulla miscela 0 - 8, 2,5% di Compound	374
Tabella 3.6-19: Valori ottenuti dal Test Marshall sulla miscela 0 - 8, 3% di Compound	374
Tabella 3.6-20: Confronto risultati ottenuti dal Test Marshall sulle miscele 0 - 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound.....	375
Tabella 3.6-21: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Marshall Test per usure speciali (Microtappeto a caldo)	376
Tabella 3.6-22: Confronto dei risultati ottenuti dal Marshall Test per le miscele 0-8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound con i limiti prescritti da Capitolato	377
Tabella 3.6-23: Valori ottenuti dalla Prova di trazione indiretta per la miscela 0 - 8, 2,5% di Compound.....	379
Tabella 3.6-24: Valori ottenuti dalla Prova di trazione indiretta per la miscela 0 - 8, 3% di Compound.....	380
Tabella 3.6-25: Confronto dei risultati della Prova di Trazione Indiretta a 3 temperature per le miscele 0 – 8 contenti 2,5% e 3% di Compound	381
Tabella 3.6-26: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Trazione Indiretta per usure speciali (Microtappeto a caldo).....	382

Tabella 3.6-27: Confronto valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta a 25 °C per miscele 0 - 8 con il 2,5% e il 3% di Compound	383
Tabella 3.6-28: Confronto dei valori ottenuti dalla Prova di trazione Indiretta per miscele contenenti il 2,5% e il 3% di Compound, rispetto ai limiti di Capitolato.....	383
Tabella 3.6-29: Risultati prova di Modulo di Rigidezza miscela 0 - 8, 2,5% di Compound.....	384
Tabella 3.6-30: Risultati prova di Modulo di Rigidezza miscela 0 - 8, 3% di Compound.....	385
Tabella 3.6-31: Confronto valori del Modulo di Rigidezza a varie temperature per le miscele 0 – 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound	386
Tabella 3.6-32: Risultati ottenuti dalla Prova di Fatica per la miscela 0 - 8, 2,5% di Compound.....	388
Tabella 3.6-33: Risultati ottenuti dalla Prova di Fatica per la miscela 0 - 8, 3% di Compound.....	389
Tabella 3.6-34: Confronto del numero di cicli di resistenza a fatica per le miscele 0 - 8 con il 2,5% e 3% di Compound.....	391
Tabella 3.7-1: Confronto valori di lavorabilità delle miscele analizzate	400
Tabella 3.7-2: Confronto dei valori ottenuti dal Test Marshall per le miscele analizzate	402
Tabella 3.7-3: Confronto dei risultati ottenuti dal Test Marshall con le prescrizioni di Capitolato per differenti tipologie di usure.....	404
Tabella 3.7-4: Confronto dei valori ottenuti dalla Prova di Trazione indiretta a tre temperature per le miscele studiate	405
Tabella 3.7-5: Confronto dei risultati ottenuti dalla prova di Trazione Indiretta con le prescrizioni di Capitolato per differenti tipologie di usure	408
Tabella 3.7-6: Confronto dei Moduli di Rigidezza calcolati a tre temperature delle miscele studiate	409
Tabella 4.1-1: Limitazioni imposte dalla Normativa Nazionale sull'Inquinamento Acustico.....	423
Tabella 4.1-2: Limiti imposti da Normativa per la tratta in esame.....	423
Tabella 4.1-3: Riassunto rilievi di traffico della giornata di lunedì.....	427
Tabella 4.1-4: Ricostruzione del traffico medio orario per una giornata feriale media.....	429
Tabella 4.1-5: Andamento del traffico medio orario per una giornata feriale media	429
Tabella 4.1-6: Ricostruzione del traffico medio orario per una giornata festiva media	430
Tabella 4.1-7: Andamento del traffico medio orario per una giornata festiva media.....	430
Tabella 4.1-8: Calcolo del traffico totale giornaliero	431
Tabella 4.1-9: Calcolo della percentuale di veicoli leggeri e pesanti di una giornata feriale media	434
Tabella 4.1-10: ripartizione traffico leggero - pesante in una giornata feriale media	435
Tabella 4.1-11: Calcolo della percentuale di veicoli leggeri e pesanti di una giornata festiva media	436
Tabella 4.1-12: ripartizione traffico leggero - pesante in una giornata festiva media	437
Tabella 4.1-13: Ora di punta per una giornata feriale media e per una festiva media	439
Tabella 4.1-14: Valori del traffico dell'ora di punta per ciascun giorno della settimana.....	439
Tabella 4.1-15: % di veicoli pesanti transitanti durante l'ora di punta della giornata.....	440
Tabella 4.1-16: Ripartizione traffico orario in classi di velocità lunedì	441
Tabella 4.1-17: Calcolo della ripartizione del traffico orario in classi di velocità per un giorno feriale medio	443
Tabella 4.1-18: Media giornaliera dei veicoli transitanti per classi di velocità in una giornata feriale media:	444
Tabella 4.1-19: Calcolo della ripartizione del traffico orario in classi di velocità per un giorno festivo medio	445
Tabella 4.1-20: Media giornaliera dei veicoli transitanti per classi di velocità in una giornata festiva media:	446

Tabella 4.1-21: Calcolo della distribuzione dei veicoli per classi di velocità durante l'ora di punta.....	447
Tabella 4.1-22: Prescrizione della Direzione Lavori circa le caratteristiche meccaniche da rispettare per il conglomerato realizzato per lo strato d'usura ad emissione acustico ottimizzata.....	448
Tabella 4.1-23: Fuso granulometrico scelto per lo strato d'usura ad emissione acustica ottimizzata da realizzare...	450
Tabella 4.1-24: Percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate per la curva di progetto.....	451
Tabella 4.1-25: Percentuale di vuoti residui per i campioni prodotti tramite Compattatore Marshall e Pressa giratoria	453
Tabella 4.1-26: Riassunto della percentuale di vuoti residui ottenuta per la miscela di progetto	454
Tabella 4.1-27: Valori ottenuti dal Test Marshall sul conglomerato bituminoso di progetto prodotto in laboratorio	455
Tabella 4.1-28: Prescrizioni della Direzione Lavori sul valore di Stabilità Marshall	455
Tabella 4.1-29: Valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sul conglomerato bituminoso di progetto prodotto in laboratorio.....	456
Tabella 4.1-30: Prescrizioni della Direzione Lavori sul valore di Resistenza a Trazione Indiretta (Rt)	456
Tabella 4.1-31: Percentuale di bitume recuperata dal conglomerato steso in sito.....	457
Tabella 4.1-32: Percentuale di vuoti residui per i campioni prodotti tramite Compattatore Marshall e Pressa giratoria con il conglomerato prelevato dalla stesa	459
Tabella 4.1-33: Riassunto della percentuale di vuoti residui ottenuta per il conglomerato steso in sito	459
Tabella 4.1-34: Valori ottenuti dal Test Marshall sul conglomerato bituminoso steso in sito	460
Tabella 4.1-35: Prescrizioni della Direzione Lavori sul valore di Stabilità Marshall	460
Tabella 4.1-36: Valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sul conglomerato bituminoso steso in sito	461
Tabella 4.1-37: Prescrizioni della Direzione Lavori sul valore di Resistenza a Trazione Indiretta (Rt)	461
Tabella 4.2-1: Valori ottenuti dai rilievi fonometrici per ciascuna giornata di misurazioni.....	469
Tabella 4.2-2: Espressione del Livello acustico equivalente per ciascuna giornata	470
Tabella 4.2-3: Calcolo dei valori di intensità acustica equivalente per una giornata feriale media prima dell'intervento.....	477
Tabella 4.2-4: Confronto tra le percentuali di veicoli orari sulla valore massimo registrato in periodo diurno e notturno di una giornata feriale media rispetto alle percentuali dell'intensità acustica equivalente prima dell'intervento.....	478
Tabella 4.2-5: Calcolo dei valori di intensità acustica equivalente per una giornata festiva media prima dell'intervento.....	479
Tabella 4.2-6: Confronto tra le percentuali di veicoli orari sulla valore massimo registrato in periodo diurno e notturno di una giornata festiva media rispetto alle percentuali dell'intensità acustica equivalente prima dell'intervento.....	480
Tabella 4.2-7: Limiti imposti da Normativa del valore di Leq diurno e Leq notturno per la tratta in esame	483
Tabella 4.2-8: Valori di Leq diurno e notturno calcolati per ciascuna giornata di rilievi prima dell'intervento	484
Tabella 4.2-9: Valori di Leq diurno e notturno calcolati per una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento.....	486
Tabella 4.2-10: Valori di Leq diurno e notturno calcolati sull'intera settimana di indagini prima dell'intervento	486
Tabella 4.2-11: Calcolo dei valori di intensità acustica equivalente per una giornata feriale media dopo l'intervento	493

Tabella 4.2-12: Tabella 4.2 6: Confronto tra le percentuali di veicoli orari sulla valore massimo registrato in periodo diurno e notturno di una giornata feriale media rispetto alle percentuali dell'intensità acustica equivalente dopo l'intervento	494
Tabella 4.2-13: Tabella 4.2 6: Confronto tra le percentuali di veicoli orari sulla valore massimo registrato in periodo diurno e notturno di una giornata festiva media rispetto alle percentuali dell'intensità acustica equivalente dopo l'intervento	497
Tabella 4.2-14: Valori di Leq diurno e notturno calcolati per ciascuna giornata di rilievi dopo l'intervento.....	500
Tabella 4.2-15: Valori di Leq diurno e notturno calcolati per una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento	502
Tabella 4.2-16: Valori di Leq diurno e notturno calcolati sull'intera settimana di indagini dopo l'intervento.....	503
Tabella 4.2-17: Valori di Leq giornalieri diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento	509
Tabella 4.2-18: Valori di Leq diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento per una giornata feriale e festiva media.....	511
Tabella 4.2-19: Valori di Leq diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini	512
Tabella 4.2-20: Riduzione dei valori di Leq diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini	512
Tabella 4.2-21: Valori di Ieq diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini	513
Tabella 4.2-22: Riduzione dei valori di Leq diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini	513
Tabella 4.2-23: Riduzione dei valori di Leq diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini	515
Tabella 4.2-24: Confronto con i valori di riduzione del Leq utilizzando altre pavimentazioni di tipo chiuso (Progetto SILVIA).....	517

INTRODUZIONE

L'inquinamento acustico ambientale, conseguente alla recente evoluzione tecnologica percorsa dalla società contemporanea, contribuisce al degrado della qualità della vita, sia per la stretta correlazione fra livelli di rumore e relativi tempi di esposizione, sia per il fatto che in presenza di una patologia specifica del recettore può concernere anche disturbi della psiche. L'industrializzazione e la motorizzazione sono i principali responsabili del fenomeno. Il rumore stradale costituisce una delle principali sorgenti di disturbo, infatti recenti studi hanno evidenziato che il 50% dei cittadini europei vive in aree gravate da inquinamento acustico. Il traffico stradale partecipa in modo preponderante sotto questo punto di vista, anche a causa del fatto che si inserisce all'interno dell'area di pertinenza di zone ad alta sensibilità e vulnerabilità, quali quelle antropizzate. La vettura che percorre una strada, infatti, si trasforma automaticamente in una sorgente emissiva in movimento (*rumore veicolare*), risultante degli effetti prodotti da numerose sorgenti, alcune imputabili a componenti e sistemi del mezzo, altre al contatto dinamico fra lo stesso ed il piano viabile. Il contributo medio delle singole componenti emissive al rumore veicolare può essere così riassunto:

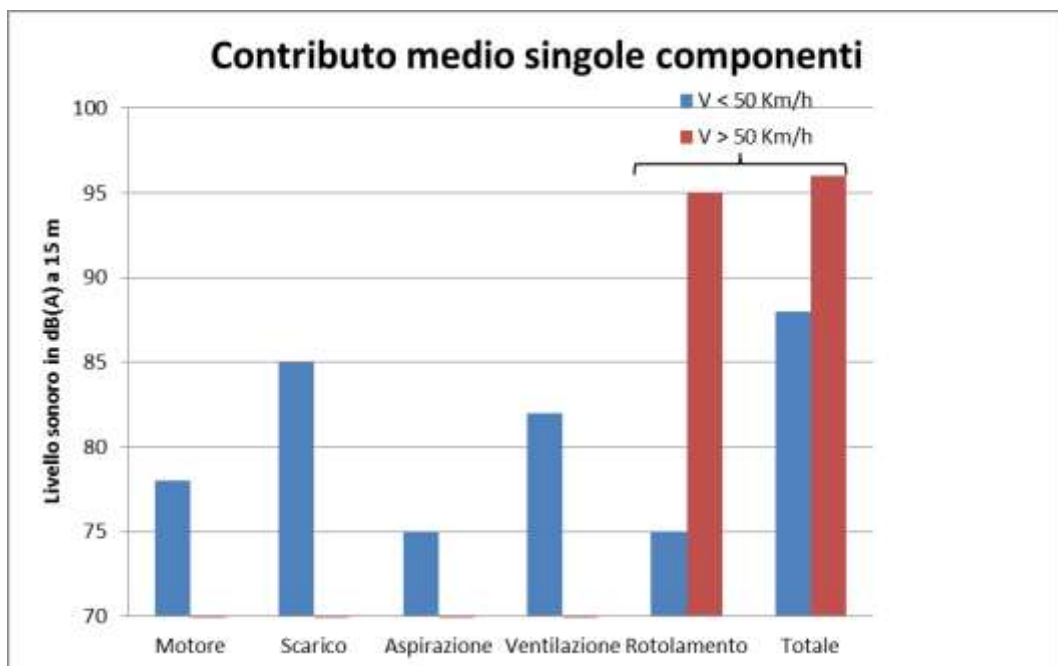


Figura 1.1-1 - Contributo medio delle singole componenti del rumore veicolare

Rientra nella sfera specifica dei costruttori di pavimentazioni un atteso contributo all'abbattimento della potenza sonora delle sorgenti che afferiscono ai fenomeni di contatto pneumatico-strada e, cioè, del *rumore di rotolamento*. L'origine dei fenomeni sonori pertinenti al rumore di rotolamento, infatti, investe sia il pneumatico che la superficie stradale, la quale, con

le proprie caratteristiche fisiche e di forma, può esaltare o ridurre l'effetto delle singole componenti e/o quello complessivo. Le politiche Europee di riduzione del rumore includono in primis la progressiva diminuzione dei livelli di emissione sonora generati dai veicoli e dall'interazione degli pneumatici con la pavimentazione stradale. La riduzione delle emissioni sonore alla sorgente è considerata la soluzione prioritaria da attuare per contenere gli impatti del rumore sulla popolazione. Esso, infatti, incide, in aggiunta ai problemi di interferenza sul sonno, sullo svolgimento delle normali attività e la qualità della vita, producendo effetti che si ripercuotono sulla salute. Ha implicazioni di tipo economico, quali il deprezzamento degli immobili presenti nelle aree soggette ad elevati livelli di pressione sonora, la perdita di attrattiva delle zone esposte, il costo degli interventi di mitigazione acustica. Da tutto ciò nasce la necessità di investigare le principali modalità di mitigazione sonora alla sorgente, con particolare attenzione alle pavimentazioni stradali.

CAPITOLO 1

IL RUMORE STRADALE E I SUOI EFFETTI

1.1. LA NORMATIVA NAZIONALE SULL'INQUINAMENTO ACUSTICO

Il problema dell'inquinamento acustico in Italia è stato affrontato a partire dal 1991 con l'uscita del DPCM 1/3/91 "Limiti massimi di esposizione al rumore negli ambienti abitativi e nell'ambiente esterno". Bisogna attendere però fino al 1995 per vedere finalmente pubblicata la Legge Quadro sulla problematica rumore: la Legge Quadro n. 447 del 26/10/95. Nel corso di questi ultimi anni sono stati emessi numerosi decreti applicativi della Legge Quadro che, però, non hanno risolto completamente le difficoltà nel gestire i problemi poiché la loro applicazione non sempre è stata soddisfacente, sia per le difficoltà delle nuove disposizioni talvolta anche complesse, sia per le numerose contraddizioni e inesattezze in essi contenute.

LA LEGGE QUADRO N. 447 DEL 26/10/95

Questa legge stabilisce come deve essere gestito, da chi e attraverso quali strumenti l'inquinamento acustico in Italia. E' importante sottolineare che questo problema è stato affrontato prevedendo il passaggio attraverso questi tre momenti fondamentali:

- *In fase progettuale – preventiva*, ad esempio chiedendo di realizzare la classificazione acustica del territorio, o facendo valutare l'impatto acustico delle sorgenti di rumore, o facendo valutare preliminarmente il clima acustico per alcuni tipi di nuovi insediamenti abitativi, oppure definendo le caratteristiche dei requisiti acustici passivi degli edifici...
- *In fase di controllo e verifica*, ad esempio fissando i limiti da rispettare e le metodologie da seguire per la loro verifica, o individuando i soggetti a cui spetta la responsabilità amministrativa e le sanzioni amministrative da applicare per chi non rispetta i limiti e altre ancora.
- *In fase di risanamento acustico*, ad esempio prevedendo l'adozione di piani pluriennali per il contenimento delle emissioni sonore prodotte dalle infrastrutture dei trasporti, oppure facendo prescrivere l'adozione di piani di risanamento per il rientro nei limiti previsti dalla classificazione acustica del territorio e altre ancora.

La Legge Quadro nell'articolo 3 fissa le competenze dello Stato. Le più importanti possono essere così riassunte:

Tabella 1.1-1: Principali competenze dello stato nel campo dell'inquinamento acustico

Principali competenze dello stato previste dalla legge quadro 447/95 nel campo dell'inquinamento acustico.
Determinare i valori limite di emissione, immissione, attenzione e qualità del rumore.
Determinare i requisiti acustici delle sorgenti sonore, compresi i sistemi di allarme (anche antifurto con segnale acustico) e i sistemi di refrigerazione.
Determinare i requisiti acustici passivi degli edifici e i loro componenti (per ridurre l'esposizione umana al rumore).
Determinare le tecniche di rilevamento e misurazione dell'inquinamento acustico, tenendo conto delle peculiari caratteristiche del rumore emesso dalle infrastrutture del trasporto.
Determinare i requisiti acustici delle sorgenti sonore nei luoghi di intrattenimento danzante o di pubblico spettacolo "e nei pubblici esercizi".
Determinare i criteri di misurazione del rumore emesso da imbarcazioni e aeromobili e delle relative discipline per il contenimento dell'inquinamento acustico.
Predisporre campagne di informazione del consumatore e di educazione scolastica.
Coordinare e definire la normativa tecnica generale per il collaudo, l'omologazione, la certificazione e la verifica periodica dei prodotti, ai fini del contenimento e dell'abbattimento del rumore.
Indicare i criteri di progettazione, esecuzione, e ristrutturazione delle costruzioni edilizie, di infrastrutture dei trasporti, ai fini della tutela dell'inquinamento acustico.

I DUE DECRETI APPLICATIVI PIU' IMPORTANTI

I decreti con maggiori ripercussioni sugli enti pubblici e sul territorio sono due:

1. DPCM 14.11.97 “*Determinazione dei valori limite delle sorgenti sonore*”;
2. DM 16.3.98 “*Tecniche di rilevamento e di misurazione dell'inquinamento acustico*”;

Grazie a questi due decreti vengono fissati i limiti sull'inquinamento acustico da rispettare in Italia e le modalità per eseguire i rilievi fonometrici.

1. DPCM 14.11.97:

Al decreto fanno riferimento tutte le sorgenti sonore:

- *Sorgenti Sonore Fisse*: Gli impianti tecnici degli edifici e le altre installazioni unite agli immobili anche in via transitoria il cui uso produca emissioni sonore; comprese le infrastrutture stradali, ferroviarie, aeroportuali, marittime, industriali, artigianali, commerciali ed agricole; i parcheggi; le aree adibite a stabilimenti di movimentazione merci, i depositi dei mezzi di trasporto di persone e merci; le aree adibite ad attività sportive e ricreative;
- *Sorgenti Sonore Mobili*: Tutte le sorgenti sonore escluse dalla definizione precedente;

I tempi di riferimento da considerare sono differenziati nel corso della giornata in due fasi:

- *Periodo diurno*: Periodo della giornata compreso tra le ore 6:00 e le ore 22:00;
- *Periodo notturno*: Periodo della giornata compreso tra le ore 22:00 e le ore 6:00 del giorno dopo;

I comuni devono eseguire la classificazione acustica del proprio territorio considerando in ogni zona i seguenti limiti:

- *Limite di emissione*: Valore riferito alle singole sorgenti fisse o mobili, controllato in corrispondenza degli spazi utilizzati da persone o comunità;
- *Limite di immissione assoluto*: Valore riferito al rumore immesso nell'ambiente esterno dall'insieme di tutte le sorgenti. Deve essere verificato per il periodo di riferimento considerato;
- *Limite d'attenzione*: Analogo al limite di immissione assoluto, ma va valutato lungo il periodo. Il superamento di tale limite comporta l'adozione di un Piano di Risanamento Acustico;
- *Limite di qualità*: Valore da perseguire nel breve, nel medio e nel lungo periodo per realizzare gli obiettivi di tutela previsti dalla legge 447/95;

A seconda della situazione contingente del territorio, considerando anche il suo possibile sviluppo, il comune dovrà essere diviso in zone con le seguenti caratteristiche:

Tabella 1.1-2: Definizione delle classi acustiche in cui viene diviso il territorio comunale

Definizione delle classi acustiche in cui viene diviso il territorio comunale
<p><u><i>CLASSE I - aree particolarmente protette:</i></u></p> <p>Rientrano in questa classe le aree nelle quali la quiete rappresenta un elemento di base per la loro utilizzazione: aree ospedaliere, scolastiche, aree destinate al riposo e allo svago, aree residenziali rurali, aree di particolare interesse urbanistico, parchi pubblici, ecc.</p>
<p><u><i>CLASSE II - aree destinate ad uso prevalentemente residenziale:</i></u></p> <p>Rientrano in questa classe le aree interessate prevalentemente da traffico veicolare locale, con bassa densità di popolazione, con limitata presenza di attività commerciali ed assenza di attività industriali e artigianali.</p>
<p><u><i>CLASSE III - aree di tipo misto:</i></u></p> <p>Rientrano in questa classe le aree urbane interessate da traffico veicolare locale o di attraversamento, con media densità di popolazione, con presenza di attività commerciali, uffici, con limitata presenza di attività artigianali e con assenza di attività industriali; aree rurali interessate da attività che impiegano macchine operatrici.</p>
<p><u><i>CLASSE IV - Aree di intensa attività umana:</i></u></p> <p>Rientrano in questa classe le aree urbane interessate da intenso traffico veicolare, con alta densità di popolazione, con elevata presenza di attività commerciali e uffici, con presenza di attività artigianali; le aree in prossimità di strade di grande comunicazione e di linee ferroviarie; le aree portuali, le aree con limitata presenza di piccole industrie.</p>
<p><u><i>CLASSE V - Aree prevalentemente industriali:</i></u></p> <p>Rientrano in questa classe le aree interessate da insediamenti industriali e con scarsità di abitazioni.</p>
<p><u><i>CLASSE VI - Aree esclusivamente industriale:</i></u></p> <p>Rientrano in questa classe le aree esclusivamente interessate da attività industriali e prive di insediamenti abitativi.</p>

I valori dei limiti da rispettare nelle varie classi sono i seguenti:

Tabella 1.1-3: Valori limite di EMISSIONE – Leq in dB(A)

Valori limite di EMISSIONE – Leq in dB(A)		
<i>Classe di destinazione d'uso del territorio</i>	<i>Tempo di riferimento</i>	
	<u>diurno (6:00-22:00)</u>	<u>notturno (22:00-6:00)</u>
I Aree particolarmente protette	45	35
II Aree prevalentemente residenziali	50	40
III Aree di tipo misto	55	45
IV Aree d'intensa attività umana	60	50
V Aree prevalentemente industriali	65	55
VI Aree esclusivamente industriali	65	65

Tabella 1.1-4: Valori limite di IMMISSIONE - Leq in dB(A)

Valori limite di IMMISSIONE - Leq in dB(A)		
<i>Classe di destinazione d'uso del territorio</i>	<i>Tempo di riferimento</i>	
	<u>diurno (6:00-22:00)</u>	<u>notturno (22:00-6:00)</u>
I Aree particolarmente protette	50	40
II Aree prevalentemente residenziali	55	45
III Aree di tipo misto	60	50
IV Aree d'intensa attività umana	65	55
V Aree prevalentemente industriali	70	60
VI Aree esclusivamente industriali	70	70

Tabella 1.1-5: Valori di **ATTENZIONE** - Leq in dB(A)

Valori di ATTENZIONE - Leq in dB(A)				
<i>Classe di destinazione d'uso del territorio</i>	<i>Tempo di riferimento</i>			
	<u>diurno (6:00-22:00)</u>		<u>notturno (22:00-6:00)</u>	
	<u>1 ora</u>	<u>16 ore</u>	<u>1 ora</u>	<u>8 ore</u>
I Aree particolarmente protette	60	50	45	40
II Aree prevalentemente residenziali	65	55	50	45
III Aree di tipo misto	70	60	55	50
IV Aree d'intensa attività umana	75	65	60	55
V Aree prevalentemente industriali	80	70	65	60
VI Aree esclusivamente industriali	80	70	75	70

Tabella 1.1-6: Valori di **QUALITA'** - Leq in dB(A)

Valori di QUALITA' - Leq in dB(A)		
<i>Classe di destinazione d'uso del territorio</i>	<i>Tempo di riferimento</i>	
	<u>diurno (6:00-22:00)</u>	<u>notturno (22:00-6:00)</u>
I Aree particolarmente protette	47	37
II Aree prevalentemente residenziali	52	42
III Aree di tipo misto	57	47
IV Aree d'intensa attività umana	62	52
V Aree prevalentemente industriali	67	57
VI Aree esclusivamente industriali	70	70

Oltre a questi limiti il Decreto fissa anche un altro limite molto cautelativo nei confronti della popolazione all'interno della propria abitazione, il “*Limite di Immissione (Differenziale)*”, uguale per tutte le classi fatta eccezione per la VI, nella quale non è applicabile in quanto al suo interno non è prevista la presenza di abitazioni. Il Limite Differenziale impone che la differenza tra il rumore ambientale (rumore prodotto da tutte le sorgenti attive in una zona compresa la sorgente disturbante) e il rumore residuo (rumore prodotto da tutte le sorgenti attive in una zona ad esclusione della sorgente disturbante) non superi i 5 dB(A) durante il periodo diurno e i 3 dB(A) durante quello notturno. I valori limite differenziali di immissione da rispettare sono così definiti:

Tabella 1.1-7: Valori Limite Differenziali di Immissione

Valori Limite Differenziali di Immissione	
Periodo Diurno (6:00-22:00)	5 dB(A)
Periodo Notturno (22:00-6:00)	3 dB(A)

Al fine d'evitare eccessive restrizioni, il limite differenziale d'immissione non può essere applicato alla rumorosità prodotta dalle seguenti sorgenti, la cui rumorosità è normata con altre disposizioni:

- Infrastrutture stradali, ferroviarie, aeroportuali e marittime;
- Attività e comportamenti non connessi con esigenze produttive, commerciali e professionali;
- Servizi ed impianti fissi dell'edificio adibiti ad uso comune, limitatamente al disturbo provocato all'interno dello stesso;

La soglia di applicabilità varia in funzione, oltre che del periodo di riferimento, dell'apertura o meno delle finestre dell'abitazione, poiché i serramenti esterni condizionano il rumore ambientale misurabile all'interno di un locale. Si ha quindi:

Tabella 1.1-8: Livelli minimi di rumore ambientale per l'applicabilità del limite d'immissione differenziale

Livelli minimi di rumore ambientale per l'applicabilità del limite d'immissione differenziale		
	<u>Diurno (6:00 - 22:00)</u>	<u>Notturmo (22:00 - 6:00)</u>
<i>Finestre aperte</i>	50 dB(A)	40 dB(A)
<i>Finestre chiuse</i>	35 dB(A)	25 dB(A)

Non sempre i valori misurati sono confrontati direttamente con i limiti. La presenza di particolari caratteristiche del rumore emesso dalla sorgente disturbante comporta correzioni di questo tipo:

- Componenti Impulsive (rumore ripetitivo e violento): + 3 dB(A)
- Componenti Tonali + 3 dB(A)
- Componenti Tonali a Bassa Frequenza (< 200 Hz) + 3 dB(A)
- Durata del rumore per un tempo totale compreso tra 15 e 60 minuti - 3 dB(A)
(solo periodo diurno)
- Durata del rumore per un tempo totale compreso tra 0 e 15 minuti - 5 dB(A)
(solo periodo diurno)

2. DM 16.3.98:

In questo decreto vengono descritte e fissate le modalità e le condizioni per una corretta rilevazione de livelli sonori prodotti dalle sorgenti di rumore (sia fisse che mobili) presenti sul territorio, e in particolare:

- Gli strumenti e i sistemi di misura devono essere sempre tarati. Per questo motivo devono sempre essere controllati ogni due anni da laboratori accreditati che rilasciano un certificato di taratura;
- La strumentazione prima e dopo ogni ciclo di misura deve essere controllata con un calibratore di classe 1. Le due calibrazioni debbono differire di più di 0.5 dB;
- Le modalità di misura. E' necessario sempre eseguire le misure sia a finestre aperte che chiuse per individuare quella che è la situazione più gravosa;
- Le modalità di misura all'esterno degli edifici;
- Le condizioni atmosferiche/metereologiche durante i rilievi affinché le misure siano valide;
- Come evidenziare una componente impulsiva nel rumore misurato;
- Come evidenziare una componente tonale nel rumore misurato, anche a basse frequenze;
- La metodologia di misura del rumore stradale;

ALTRI DECRETI

- a) DM 29/11/2000 “*Criteri per la predisposizione, da parte delle società e degli enti gestori dei servizi pubblici di trasporto o delle relative infrastrutture, dei piani degli interventi di contenimento e abbattimento del rumore*”:

Il presente decreto stabilisce i criteri tecnici per la predisposizione, da parte delle società e degli enti gestori di servizi pubblici di trasporto o delle relative infrastrutture, dei piani degli interventi di contenimento ed abbattimento del rumore prodotto nell’esercizio delle infrastrutture stesse.

Definisce:

- *Obblighi del Gestore:*
 - Individuare le aree in cui per effetto delle immissioni delle infrastrutture stesse si abbia superamento dei limiti previsti;
 - Determinare il contributo specifico delle infrastrutture al superamento dei limiti suddetti;
- *Criteri di priorità degli interventi;*
- *Obiettivi dell’attività di risanamento:*
 - Le attività di risanamento devono conseguire il rispetto dei valori limite del rumore prodotto dalle infrastrutture di trasporto;
 - Il rumore immesso nell’area in cui si sovrappongono più fasce di pertinenza non deve superare complessivamente il maggiore fra i valori limite di immissione previsti per le singole infrastrutture;
 - L’attività di risanamento è svolta dai soggetti previsti dalla normativa relativamente alle infrastrutture concorrenti;
- *Oneri e modalità di risanamento (a carico delle società e degli enti gestori);*
- *Attività di controllo;*
- *Caratterizzazione d’interventi di bonifica acustica:*

Tabella 1.1-9: - *Caratterizzazione d’interventi di bonifica acustica*

<i>Tipo di intervento</i>	<i>Campo di impiego</i>	<i>Efficacia</i>
<u>Pavimentazione antirumore tradizionali</u>	Impiego in situazioni non particolarmente critiche o ad integrazione di altri interventi	3 dB per tutti i ricettori a prescindere dalla quota relativa alla infrastruttura

b) DPR 30/03/2004 “Disposizioni per il contenimento e la prevenzione dell’inquinamento acustico derivante dal traffico veicolare”

Questo decreto stabilisce le norme per la prevenzione ed il contenimento dell’inquinamento da rumore avente origine dall’esercizio delle infrastrutture stradali, le quali si dividono nelle seguenti categorie:

- A. autostrade;
- B. strade extraurbane principali;
- C. strade extraurbane secondarie;
- D. strade urbane di scorrimento;
- E. strade urbane di quartiere;
- F. strade locali;

Si applica alle infrastrutture esistenti, al loro ampliamento in sede, alle nuove infrastrutture in affiancamento a quelle esistenti e alle infrastrutture di nuova realizzazione.

I limiti definiti da tale decreto possono essere così riassunti:

Tabella 1.1-10: Limiti per strade di nuova realizzazione

STRADE DI NUOVA REALIZZAZIONE						
<i>Tipo di Strada (secondo codice della strada)</i>	<i>Sottotipi a fini acustici</i>	<i>Ampiezza fascia di pertinenza a acustica (m)</i>	<i>Scuole (solo limite diurno), ospedali, case di cura</i>		<i>Altri Ricettori</i>	
			Diurno dB(A)	Notturmo dB(A)	Diurno dB(A)	Notturmo dB(A)
A - autostrada		250	50	40	65	55
B - extraurbana principale		250	50	40	65	55
C - extraurbana secondaria	C1	250	50	40	65	55
	C2	150	50	40	65	55
D - urbana di scorrimento		100	50	40	65	55
E - urbana di quartiere		30	Definiti dai Comuni, nel rispetto dei valori riportati in tabella C allegata al DPCM 14/11/97 e comunque in modo conforme alla zonizzazione acustica delle aree urbane, come della legge n. 447 del 1995.			
F - locale		30				

Tabella 1.1-11: Limiti per strade esistenti e assimilabili

STRADE ESISTENTI E ASSIMILABILI (ampliamenti in sede, affiancamenti e varianti)						
Tipo di Strada (secondo codice della strada)	Sottotipi a fini acustici	Ampiezza fascia di pertinenza	Scuole (solo limite diurno), ospedali, case di cura		Altri Ricettori	
			Diurno dB(A)	Notturmo dB(A)	Diurno dB(A)	Notturmo dB(A)
A - autostrada		100 (fascia A)	50	40	70	60
		150 (fascia B)			65	55
B - extraurbana principale		100 (fascia A)	50	40	70	60
		150 (fascia B)			65	55
C - extraurbana secondaria	Ca (strade a carreggiate separate e tipo IV CNR 1980)	100 (fascia A)	50	40	70	60
		150 (fascia B)			65	55
	Cb (tutte le altre strade extraurbane secondarie)	100 (fascia A)	50	40	70	60
		150 (fascia B)			65	55
D - urbana di scorrimento	Da (strada a carreggiate separate e interquartiere)	100	50	40	70	60
	Db (tutte le altre strade urbane di scorrimento)				65	55
E - urbana di quartiere		30	Definiti dai Comuni, nel rispetto dei valori riportati in tabella C allegata al DPCM 14/11/97 e comunque in modo conforme alla zonizzazione acustica delle aree urbane, come della legge n. 447 del 1995.			
F - locale		30				

Qualora i valori limite per le infrastrutture, ed i valori limite al di fuori della fascia di pertinenza, valutati al centro della stanza, a finestre chiuse, all'altezza di 1,5 metri dal pavimento, non siano tecnicamente conseguibili, ovvero qualora in base a valutazioni tecniche, economiche o di carattere ambientale si evidenzi l'opportunità di procedere ad interventi diretti sui ricettori, deve essere assicurato il rispetto dei seguenti limiti:

- 35 dB(A) Leq notturno per ospedali, case di cura e case di riposo;
- 40 dB(A) Leq notturno per tutti gli altri ricettori di carattere abitativo;
- 45 dB(A) Leq diurno per le scuole;

Per i ricettori inclusi nella fascia di pertinenza acustica devono essere individuate ed adottate opere di mitigazione sulla sorgente, lungo la via di propagazione del rumore e direttamente sul ricettore, per ridurre l'inquinamento acustico prodotto dall'esercizio dell'infrastruttura, con l'utilizzo delle migliori tecnologie disponibili, tenuto conto delle implicazioni di carattere tecnico-economico.

Gli interventi di risanamento acustico in caso di infrastrutture per il rispetto dei limiti prima citati, in base al seguente Decreto, sono a carico del titolare della concessione edilizia o del permesso di costruire. Inoltre sarà compito dei gestori provvedere ai sistemi di monitoraggio per il rilevamento dell'inquinamento da rumore prodotto nell'esercizio delle infrastrutture stradali, i quali dovranno essere realizzati in conformità alle direttive impartite dal Ministero dell'Ambiente e della tutela del Territorio.

1.2. EFFETTI SULLA SALUTE DEL RUMORE STRADALE

Recenti studi hanno evidenziato che il 50% dei cittadini Europei vive in aree che sono gravate da inquinamento acustico: il 40% dei residenti è esposto nel periodo diurno a livelli di rumore da traffico maggiori di 55 dB(A) ed il 20% a livelli che eccedono 65 dB(A). Durante il periodo notturno, oltre il 30% della popolazione è esposta a livelli sonori che disturbano il sonno. Al rumore, inoltre, si attribuiscono anche implicazioni di tipo economico: nel Libro Verde dell'Unione Europea sulle politiche ambientali future si stima che i costi esterni del rumore da traffico, comprensivi dei fattori di costo che incidono sulla qualità della vita e la salute, siano contenuti tra lo 0,2% ed il 2% del prodotto interno lordo.



PREMESSA

I livelli di rumore indotti dal traffico stradale possono ingenerare una molteplicità di effetti sulla salute umana. Tali effetti includono le risposte socio-psicologiche, come l'annoyance e i disturbi del sonno, e gli effetti fisiologici, come le affezioni cardiovascolari e disturbi mentali. L'entità degli effetti sulla salute e la dose di rumore necessaria affinché tali disturbi si manifestino dipende da:

- Caratteristiche di risposta individuali: attitudine e sensibilità al rumore;
- Fattori esterni: ambiente di vita;

ANALISI DELLE REAZIONI DELLA POPOLAZIONE AL RUMORE

Il rumore immesso nell'ambiente di vita da parte dei sistemi di trasporto (stradale, ferroviario ed aereo) raramente raggiunge livelli tali da indurre un rischio di danno all'apparato uditivo. Più frequenti e numerosi, invece, sono i potenziali effetti extrauditivi indotti dal rumore sulla salute umana, intesa come stato di completo benessere fisico, mentale e sociale. Questi effetti, inoltre, non risultano essere uniformemente distribuiti nella popolazione ma sono più evidenti nei gruppi vulnerabili, come anziani, bambini e malati, e alla loro formazione concorrono numerosi fattori, anche non strettamente legati alle caratteristiche fisiche del rumore.

Le attuali normative e legislazioni sul rumore solitamente si occupano della generica sensazione di disturbo (*annoyance*), espressa autonomamente dalla popolazione esposta oppure riferita nell'ambito di indagini epidemiologiche. L'Organizzazione Mondiale della Sanità utilizza la seguente definizione di *annoyance*:

“ l'annoyance indotta dal rumore può essere definita come una sensazione di scontentezza prodotta dal rumore stesso”.

Altro effetto preso in esame per la sua ampia diffusione, inoltre, è l'interferenza sul sonno.

- REAZIONI ESPOSIZIONE-ANNOYANCE

L'*annoyance* indotta dal rumore dipende dalle caratteristiche di quest'ultimo, dalla tipologia della sorgente sonora, dall'ambiente circostante l'individuo e da molteplici fattori non acustici spesso difficili da quantificare, quando addirittura non identificabili. In merito alle caratteristiche del rumore, l'*annoyance* dipende da fattori acustici primari e secondari:

a) Fattori acustici PRIMARI:

comprendono il livello di pressione sonora, lo spettro in frequenza e la durata nel tempo;

b) Fattori acustici SECONDARI:

comprendono le fluttuazioni nel tempo del livello di pressione sonora e dello spettro, le caratteristiche di impulsività del rumore e la localizzazione della sorgente sonora;

Altri aspetti rilevanti sono:

- L'isolamento acustico dell'abitazione: a condizioni di miglior isolamento corrispondono minori reazioni di *annoyance*;
- Il rumore di fondo dell'ambiente circostante: se questo è consistente l'*annoyance* indotta dal rumore immesso da una sorgente specifica, a causa di fenomeni di mascheramento, potrebbe risultare inferiore a quella rilevabile in presenza di un minore rumore di fondo.

A tutto ciò si aggiunge la difficoltà interpretativa connessa con la corretta determinazione dell'esposizione sonora dell'individuo che comporta una serie di approssimazioni inevitabili.

I responsi soggettivi sull'*annoyance* dei singoli individui, espressi su scale numeriche o a categorie, sono solitamente sintetizzati con valori mediani o medi, oppure, assai più frequentemente, trasformati in una variabile dicotomica. Quest'ultimo approccio si è consolidato e diffuso dopo la pubblicazione del primo lavoro di sintesi di Schultz che ha dicotomizzato la reazione di *annoyance* distinguendo la percentuale di persone molto disturbate (*highly annoyed HA*) dal resto della popolazione. Analisi Probit o Logit sui dati così trasformati permettono di determinare le relazioni tra l'esposizione sonora e la percentuale di popolazione molto disturbata (%*HA*). Un criterio generalmente accettato è di ritenere il rumore inaccettabile quando %*HA* > 10%. È evidente come la principale lacuna di questo criterio sia la determinazione di un valore fisso per distinguere gli individui molto disturbati, indipendentemente dall'esposizione sonora e dagli altri livelli di *annoyance*. Il parametro %*HA* come indicatore della prevalenza dell'*annoyance* nella popolazione basa la sua validità sull'assunto che all'aumentare del livello di esposizione sonora diminuisce la variabilità dei responsi soggettivi e, quindi, migliora la

correlazione di quest'ultima con l'esposizione sonora, sia sui dati individuali che di gruppo. La relazione proposta da Schultz che meglio interpola i dati sperimentali delle indagini socioacustiche riguardanti i sistemi di trasporto è stata migliorata grazie alla disponibilità di altri dati sperimentali, ed è la seguente:

$$\% HA = 0,036L_{dn}^2 - 3,2645L_{dn} + 78,9181 \quad [\%]$$

dove L_{dn} è il livello giorno-notte determinato con la relazione:

$$L_{dn} = 10 \lg \left[\frac{1}{24} \left(\int_{07}^{22} 10^{L_p/10} dt + \int_{22}^{07} 10^{(L_p+10)/10} dt \right) \right] \quad [\text{dB(A)}]$$

in cui L_p è il livello di pressione sonora in dB(A), penalizzato di 10 dB nel periodo notturno dalle ore 22 alle 07.

Questo tipo di relazione, però, non prende in considerazione la dipendenza tra l'annoyance e la tipologia di sorgente sonora. Più recentemente (1998) Miedema e Vos hanno diversificato la relazione esposizione-annoyance per le tre tipologie di sistemi di trasporto: strada, ferrovia, aereo. Queste sono state poi ulteriormente revisionate dagli stessi autori e inserite all'interno di un "position paper" dalla Commissione Europea nell'ambito della predisposizione della Direttiva Europea sulla determinazione e gestione del rumore ambientale, nel quale nella quale l'esposizione sonora è espressa dal livello giorno-sera-notte L_{den} .

Le relazioni proposte sono formulate come segue:

TRAFFICO STRADALE:

$$\% HA = 9,868 \cdot 10^{-4} (L_{den} - 42)^3 - 1,436 \cdot 10^{-2} (L_{den} - 42)^2 + 0,512 (L_{den} - 42) \quad [\%]$$

TRAFFICO FERROVIARIO:

$$\% HA = 7,239 \cdot 10^{-4} (L_{den} - 42)^3 - 7,851 \cdot 10^{-3} (L_{den} - 42)^2 + 0,169 (L_{den} - 42) \quad [\%]$$

TRAFFICO AEREO:

$$\% HA = -9,199 \cdot 10^{-5} (L_{den} - 42)^3 + 3,932 \cdot 10^{-2} (L_{den} - 42)^2 + 0,294 (L_{den} - 42) \quad [\%]$$

La curva che descrive l'andamento esposizione-annoyance per il rumore da traffico veicolare è in posizione intermedia fra quella sovrastante del rumore da traffico aereo e quella sottostante del rumore da traffico ferroviario.

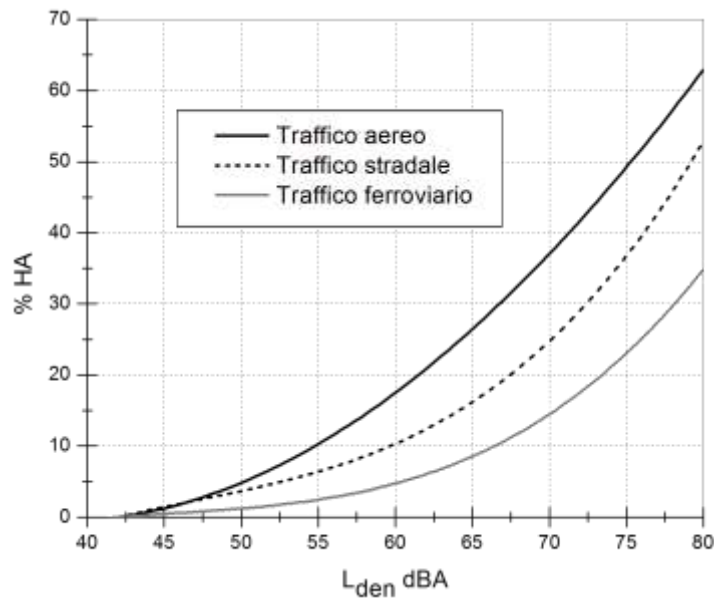


Figura 1.2-1: Curva Esposizione - Annoyance differenti tipologie di traffico

Per tutte e tre le curve la percentuale di popolazione molto disturbata (%HA) raggiunge lo zero per il valore $L_{den} = 42 \text{ dB(A)}$.

All'interno del "position paper", inoltre, sono indicate anche le relazioni che forniscono la percentuale di popolazione disturbata (%A) e poco disturbata (%LA) in funzione dell'esposizione sonora alla modalità di trasporto. Per il traffico stradale si hanno le seguenti relazioni esposizione-annoyance:

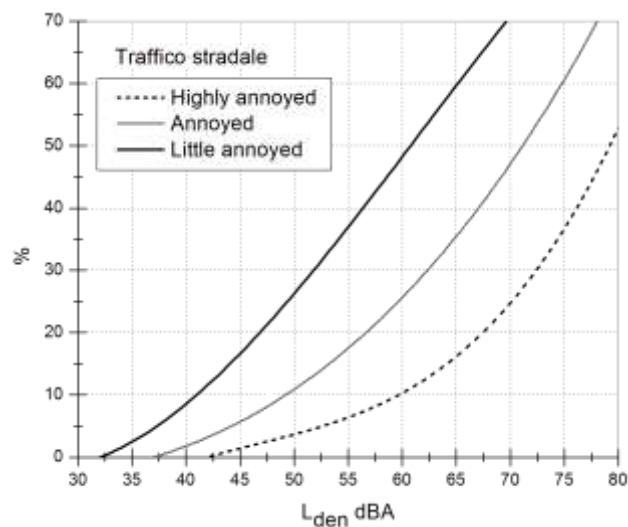


Figura 1.2-2: Curve del livello di Annoyance in funzione dell'esposizione a traffico stradale

- CRITICITÀ NELL'APPLICAZIONE DELLE RELAZIONI ESPOSIZIONE-ANNOYANCE

Le relazioni prima proposte sono attualmente il principale riferimento internazionale usato per la valutazione dell'impatto del rumore ambientale sulla salute della popolazione. Nonostante il database utilizzato per la loro formulazione sia molto ampio, l'applicazione di queste relazioni può fornire risultati tanto più diversi da quelli reali quanto più il contesto applicativo è differente da quelli compresi nel database stesso. In generale è stata osservata una tendenza a sottostimare il parametro %HA, con differenza crescente all'aumentare del livello di esposizione. Ne consegue una necessaria attenzione nell'utilizzo di tali relazioni. Perciò, per non sottostimare il valore di %HA, si possono considerare le stime conseguibili con un valore di prima approssimazione che può essere più accurato eseguendo sondaggi con interviste nel contesto applicativo in esame.

Un recente studio, inoltre, ha evidenziato risposte diverse della popolazione all'annoyance da rumore di traffico stradale in funzione di gruppi d'età:

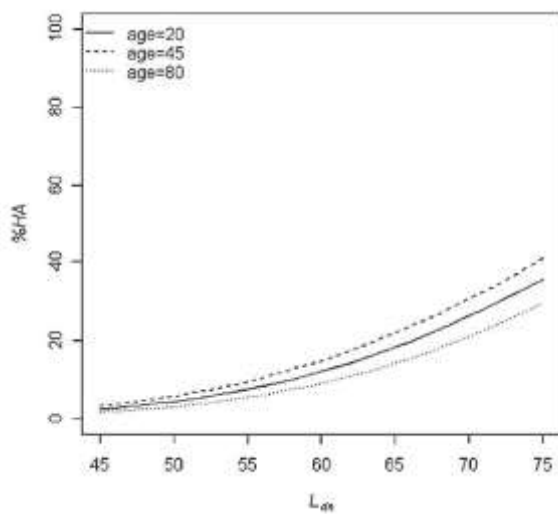


Figura 1.2-3: Curve esposizione - annoyance per gruppi d'età della popolazione

Inoltre, le relazioni si riferiscono a reazioni di disturbo espresse per esposizioni sonore costanti nel tempo. In realtà all'aumentare dell'esposizione le persone sono più disturbate di quanto previsto, al diminuire sono meno disturbate rispetto alla previsione fornita dalle relazioni. Il motivo è da ricercarsi nei cambiamenti connessi alla sorgente dalla modifica della esposizione sonora. Altro elemento da considerare è l'eventuale cambiamento dello spettro del rumore a seguito di interventi di mitigazione acustica, anch'esso causa di una possibile over-reaction della popolazione.

- LE RELAZIONI ESPOSIZIONE-EFFETTI SUL SONNO

Il sonno è uno stato fisiologico che necessita tutta la sua integrità per permettere una normale capacità di recupero da parte dell'organismo umano. La sua riduzione o frammentazione induce manifestazioni di stanchezza, scarsa attenzione nelle prestazioni lavorative, riduzione generalizzata della qualità di vita ed effetti specifici sulla salute.

Il disturbo del sonno può manifestarsi in maniera specifica con varie modalità, causando:

Effetti primari: difficoltà ad addormentarsi, risveglio notturno, effetti di risveglio inconscio istantaneo, aumento della motilità corporale, temporaneo aumento della pressione sanguinea, cambiamento del respiro, rilascio di ormoni da stress;

Effetti secondati: consapevolezza di un calo della qualità del sonno, stanchezza, cattivo umore, abbassamento della prestazione lavorativa, minore apprendimento;

Effetti a lungo termine: uso cronico di farmaci, cambiamenti caratteriali, irritabilità;

L'autovalutazione del degrado della qualità del sonno è spesso l'unica possibilità per rivelare le dimensioni dell'impatto del rumore notturno sul sonno.

Un recente tentativo di formulare attendibili curve esposizione-effetto sul sonno provocato da rumore notturno è stato effettuato sulla base di 12000 dati di autovalutazione del disturbo acquisiti in 12 indagini sul campo. Esprimendo l'esposizione sonora tramite livello notturno L_{night} e distinguendo il disturbo sul sonno in:

- Elevato (%HSD);
- Medio (%SD);
- Basso (%LSD);

Per il traffico stradale è stata proposta la seguente relazione per il calcolo di **%HSD**:

$$\%HSD = 20,8 - 1,05 \cdot L_{night} + 0,01486(L_{night})^2$$

L'utilizzo di L_{night} come descrittore acustico può non risultare, però, idoneo a descrivere gli effetti di disturbo sul sonno, poiché rappresenta un descrittore cumulativo. Tali effetti risultano essere meglio correlabili utilizzando indicatori rappresentativi dei singoli eventi, come:

- SEL, Single Event Noise Exposure Event;
- $L_{A,\text{max}}$, livello Massimo di pressione Sonora dell'evento;

Perciò sono state proposte curve di uguale rischio (**10%**), di risveglio e di cambiamento degli stadi del sonno in funzione del numero di eventi sonori per notte e del livello $L_{A,\text{max}}$.

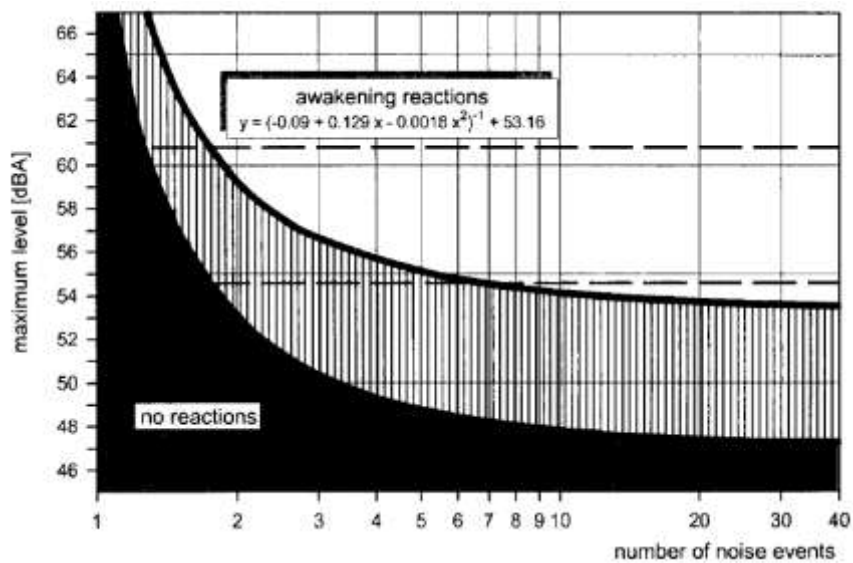


Figura 1.2-4: Curve di uguale rischio di risveglio

Dove:

- Rischio di risveglio: area in bianco;
- Rischio di cambiamento degli stadi del sonno: area tratteggiata;
- Nessuna reazione: area in nero;

EFFETTI FISIOLGICI INDOTTI DAL RUMORE

Gli effetti indotti sulla salute dall'esposizione al rumore scaturiscono dal generale effetto di fastidio provocato dal persistere della rumorosità e si manifestano sotto forma di reazioni fisiche e mentali.

I principali effetti fisiologici indotti dal rumore stradale sono:

1. IPERTENSIONE E MALATTIE CARDIOVASCOLARI:

L'esposizione al rumore generato dal traffico stradale può provocare alterazioni della pressione sanguigna e, come conseguenza, un aumento del rischio di malattie cardiovascolari (malattie del cuore, ischemie, angina pectoris, etc.). Tali malattie sono riconducibili a stati di stress, originati da un'esposizione prolungata al rumore, ed alla conseguente produzione di ormoni come cortisolo, noradrenaline ed adrenalina, che, a loro volta, influenzano indicatori quali la pressione sanguigna (ipertensione), la quantità di lipidi (colesterolo) ed il glucosio. L'intensità di questi effetti dipende dal soggetto interessato e dal suo stile di vita, mentre il rischio è legato alla dose di rumore a cui si è sottoposti, inteso come livello sonoro e durata dell'esposizione). Si ha che individui che vivono in prossimità di strade con livelli di rumore medi al di sopra di 65-70 dB(A) sono sottoposti ad un rischio di malattie cardiovascolari superiore di circa il 20% rispetto a quelli che vivono in aree più tranquille.

2. MALATTIE MENTALI:

Il legame tra disturbi mentali ed esposizione al rumore da traffico stradale non è dimostrato al giorno d'oggi, ma da alcuni studi emerge che vi è una qualche correlazione tra i due fenomeni. Più in generale il rumore può accelerare ed intensificare lo sviluppo di disturbi mentali latenti, ma non è stato ancora verificato un legame certo tra i due fattori.

3. RIDUZIONE DELLE FUNZIONI COGNITIVE:

L'esposizione a livelli di rumore elevati può generare una riduzione delle funzioni cognitive, sia in termini di comprensione che di apprendimento, tanto più significativa quanto maggiore è la concentrazione richiesta.

Tali effetti sono particolarmente rilevanti nei soggetti in età scolare, nei quali sono stati rilevati i seguenti disturbi:

- Difficoltà di attenzione;
- Difficoltà di concentrazione;
- Minore ricchezza di linguaggio nella conversazione;
- Difficoltà nella memorizzazione di argomenti complessi;
- Ridotta abilità nella lettura;

L'esposizione al rumore incide sull'intelligibilità della comunicazione, limitandone l'acquisizione di contenuti e forma.

4. EFFETTI SU GRUPPI VULNERABILI:

Gli effetti sulla salute non sono uniformemente distribuiti nella società: sono maggiormente colpiti i bambini, gli anziani, gli ammalati e le persone meno abbienti. In quest'ultimo caso la vulnerabilità è legata al reddito, che incide sulla qualità della vita. Per quanto riguarda i bambini, gli effetti sanitari possono manifestarsi a lungo termine in forma cronica con conseguenze negative ed irreversibili. Riguardo agli anziani e ai soggetti che già soffrono di particolari patologie, è stato verificato che l'esposizione al rumore provoca prevalentemente disturbi sul sonno, e, relativamente a persone affette da malattie croniche, è stato dimostrato che l'esposizione al rumore incrementa la probabilità di contrarre malattie cardiovascolari.

IL COSTO SOCIALE DEL RUMORE

Tra i vari obiettivi della politica ambientale vi è quello di ridurre e prevenire gli effetti indesiderati sull'ambiente e quelli indotti sulla salute della popolazione. Nell'attuazione dei progetti e degli interventi di risanamento si devono prendere in considerazione le risorse economiche disponibili e il tempo necessario per la loro realizzazione. A supporto di questo processo decisionale sono disponibili diverse procedure, tra le quali quella economica dell'analisi costi/benefici (*Cost Benefit Analysis, CBA*). La sua principale prerogativa è la monetizzazione dei vantaggi e degli svantaggi associabili ad un progetto. I servizi e gli effetti ambientali, paesaggistici e sociali, in quanto beni pubblici con caratteristiche di non rivalità e non escludibilità, si configurano come beni non di mercato e, come tali, questi beni rientrano nei fattori "esterni" ai sistemi di trasporto poiché non gravano sui costi o sui benefici diretti, pur rappresentando un onere o un vantaggio per l'ambiente e/o l'intera collettività. Il **rumore**, influenzando la qualità della vita della popolazione non solo tramite la sua interferenza sulle normali attività antropiche o le alterazioni dello stato di salute ma anche su altri aspetti inerenti il campo economico ed immobiliare, è una **esternalità negativa** nei sistemi di trasporto che produce un impatto crescente.

Per poter determinare gli effetti sul benessere si confronta lo scenario conseguente alla realizzazione del progetto (*ipotesi alternativa*) con quello in assenza del progetto stesso (*ipotesi nulla*) per un prefissato arco temporale. L'orizzonte temporale impiegato per la determinazione dei costi, diretti o indiretti, e dei benefici, influenza notevolmente i risultati dell'analisi. Nella mitigazione del rumore i costi sono più rilevanti nei primi anni mentre i benefici, al contrario, sono osservabili a ben più lunga scadenza. In generale, per le infrastrutture di trasporto, si considera un periodo di 30 anni. Per confrontare costi e benefici distribuiti diversamente nel tempo si applica un tasso di sconto in modo che effetti a lunga scadenza abbiano peso minore di quelli a breve termine. In sintesi l'identificazione e la monetizzazione delle molteplici componenti della CBA sono incorporate nella formula seguente:

$$NPV = \sum_{n=0}^N \frac{(b_n - c_n)}{(1+r)^n}$$

Ove NPV è il *Net Present Value*, *b* e *c* rispettivamente i benefici e i costi del progetto, *n* gli anni nei quali si osservano i costi e i benefici e *r* il tasso di sconto.

Per *costo sociale*, inoltre, si intende l'insieme dei costi associati agli effetti generati dalla realizzazione ed esercizio dell'infrastruttura di trasporto. In particolare, per quanto riguarda l'inquinamento acustico si possono individuare due tipi di impatto:

- 1) Costi monetari riconducibili al disturbo indotto sulla popolazione (annoyance): il rumore, come detto, crea disturbi indesiderati (discomfort, riduzione della capacità di apprendimento, insofferenza, etc.) che si traducono in costi economici e sociali;
- 2) Costi sulla salute: il rumore può causare dei danni fisici (perdita di udito, stress, incremento della pressione sanguigna, rischio di disturbi cardiaci, rischio di disturbi mentali, etc.) che si traducono in vari tipi di costo legati alla riduzione della produttività, l'incremento della mortalità e delle spese sanitarie da sostenere;

- COSTI MONETARI CONNESSI AL DISTURBO SULLA POPOLAZIONE (ANNOYANCE):

La monetizzazione degli effetti del disturbo indotto sulla popolazione può essere trattata attraverso le metodologie estimative sviluppate nell'ambito dell'economia del benessere per la valutazione di beni e servizi non di mercato. Tali metodologie si basano sull'assunto che sia possibile ed economicamente rilevante misurare il valore dei beni non di mercato osservando le preferenze individuali. Si distinguono:

- Metodi indiretti, o delle preferenze rivelate (*Revealed Preference, RP*): le preferenze sono osservate in mercati esistenti e collegati al bene da valutare;
- Metodi diretti, o delle preferenze espresse (*Stated Preference, SP*): le preferenze sono osservate in mercati ipotetici, costruiti ad hoc dal valutatore;

Nella tipologia dei metodi indiretti rientra la metodologia dei prezzi edonici, basata sull'assunto che il prezzo di un bene sul mercato dipende dalle sue caratteristiche che, quindi, possono essere valutate osservando la disponibilità delle persone a pagare le variazioni di prezzo conseguenti ai cambiamenti delle caratteristiche stesse. Solitamente questo metodo di indagine riguarda il mercato immobiliare, e si assume che il logaritmo naturale del prezzo dell'immobile sia una funzione lineare decrescente con il livello sonoro e il Noise Sensitivity Depreciation Index (NSDI) fornisce la variazione percentuale del prezzo dell'immobile dovuta alla variazione di 1 dB(A) nella sua esposizione sonora.

Ad esempio in Francia il deprezzamento del costo annuale di affitto è calcolato secondo i seguenti valori:

Tabella 1.2-1: Deprezzamento del costo dell'affitto in Francia in funzione del livello acustico equivalente misurato in facciata

L_{Aeq} in facciata nel periodo diurno	55-60	60-65	65-70	70-75	>75
Indice di deprezzamento/dB(A)	0.4%	0.8%	0.9%	1.1%	1.1%
Costi aggiuntivi dovuti agli effetti di lungo termine sulla salute				+30%	+30%

Quando non si dispone di un mercato sostitutivo, come quello immobiliare, o non si considera soddisfacente il metodo indiretto, si può utilizzare il **metodo diretto della valutazione contingente** (*Contingent, Valuation Method, CVM*), il quale stima il prezzo di un bene ambientale senza dover simulare tutte le operazioni di un mercato organizzato. Consiste, formalmente, nel chiedere agli utenti quanto siano disposti a pagare per un beneficio (*Willingness to pay, WTP*), quale, ad esempio, l'incremento della qualità ambientale (silenziosità), o quanto siano disposti a ricevere a titolo di compensazione (*Willingness to accept, WTA*) per sopportare la riduzione nella disponibilità di un bene ambientale. L'atteggiamento psicologico nei confronti della WTP e della WTA non è simmetrico in quanto le persone sono meno disponibili a deterioramenti della situazione in cui vivono e, pertanto, richiedono forti compensazioni per accettarli, mentre sono disposte a pagare importi ben inferiori per miglioramenti equivalenti all'entità dei peggioramenti. In aggiunta, la disponibilità a pagare è soggetta anche ad altre variabili, quali il reddito, lo stato socio-culturale, la sensibilità al rumore. In Italia un'indagine socioacustica riguardante la tangenziale di Torino (40 km), ha mostrato che la disponibilità a pagare si manifesta per valori di $L_{Aeq,24h}$ superiori a 48 dB(A) e cresce all'aumentare del livello di esposizione secondo una certa funzione, valida per valori di $L_{Aeq,24h}$ non superiori a 74 dB(A).

Poiché l'annoyance percepita aumenta con il livello di esposizione, si evincerebbe che la WTP cresca anche all'aumentare dell'annoyance stessa. Questa relazione, tuttavia, non trova sempre riscontro nei dati sperimentali.

Ad esempio un'indagine condotta nell'ambito del VI Programma Quadro di Ricerca della Commissione Europea, si nota che in alcuni Paesi persone che manifestano un rilevante disturbo sono disposte a pagare meno rispetto a quelle in una situazione di moderato disturbo, ritenendo, probabilmente, compito delle istituzioni, o del produttore del disturbo stesso, provvedere al risanamento. In altri Paesi, invece, la WTP aumenta progressivamente con la crescita del disturbo.

Lo studio, infine, propone i seguenti valori medi di WTP per vari livelli di annoyance:

Tabella 1.2-2: Valore del WTP in funzione del livello di Annoyance emerso dal VI Programma Quadro di Ricerca

<i>Annoyance</i>	WTP (2005-€ per persona per anno)
Elevata	85
Sensibile	85
Contenuta	37
Assente	0

L'applicazione critica e la trasferibilità delle indicazioni quantitative proposte in contesti territoriali assai ampi oppure in realtà socio-culturali diverse, però, può portare a risultati molto distanti dalla realtà che vanno considerati solo come una valutazione di prima approssimazione, da sottoporre a verifiche con indagini specifiche locali. In altri termini, anche per l'analisi costi/benefici si osservano le specificità e le limitazioni applicative già evidenziate per le relazioni esposizione-annoyance. La cautela nella trasferibilità dei risultati è tanto più doverosa quanto minore è il numero di indagini ed esperienze specifiche dei vari Paesi.

- MONETIZZAZIONE DEI COSTI RELATIVI AGLI EFFETTI DEL RUMORE SULLA SALUTE:

I danni ambientali generati da un'infrastruttura, soprattutto quelli sulla salute, rappresentano il più importante elemento di valutazione nelle analisi costi/benefici e sono tanto più importanti quanto maggiore è l'impatto prodotto sul territorio. I danni causati dal rumore sull'ambiente dipendono dalla specificità dell'area: una zona molto popolata è chiaramente più impattata rispetto a una con minore densità di popolazione, a parità di livello sonoro. L'entità dell'impatto tiene conto della dose di rumore a cui i ricettori sono sottoposti, sia in termini di durata dell'esposizione che del livello sonoro. Ne consegue che il costo sociale, in particolare quegli aspetti che non sono percepiti come la salute, possono essere valutati in maniera più appropriata monetizzando l'impatto (mortalità, malattie indotte, etc.), piuttosto che il livello di immissione sonora ed il disturbo percepito. La valutazione monetaria degli effetti sulla salute procede, quindi, con l'individuazione degli impatti (mortalità, malattie indotte, etc.) e la successiva quantificazione degli effetti ad essi associati (riduzione dell'aspettativa di vita in anni, costi dei ricoveri e dei farmaci impiegati, etc.).

Le principali patologie derivanti dall'esposizione al rumore e gli impatti da esse generate in termini di:

- a) Riduzione delle aspettative di vita;
- b) Giorni trascorsi in ospedale;
- c) Giorni di assenza dal lavoro;

possono essere riassunte in questa tabella:

Tabella 1.2-3: Principali patologie derivanti dall'esposizione al rumore

Patologia	Rischio relativo	Probabilità di sopravvivenza	Impatto
Infarto miocardico. Soglia: 70 dB(A)	$(0.5+0.008*L_{den})$ 0.005	0.7	7 anni di vita perduti; 18 giorni in ospedale; 70 giorni di assenza dal lavoro
Angina pectoris (ricovero ospedaliero). Soglia: 70 dB(A)	$(0.5+0.008*L_{den})$ 0.0015		14 giorni in ospedale; 58 giorni di assenza dal lavoro
Ipertensione (ricovero ospedaliero). Soglia: 70 dB(A)	$(0.5+0.007*L_{den})$ 0.0015		17 giorni in ospedale;

La tabella riporta, inoltre, il rischio che tale patologia si verifichi in funzione dell'indicatore L_{den} . Nel caso del rumore gli effetti sulla salute si manifestano a partire da soglie piuttosto elevate, intorno a 70 dB(A), per cui nell'eseguire la valutazione dei costi è importante tenere sempre conto dei livelli assoluti di esposizione e non solo dei valori differenziali derivanti dall'attuazione di un intervento di mitigazione sonora.

I costi associati al danno causato dall'esposizione ad agenti inquinanti si possono scindere in 3 categorie:

- 1) *Costi delle risorse*: costi medici pagati dal servizio sanitario;
- 2) *Costi di opportunità*: costi derivanti dalla perdita di produttività;
- 3) *Costi di disutilità*: costi che comprendono altri costi economici e sociali non sempre direttamente riconducibili ai beni e servizi offerti dal mercato;

Le prime due voci possono essere valutate attraverso analisi di mercato, mentre la terza, nella quale sono quantificati aspetti non monetizzabili in maniera oggettiva, può essere valutata applicando il Metodo delle Preferenze Espresse (SP).

Ad esempio per quantificare nell'area Europea nel 2002 si sono utilizzati i seguenti importi unitari:

Tabella 1.2-4: Importo unitario in funzione della tipologia di impatto

Impatti	Importo unitario (€)
Riduzione dell'aspettativa di vita in seguito all'esposizione al rumore a lungo termine	40300
Degenza ospedaliera	310
Degenza ospedaliera per problemi cardiaci	590
Assenza dal lavoro	84

L'analisi degli impatti prodotti e dei costi associati consente di estrapolare un *fattore di costo* da attribuire alle variazioni dell'indicatore con cui è valutata la sorgente inquinante.

Nel Progetto HEATCO sono stati calcolati fattori di costo da applicare per monetizzare gli effetti sulla salute:

$$F_C = F_{CE} \frac{PIL}{PIL_E}$$

dove:

F_C è il fattore di costo calcolato per lo specifico Stato Membro

F_{CE} è il fattore di costo Europeo

PIL è il prodotto interno lordo dello Stato Membro

PIL_E è il prodotto interno lordo Europeo.

- *MONEIZZAZIONE COMPLESSIVA DEI COSTI SOCIALI:*

Da un'analisi dei singoli contributi al costo sociale del rumore è emerso che i costi attribuibili agli effetti sulla salute sono di piccola entità rispetto a quelli ascrivibili all'annoyance ed al disturbo sul sonno.

1.3. IL RUMORE STRADALE.

Al giorno d'oggi il contenimento delle emissioni sonore prodotte dal traffico è diventato un requisito essenziale delle infrastrutture di trasporto.

Il rumore stradale è generato da una sorgente lineare, identificabile con la strada stessa, e si trasmette lungo l'intera lunghezza della via percorsa dai veicoli in direzione radiale alla linea generatrice. Il passaggio di un singolo veicolo, invece, rappresenta una sorgente di rumore puntuale in movimento lungo la via. Al crescere della distanza tra sorgente e ricettore, il livello di intensità sonora decresce ad un tasso inferiore rispetto a quello che accadrebbe con una singola sorgente puntuale di rumore.

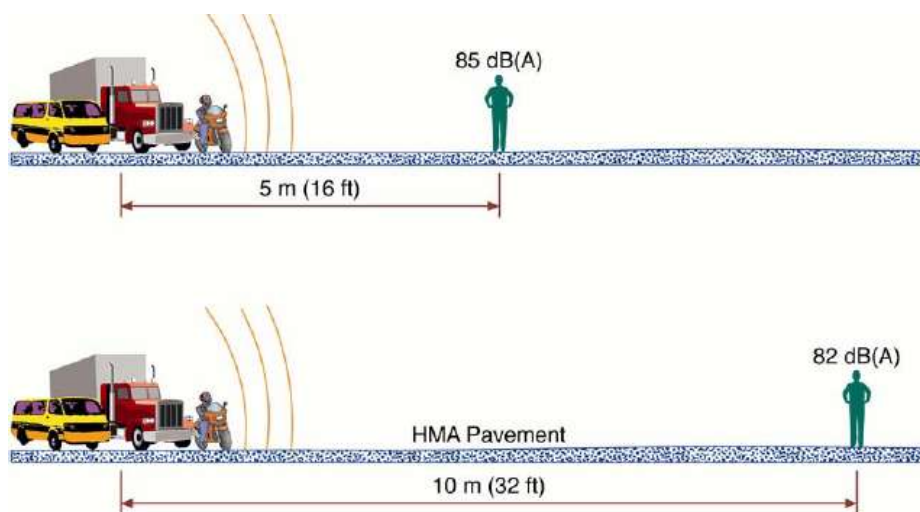


Figura 1.3-1: Esempio di diminuzione del livello d'intensità sonora al crescere della distanza

Il livello di rumore vicino alla strada, inoltre, non dipende solamente dalla sorgente di traffico che lo genera ma anche dalle caratteristiche dell'ambiente che circonda la via. Un modello utilizzato per la previsione del livello sonoro generato lungo una strada può essere il seguente:

$$dB(A) = 10 * \log_{10} \left\{ \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^{1+\alpha} \right\}$$

dove $\begin{cases} \alpha = \text{coefficiente di attenuazione} \\ d_1 = \text{distanza del primo punto dalla sorgente} \\ d_2 = \text{distanza del secondo punto dalla sorgente} \end{cases}$

Il rumore prodotto dai veicoli consta di numerose sorgenti distinte, che contribuiscono a generare le tre principali componenti di rumore:

1. Power Unit Noise:

La prima componente si riferisce alle emissioni sonore prodotte dall'insieme delle sorgenti che compongono l'unità di potenza: il *motore*, che comprende a sua volta il sistema di iniezione, il sistema di raffreddamento ed il blocco cilindri, lo *scarico*, le *ventole di raffreddamento* e i *sistemi di trasmissione*;

2. Wind Turbulence Noise:

La seconda componente riguarda il rumore generato dalle sorgenti di natura aerodinamica, legate ai vortici di turbolenza intorno e attraverso il veicolo;

3. Tire-Road Noise:

La terza componente è prodotta dal meccanismo di rotolamento degli pneumatici sulla superficie stradale. Il rumore generato dalla loro interazione dipende dalla velocità del veicolo e dalla combinazione delle due superfici a contatto.

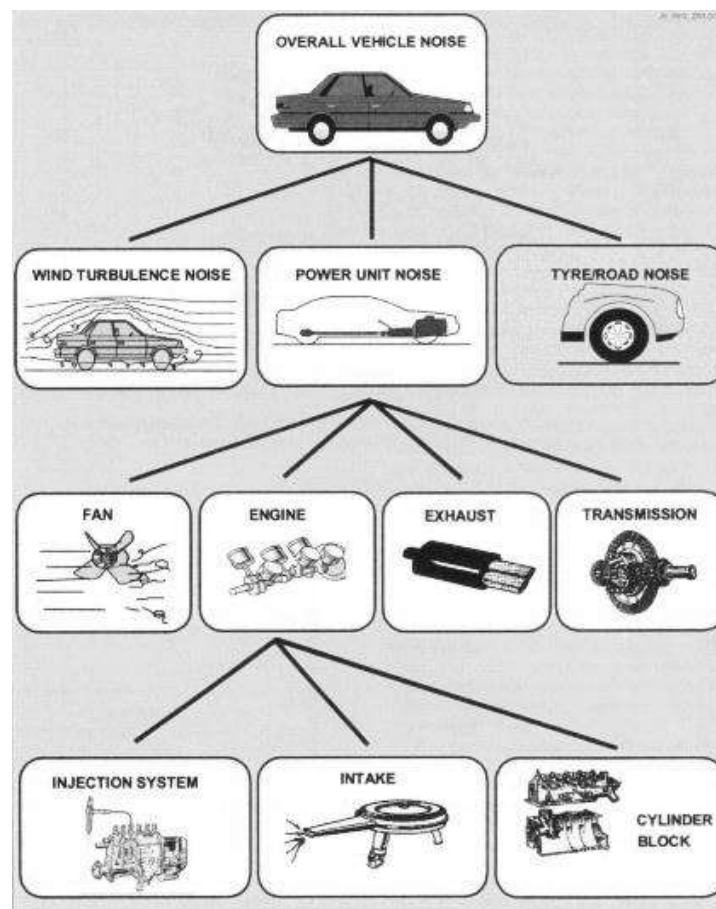


Figura 1.3-2: Le tre principali sorgenti di rumore di un veicolo

La componente di rumore causata dall'unità di potenza e quella prodotta dall'interazione ruota-pavimentazione sono le principali cause del rumore stradale.

La componente aerodinamica ed il rumore da rotolamento costituiscono il cosiddetto *rumore a motore spento*, ossia quello causato dal movimento del veicolo senza il contributo delle sorgenti che ne consentono il funzionamento. L'insieme delle componenti emissive legate ai meccanismi che rendono possibile il movimento prende più genericamente il nome di *rumore di funzionamento*, il quale è praticamente indipendente dal regime di marcia.

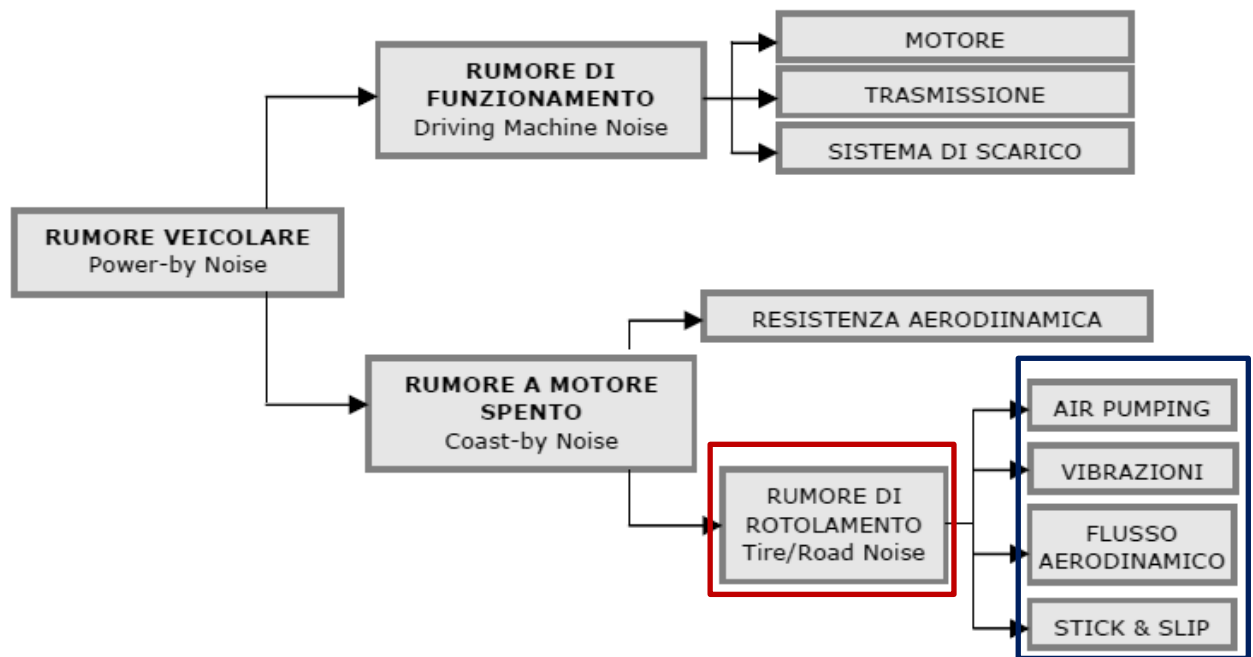


Figura 1.3-3: Insieme delle componenti emissive del rumore veicolare

Ne consegue che il rumore prodotto dall'interazione tra pneumatico e superficie stradale è dominante al di sopra di una certa velocità, prevalenza che cresce ulteriormente all'aumentare della velocità. A basse velocità di percorrenza, infatti, la componente dominante è quella riferita agli organi che consentono la trazione, mentre, ad alte velocità, risulta essere preponderante il rumore a motore spento e, soprattutto, la componente dovuta al meccanismo di rotolamento dello pneumatico sulla pavimentazione.

A seconda della categoria a cui appartiene il veicolo e della velocità i contributi tendono ad equipararsi o a prevalere l'uno sull'altro. In particolare:

- Per i veicoli leggeri, il rumore a motore spento è in genere maggiore di quello di funzionamento;

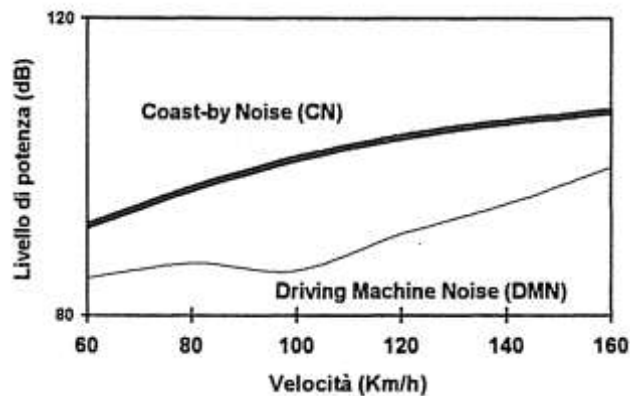


Figura 1.3-4: Confronto tra rumore a motore spento e di funzionamento per veicoli al variare della velocità

- Per gli autocarri leggeri i contributi si equivalgono;

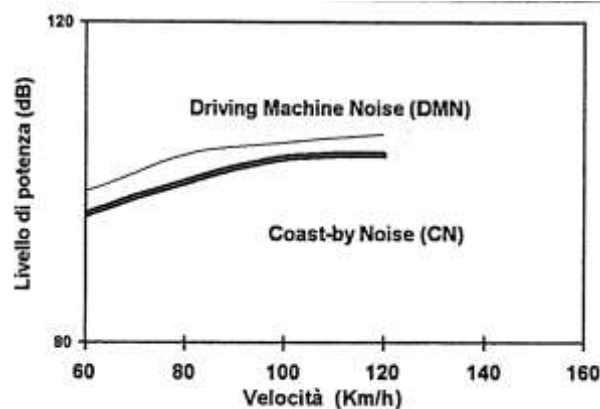


Figura 1.3-5: Confronto tra rumore a motore spento e di funzionamento per autocarri leggeri al variare della velocità

- Per gli autocarri pesanti il rumore di funzionamento supera quello a motore spento solo alle basse velocità, mentre alle alte velocità i due contributi si equivalgono;

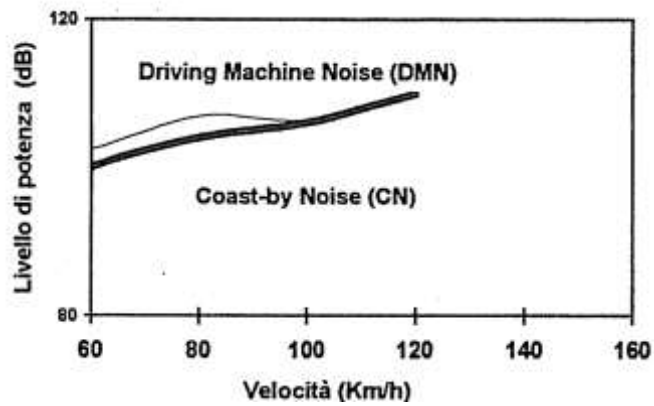


Figura 1.3-6: Confronto tra rumore a motore spento e di funzionamento per autocarri pesanti al variare della velocità

La pavimentazione, con le proprie caratteristiche fisiche e di forma, collabora all'abbattimento della potenza sonora delle sorgenti che afferiscono ai fenomeni di contatto pneumatico-strada e, cioè, del *RUMORE DI ROTOLAMENTO*.

1.3.1. MECCANISMI DI GENERAZIONE DEL RUMORE DI ROTOLAMENTO

Il rumore di rotolamento è, in senso generale, quello che si genera dall'interazione tra il pneumatico e la superficie stradale sulla quale rotola. Questa definizione, però, non aiuta a comprendere i processi fisici e meccanici che partecipano alla produzione del rumore. Perciò si deve fare una distinzione del processo di generazione del rumore nelle variabili di generazione del suono, di amplificazione e di meccanismi che lo influenzano. Si distinguono quattro fenomeni principali che contribuiscono alla generazione del rumore derivante dall'interazione ruota-strada:

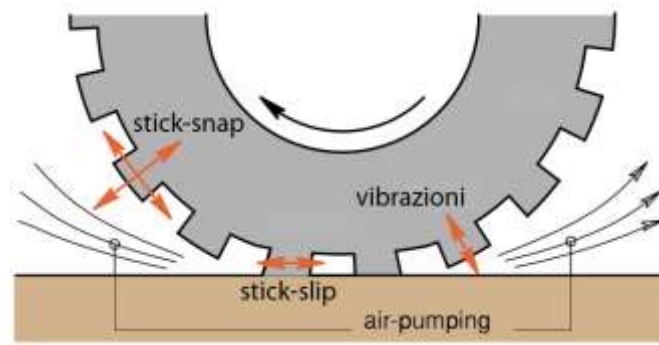


Figura 1.3-7: Riassunto componenti del rumore di rotolamento

1. AIR PUMPING:

Durante il rotolamento del pneumatico, le scanalature del battistrada, entrando in contatto con la pavimentazione, vengono compresse e distorte. Con riferimento alla direzione di marcia, nella parte anteriore dell'impronta l'aria intrappolata nelle scanalature è a sua volta compressa ed espulsa, mentre, nella parte posteriore, si genera una depressione e l'aria viene aspirata.

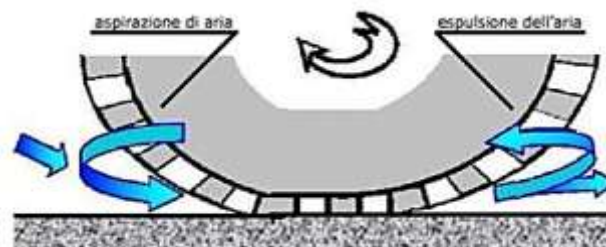


Figura 1.3-8: Rappresentazione del fenomeno dell'air-pumping

Le emissioni riconducibili a questo meccanismo sono relative a frequenze medio-alte (>1000 Hz) e costituiscono mediamente il 30% del rumore di rotolamento.

2. STICK-SLIP E STICK-SNAP:

In base alla conformazione del battistrada e della superficie stradale si sviluppano delle azioni tangenziali dovute all'ingranamento e allo scorrimento tra i punti di contatto (stick-slip) nonché vibrazioni radiali e tangenziali dovute al recupero delle deformazioni imposte nel contatto con la pavimentazione (stick-snap), entrambi causa di emissioni sonore. Tra stick-slip, stick-snap e vibrazioni sussiste una contiguità spaziale e una sinergia di azione.

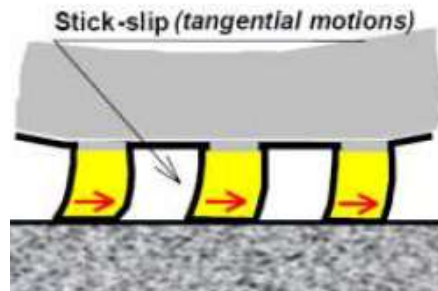


Figura 1.3-9: Rappresentazione del fenomeno di Stick-Slip

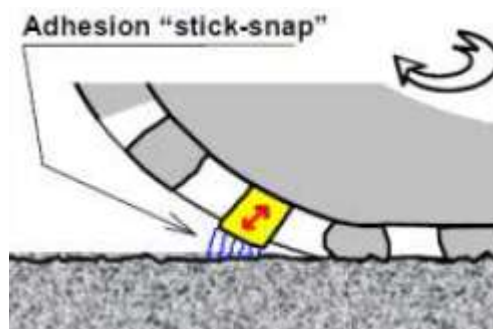


Figura 1.3-10: Rappresentazione del fenomeno di Stick-Snap

3. FLUSSO AERODINAMICO:

Un'altra fonte di rumore da rotolamento è costituita dal flusso aerodinamico sul pneumatico per effetto del suo procedere rispetto agli strati d'aria in condizioni stazionarie posti all'intorno del pneumatico stesso. Anche questo fenomeno è causa di rumore alle alte frequenze. Detto contributo, inoltre, risulta dipendente dalla conformazione e dallo stato di usura del battistrada nonché dalla tipologia di pavimentazione stradale, e rappresenta meno del 10% del rumore di rotolamento totale.

4. VIBRAZIONI:

Nell'area di contatto con la superficie stradale lo pneumatico è sottoposto all'azione di una forzante che genera delle vibrazioni, radiali o tangenziali, la cui entità dipende dalla deformabilità dello pneumatico stesso e dal rapporto tra area di contatto e lunghezza d'onda. Queste vibrazioni generano un rumore a frequenze medio-basse (< 1000 Hz) che contribuisce per il 60% al rumore da rotolamento nel suo complesso.

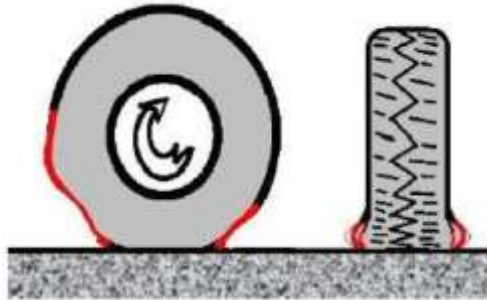


Figura 1.3-11: Rappresentazione delle vibrazioni dello pneumatico

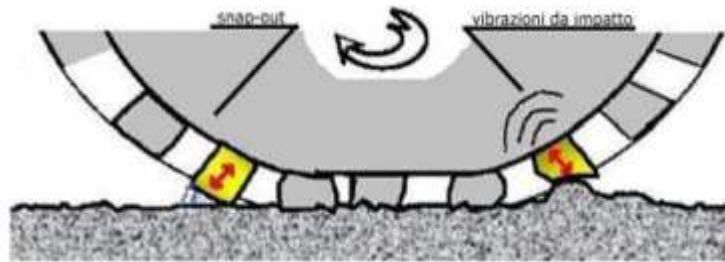


Figura 1.3-12: Rappresentazione del fenomeno dello Snap-Out

Alla base di questo fenomeno vi è l'effetto della tessitura, vista come forzante, sulle deformazioni del pneumatico. Sempre a questa componente del rumore da rotolamento sono attribuibili le vibrazioni indotte nei tasselli di gomma dall'impatto tra lo pneumatico e la pavimentazione e dal processo di snap-out, consistente in azioni tangenziali a seguito del distacco tra le due superfici.

Questa tipologia di rumore è prevalente per velocità comprese tra 40 Km/h e 90 Km/h, mentre, per velocità superiori, il contributo dell'Air Pumping diventa più rilevante.

Analizzate le varie componenti, all'esterno si avrà, quindi, una ripartizione energetica del rumore di rotolamento suddivisa nelle quattro componenti in queste percentuali:

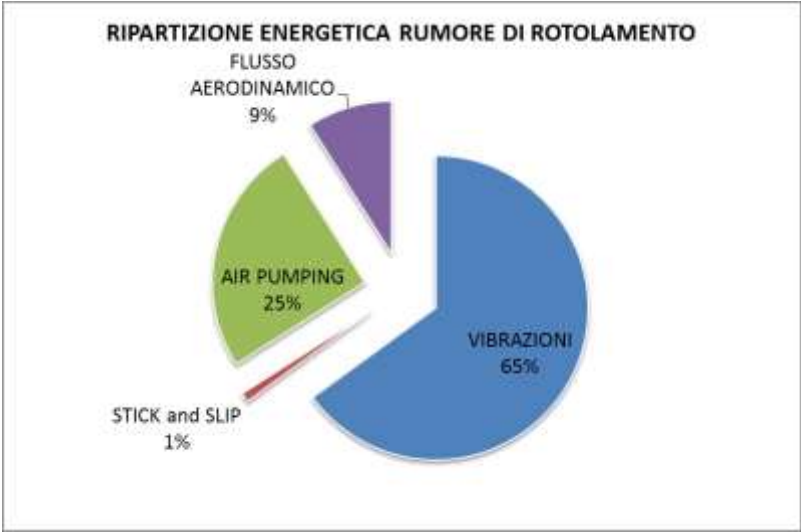


Figura 1.3-13: Ripartizione energetica delle componenti del rumore di rotolamento

1.3.2. MECCANISMI DI AMPLIFICAZIONE DEL RUMORE DI ROTOLAMENTO

Vi sono diversi meccanismi che influenzano l'amplificazione del rumore da rotolamento, funzione del tipo di pavimentazione e dello pneumatico. I più importanti sono due:

1. EFFETTO CORNO:

Si utilizza l'espressione "Effetto Corno" per identificare il fenomeno di amplificazione che si genera nella regione tra lo pneumatico e la pavimentazione, la cui geometria è identificabile proprio con quella di una tromba.

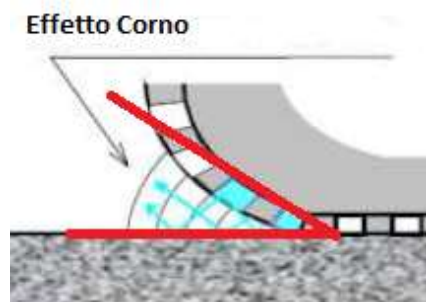


Figura 1.3-14: Rappresentazione dell'effetto "Corno"

Questa geometria amplifica il suono poiché la pressione sonora alla base del corno è maggiore rispetto al valore che avrebbe in condizioni di propagazione libera. L'amplificazione generata per effetto di questo fenomeno può arrivare fino a 20 dB(A), ma la sua entità dipende fortemente dalla frequenza, dalle proprietà acustiche della superficie stradale e dalla distanza tra la pavimentazione e lo pneumatico.

Per basse frequenze la lunghezza d'onda è elevata e rispetto alle dimensioni del corno, quindi l'amplificazione che ne scaturisce è ridotta. Per alte frequenze, invece, le dimensioni del corno sono maggiori rispetto alla lunghezza d'onda, ma anche in questo caso si ha poca amplificazione del rumore poiché la gomma agisce da schermo acustico. Tra questi due estremi, ossia tra 800 Hz e 2000 Hz, si genera per effetto corno la massima amplificazione del rumore.

2. RISONANZE:

La risonanza è la condizione per la quale la risposta di un sistema acustico alle onde sonore è amplificata quando la frequenza del suono si avvicina alla naturale frequenza di vibrazione dell'aria nel sistema stesso.

Di conseguenza, la risonanza non è un meccanismo di generazione del rumore proprio perché si genera solo in presenza di una fonte di rumore esterna, ma si tratta di un meccanismo di amplificazione. Nel campo del rumore di rotolamento le risonanze che si generano sono di due tipi:

- Risonanza dell'aria all'interno delle cavità presenti sul battistrada dello pneumatico;



Figura 1.3-15: Rappresentazione della risonanza che si genera all'interno delle cavità dello pneumatico

- Risonanza dell'aria sul contorno dello pneumatico (Risonanza di Helmholtz);



Figura 1.3-16: Rappresentazione del fenomeno noto come Risonanza di Helmholtz

La frequenza di risonanza di un sistema acustico dipende dalla geometria e dalla dimensione del volume d'aria sulla superficie di contatto. In generale la stima dell'effetto totale delle risonanze direttamente nel processo di generazione del rumore di rotolamento è bassa.

1.3.3. INFLUENZA DELLO PNEUMATICO SUL RUMORE DI ROTOLAMENTO

Per descrivere l'influenza dello pneumatico nel rumore di rotolamento si deve far riferimento alle caratteristiche dell'area d'impronta del battistrada, alle caratteristiche costruttive dell'involucro del pneumatico e alla tipologia di gomma che lo ricopre. Il bilanciamento di queste caratteristiche viene effettuato prendendo in considerazione le caratteristiche di funzionamento che ogni pneumatico deve garantire: resistenza al rotolamento, aderenza, trazione sul bagnato, comfort, rumore generato.

Le caratteristiche dello pneumatico che più influenzano la generazione del rumore sono l'elasticità del sistema e la larghezza e la forma del battistrada, che determinano la dimensione della superficie di contatto.

La struttura degli pneumatici è la seguente:

- Gomma sintetica vulcanizzata all'esterno, con caratteristiche tali da ottimizzare la necessità di aderenza, minimizzando la resistenza al rotolamento per contenere i consumi;
- Anima reticolare di acciaio all'interno, necessaria al mantenimento della forma e della rigidità;
- Reticolo fibroso intermedio, necessario per il collegamento tra gli altri due strati;

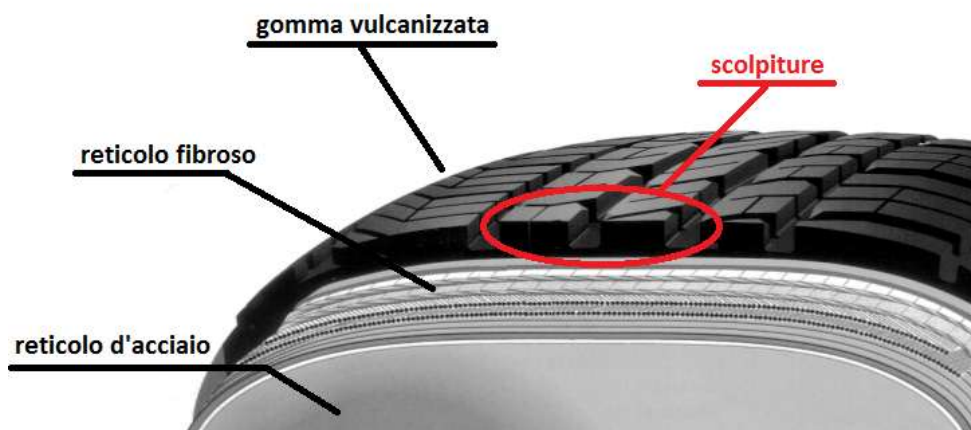


Figura 1.3-17: La struttura degli pneumatici

Dal punto di vista dell'emissione sonora l'elasticità del materiale determina lo smorzamento delle vibrazioni. *Il battistrada, in funzione delle scolpiture, genera rumore tramite i fenomeni stick-slip e stick-snap mentre la larghezza dello stesso influenza proporzionalmente l'air pumping e regola l'effetto corno.*

Inoltre, forma, geometria e condizioni dello pneumatico condizionano l'emissione di rumore di rotolamento in differenti modi:

- L'usura e l'invecchiamento degli pneumatici influisce sul rumore di rotolamento;
- In generale, se il compound di gomma che costituisce il battistrada degli pneumatici è duro si produrranno alti livelli di rumore rispetto a un composto più soffice, specialmente in caso di scolpiture accentuate;
- In generale il rumore emesso cresce con la larghezza dello pneumatico;
- La struttura interna degli pneumatici influenza il rumore di rotolamento;
- La parete laterale dello pneumatico sopporta l'intera vibrazione causata dalla megatessitura della superficie stradale. La sua conformazione, inoltre, può anche modificare il livello sonoro che si genera durante il rotolamento;
- Il carico sugli pneumatici e la pressione di gonfiaggio può influire sul rumore di rotolamento;

Sono oggetto di studio pneumatici definiti "silenziosi", realizzati con materiali, forma e geometria del battistrada ottimizzati per una minore emissione acustica. L'attenuazione del rumore prodotto risulta fino a 4 dB(A) rispetto ad uno pneumatico ordinario di riferimento. Studi della NCAT (National Center for Asphalt Technology) hanno ottenuto i seguenti risultati per differenti tipologie di pneumatico:

Tabella 1.3-1: CPX Noise Level per differenti tipologie di pneumatico (Studio NCAT)

<u>Tire Type</u>	<u>CPX Noise Level dB(A)</u>
ASTM Slick	91.2
UniRoyal Tiger Paw	92.4
ASTM 501- Ribbed	93.8
Firestone FR 380	93.9
MasterCraft Glacier Grip	94.7
Goodyear Aquatread	94.9
Michelin Rain Forest	95.2

1.3.4. CARATTERISTICHE COMPLESSIVE DEL RUMORE DI ROTOLAMENTO

Il rumore di rotolamento nel suo complesso non è omnidirezionale: nel piano orizzontale ha come direzione privilegiata quella del moto e presenta la massima radiazione sonora frontalmente; nel piano verticale la direttività è determinata dall'effetto corno e dalla conformazione della vettura che ostacola le propagazioni verso l'alto. Perciò, la massima radiazione sonora si trova, generalmente, entro un angolo di 40° da terra.

Lo spettro di interesse del rumore di rotolamento è principalmente compreso nell'intervallo tra 315 Hz e 4000 Hz, dove risulta dominante rispetto alle altre fonti di rumore della vettura in moto. In particolare l'emissione anteriore rispetto al veicolo in marcia è maggiore di quella posteriore di 1 – 3 dB(A) nell'intervallo 315 Hz – 1000 Hz, viceversa nell'intervallo 1250 Hz – 4000 Hz. Inoltre lo spettro di emissione acustica, lungo la direzione del moto, presenta un numero maggiore di picchi, di ampiezza anche più accentuata, rispetto a quelli rilevabili lungo la direzione perpendicolare al moto, imputabili ai fenomeni di vibrazione del battistrada ed all'effetto corno.

Nel complesso la generazione del rumore può essere così riassunta:

Tabella 1.3-2: Principali processi di generazione del rumore di rotolamento in funzione dell'intervallo di frequenza

PRINCIPALI PROCESSI DI GENERAZIONE DEL RUMORE DI ROTOLAMENTO		
<u>Fenomeno fisico</u>	<u>Parametri di influenza</u>	<u>Intervallo di frequenza (Hz)</u>
Vibrazione globale normale alla superficie dello pneumatico	Struttura dello pneumatico, lunghezze d'onda medio-lunghe della tessitura	< 1000
Vibrazioni locali del battistrada	Proprietà meccaniche del battistrada. Radiazione dovuta all'influenza dell'impedenza acustica locale	400 - 4000
Vibrazioni strutturali in campo vicino	Bassa efficienza di radiazione	> 400
Propagazione dell'aria messa in risonanza	Configurazione della scolpitura, principalmente longitudinale	
Stick-slip / accoppiamento delle vibrazioni tangenziali e radiali	Attrito e forze tangenziali	> 1000
Adesione stick-snap	Microtessitura della superficie	> 1000
Vibrazione laterale: accoppiamento delle proprietà acustico-meccaniche del battistrada	Proprietà acustiche interne. Accoppiamento strutturale della vibrazione del battistrada con le pareti laterali	> 200

Inoltre, possono attribuirsi al rumore di rotolamento due fenomeni generatori primari:

- Air Pumping;
- Vibrazioni;

Essi in realtà emettono energia sonora caratterizzata da spettri solo parzialmente sovrapposti, essendo quello del primo più esteso verso le alte frequenze e quello del secondo verso le basse. Nell'ambito dei corrispondenti domini di frequenza, ciascuna delle due componenti risulta essere prevalente rispetto ai restanti rumori veicolari per determinati valori di velocità.

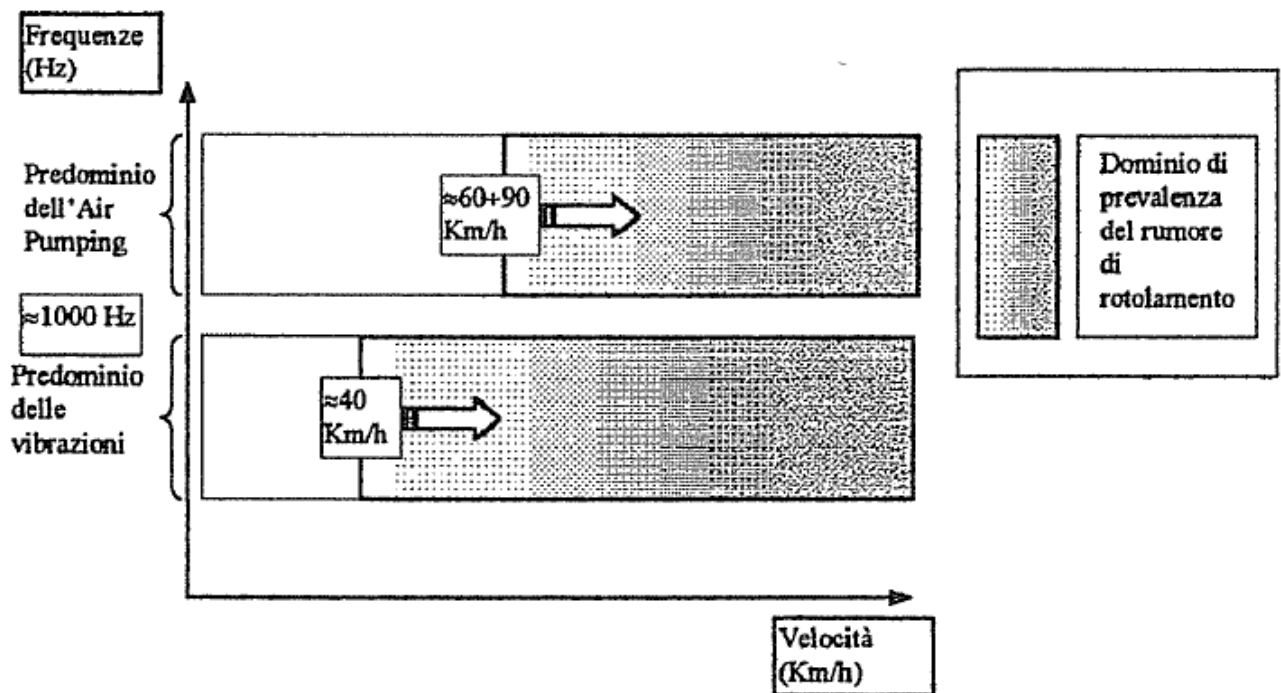


Figura 1.3-18: Domini di prevalenza delle componenti del rumore di rotolamento

1.4. PRINCIPALI METODI DI PROVA PER LA MISURAZIONE DELLE PRESTAZIONI ACUSTICHE DI UNA PAVIMENTAZIONE.

La normativa italiana, articolo 2 comma 5 del DM 29/11/200, prescrive che siano accertate le prestazioni acustiche degli interventi di risanamento per garantire il conseguimento degli obiettivi di mitigazione prefissati. Prescrive altresì che gli interventi di mitigazione debbano essere prioritariamente eseguiti alla sorgente, quindi sulle vie di propagazione e per ultimo al ricettore. Nel primo caso, nell'ambito del rumore stradale occorre intervenire sia sulla rumorosità dei mezzi circolanti che sull'emissione associata alle pavimentazioni stradali. Per quest'ultima tipologia di interventi è indispensabile disporre di adeguati metodi di misura per la verifica delle relative prestazioni in opera.

Questi metodi trovano fondamento su protocolli sviluppati in ambito di progetti Europei e offrono un quadro dettagliato dello stato dell'arte con un'ampia statistica derivata da indagini svolte su innumerevoli siti, sia urbani che extraurbani, a livello nazionale e internazionale.

Alcuni dei metodi di misura descritti si applicano in situ, mentre altri in laboratorio. I vantaggi associati alle misure eseguite in situ rispetto a quelle effettuate in laboratorio sono molteplici: il campione non deve essere sottratto alla sua sede naturale; le proprietà acustiche sono rilevate nelle reali condizioni di installazione o esercizio, senza essere affette da contaminazioni derivanti da condizioni al contorno differenti. La misura in situ, però, è esposta all'influenza di fattori esterni non facilmente controllabili e introduce il problema delle condizioni di sicurezza per l'operatore.

I metodi di laboratorio, invece, valutano le proprietà acustiche in condizioni controllate in assenza di tutti quei fenomeni che si manifestano nelle reali condizioni di esercizio quali riflessioni spurie, assorbimenti di superfici presenti nell'area di analisi, o altre condizioni al contorno che possono influire sui risultati finali.

Di seguito sono analizzati differenti metodi di prova.

1.4.1. PASS-BY STATICO (UNI EN ISO 11819-1:2004)

Il Metodo Pass-By Statico (SPB) consente di determinare il contributo alla rumorosità della pavimentazione stradale prodotto dal transito dei veicoli in prossimità dell'infrastruttura. La misura è effettuata a bordo strada, a 7,5 m dall'asse della corsia di marcia.



Figura 1.4-1: Rappresentazione della strumentazione per la realizzazione di un Pass-By Statico

L'altezza dei microfoni rispetto al livello medio del terreno deve essere di 1,2 m e 3 m, i quali, inoltre, devono essere direzionati quanto più possibile verso il punto di contatto ruota – pavimentazione.

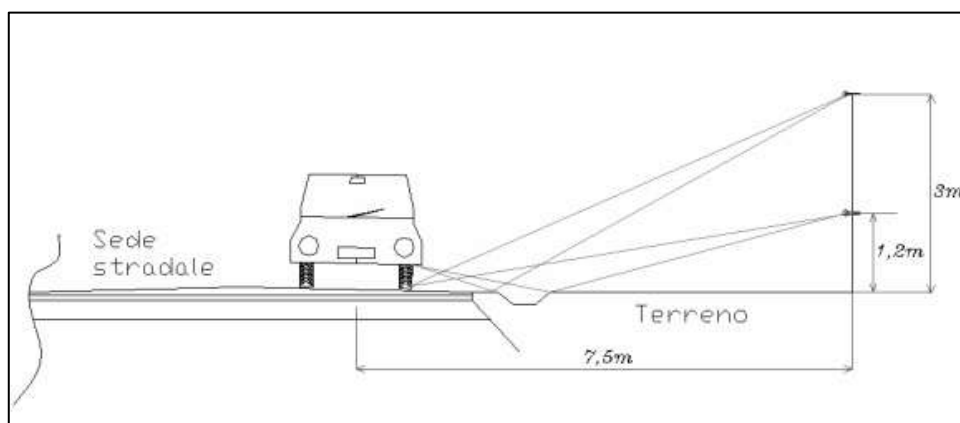


Figura 1.4-2: Specifiche di collocazione dei microfoni rispetto al tratto stradale

Il metodo si applica al traffico passante su un campione statisticamente significativo per numero di transiti e tipologia di veicoli.

Ad ogni passaggio vengono rilevati il livello di pressione sonora massimo e lo spettro per bande di terzi d'ottava. I dati acquisiti sono poi opportunamente elaborati per fornire una caratterizzazione delle prestazioni acustiche della pavimentazione indagata.

Criticità del metodo.

La principale criticità consiste nel fatto che il metodo caratterizza un sito nel suo complesso e non la pavimentazione nello specifico. Affinché il metodo fornisca delle indicazioni significative, occorre che siano soddisfatti numerosi requisiti che ne complicano l'applicazione e ne aumentano i tempi di esecuzione. Condizioni meteorologiche, rumore di fondo, presenza di elementi riflettenti possono condizionare l'esito della misura.

Il metodo SPB presenta, tuttavia, delle caratteristiche di robustezza derivanti dal fatto che i livelli di pressione elaborati sono normalizzati rispetto a condizioni ambientali e di traffico standard, corretti rispetto a valori di riferimento della temperatura ambiente (20°C) e della velocità per ciascuna categoria veicolare.

Relativamente alla ripetibilità e alla riproducibilità del metodo, si deve considerare che il campione di veicoli può variare sensibilmente a seconda della posizione o del periodo dell'anno in cui è eseguita la misura. Il problema si ridimensiona aumentando il campione statistico, a spese della durata; ciononostante rimane critica la differente composizione veicolare sulle varie tipologie di strade.

1.4.2. METODO ADRIENNE (UNI ISO 12472-1:2004)

Il Metodo ADRIENNE consente la misura in situ del coefficiente di assorbimento acustico in superfici estese, trovando, quindi, la sua naturale applicazione nella determinazione dell'assorbimento acustico delle pavimentazioni stradali, sia per la rapidità con cui possono essere eseguiti i rilievi che per la relativa facilità con cui il sistema di misura può essere spostato.



Figura 1.4-3: Rappresentazione della strumentazione utilizzata nel Metodo Adrienne

Le proprietà di assorbimento acustico della superficie di prova si determinano a partire dalla misura del fattore di riflessione, dato dal rapporto tra la potenza sonora riflessa e quella incidente. La strumentazione utilizzata è schematizzabile come segue:

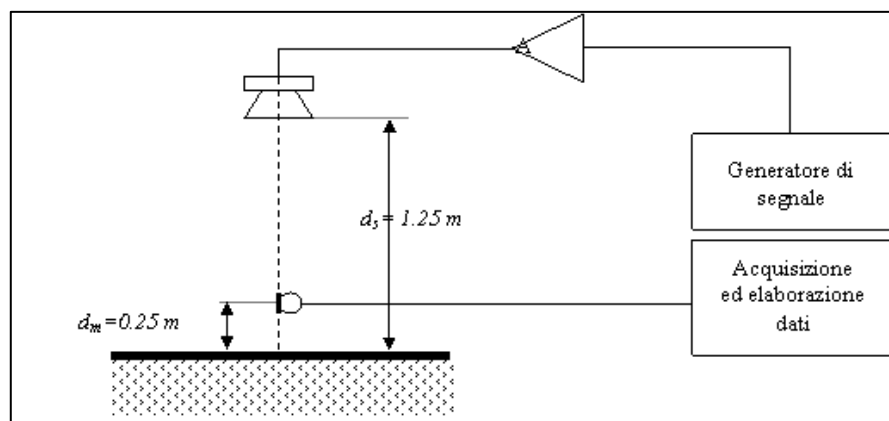


Figura 1.4-4: Schema della strumentazione utilizzata nel Test Adrienne

Criticità del metodo.

Il metodo ADRIENNE, come il metodo SPB, è statico e puntuale. Il metodo prevede che l'unità sorgente-ricevitore sia coassiale e posizionata normalmente alla superficie da analizzare. Nel caso di pavimentazioni stradali, ciò richiede la limitazione del flusso di traffico sul segmento in esame e impone importanti requisiti per la sicurezza degli operatori durante le misure. La norma non riporta indicazioni chiare sulla ripetibilità e sulla riproducibilità del metodo ed elenca alcune delle componenti all'incertezza di misura e delle grandezze di influenza.

Come per il metodo SPB la misura è influenzata dalle condizioni ambientali: velocità del vento, temperatura ambiente e della pavimentazione devono rispondere ai requisiti specificati dalla norma. La superficie di misura deve, inoltre, essere asciutta e priva di umidità residua, anche all'interno dei pori, nel caso di usure drenanti.

La presenza di elementi riflettenti in prossimità del punto di indagine può generare riflessioni spurie, che sovrapponendosi al segnale di misura impediscono l'estrazione delle componenti utili alla determinazione dell'energia assorbita: segnale diretto e riflessione generata dal manto stradale. Il soddisfacimento dell'insieme di tali requisiti risulta non realizzabile su qualsiasi tratto di strada e la misura è rappresentativa esclusivamente della porzione di superficie sottoposta a prova. Per caratterizzare un tratto di strada è necessario fare misure in più posizioni e su più corsie.

Al di là delle specifiche problematiche descritte, occorre sottolineare che il metodo è non distruttivo e praticamente insensibile al rumore di fondo.

1.4.3. CLOSE PROXIMITY (CPX) (ISO/CD 11819-2:2000)

Il metodo di indagine Close Proximity (CPX) caratterizza la componente di rumorosità della pavimentazione dovuta al rotolamento dello pneumatico. Tale tecnica è complementare al metodo SPB, rispetto al quale, in particolari situazioni, risulta più pratico, veloce ed economico. E' utilizzato per eseguire la caratterizzazione acustica della pavimentazione in situ, verificare il ripristino delle proprietà acustiche, controllare lo stato di conservazione ed invecchiamento o verificare l'omogeneità longitudinale.

Il sistema di misura che implementa il CPX consta di due o più microfoni, opportunamente montati in prossimità di una ruota del veicolo impiegato per eseguire la misura o di un apposito trailer.



Figura 1.4-5: Collocazione del microfono nel caso in cui si utilizzi una vettura per effettuare il CPX



Figura 1.4-6: Collocazione del microfono nel caso in cui si utilizzi un apposito trailer per effettuare il CPX

La misura deve essere effettuata utilizzando alternativamente 4 tipologie di ruota, differenziati per il pattern del battistrada, le dimensioni e i materiali componenti.



Figura 1.4-7: Tipologie di pneumatico da utilizzare nel CPX secondo Normativa

Le velocità di riferimento per la misurazione sono indicate dalla Norma. Sono rispettivamente pari a 50 Km/h, 80 Km/h e 110 Km/h.

Per ogni ruota e velocità di riferimento si registra il rumore durante il passaggio sul tratto di interesse tramite microfoni posizionati come descritto in precedenza.

Criticità del metodo.

Il metodo CPX consente di misurare in maniera dinamica il rumore generato dal contatto del pneumatico con la pavimentazione, attraverso un set-up di misura solidale con il veicolo, che lo rende particolarmente adatto alla caratterizzazione di lunghi tratti stradali. Anche il CPX presenta delle limitazioni applicative dovute ai requisiti richiesti sulle condizioni climatiche e le caratteristiche del sito specifico, nonché sull'influenza di sorgenti di rumore casuali esterne non controllabili. In particolare la misura prevede che siano rispettate le seguenti condizioni ambientali:

- superficie stradale asciutta e priva di materiale grossolano;
- limitate variazioni termiche;

Vi sono poi le problematiche relative alla scelta dei pneumatici di riferimento, alla varietà di trailer e auto impiegate.

Nell'ultimo decennio sono state implementate diverse versioni del sistema di misura per ovviare alle problematiche descritte. Sebbene la maggior parte delle criticità siano state risolte, rimangono ancora da stabilire i criteri di classificazione acustica delle varie tipologie di usura e le modalità di verifica di conformità del prodotto, a cui il metodo CPX sembra destinato ad essere legato.

1.4.4. TUBO AD IMPEDENZA o TUBO DI KUNDT (UNI EN ISO 10534-2:2001)

Il tubo ad impedenza è il più comune metodo di laboratorio utilizzato per misurare il coefficiente di assorbimento acustico per incidenza normale delle pavimentazioni stradali. La Norma prevede la possibilità di utilizzare due metodologie di misura:

- 1) Standing wave ratio;
- 2) Funzione di trasferimento;

La prova è di carattere invasivo ed implica il prelevamento in situ di provini mediante carotaggio.

Il tubo ad impedenza è essenzialmente un selettore di onde piane costituito da una cavità di forma cilindrica realizzata con materiale acusticamente riflettente.

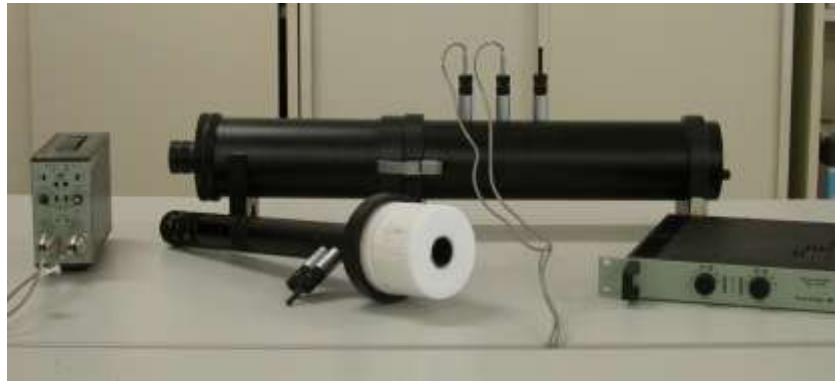


Figura 1.4-8: Esempio di Tubo ad impedenza

Il campo di onde piane è generato da una sorgente collocata all'estremità opposta del tubo rispetto a quella in cui è fissato il campione. Le misure del campo acustico, all'interno del tubo, sono effettuate in due postazioni fisse, alloggiando i trasduttori in modo che la capsula microfonica sia tenuta a contatto con la superficie liscia della cavità interna. Ciascun microfono riceve la somma dei contributi rispettivamente dell'onda progressiva, proveniente dall'altoparlante in direzione del provino, e da quella regressiva, riflessa dal provino stesso.

Il valore del coefficiente di riflessione r ad ogni frequenza è calcolato a partire dalla funzione di trasferimento dei segnali provenienti dai due microfoni.

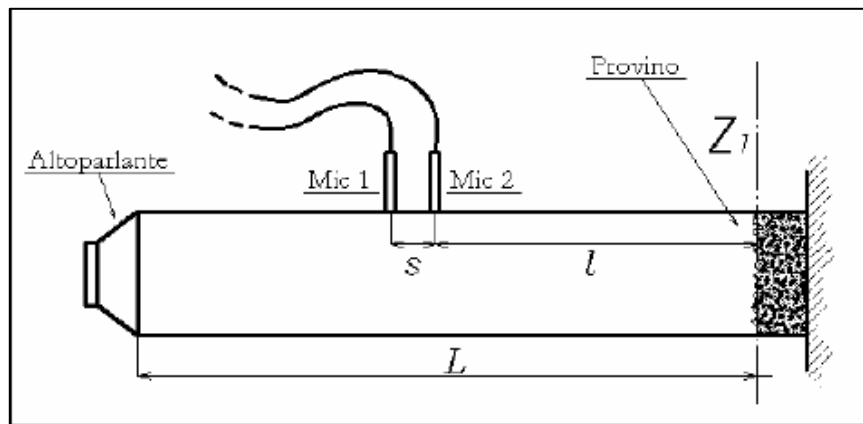


Figura 1.4-9: Collocazione dei microfoni nel tubo ad impedenza

Il treno d'onde generato dalla sorgente sonora si muove lungo la direzione positiva delle x fino a giungere sul campione sul quale subisce il fenomeno della riflessione.

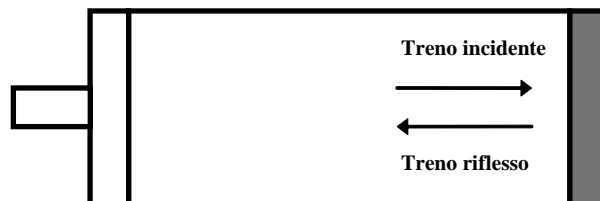


Figura 1.4-10: Schematizzazione del principio di funzionamento del tubo ad impedenza

Qualunque sia la posizione del microfono all'interno del tubo, l'energia totale misurata è data dalla sovrapposizione di due treni d'onda:

- incidente progressivo, diretto nel verso delle x crescenti;
- riflesso regressivo diretto, diretto nel verso delle x decrescenti;

Dalla differenza di energia è possibile ricavare il coefficiente di assorbimento del campione ricavato dalla pavimentazione da esaminare.

Criticità del metodo.

Le caratteristiche costruttive del tubo ad impedenza e le modalità di montaggio del campione devono soddisfare numerosi requisiti. Il livello di ingegnerizzazione del sistema è, tuttavia, ormai molto avanzato, per cui le criticità connesse con le caratteristiche costruttive possono considerarsi ad oggi superate.

Per quanto concerne, invece, il montaggio del campione, occorre porre particolare attenzione; un montaggio non accurato può portare alla comparsa di componenti dovute a vibrazioni del campione nel suo alloggiamento e invalidare la misura.

La necessità di eseguire un carotaggio su strada per prelevare il campione da analizzare definisce il carattere invasivo di questo tipo di misura; viceversa, il metodo non crea particolare disagio se si vogliono studiare le caratteristiche acustiche di campioni di conglomerato bituminoso realizzati in laboratorio.

Occorre sottolineare che l'esito della prova si riferisce a campioni di dimensioni ridotte che non possono, in generale, considerarsi rappresentativi dell'intera estesa stradale, tuttavia consente una più semplice gestione dei parametri che influiscono sull'accuratezza della misura.

1.4.5. TUBO DI KUNDT PORTATILE PER LA MISURA IN SITO (ISO 13472-2:2010)

Quest'ultimo metodo è stato introdotto solo recentemente e rappresenta il tentativo di fare una misura non distruttiva del coefficiente di assorbimento della pavimentazione. Tale metodo, tuttavia, risulta applicabile solo su pavimentazioni a basso assorbimento, come le pavimentazioni chiuse.

Qui il campione non è fissato all'interno del tubo, ma viene fissato il tubo stesso sulla pavimentazione tramite attacco a tenuta d'aria.



Figura 1.4-11: Rappresentazione del Tubo di Kundt Portatile

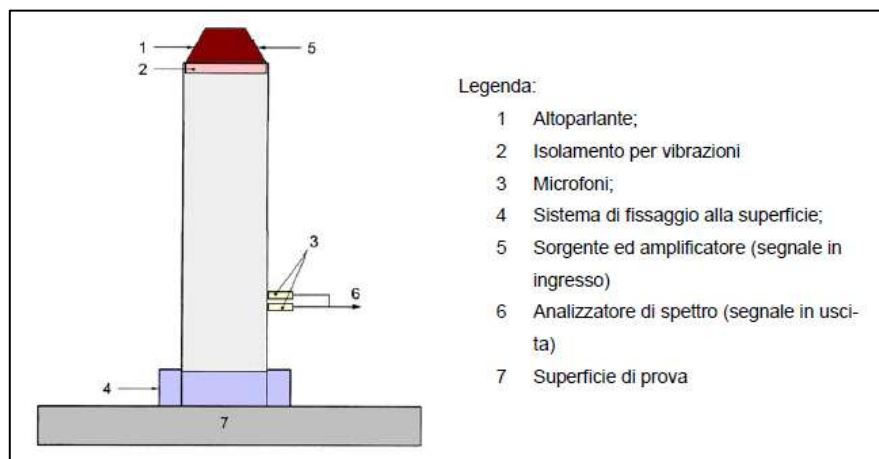


Figura 1.4-12: Schemacomponenti di un Tubo di Kundt Portatile

La tecnica di misura, quindi, non è invasiva ed il metodo di misura si basa su quello utilizzato per il Tubo di Kundt da laboratorio.

Criticità del metodo.

Come la tecnica ADRIENNE anche quest'ultimo metodo trova applicazione in situ e pertanto dovrebbe fornire risultati confrontabili nelle bande di terzi d'ottava comprese tra 315 e 1600 Hz. In realtà i rispettivi campi di applicazione e la conseguente accuratezza sono molto differenti. Il metodo ADRIENNE ha un'accuratezza limitata a valori molto bassi di assorbimento acustico (di fatto inutilizzabile per pavimentazioni chiuse o comunque non assorbenti, come le pavimentazioni ISO 10844); viceversa, la presente metodica è inaccurata se applicata a pavimentazioni caratterizzate da un alto coefficiente di assorbimento.

L'unico grosso limite è che fornisce informazioni su porzioni molto ridotte di superficie (qualche dm²), per cui occorrono numerose misure per avere informazioni spazialmente significative di lunghe estese stradali.

Infine, occorre evidenziare che il sistema di misura necessita di un accurato montaggio a terra per mantenere la tenuta dell'aria ed impedire perdite laterali di energia, che il sistema assimila alle componenti assorbite dallo strato di pavimentazione intercettato, dando luogo ad un incremento del coefficiente di assorbimento misurato rispetto a quello effettivo.

CAPITOLO 2

CARATTERIZZAZIONE ACUSTICA DELLE PAVIMENTAZIONI ANTIRUMORE:

STATO DELL'ARTE

Si è visto in precedenza quali siano le variabili che contribuiscono alla generazione del rumore stradale, e in che percentuale agiscano alla sua formazione. Con riferimento al rumore veicolare, l'energia che investe il ricettore dipende da tre caratteristiche:

- 1) Emissione;
- 2) Propagazione;
- 3) Amplificazione;

La sfera d'azione del progettista della sovrastruttura circoscrive alla sola pavimentazione le possibilità di intervento. Essa gioca un ruolo fondamentale sia sui meccanismi di generazione, partecipando alla porzione di rumore riferibile al rotolamento, che su quelli di propagazione ed amplificazione, attraverso le proprie caratteristiche acustiche di assorbimento.

Le due caratteristiche principali che influenzano tali aspetti sono:

1. La TESSITURA della pavimentazione;
2. Il COEFFICIENTE DI ASSORBIMENTO ACUSTICO della pavimentazione;

A secondo della caratteristica sulla quale si decide di intervenire si possono realizzare pavimentazioni ad emissione acustica ottimizzata oppure pavimentazioni fonoassorbenti, ciascuna delle quali è in grado di ridurre il rumore stradale, con caratteristiche però differenti, come si vedrà successivamente.

2.1. L'INFLUENZA DELLA TESSITURA SULLA GENERAZIONE DEL RUMORE

2.1.1. LA TESSITURA SUPERFICIALE

La norma ISO 13473-1 definisce:

- *tessitura* del manto stradale la deviazione della superficie reale da un ideale piano di riferimento;
- *profilo* della pavimentazione una rappresentazione bi-dimensionale della superficie stessa ottenuta mediante l'intersezione con un piano verticale;

È stato osservato che la tessitura è intimamente legata a fenomeni quali le prestazioni dei pneumatici, i consumi, la generazione del rumore e delle vibrazioni, lo smaltimento delle acque e l'aderenza. Il suo studio permette dunque di determinare le caratteristiche più idonee a migliorare la sicurezza stradale, la regolarità di marcia e l'ecocompatibilità della mobilità su gomma.

Sempre la Norma ISO riporta una classificazione della tessitura facendo riferimento alla lunghezza d'onda λ delle asperità nella direzione del moto ed alla relativa ampiezza h , valutabili mediante l'impiego di profilometri.

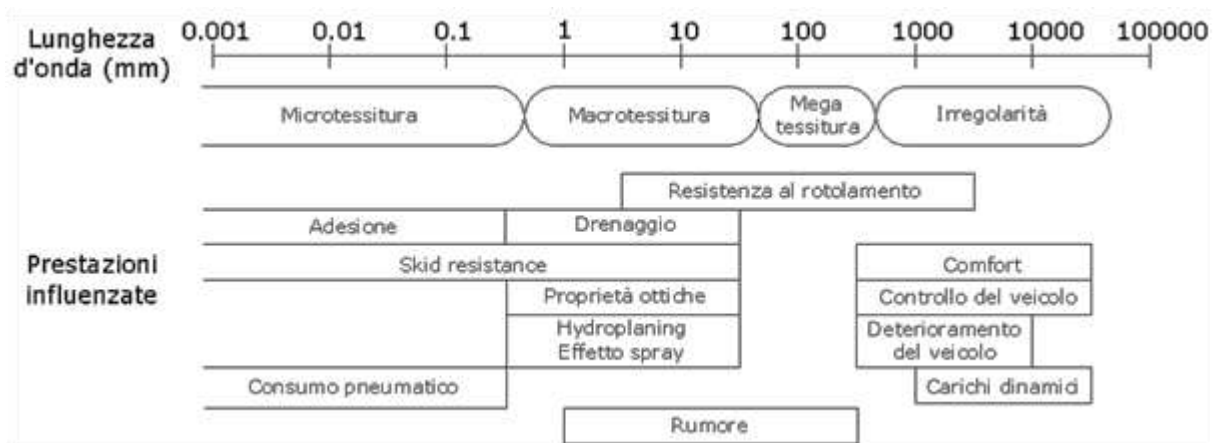


Figura 2.1-1: Classificazione della tessitura e delle prestazioni influenzate in funzione della lunghezza d'onda

Come si vede, in funzione proprio della lunghezza d'onda, la Normativa individua 4 intervalli di tessitura:

- 1) Microtessitura: è caratterizzata da lunghezze d'onda λ inferiori a 0,5mm ed ampiezze variabili da 1 μ m a 0,2mm; in un conglomerato bituminoso essa dipende dalle proprietà superficiali sia dei singoli grani di aggregato (stone microtexture) sia dalla sabbia presente nella malta bituminosa (matrix microtexture). La microtessitura rappresenta il fattore principale nella determinazione dell'aderenza alle basse velocità (inferiori a 50km/h) ed il suo effetto varia in funzione del grado di levigatura degli aggregati (levigati o ruvidi), della natura petrografica degli inerti, del traffico e delle condizioni ambientali;
- 2) Macrotessitura: la lunghezza d'onda λ è compresa tra 0,5mm e 50mm e le ampiezze assumono valori tra 0,2mm e 10mm. È la tessitura determinata dall'insieme delle asperità intergranulari e dipende dunque dalle caratteristiche della miscela e dalle condizioni di messa in opera. La macrotessitura influenza le proprietà drenanti del manto stradale, la generazione del rumore da rotolamento e l'aderenza a velocità superiori a 50km/h;
- 3) Megatessitura: è caratterizzata da lunghezze d'onda λ comprese tra 50mm e 0,5m, dunque dell'ordine di grandezza dell'interfaccia pavimentazione-pneumatico, ed ha ampiezze variabili da 1mm a 50mm. È spesso determinata dai difetti superficiali ed ha influenza sulla generazione del rumore e delle vibrazioni, mentre modesto è il suo contributo alla smaltimento delle acque meteoriche;
- 4) Irregolarità: la lunghezza d'onda λ è superiore a 0,5 m e le ampiezze variano da 1mm fino a 200mm. Le irregolarità influiscono principalmente sul comfort di marcia e sulle sollecitazioni dinamiche della pavimentazione;

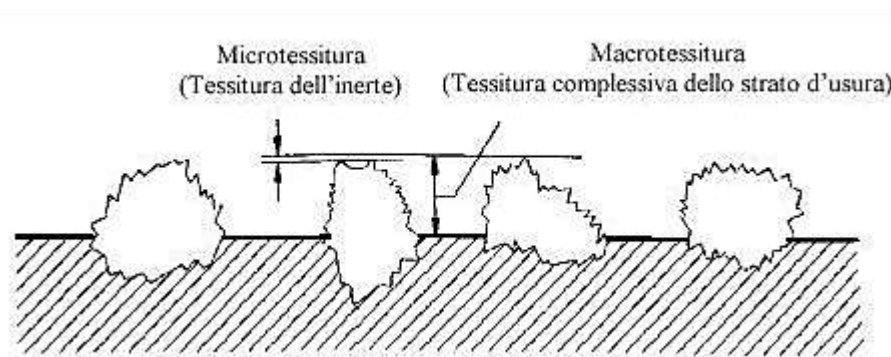


Figura 2.1-2: Rappresentazione grafica della microtessitura e della macrotessitura

2.1.2. ***RUOLO DELLA TESSITURA NELLA GENERAZIONE DEL RUMORE DA ROTOLAMENTO***

La tessitura delle pavimentazioni gioca un ruolo fondamentale ai fini della generazione del rumore, sia in termini macroscopici che in termini microscopici. La tessitura influisce sulle due cause principali del rumore da rotolamento:

- a) ***AIR PUMPING***: influiscono sull'entità di tale fenomeno la microtessitura ($\lambda < 0.5$ mm) e la parte iniziale del campo della macrotessitura ($0.5 \text{ mm} < \lambda < 10$ mm). Valori elevati di tessitura in questi campi consentono di contenere il fenomeno di Air Pumping, poiché l'aria intorno allo pneumatico, mandata in pressione e depressione, ha modo di comprimersi o espandersi più liberamente grazie alle microcavità presenti;
- b) ***VIBRAZIONI***: l'innesco e l'entità del fenomeno vibratorio sono determinati dalle lunghezze d'onda $10 \text{ mm} < \lambda < 0.5$ m comprendenti la parte finale della macrotessitura e la megatessitura. Quanto più grande è la deformazione dello pneumatico, tanto più elevata risulta la componente di rumore dovuta a vibrazioni. Un'elevata macrotessitura determina una forte componente vibratoria, causa principale del rumore da rotolamento, poiché la deformazione dello pneumatico è maggiore quando λ è dello stesso ordine di grandezza dell'area di impronta.

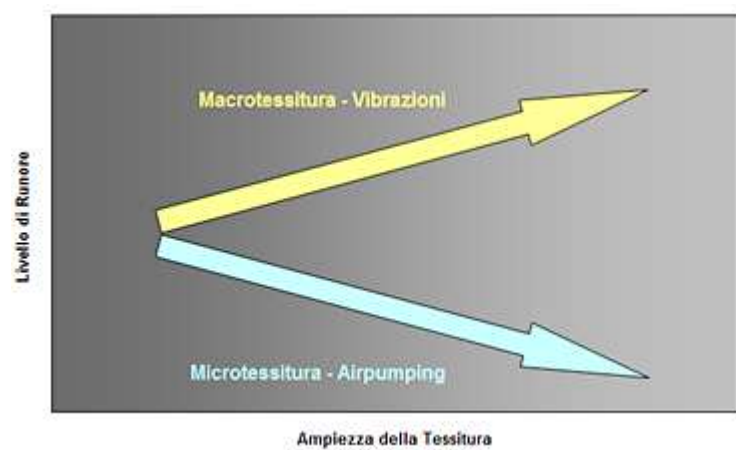


Figura 2.1-3: Influenza sulle componenti del rumore di rotolamento di micro e macro tessitura

L'importanza della tessitura è riconosciuto anche a livello normativo (ISO 13473-1), dove si identificano i campi di lunghezze d'onda che incidono positivamente o negativamente sulla rumorosità all'aumentare dell'ampiezza delle asperità:

- L' ampiezza delle asperità produce un effetto **POSITIVO**
- L' ampiezza delle asperità produce un effetto **NEGATIVO**

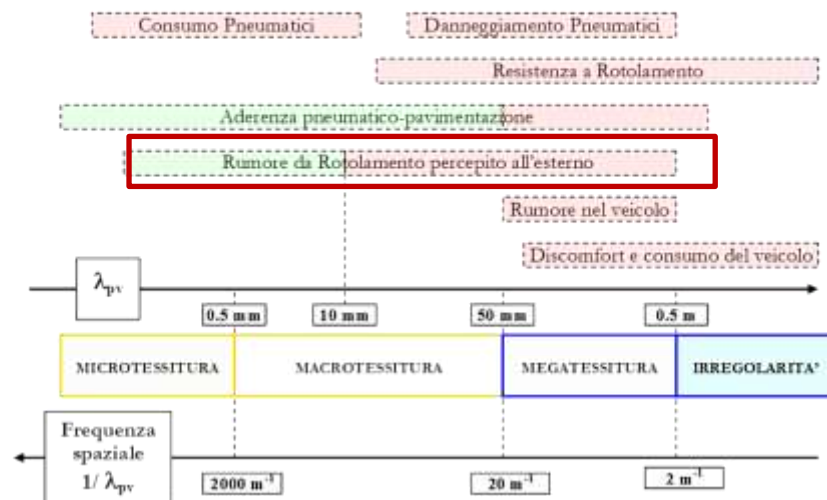


Figura 2.1-4: Lunghezze d'onda della tessitura che incidono positivamente o negativamente secondo Norma ISO 13437-1

Per quanto riguarda il rumore da rotolamento, numerosi studi, tra cui quelli effettuati dallo svedese Sandberg, riportano l'ampiezza di 10 mm quale soglia di separazione tra i due campi, ossia minore è l'ampiezza delle asperità e maggiori sono i benefici ottenibili. Per questo motivo, quando si considera il ruolo svolto dalla macro e dalla megatessitura sul rumore di rotolamento, è prassi comune distinguere due campi differenti di tessitura, uno alle alte e uno alle basse λ :

- 0,5 mm < λ < 10 mm: un incremento delle ampiezze di tessitura produce una riduzione del rumore di rotolamento alle alte frequenze ($f > 1000$ Hz) poiché la correlazione tra tessitura e rumore è negativa;
- 10 mm < λ < 500 mm: un incremento delle ampiezze di tessitura produce un incremento del rumore di rotolamento alle basse frequenze ($f < 1000$ Hz) essendo la correlazione tra rumore e tessitura positiva;

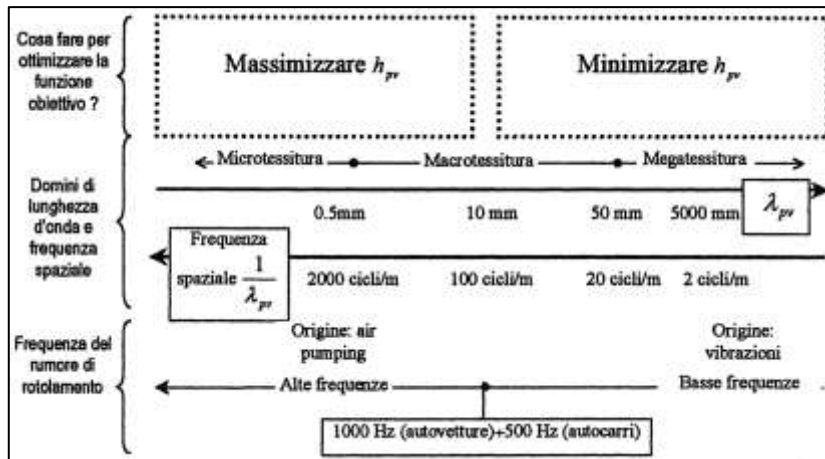


Figura 2.1-5: Ottimizzazione della lunghezza d'onda per ridurre il rumore di rotolamento

E' noto, infatti, che pavimentazioni con elevata macrotessitura sono molto più rumorose rispetto a pavimentazioni dove questo parametro è modesto.

Sempre dagli studi di Sandberg emerge che la lunghezza d'onda di 10 mm varia con la velocità, assumendo il valore di 10, 8 e 6,3 mm rispettivamente alle velocità di 50, 80 e 110 Km/h. Tale risultato porta a diversificare l'ottimizzazione dello spettro di tessitura in funzione delle differenti velocità di percorrenza.

2.1.3. OTTIMIZZAZIONE DELLA TESSITURA PER LA RIDUZIONE DELLE EMISSIONI DI RUMORE

Per ottimizzare la tessitura al fine di ridurre le emissioni di rumore da rotolamento è importante tener conto delle seguenti linee generali:

- la *microtessitura* deve essere *elevata* in modo da ridurre il rumore dovuto ad air pumping, dato che l'aria sarà libera di comprimersi ed espandersi all'interno delle microcavit .
- La *macrotessitura* deve essere composta da *ampiezze elevate nel range di lunghezze d'onda 1-8 mm*, mentre le ampiezze devono essere *minime nel range 10-50 mm*. In questo modo si riesce a ridurre la componente di rumore dovuto al fenomeno vibratorio.
- Il *diametro massimo degli aggregati* componenti la miscela *non deve essere superiore a 8 mm* per poter ottenere manti di usura a bassa emissione sonora. In ogni caso, il diametro massimo non dovrebbe essere superiore a 10 mm.
- Al fine di ottenere una pavimentazione con uno spettro di tessitura ottimizzato, la *tessitura deve essere tale da presentare bassi livelli di tessitura per lunghezze d'onda superiori a 8-10 mm*, mentre si devono avere *livelli elevati alle basse lunghezze d'onda*. Infine,   importante che il livello massimo di tessitura sia quanto pi  possibile spostato verso le basse lunghezze d'onda ($\lambda < 8$ mm). Per cercare di aumentare i livelli di tessitura alle basse lunghezze d'onda bisogna impiegare aggregati di frantumazione.

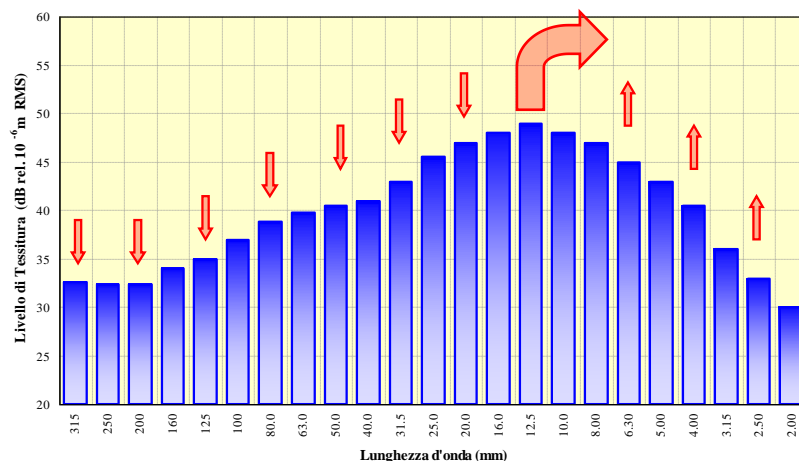


Figura 2.1-6: Ottimizzazione dello spettro di tessitura per la riduzione del rumore di rotolamento

- e) La *tessitura deve essere negativa*. Un profilo stradale presenta una tessitura negativa o positiva quando è costituito prevalentemente da valli o da picchi.



Figura 2.1-7: Esempio di tessitura POSITIVA



Figura 2.1-8: Esempio di tessitura NEGATIVA

Una pavimentazione con tessitura negativa permette di contenere le deformazioni del pneumatico e al tempo stesso consente il drenaggio dell'aria intrappolata tra pneumatico e piano di via. In questo modo viene ridotto il rumore da rotolamento prodotto dai due meccanismi principali di generazione: rumore da vibrazioni e da air-pumping. Esempi di tessiture negative si hanno nelle usure drenanti e gap-graded: usure costituite da una curva granulometrica discontinua nella zona delle sabbie, tale da garantire sullo strato finito la presenza di cavità tra gli aggregati di dimensione massima.

- f) La megatessitura ha una notevole influenza negativa sul rumore da rotolamento soprattutto nel range di lunghezze d'onda tra 50-100 mm. Per evitare valori elevati della megatessitura è necessario che la pavimentazione abbia una macrotessitura omogenea, perché una eventuale mancanza di aggregati in superficie può portare ad un incremento della megatessitura. Aspetto importante da considerare è la forma e l'orientamento degli aggregati dopo la stesa. Se si utilizzano aggregati di forma allungata si ha un aumento della megatessitura perché alcuni di loro tenderanno a disporsi con l'asse verticale ed altri orizzontalmente.

È buona norma utilizzare anche aggregati di forma cubica in modo che l'orientamento non influisca sui valori di megatessitura che si ottengono.

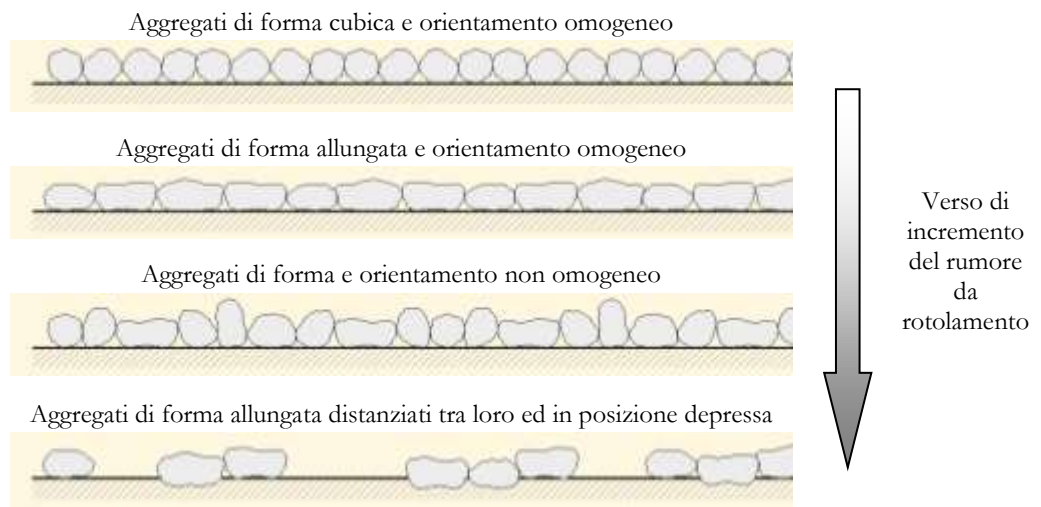


Figura 2.1-9: Incremento del rumore di rotolamento in funzione della variazione della tessitura superficiale della pavimentazione

2.2. L'INFLUENZA DEL COEFFICIENTE DI ASSORBIMENTO ACUSTICO SULLA GENERAZIONE DEL RUMORE.

2.2.1. IL FENOMENO DELL'ASSORBIMENTO ACUSTICO NELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI

Un'altra caratteristica acustica importante per una pavimentazione è la sua capacità di assorbire l'energia generata espressa attraverso il *coefficiente di assorbimento acustico*, definito come rapporto tra l'energia sonora assorbita dalla superficie e quella incidente. Esso è funzione della frequenza dell'emissione sonora e può assumere valori compresi tra 0 (caso della riflessione totale) ed 1 (caso di assorbimento totale).

Prescindendo dalla distanza, il livello di pressione sonora percepito dal ricettore risulta essenzialmente dipendere da quello prodotto dal veicolo e dal coefficiente di assorbimento acustico della pavimentazione.

Il fenomeno dell'assorbimento acustico, quindi, ha un ruolo rilevante sui fenomeni di generazione ed amplificazione (effetto corno), sui fenomeni di riflessione multipla nel sottoscocca del veicolo e su quelli di propagazione e riflessione. Per tali motivi è fondamentale ottimizzare i parametri che influiscono sul coefficiente di assorbimento acustico per ottenere pavimentazioni a prestazioni acustiche ottimizzate.

2.2.2. FATTORI CHE INFLUENZANO IL COEFFICIENTE DI ASSORBIMENTO ACUSTICO

Secondo il modello di B reinger e Hamet il coefficiente di assorbimento acustico di una pavimentazione stradale   funzione di quattro parametri fisici:

- resistenza specifica al passaggio dell'aria nei pori (RS);
- porosit  comunicante (n^*);
- fattore di forma, anche noto come tortuosit  (k);
- spessore dello strato (s).

a) resistenza specifica al passaggio dell'aria nei pori (RS):   definita come la diminuzione della pressione dell'aria per unit  di spessore del mezzo poroso, rapportata alla sua velocit  di deflusso. Al crescere della resistenza lo spettro del coefficiente di assorbimento acustico tende ad appiattirsi, divenendo progressivamente sempre meno dipendente dalla frequenza.

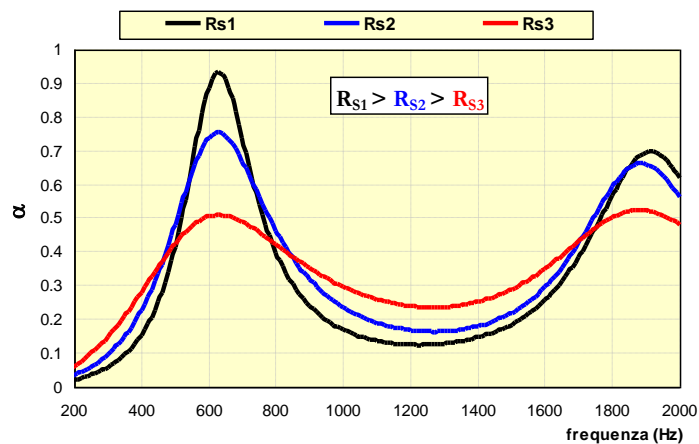


Figura 2.2-1: Spettro del coefficiente di assorbimento acustico in funzione della resistenza specifica R_s

- b) Porosità comunicante: pari al rapporto tra il volume occupato dai vuoti comunicanti ed il volume totale. All'aumentare della porosità il coefficiente di assorbimento cresce e lo spettro del rumore riflesso subisce una traslazione verso le basse frequenze, oltre ad un abbassamento del livello di picco.

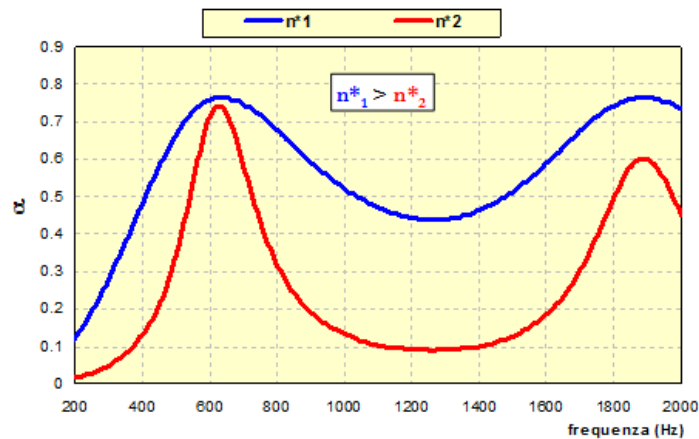


Figura 2.2-2: Spettro del coefficiente di assorbimento acustico in funzione della porosità comunicante n^*

- c) Fattore di Forma: è un numero adimensionale rappresentativo della tortuosità degli interstizi. Tra questo fattore ed i valori di picco del coefficiente di assorbimento esiste una relazione di proporzionalità inversa.

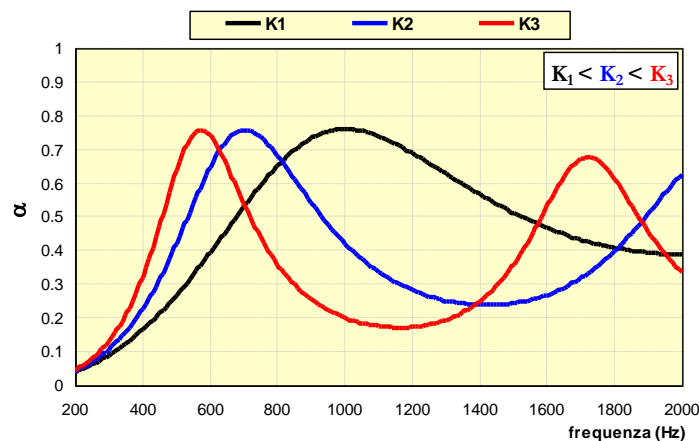


Figura 2.2-3: Spettro del coefficiente di assorbimento acustico in funzione del Fattore di Forma K

- d) Spessore dello strato: Al crescere dello spessore lo spettro di assorbimento acustico presenta un maggior numero di picchi, tendendo però asintoticamente ad un livellamento su di un valore caratteristico, dipendente dai fattori precedenti.

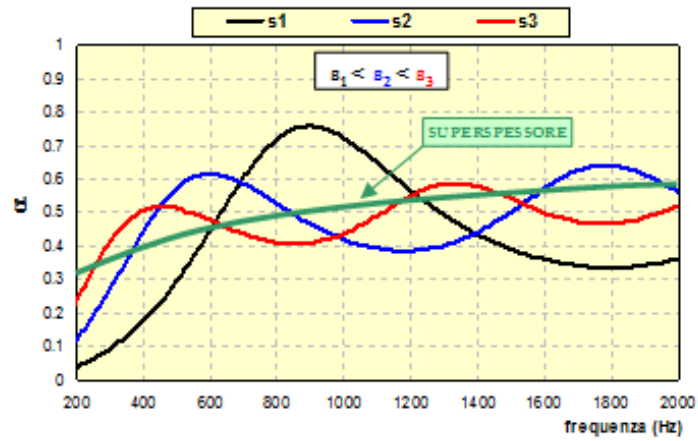


Figura 2.2-4: Spettro del coefficiente di assorbimento acustico in funzione dello spessore dello strato

2.2.3. OTTIMIZZAZIONE DELL'ASSORBIMENTO ACUSTICO PER LA RIDUZIONE DELLE EMISSIONI DI RUMORE

Tra i parametri prima elencati, quello che maggiormente influenza l'assorbimento acustico della pavimentazione è la *porosità*. In prima approssimazione si può affermare che al crescere della porosità aumenta l'assorbimento, soprattutto nello spettro di frequenze medio-alte, dove si ha una grossa influenza della componente di air pumping all'interno del rumore di rotolamento.

La porosità è legata alla macrotessitura che, se da un lato tende ad accrescere l'assorbimento, dall'altro amplifica il rumore di rotolamento prodotto dalla componente vibrazionale. Si può risolvere il problema compensando l'incremento di rumorosità dovuto al crescere delle vibrazioni con un'ideale porosità della pavimentazione che assorba le emissioni sonore.

Per ottimizzare l'assorbimento acustico e ridurre così le emissioni di rumore, è importante tener conto che:

- 1) Una pavimentazione porosa è efficiente dal punto di vista acustico se ha una porosità maggiore o uguale al 20%, in modo da garantire elevati valori del picco di assorbimento;
- 2) La frequenza di massimo assorbimento deve trovarsi in corrispondenza delle frequenze di massima emissione. Tale frequenza è di circa 1000 Hz per strade con elevate velocità di percorrenza, mentre si attesta intorno ai 600 Hz per quelle a basse velocità;
- 3) Lo spettro di assorbimento deve presentare una banda abbastanza larga in modo da dissipare le emissioni rumorose in un campo di frequenze che sia il più ampio possibile.

2.3. PAVIMENTAZIONI DRENANTI FONOASSORBENTI

Si è visto precedentemente come il coefficiente di assorbimento acustico sia uno dei parametri fondamentali per quanto riguarda il rumore prodotto da un veicolo in movimento. Esso è funzione, a sua volta, principalmente della porosità comunicante del conglomerato bituminoso. Questo dato a portato all'utilizzo di conglomerati caratterizzati da elevata porosità come materiali adatti a ridurre l'inquinamento acustico prodotto dal traffico.

La porosità all'interno del conglomerato, infatti, genera aspetti positivi per quanto riguarda il rumore di rotolamento, ossia:

- Porta a una diminuzione della compressione, e successiva espansione, dell'aria intrappolata tra ruota e pavimentazione;
- Riduce il meccanismo di amplificazione delle onde sonore, denominato "effetto corno", precedentemente descritto;
- Dissipa l'energia sonora all'interno delle cavità trasformandola in calore.

Questo comporta una forte riduzione di diverse componenti del rumore di rotolamento, tra cui principalmente quella dell'*Air Pumping*, soprattutto alle alte frequenze dello spettro di emissione.

In funzione di questi concetti si sono sviluppate differenti tipologie di pavimentazioni caratterizzate da elevata porosità, ossia aperte, al fine di ridurre l'inquinamento acustico prodotto dal traffico, agendo prevalentemente sulla componente di *Air Pumping* del rumore di rotolamento. Proprio per le caratteristiche prima descritte tali pavimentazioni prendono il nome di *Drenanti – Fonoassorbenti*, ossia in grado, grazie all'elevata porosità, di consentire il deflusso dell'acqua dalla superficie agli strati sottostanti e di dissipare l'energia acustica dell'onda sonora incidente.

Di seguito verranno presentate alcune tecnologie.

2.3.1. DRENANTI MONOSTRATO

Gli strati d'usura drenanti sono miscele costituite da una curva granulometrica discontinua, con poca presenza di sabbia e filler, nel range 2/7 mm, caratterizzate dall'aver, dopo compattazione, una porosità intercomunicante 4 o 5 volte superiore a quella di un'usura tradizionale. Una pavimentazione di questo tipo si caratterizza per la presenza di due strati con funzione acustica differente:

- Strato superiore poroso e fonoassorbente;
- Strato inferiore a ridotto indice di vuoti e riflettente;

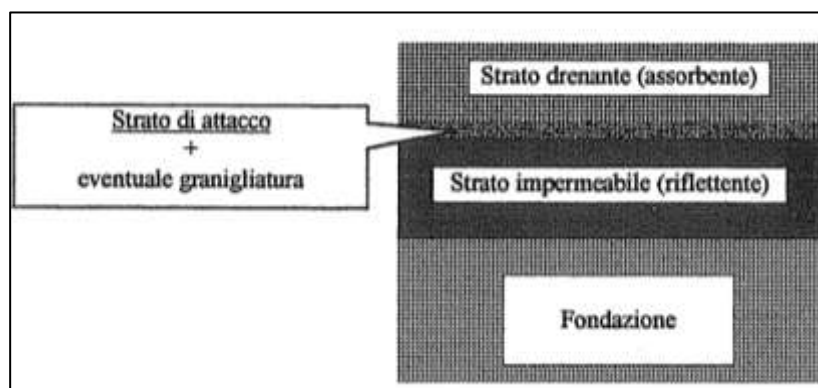


Figura 2.3-1: Schema di una pavimentazione Drenante Monostrato

Il loro utilizzo, oltre all'elevata capacità drenante e di trattenere gli inquinanti, consente la riduzione della generazione del rumore grazie alla caratteristica di fonoassorbenza dovuta all'elevato numero di cavità comunicanti. L'aria intrappolata tra ruota e pavimentazione trova una via alternativa riducendo il rumore dovuto alla compressione generata dallo pneumatico, limitando nel contempo gli effetti di amplificazione. All'interno delle cavità l'energia sonora si dissipa trasformandosi in calore e l'emissione acustica prodotta dal rumore di rotolamento viene ridotta.

Lo spettro del livello acustico in funzione della frequenza può così essere caratterizzato:

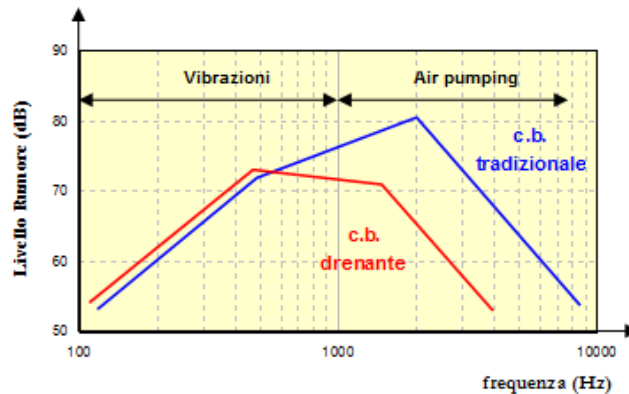


Figura 2.3-2: Differenza tra lo spettro del livello di rumore di una pavimentazione tradizionale rispetto a una drenante

E' evidente come il conglomerato drenante riduca sensibilmente il livello di rumore soprattutto per frequenze superiori ai 600 Hz, ossia nel campo delle frequenze in cui la componente di Air Pumping prevale su quella vibrazionale dello pneumatico. Secondo studi effettuati da Sandberg, infatti, emerge come il coefficiente di assorbimento della pavimentazione sia massimo proprio in corrispondenza delle frequenze più elevate, motivo per cui la riduzione del rumore è maggiore.

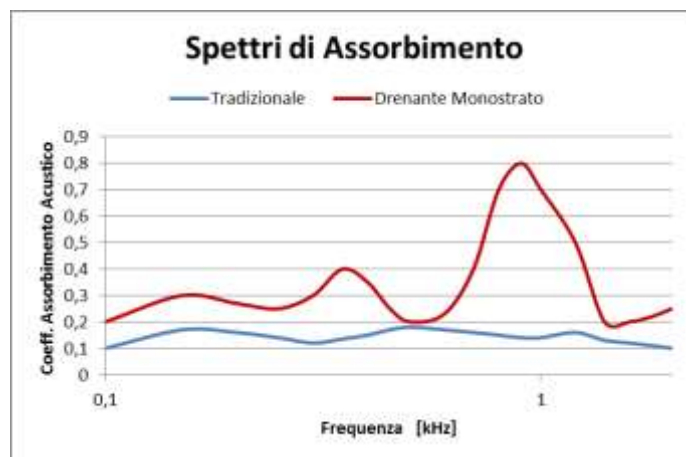


Figura 2.3-3: Confronto tra gli spettri di assorbimento acusti di una pavimentazione tradizionale e una drenante

Secondo studi effettuati da Von Meier, inoltre, le prestazioni acustiche, valutate secondo lo standard europeo Statistical Pass-By (SPB), nel raffronto con una superficie tradizionale, presentano una riduzione più o meno accentuata delle emissioni acustiche generate dai veicoli, in relazione alla velocità di transito considerata:

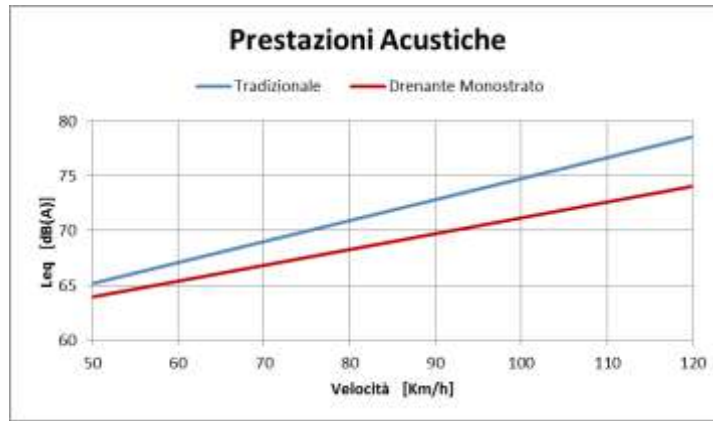


Figura 2.3-4: Confronto prestazioni acustiche pavimentazione tradizionale - drenante monostrato

L'effetto acustico così ottenuto consiste solitamente in una riduzione di circa 3 – 4 dB(A), assumendo una velocità di riferimento di 70 Km/h. I benefici aumentano per velocità più elevate ma diminuiscono a velocità inferiori: a 50 Km/h si ha un'attenuazione di circa 1 – 2 dB(A), poiché in questa fascia di velocità a prevalere nel rumore di rotolamento prevale la componente vibrazionale, mentre a 120 Km/h si raggiungono riduzioni fino a circa 6 dB(A), questo poiché la componente di Air Pumping è maggiore rispetto alle altre.

A seconda del particolare assortimento granulometrico adottato, infine, si possono distinguere conglomerati *drenanti fonoassorbenti* e *microdrenanti*.

Serie crivelli e setacci UNI	% Passante in peso	
	DRENANTE	MICRO DRENANTE
Crivello 20	100	–
Crivello 15	80 – 100	–
Crivello 10	15 – 35	100
Crivello 5	5 – 20	80 – 95
Setaccio 2	4 – 10	4 – 18
Setaccio 0.4	4 – 8	4 – 10
Setaccio 0.18	4 – 8	4 – 8
Setaccio 0.075	4 – 8	4 – 6
% bitume	5.0 – 6.0	5.0 – 6.0

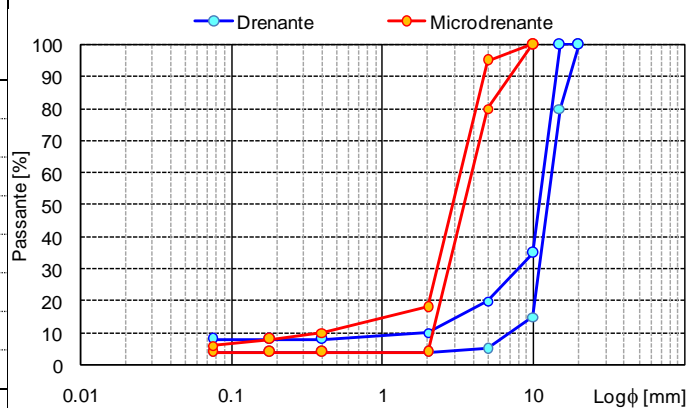


Figura 2.3-5: Fusi granulometrici di una pavimentazione drenante e una microdrenante

Il conglomerato microdrenante si caratterizza per possedere allo stesso tempo elevata porosità e aggregati di dimensioni ridotte, in modo tale da coniugare elevata capacità drenante – fonoassorbente e diminuzione del rumore generato al contatto tra ruota e pavimentazione dovuto ad una tessitura caratterizzata dalla prevalenza di valli.

Oltre agli effetti positivi fin qui visti, tale conglomerato presenta alcune peculiarità indesiderate:

- *ostruzione dei pori*: l'ostruzione dei vuoti comunicanti da parte delle polveri sottili prodotte dal traffico, o trasportate dall'atmosfera, è la causa principale del decadimento delle prestazioni della pavimentazione, sia in termini di drenaggio che di fonoassorbente;
- *manutenzione invernale*: l'elevata porosità è causa di un rapido allontanamento dei Sali antighiaccio sparsi sulla pavimentazione;
- *incremento dei costi di costruzione di circa il 70%*: l'utilizzo di bitume modificato per conferire al conglomerato migliori prestazioni meccaniche e, nello stesso tempo, di aggregati di buona qualità, aumenta il costo di costruzione della pavimentazione rispetto a quello di uno strato d'usura tradizionale;

Va quindi attentamente valutato il suo utilizzo in relazione al traffico presente, alla velocità di transito ed al rapporto costi/benefici.

2.3.2. DRENANTI DOPPIO STRATO

Lo strato d'usura drenante doppio strato è costituito da uno strato microdrenante superiore, di spessore 1,5 – 2,5 mm, realizzato con aggregati aventi granulometria 4 – 8 mm, e da uno strato di drenante inferiore, di spessore più elevato (4 – 5 mm), costituito da aggregati di dimensioni maggiori (11 – 16mm). La porosità è alta per entrambi gli strati, quello che cambia è la capacità drenante:

- Nello strato superiore si registra un volume dei vuoti intorno al 20 – 25 % ma minore permeabilità dovuta alla dimensione dei granuli;
- Nello strato inferiore il volume dei vuoti si mantiene sempre > 20 %, ma in questo caso lo strato è caratterizzato da una elevata capacità drenante;

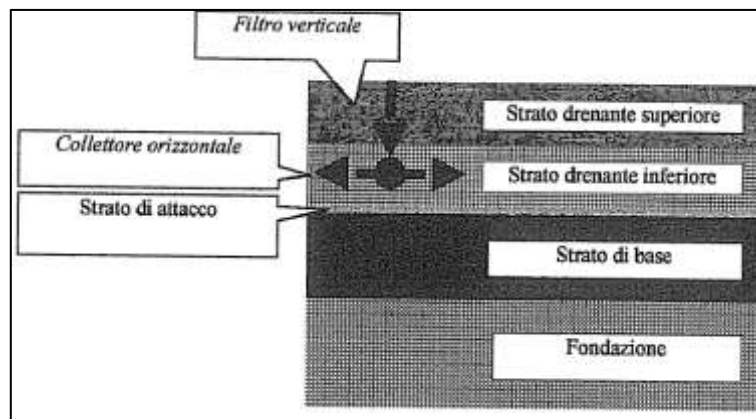


Figura 2.3-6: Schema di una pavimentazione drenante doppio strato

Questa usura presenta una buona capacità drenante e fonoassorbente e, rispetto al monostrato, si riesce a mantenere una certa stabilità delle prestazioni acustiche nel tempo, grazie alla funzione filtro svolto dallo strato superiore che trattiene le particelle, estratte ed allontanate dalla superficie al passaggio dei veicoli. Si deve far notare, però, che tale capacità autopulente è efficace solo nel caso in cui il veicolo transiti a velocità maggiori di 70 Km/h, in caso contrario la pressione generata dallo pneumatico sulla superficie stradale non è sufficiente al fine dell'espulsione delle particelle dai vuoti del primo strato drenante.

Lo spessore totale di questa tecnologia è di circa 70 mm, maggiore rispetto ai 50 mm del monostrato, il che comporta delle frequenze di massimo assorbimento più basse, intorno ai 600 Hz, rispetto alla soluzione dello strato unico. Ciò risulta particolarmente utile al fine di abbattere le emissioni sonore generate dai veicoli pesanti. Utilizzando sempre gli studi effettuati da Sandberg si ha il seguente spettro del coefficiente di assorbimento della pavimentazione:

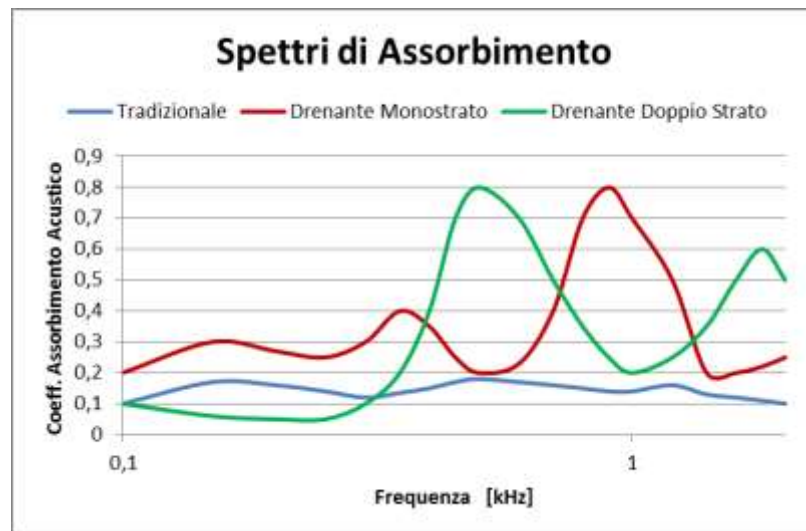


Figura 2.3-7: Confronto spettri di assorbimento tra una pavimentazione tradizionale una drenante e una doppio strato

Si nota proprio come il picco dello spettro del coefficiente di assorbimento trasli, rispetto ad un conglomerato drenante monostrato, verso le basse frequenze, presentando, poi, un ulteriore picco alle alte frequenze.

Se si analizza il livello di pressione sonora in funzione della velocità di transito del veicolo, sempre stando a quanto emerso dagli studi di Von Meir, si nota come si registi un valore più basso rispetto a quello misurato per un drenante monostrato, anche di circa 3 dB(A) alle basse velocità.

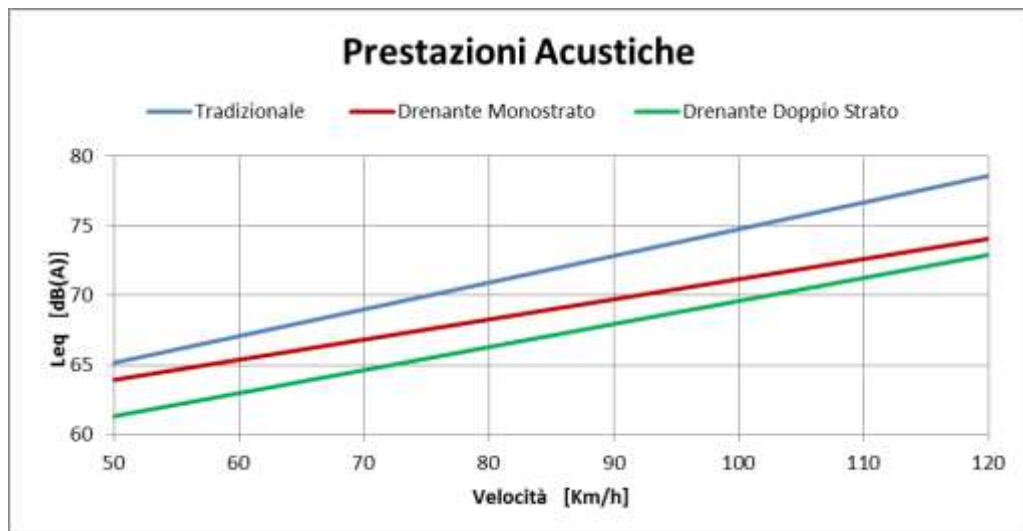


Figura 2.3-8: Confronto prestazioni acustiche tra una pavimentazione tradizionale, una drenante e una doppio strato

E' evidente come questo tipo di pavimentazioni consenta vantaggi, anche rispetto ad una pavimentazione drenante monostrato, dal punto di vista del rumore stradale. Gli svantaggi rimangono legati al fatto che il meccanismo autopulente si generi solamente per velocità di transito superiori ai 70 Km/h, portando a un decadimento delle prestazioni acustiche in caso di mancata o non corretta manutenzione. Il Vantaggio acustico a basse velocità è legato, inoltre, ad una migliore tessitura superficiale, ossia quella di un microdrenante, rispetto a quella di una drenante monostrato, il che porta vantaggi per quanto riguarda le vibrazioni dello pneumatico.

L'utilizzo di bitume modificato e di buoni aggregati, in aggiunta ad uno spessore della tecnologia superiore, rendono tale metodo di riduzione del rumore costoso. I costi aumentano soprattutto nel caso in cui non si riesca a generare il meccanismo autopulente dei vuoti dello strato superficiale, obbligando ad una frequente manutenzione per garantire gli obiettivi acustici per i quali tale pavimentazione è concepita.

2.3.3. PAVIMENTAZIONI EUFONICHE

Si tratta di pavimentazioni miste nelle quali la riduzione del rumore viene perseguita attraverso una strategia di ottimizzazione dello spettro di assorbimento acustico, basata su un'elevata porosità superficiale e sulla presenza di "Risonatori di Helmholtz", ossia cavità risonatrici ricavate all'interno di una base in conglomerato cementizio ad armatura continua.

Le pavimentazioni eufoniche sono costituite da 2 strati:

- Uno strato superiore in conglomerato bituminoso drenante, di spessore 4 – 6 cm;
- Uno strato inferiore in conglomerato cementizio, nel quale sono ricavate le cavità risonanti, di volume intorno ai 500 cm³, distribuite parallelamente ed ortogonalmente all'asse;

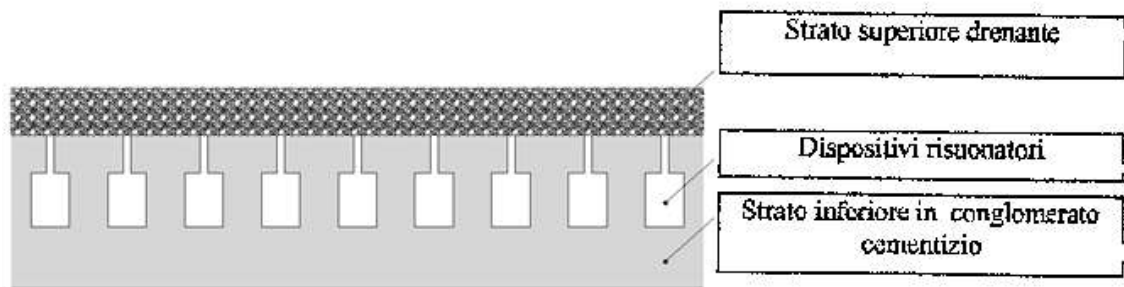


Figura 2.3-9: Schema di una pavimentazione eufonica

L'energia del suono incidente è prevalentemente assorbita per risonanza all'interno delle cavità ed il massimo assorbimento si verifica intorno alla frequenza di risonanza. Per ampliare lo spettro di efficacia si combinano i risonatori con lo strato drenante superficiale, realizzando così una pavimentazione in grado di assorbire il rumore veicolare in domini di frequenze molto diversi tra loro.

Rispetto alla sola soluzione drenante il coefficiente di assorbimento acustico risulta incrementato, specie alle basse frequenze. Come riportato dal Convegno AIPCR 1995 si ha infatti:

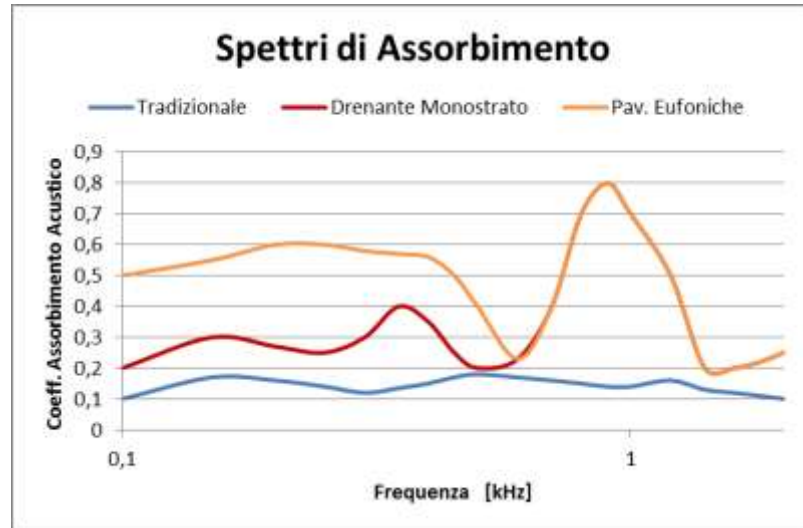


Figura 2.3-10: Confronto spettri di assorbimento acustico tra una pavimentazione tradizionale, una drenante e una eufonica

Tali pavimentazioni associano, alla riduzione del livello acustico, una buona durabilità, nonché attitudine a resistere alle sollecitazioni da traffico pesante, mentre, di contro, i costi di costruzione e manutenzione sono piuttosto elevati.

2.3.4. RASSEGNA DELLE CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI

Per un confronto generale le superfici sono state raggruppate in categorie e confrontate con un manto d'usura di riferimento tradizionale. I dati forniti si basano su studi effettuati all'interno del progetto SILVIA relativo a sperimentazioni europee condotte su varie tipologie di pavimentazioni.

Categoria	Attenuazione e del rumore	Durabilità	
		acustica	strutturale
	dB(A)	anni	anni
<i>Usura di riferimento</i>	/	/	> 20
<i>Drenante Monostrato</i>	5 - 6	10 - 15	10
<i>Drenante Doppio Strato</i>	6 - 7	10 - 15	7 - 10
<i>Pavimentazione Eufonica</i>	6 - 7	10 - 15	10

Figura 2.3-11: Confronto livelli di attenuazione del rumore tra differenti tipologie di pavimentazioni aperte (fonte Progetto SILVIA)

2.4. PAVIMENTAZIONI CHIUSE A TESSITURA OTTIMIZZATA

Come si è visto precedentemente la tessitura superficiale della pavimentazione ha una grossa influenza sui fenomeni di vibrazione dello pneumatico e di Air Pumping, due parametri importanti del rumore di rotolamento. Al fine di ridurre il rumore prodotto dal traffico veicolare si è vista, quindi, l'importanza nel progettare pavimentazioni che presentassero una tessitura tale da ridurre i due fenomeni prima descritti.

Per queste tipologie di manti d'usura è necessario tener conto della reale interazione tra pavimentazione e pneumatico considerando la sola parte del profilo di tessitura che effettivamente contribuisce alla deformazione dello pneumatico, e conseguentemente alla generazione del rumore. In particolare è necessario riprodurre il fenomeno di involuppo del profilo da parte del pneumatico durante il moto del veicolo, in modo da non prendere in considerazione il profilo di tessitura acquisito, ma solo quella parte di profilo che è realmente "visto" dallo pneumatico.



Figura 2.4-1: Involuppo del profilo stradale da parte del pneumatico durante il moto

Vi sono differenti tipologie di pavimentazioni che possiedono una tessitura superficiale tale da ridurre il rumore di rotolamento, alcune delle quali progettate esclusivamente per questo scopo. Di seguito vengono riportate alcune pavimentazioni in grado di ridurre l'inquinamento acustico prodotto da traffico grazie ad una particolare tessitura superficiale.

2.4.1. SPLITT MASTIX ASPHALT (SMA)

Questa tipologia di strato d'usura fu sviluppato in Germania negli anni '60 per essere impiegato in pavimentazioni fortemente sollecitate da traffico. Lo SMA è un conglomerato bituminoso chiuso (2 – 4 % di vuoti) caratterizzato da uno scheletro litico a granulometria discontinua, legato da un mastice ad elevata viscosità composto da bitume, filler e materiale stabilizzante. In base al tipo di traffico sono state elaborate più curve granulometriche:

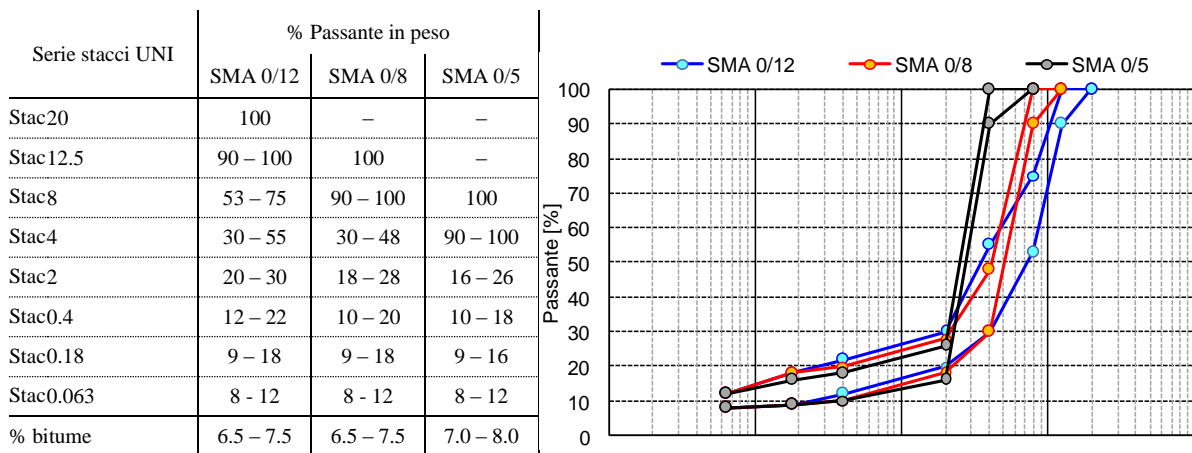


Figura 2.4-2: Differenti fusi granulometrici per pavimentazioni tipo SMA

La dimensione massima degli aggregati è scelta in funzione delle sollecitazioni che la pavimentazione dovrà sopportare, aumentando al crescere dei carichi.

I bitumi utilizzati sono solitamente di tipo modificato, in percentuale 6,5 – 8% al fine di migliorare le caratteristiche meccaniche generali e la costipabilità.

Oltre a un miglioramento delle caratteristiche meccaniche, lo SMA ha una buona capacità di riduzione delle emissioni sonore poiché le caratteristiche di micro e macrotessitura consentono una riduzione dei livelli acustici generati. La granulometria discontinua, dovuta all'assenza della parte sabbiosa, consente, come visto in precedenza, di creare una tessitura negativa, formata prevalentemente da valli, in grado di ridurre il rumore di rotolamento prodotto dall'Air Pumping. Le ridotte dimensioni dell'aggregato grosso, inoltre, riducono la macrotessitura riducendo il rumore prodotto dalle vibrazioni dello pneumatico.

Proprio per questo prove in sito hanno dimostrato che una pavimentazione di questo tipo può ridurre le emissioni sonore fino a 2 dB(A) rispetto ad un normale strato d'usura, con buone caratteristiche di durabilità vista la buona resistenza della miscela ed il basso tenore di vuoti.

Studi effettuati in Australia dal Dott. Greer hanno dimostrato l'influenza della tessitura negativa sul rumore di rotolamento, determinando tramite test Pass-By una riduzione del livello acustico soprattutto alle alte frequenze.

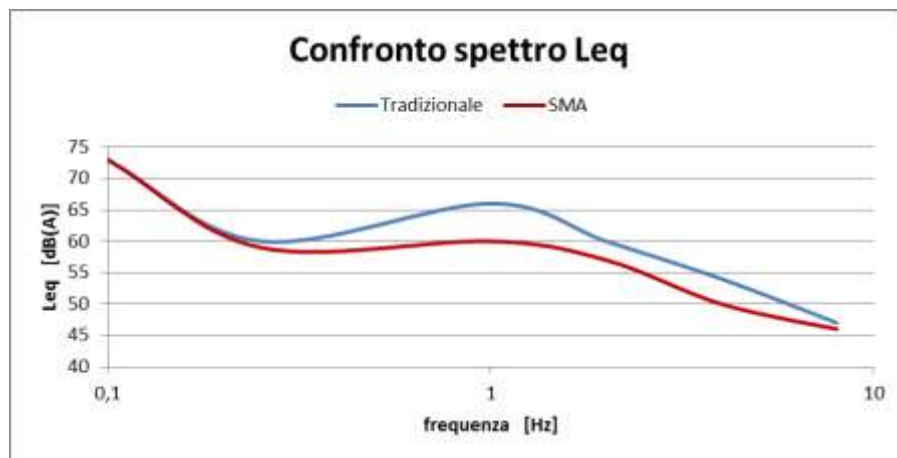


Figura 2.4-3: Confronto spettro Leq tra una pavimentazione tradizionale e una tipo SMA

2.4.2. USURE SOTTILI TIPO BETUM BITUMINEUX MINCE (BBM)

Le usure sottili sono conglomerati bituminosi di origine francese, con dimensione massima dell'aggregato di 6 – 8 mm. Le buone prestazioni acustiche sono dovute alle contenute dimensioni massime degli aggregati ed alla discontinuità della curva granulometrica nel range 2/4 che rende il conglomerato quasi monogranulare. Ciò conferisce allo strato finito una macrotessitura di tipo negativo con ampiezze piuttosto elevate.

Si differenziano dagli SMA per il tipo di bitume impiegato, e per lo spessore dello strato che, nel caso del BBM, non supera i 2,5 mm, da cui il nome alla miscela. Tali caratteristiche conferiscono meno durabilità a questo tipo di pavimentazione, nonostante i costi siano inizialmente inferiori a quelli di uno SMA, garantendo, però, i medesimi vantaggi sulla riduzione del rumore stradale.

2.4.3. USURE A TESSITURA OTTIMIZZATA

I manti di usura a tessitura ottimizzata sono delle miscele di conglomerato bituminoso di tipo chiuso con caratteristiche granulometriche tali da ridurre, rispetto a manti di tipo tradizionale, le emissioni sonore generate dal contatto ruota-pavimentazione. La riduzione del rumore da rotolamento è dovuta esclusivamente al particolare assortimento granulometrico, in grado di riprodurre una superficie avente le caratteristiche di tessitura ideali. Se si paragona lo spettro di tessitura di una pavimentazione tradizionale con quello di un conglomerato bituminoso a tessitura ottimizzata si ha il seguente risultato:

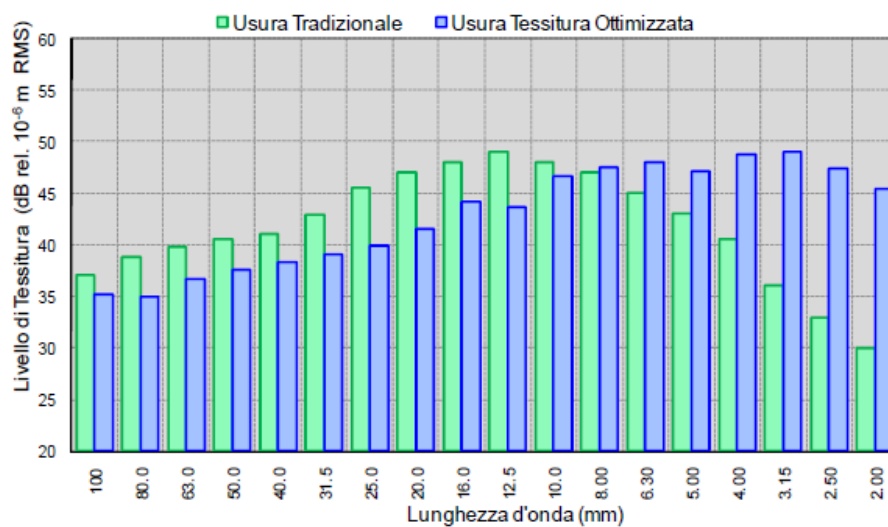


Figura 2.4-4: Ottimizzazione dello spettro di tessitura in funzione della riduzione del rumore di rotolamento

Lo spettro di tessitura ottimizzato presenta:

- Bassi livelli di tessitura per lunghezze d'onda superiori a 8 – 10 mm;
- Alti livelli di tessitura per lunghezze d'onda inferiori;

Nella Norma ISO 10844 sono definite le caratteristiche delle miscele di conglomerato bituminoso per il confezionamento di questa tipologia di usura. E' riportato che la curva granulometrica deve rispettare il fuso definito dalla seguente equazione:

$$P = 100 * \left(\frac{S}{S_{max}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

- P è il passante al setaccio S [%];
- S è la dimensione delle aperture del setaccio [mm];
- S_{max} è funzione dell'apertura massima della serie di setacci considerata [mm];

Serie stacci UNI	% Passante in peso
Staccio 10	100
Staccio 8	100 – 90
Staccio 6.3	100 – 79
Staccio 4	80 – 63
Staccio 2	56 – 45
Staccio 1	39 – 32
Staccio 0.5	28 – 22
Staccio 0.25	20 – 16
Staccio 0.125	14 – 11
Staccio 0.063	10 – 8
% bitume	5.3 – 6.3

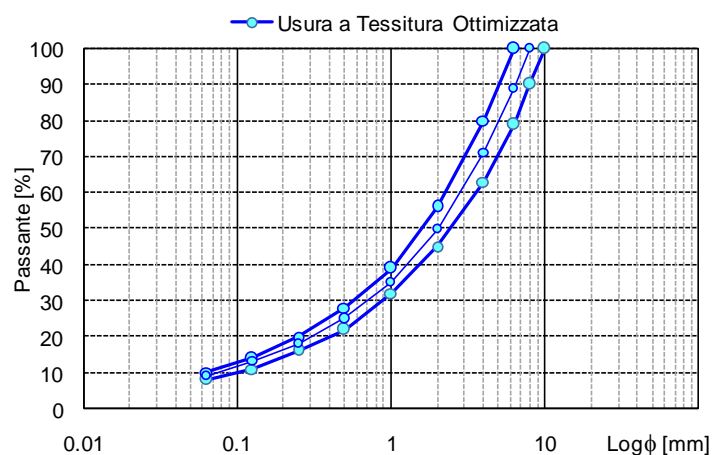


Figura 2.4-5: Fuso granulometrico per una pavimentazione a tessitura ottimizzata tipo ISO 10844

L'utilizzo di questo tipo di curva consente di ottenere tutti i benefici prima descritti dall'ottimizzazione dello spettro della tessitura, ossia limita il rumore di rotolamento dovuto alle vibrazioni dello pneumatico (basse frequenze) e al fenomeno di Air Pumping (alte frequenze).

2.4.4. RASSEGNA DELLE CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI

Per un confronto generale le superfici sono state raggruppate in categorie e confrontate con un manto d'usura di riferimento tradizionale. I dati forniti si basano su studi effettuati all'interno del progetto SILVIA relativo a sperimentazioni europee condotte su varie tipologie di pavimentazioni.

Categoria	Attenuazione del rumore	Durabilità	
		acustica	strutturale
	dB(A)	anni	anni
<i>Usura di riferimento</i>	/	/	> 20
SMA	4 - 6	10 - 30	> 20
<i>Usura sottile</i>	3 - 6	6 - 15	7 - 15
<i>Usura ISO 10844</i>	4 - 6	10 - 20	> 20

Figura 2.4-6: Confronto livelli di attenuazione del rumore tra differenti tipologie di pavimentazioni chiuse (fonte Progetto SILVIA)

2.5. ALTRE PAVIMENTAZIONI FINALIZZATE A RIDURRE IL RUMORE STRADALE

Oltre alle pavimentazioni fonoassorbenti ed a quelle a tessitura ottimizzata, esistono altre tipologie di pavimentazioni che basano il loro successo sulla riduzione del rumore sulla presenza all'interno del conglomerato di aggregati di differente tipologia, oppure su una differente rigidità, o ancora sull'impiego di tessiture speciali realizzate tramite modelli matematici. Anche queste rientrano nella categoria delle "Quite Pavements", poiché in grado di ridurre il livello sonoro percepito dal ricettore.

Di seguito verranno riportate alcune di queste pavimentazioni.

2.5.1. USURE CON ARGILLA ESPANSA

I manti di usura con argilla espansa sono conglomerati bituminosi tradizionali in cui una parte dell'inerte è costituito da argilla espansa. L'impiego di questo materiale nella realizzazione dello strato superficiale della sovrastruttura consente di ottenere manti d'usura chiusi con migliori caratteristiche di fonoassorbenza.



Figura 2.5-1: Dettaglio dell'aggregato di argilla espansa frantumato



Figura 2.5-2: Argilla espansa utilizzata all'interno del conglomerato per la riduzione del rumore

L'incremento delle caratteristiche di fonoassorbenza deriva dalla presenza all'interno delle singole particelle di argilla di una diffusa microporosità.

Le caratteristiche delle tipologie comunemente impiegate nelle costruzioni stradali sono:

Tabella 2.5-1: Caratteristiche delle tipologie di argilla espansa comunemente impiegate nelle costruzioni stradali

	ARGILLA ESPANSA NORMALE	ARGILLA ESPANSA RESISTENTE	ARGILLA ESPANSA STRUTTURALE
Dimensione [mm]	3-8	3-11	5-15
Massa volumica [kg/m ³]	320 – 370	420 – 470	550 – 650
Resistenza alla frantumazione [N/mm ²]	> 1,2	> 2,5	> 35
C.L.A.	0,64	0,66	0,66

Nei conglomerati chiusi, aumentando la percentuale in peso di argilla espansa all'11÷13% (27÷33% in volume), si ottiene una riduzione del rumore di almeno 3 dB grazie alla particolare struttura porosa dei grani che influisce sulla riflessione delle onde sonore. Tale proprietà è confermata dal monitoraggio di vari interventi realizzati in Italia dove, in ambito urbano, è stato realizzato un manto d'usura in cui è stata impiegata argilla espansa nella pezzatura 5-10mm a sostituzione del 10÷15% in peso degli aggregati e con il 6,7% in peso di bitume. La riduzione del livello sonoro equivalente registrata è stata di 3,4 dB(A).

2.5.2. USURE CON POLVERINO DI GOMMA

Le usure con polverino di gomma sono miscele di conglomerato bituminoso caratterizzate da una curva granulometrica a carattere discontinuo, tipo gap graded o open graded, in cui è stata aggiunta una certa percentuale di polverino di gomma proveniente dai pneumatici esausti.



Figura 2.5-3: Provino di conglomerato contenente polverino di gomma tipo open-graded



Figura 2.5-4: Provino di conglomerato contenente polverino di gomma tipo gap-graded

Esistono due diverse metodologie di inserimento del polverino nella miscela di conglomerato: processo Dry e Wet, descritti meglio nel dettaglio successivamente.

Il conglomerato di gomma all'interno del conglomerato bituminoso consente l'abbattimento dell'inquinamento acustico e delle vibrazioni da traffico andando a modificare la rigidità della pavimentazione, in particolare nell'intervallo di frequenze comprese tra 500 e 4000 Hz. Sperimentazioni effettuate negli U.S.A. hanno rilevato una riduzione del livello sonoro fino a 6 dB(A).

2.5.3. USURE PORO-ELASTICHE

Le superfici poro-elastiche (PERS – Poro Elastics Road Surface) sono manti d'usura con elevato contenuto di vuoti intercomunicanti che consente il drenaggio dell'aria e dell'acqua. Risultano, inoltre, dotate di una certa elasticità fornita dall'impiego di gomma (o qualsiasi altro materiale elastico) come aggregato principale, almeno il 20% in peso.

Le PERS possono essere realizzate direttamente in sito o fornite in opera sotto forma di pannelli, ancorati al supporto rigido inferiore mediante l'impiego di resine epossidiche. La notevole elasticità di questa superficie, che limita fortemente le vibrazioni prodotte da tutte le altre superfici rigide insieme alle sue spiccate caratteristiche fonoassorbenti permette di ottenere consistenti riduzioni delle emissioni di rumore, 3 – 12 dB, con scarto superiore per i veicoli leggeri.

I vantaggi sono dovuti, quindi, alla minore rigidità combinata con un elevato coefficiente di assorbimento, superiore anche alle pavimentazioni drenanti – fonoassorbenti.

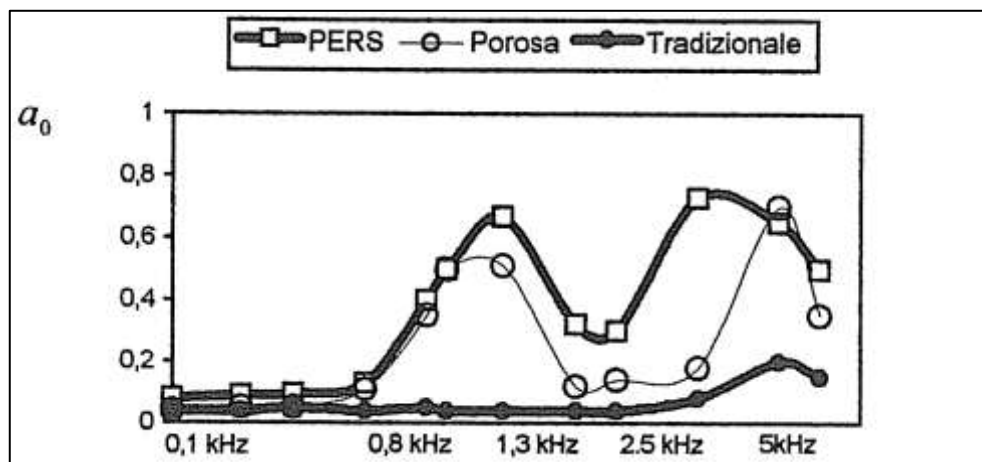


Figura 2.5-5: Confronto spettro di assorbimento acustico tra una pavimentazione tradizionale, una porosa e una poroelastica

Tali superfici presentano però degli svantaggi che, ad oggi, hanno limitato il loro utilizzo come intervento attivo per la riduzione dell'inquinamento acustico da traffico veicolare. Questi problemi consistono in scarso ancoraggio dei pannelli alla strato inferiore di supporto, insufficiente resistenza all'usura, bassi livelli di aderenza in condizioni bagnate, danni causati dal transito dei mezzi spazzaneve, costi elevati di realizzazione e scarsa resistenza al fuoco. Proprio per questi motivi sono poco utilizzate, ma visto il grosso vantaggio dal punto di vista acustico, in continua sperimentazione.

2.5.4. *USURE STAMPATE*

Il Progetto DEUFRAKO, nato dalla cooperazione tra Germania e Francia, ha portato allo studio di un prototipo di manto di usura a tessitura ottimizzata stampata. Attraverso l'impiego del modello SPERoN, è stato possibile definire la geometria della tessitura capace di ridurre le emissioni di rumore generata dal contatto tra ruota e pavimentazione di 1 dB(A) rispetto ai valori rilevati per i manti d'usura drenanti doppio strato.

La tessitura superficiale è costituita da una geometria a losanghe delimitate da cavità inclinate a 45° rispetto al verso di percorrenza dei veicoli.



Figura 2.5-6: Dettaglio del rullo utilizzato per stampare la tessitura sulla pavimentazione

Lo stampaggio in opera avviene per mezzo di rulli metallici, rivestiti della geometria della tessitura da realizzare, che compattano il manto d'usura imprimendogli il disegno voluto. Tali strati superficiali saranno costituiti da aggregati di diametro massimo di 6 mm, alte percentuali di filler (20 – 30 %) e di bitume (8 – 11 %).

Il risultato finale è quello di una pavimentazione chiusa a tessitura negativa, adatta alla riduzione del rumore di rotolamento sia nella componente di Air Pumping che in quella che riguarda la vibrazione dello pneumatico.



Figura 2.5-7: Dettaglio della superficie di una pavimentazione stampata

CAPITOLO 3

MATERIALE IMPIEGATO NELLO STUDIO SPERIMENTALE DI UN CONGLOMERATO BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA

Abbiamo visto come vi siano differenti modi per una pavimentazione di ridurre il rumore stradale, tra i quali la riduzione delle vibrazioni prodotte dal traffico. Al fine di ottenere una pavimentazione ad emissione acustica ottimizzata si è deciso di studiare un Compound contenente polverino di gomma e polimeri che fosse in grado di ridurre la rigidità della pavimentazione, producendo una diminuzione del rumore legato soprattutto alla componente del rumore di rotolamento, causa principale dell'inquinamento acustico stradale, soprattutto in ambito urbano.

Successivamente, quindi, verrà descritto lo studio svolto dal punto di vista dei materiali utilizzati, del comportamento del legante bituminoso in relazione alle percentuali di Compound utilizzate, delle caratteristiche geometriche e meccaniche del conglomerato bituminoso contenente le percentuali di Compound precedenti, in funzione anche di due differenti granulometrie.

Si definirà, quindi, il comportamento del conglomerato utilizzato per realizzare uno strato d'usura ad emissione acustica ottimizzata in modo completo, in relazione a tutti i fenomeni di degrado che caratterizzano la pavimentazione durante l'arco della sua vita, ed in relazione alle prestazioni acustiche che deve garantire in sito.

Inoltre verranno confrontati i risultati ottenuti con quelli determinati per una tipologia di pavimentazione a tessitura ottimizzata finalizzata alla riduzione del rumore stradale definita dalla Normativa ISO 10844 e con quelli di una pavimentazione caratterizzata dalla curva granulometrica suggerita sempre dalla Normativa ISO 10844, ma realizzata anche con l'impiego di due percentuali di Compound.

Per prima cosa si sono descritti i materiali che verranno utilizzati per effettuare lo studio. Verranno quindi studiati, sia dal punto di vista qualitativo che meccanico, le seguenti componenti:

- 1) Gli AGGREGATI;
- 2) Il BITUME;
- 3) Il COMPOUND contenente polverino di gomma e polimeri;

3.1. GLI AGGREGATI

Per lo studio di un conglomerato bituminoso ad emissione acustica ottimizzata, realizzato con l'utilizzo di un Compound contenente polverino di gomma, si sono dovuti scegliere degli inerti lapidei che avessero delle caratteristiche geometriche e meccaniche che rispecchiassero quelle richieste per un qualunque tipo di tappeto chiuso, in modo da non inficiare, poi, i risultati ottenuti dalle analisi meccaniche effettuate sul conglomerato. Per verificare che gli inerti utilizzati avessero e una geometria corretta e una buona risposta meccanica si sono effettuate le seguenti prove:

- *Calcolo dell'Indice di Forma;*
- *Calcolo del Coefficiente di Appiattimento;*
- *Calcolo del Coefficiente Los Angeles;*

I risultati ottenuti sono stati poi confrontati con le caratteristiche richieste per la formazione di uno strato d'usura tradizionale dal “*Capitolato Speciale di Appalto Tipo per Lavori Stradali*”, emesso dal *Ministero dei Trasporti*:

Tabella 3.1-1: Prescrizioni sull'aggregato grosso riportate sul Capitolato Speciale di Appalto Tipo per Lavori Stradali”, emesso dal Ministero dei Trasporti

Indicatori di qualità			Strato pavimentazione		
Parametro	Normativa	Unità di misura	Base	Binder	Usura
Los Angeles (*)	CNR 34/73	%	≤ 25	≤ 25	≤ 20
Micro Deval umida (*)	CNR 109/85	%	≤ 20	≤ 20	≤ 15
Quantità di frantumato	-	%	≥ 90	≥ 90	100
Dimensione max	CNR 23/71	mm	40	30	20
Sensibilità al gelo	CNR 80/80	%	≤ 30	≤ 30	≤ 30
Spogliamento	CNR 138/92	%	≤ 5	≤ 5	0
Passante allo 0.075	CNR 75/80	%	≤ 1	≤ 1	≤ 1
Indice appiattimento	CNR 95/84	%		≤ 25	≤ 20
Porosità	CNR 65/78	%		≤ 1,5	≤ 1,5
CLA	CNR 140/92	%			≥ 42

(*) Uno dei due valori dei coeff. Los Angeles e Micro Deval Umida può risultare maggiore (fino a due punti) rispetto al limite indicato, purché la loro somma risulti inferiore o uguale alla somma dei valori limite indicati.

3.1.1. DESCRIZIONE DELLE FRAZIONI GRANULOMETRICHE IMPIEGATE

Il materiale inerte utilizzato nello studio è stato fornito completamente da una sola Cava, questo affinché tutte le prove potessero essere realizzate mantenendo invariata la tipologia di aggregati utilizzati. Tutto il materiale è di tipo *FRANTUMATO*, ossia l'inerte lapideo presenta spigoli vivi e forme taglienti. Per la realizzazione delle miscele studiate sono state utilizzate 4 frazioni granulometriche:

- GRANIGLIA 8 – 12 mm;



Figura 3.1-1: Graniglia 8 - 12 mm utilizzata nello studio

- GRANIGLIA 3 – 6 mm;



Figura 3.1-2: Graniglia 3 - 6 mm utilizzata nello studio

- SABBIA 0 – 4 mm;



Figura 3.1-3: Sabbia 0 - 4 mm utilizzata nello studio

- SABBIA 0 – 1 mm;



Figura 3.1-4: Sabbia 0 - 1 mm utilizzata nello studio

Per ogni singola frazione, per prima cosa, si è ricostruita la curva granulometrica tramite “Analisi Granulometrica per Setacciatura”, utilizzando la metodologia fornita dalla Normativa UNI EN 993-1.

La presente Norma stabilisce un metodo per la determinazione della distribuzione granulometrica degli aggregati mediante setacciatura, fino ad una dimensione nominale minima di 0,063 mm, escluso il filler.

La prova consiste nel dividere, per mezzo di una serie di setacci, un materiale in numerose classi granulometriche di dimensioni decrescenti.



Figura 3.1-5: Setacci di prova con apertura delle maglie di dimensione normata

Le dimensioni delle maglie e il numero dei setacci sono scelti in base alla natura del campione ed alla precisione richiesta. Nel nostro caso si è scelta la seguente serie:

Tabella 3.1-2: Serie di setacci utilizzata per lo studio delle granulometrie

Apertura vaglio [mm]
Setaccio 12,5
Setaccio 8
Setaccio 4
Setaccio 2
Setaccio 0,5
Setaccio 0,25
Setaccio 0,063

Sia in funzione della dimensione massima degli aggregati utilizzati per lo studio che per avere un numero di punti sufficienti per caratterizzare la curva granulometrica.

I setacci di prova devono avere aperture quadrate, conformi alla EN 933-2. Per aperture di dimensioni uguali o superiori ai 4 mm devono essere di lamiera perforata con fori quadrati, mentre con apertura inferiore di tela metallica, ad esempio:



Figura 3.1-6: Esempio di setacci con aperture in lamiera perforata (sinistra) o in rete metallica (destra)

La massa del campione di prova deve essere scelta in funzione della dimensione massima dell'aggregato, come riportato di seguito:

Tabella 3.1-3: Scelta della massa del campione in funzione della dimensione massima dell'aggregato

Dimensione massima dell'aggregato D [mm]	Massa minima della porzione di prova [Kg]
63	40
32	10
16	2,6
8	0,6
≤ 4	0,2

Una volta selezionato il materiale si deve fare essiccare portandola ad una temperatura di 110 ± 5 °C per il tempo sufficiente affinché il valore della massa di materiale riscaldato rimanga costante, lasciando poi che si raffreddi. A questo punto si pesa il campione e si registra la massa M_1 . Si procede poi al lavaggio del campione per ottenere una completa separazione delle frazioni fini < 0,063 mm, si essicca nuovamente il campione di frazione superiore e si registra, una volta raffreddato, la massa M_2 . Successivamente si versa il contenuto nella colonna di setacci sovrapposti in base alla serie di aperture scelta, dal maggiore al minore in ordine di dimensione decrescente di maglia.

Si procede con agitazione meccanica tramite base vibrante per 20 minuti:



Figura 3.1-7: Base vibrante utilizzata per la setacciatura degli aggregati

Si rimuovono, quindi, i setacci, partendo da quello che presenta apertura maggiore, e si procede con l'operazione della pesatura del trattenuto, registrando le varie masse con sigla R_n , dove n indica l'apertura del setaccio, calcolando anche il peso P del materiale passante dal setaccio con apertura da 0,063 mm.

Fatto questo si procede con il calcolo della percentuale cumulativa rispetto alla massa essiccata d'origine di porzione trattenuta per ogni setaccio:

$$\% \text{ Trattenuto}_i = \frac{\sum_{i=1}^n R_i * 100}{M_1}$$

Per risalire alla corretta percentuale dei fini passanti attraverso il setaccio da 0,063 mm si utilizza, poi, la seguente formula:

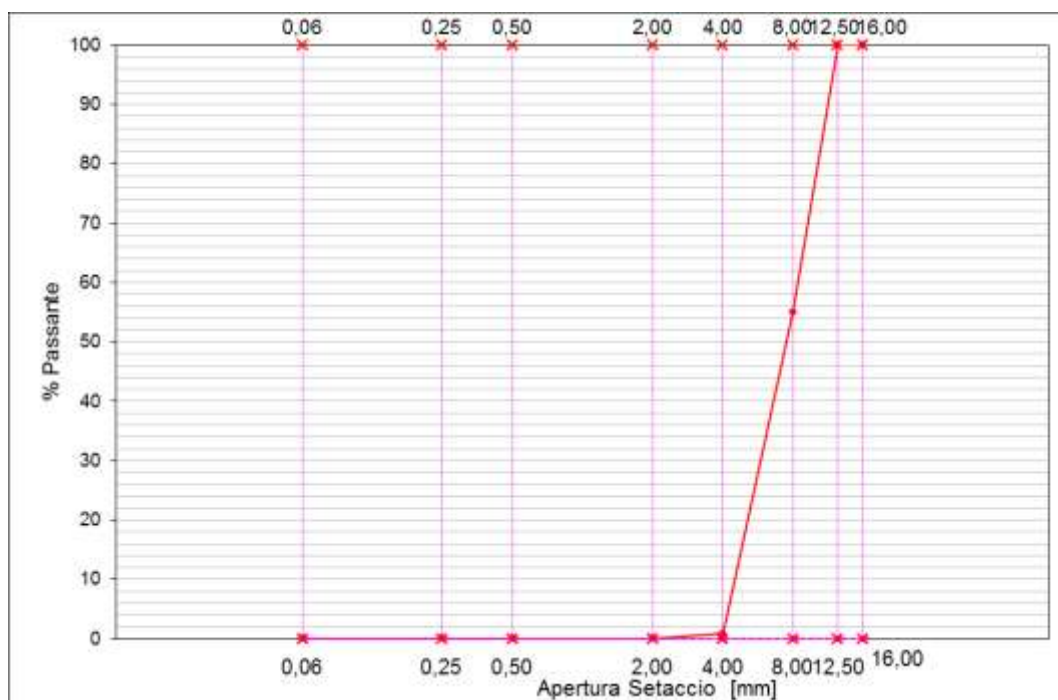
$$\% f = \frac{(M_1 - M_2) + P}{M_1} * 100$$

Per ciascuna pezzatura, utilizzando il procedimento prima esposto, si sono ottenuti i seguenti risultati:

a) GRANIGLIA 8 – 12 mm:

Tabella 3.1-4: Risultato setacciatura Graniglia 8 - 12 mm

GRANIGLIA			
apertura setac.	8 - 12		
mm	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
16,0	0,00	0,00	100,00
12,5	0,00	0,00	100,00
8,0	450,36	45,02	54,98
4,0	991,45	99,12	0,88
2,0	999,24	99,89	0,11
0,500	999,30	99,90	0,10
0,250	999,36	99,91	0,09
0,063	999,56	99,93	0,07
PASS.	1000,30	100,00	0,00



b) GRANIGLIA 3 – 6 mm:

Tabella 3.1-5: Risultato setacciatura Graniglia 3 - 6 mm

GRANIGLIA			
3 - 6			
apertura setac.	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
16,0	0,00	0,00	100,00
12,5	0,00	0,00	100,00
8,0	0,00	0,00	100,00
4,0	466,82	46,68	53,32
2,0	947,54	94,75	5,25
0,500	993,43	99,34	0,66
0,250	994,10	99,41	0,59
0,063	996,10	99,61	0,39
PASS.	1000,00	100,00	0,00

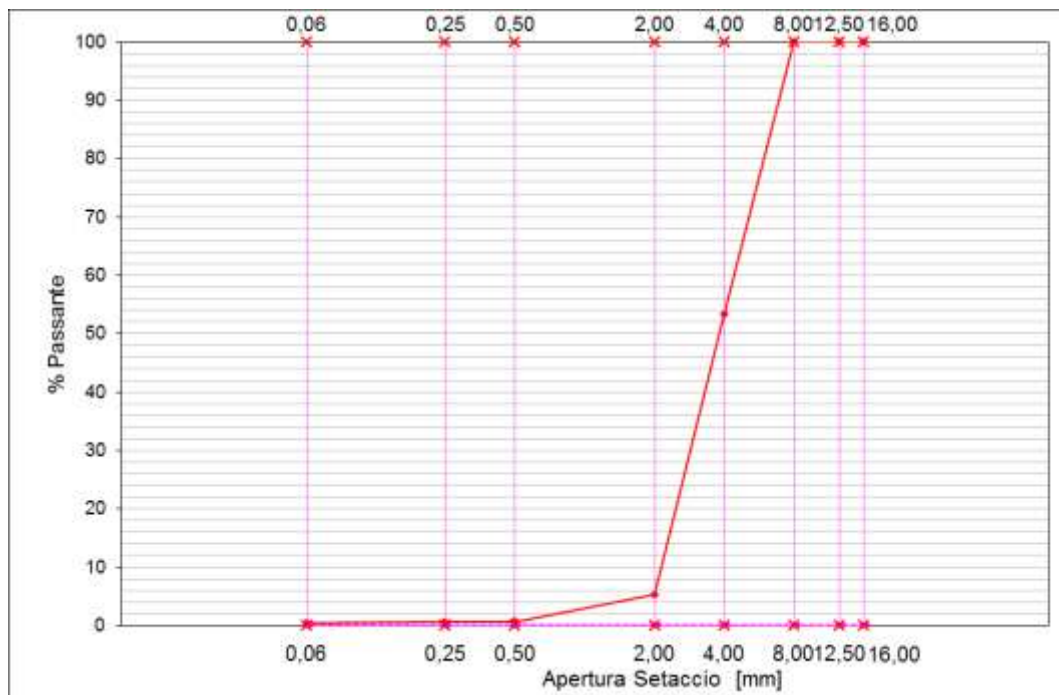


Figura 3.1-8: Curva granulometrica Graniglia 8 - 12 mm

c) SABBIA 0 – 4 mm:

Tabella 3.1-6: Risultato setacciatura Sabbia 0 - 4 mm

SABBIA			
0 - 4			
apertura setac.	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
16,0	0,00	0,00	100,00
12,5	0,00	0,00	100,00
8,0	0,00	0,00	100,00
4,0	2,25	0,45	99,55
2,0	102,39	20,44	79,56
0,500	399,67	79,79	20,21
0,250	468,86	93,60	6,40
0,063	494,13	98,65	1,35
PASS.	500,90	100,00	0,00

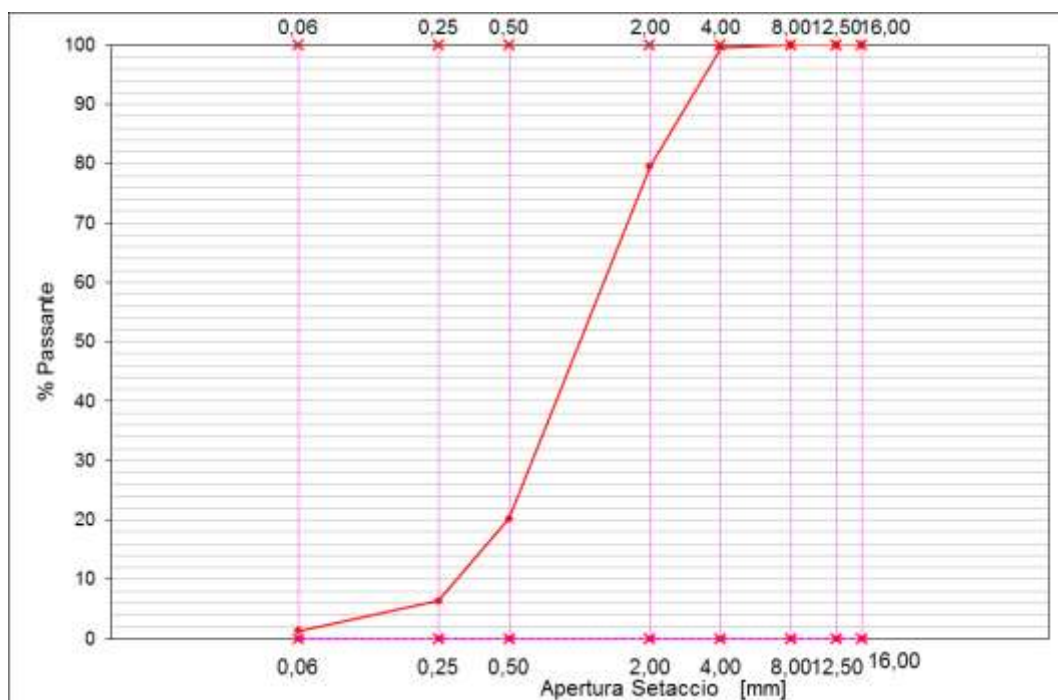


Figura 3.1-9: Curva granulometrica Graniglia 3 - 6 mm

d) SABBIA 0 – 1 mm:

Tabella 3.1-7: Risultato setacciatura Sabbia 0 - 12 mm

apertura setac.	SABBIA		
	0 - 1		
mm	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
16,0	0,00	0,00	100,00
12,5	0,00	0,00	100,00
8,0	0,00	0,00	100,00
4,0	0,00	0,00	100,00
2,0	0,00	0,00	100,00
0,500	0,15	0,06	99,94
0,250	4,54	1,81	98,19
0,063	201,39	80,30	19,70
PASS.	250,80	100,00	0,00

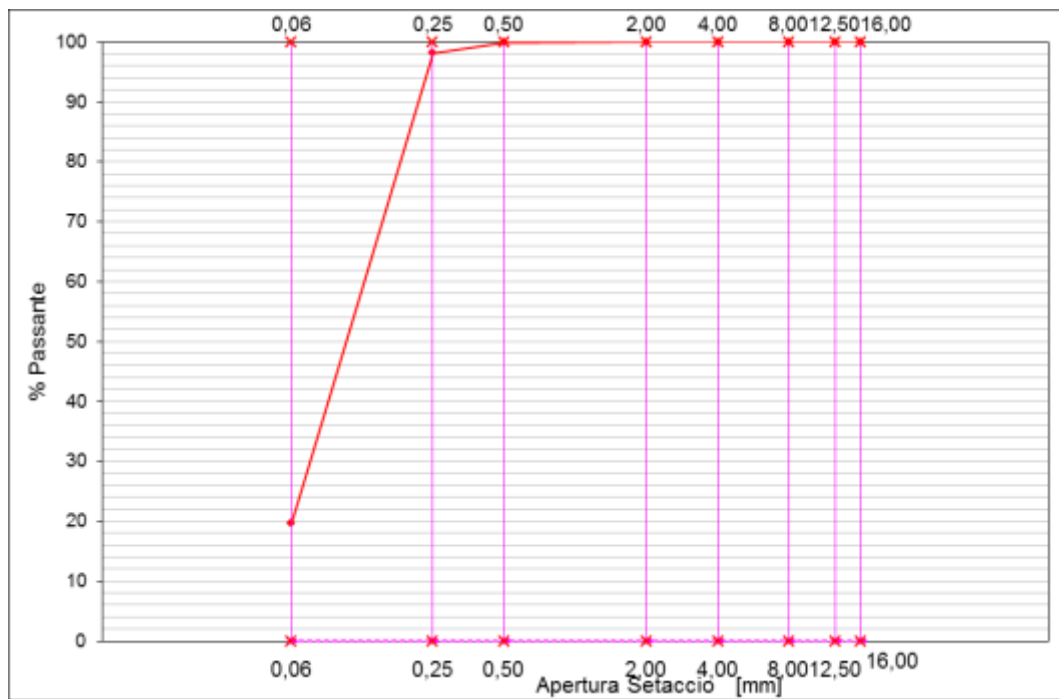


Figura 3.1-10: Curva granulometrica Sabbia 0 - 4 mm

Confrontando le curve si nota la differenza di andamento tra le varie frazioni granulometriche considerate e si ha una migliore visione d'insieme.

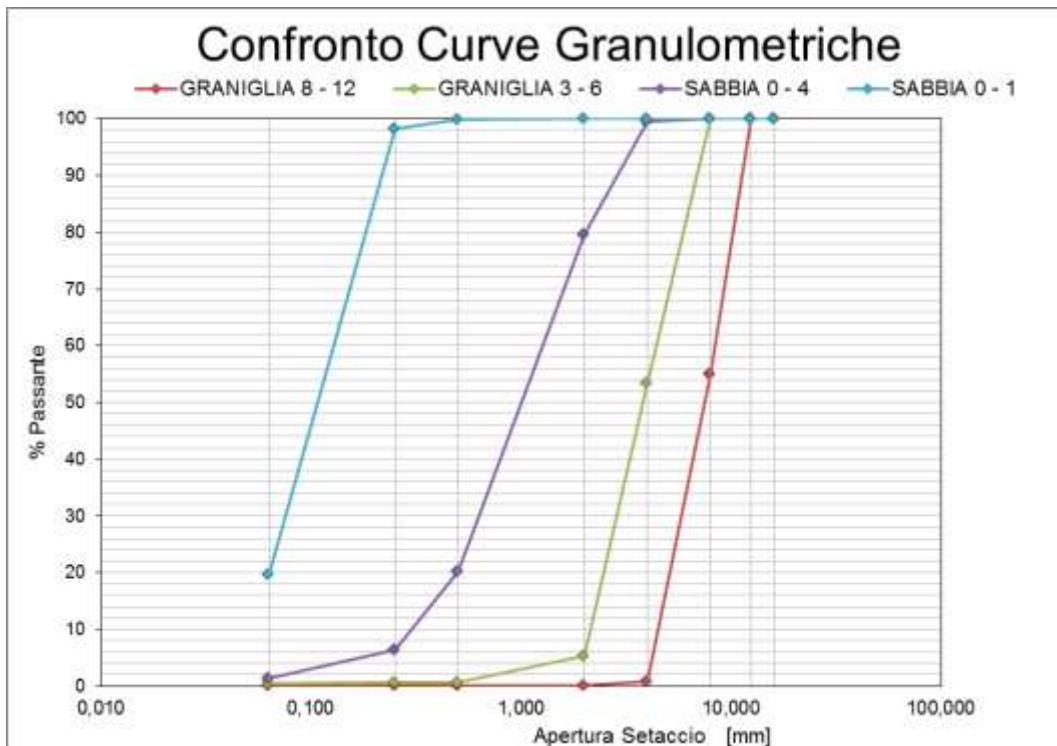


Figura 3.1-11: Confronto curve granulometriche delle frazioni utilizzate

Per ciascuna frazione granulometrica, inoltre, è stata calcolato il peso specifico apparente degli inerti lapidei che la compongono, tramite Norma UNI EN 1097-6.

Al fine della determinazione della massa volumica apparente è stato utilizzato il metodo con picnometro.



Figura 3.1-12: Picnometro utilizzato per il calcolo del peso specifico

Si immerge la porzione di prova, di massa M_1 , nell'acqua a 22 ± 3 °C contenuta nel picnometro e si rimuove l'aria intrappolata tramite vibrazione o applicazione del vuoto. A questo punto si pone il picnometro in camera ventilata a temperatura di 22 ± 3 °C, per circa 24 h. Al termine di questo periodo si preleva il picnometro verificando che non vi siano intrappolate altre bolle d'aria e si riempie fino al traboccamento, sistemando poi il tappo evitando di intrappolare aria all'interno. Quindi si asciuga il picnometro all'esterno e si pesa registrando la massa M_2 . Si estraggono gli aggregati dall'interno del picnometro e si rabbocca con acqua fino a completo riempimento. A questo punto si riposiziona il tappo come precedentemente fatto e si pesa il picnometro con all'interno la sola soluzione, registrando il peso M_3 . Si può così calcolare il peso specifico tramite la formula:

$$P_s = \frac{M_1}{M_1 - (M_2 - M_3)} \quad \left[\frac{Mg}{cm^3} \right]$$

Applicando il procedimento appena descritto per ciascuna pezzatura presa in esame, si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 3.1-8: Peso specifico delle varie frazioni granulometriche di aggregati utilizzate

		GRANIGLIA	GRANIGLIA	SABBIA	SABBIA
		8 - 12 mm	3 - 6 mm	0 - 4 mm	0 - 1 mm
<i>UNI EN 1097-6</i>					
PESO PICNOMETRO	gr.	289,11	301,1	301,1	289,11
PESO NETTO CAMPIONE (M1)	gr.	200,26	200,27	200,3	120,09
PESO PICNOMETRO + "SOLUZIONE" (M3)	gr.	1357,1	1400,61	1400,61	1357,1
PESO PIC. + CAMPIONE + "SOLUZIONE" (M2)	gr.	1485,25	1528,23	1527,82	1433,94
TEMPERATURA	°C	25	25	25	25
PESO SPECIFICO	gr./cm ³	2,777	2,757	2,740	2,777

3.1.2. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE

Per definire le caratteristiche geometriche degli aggregati si sono calcolati l'INDICE DI FORMA e il COEFFICIENTE DI APPIATTIMENTO tramite prove normate.

a) Calcolo dell'INDICE DI FORMA:

Per calcolare l'Indice di Forma degli aggregati si è fatto riferimento alla Norma UNI EN 933-4, riguardante la determinazione della forma dei granuli. La presente Norma europea stabilisce un metodo per la determinazione dell'indice di forma degli aggregati grossi, di origine naturale o artificiale, ossia è applicabile a classi granulometriche d_i/D_i dove $D_i \leq 63$ mm e $d_i \geq 4$ mm. Per tale motivo questa prova verrà utilizzata per le due frazioni granulometriche di graniglia, ossia 8 – 12 mm e 3 – 6 mm. I singoli granuli in un campione di aggregato grosso sono classificati in base al rapporto esistente tra:

- Lunghezza del granulo L: dimensione massima di un granulo determinata dalla massima distanza tra due piani paralleli tangenziali alla superficie dell'inerte stesso;
- Spessore del granulo E: dimensione minima di un granulo determinata dalla minima distanza tra due piani paralleli tangenziali alla superficie dell'inerte stesso;

Sarà quindi necessario l'utilizzo di un calibro a cursore, riportato nelle figure sottostanti.

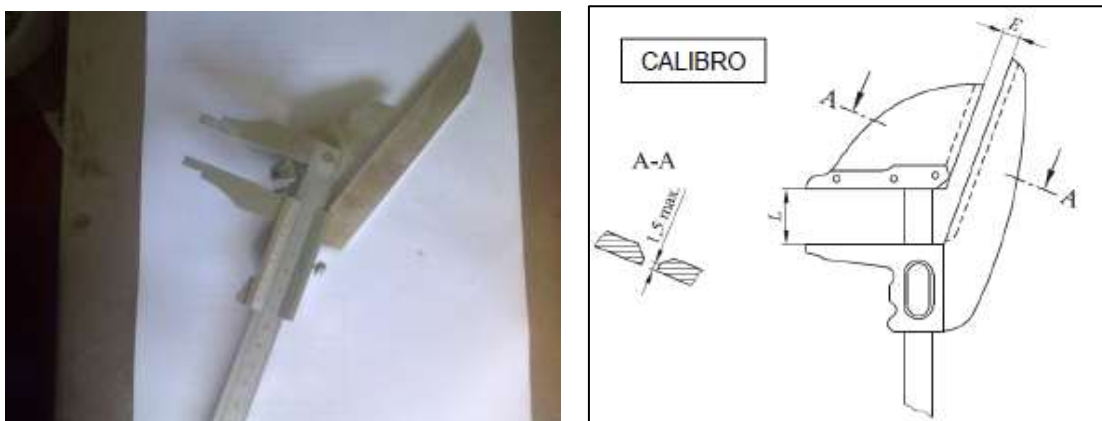


Figura 3.1-13: Calibro a cursore utilizzato per determinare l'Indice di Forma

L'indice di Forma è calcolato come la massa dei granuli aventi un rapporto di dimensioni $L/E > 3$, espresso come percentuale sulla massa secca complessiva dei granuli esaminati.

Il campione viene preparato separando i granuli di dimensioni > 4 mm tramite apposito setaccio:

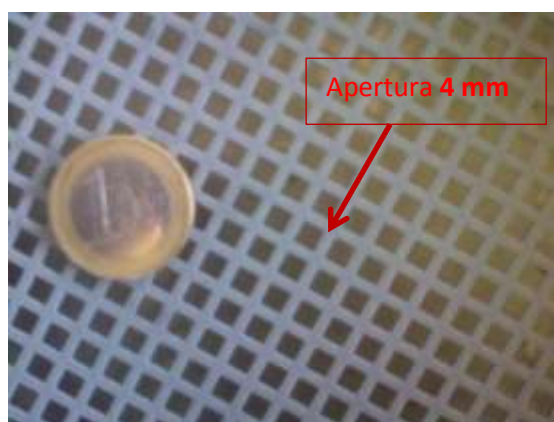


Figura 3.1-14: Dettaglio del setaccio con apertura delle maglie pari a 4 mm

A questo punto si registra la massa del campione (M_0).

La massa del campione di prova da analizzare è scelta in funzione delle dimensioni dell'aggregato superiore:

Tabella 3.1-9: Scelta della massa del campione da analizzare in funzione della dimensione massima degli aggregati

Dimensione aggregato superiore D [mm]	Massa minima porzione di prova [Kg]
63	45
32	6
16	1
8	0,1

Si separa la frazione granulometrica d_i/D_i utilizzando setacci di apposite dimensioni, scartando i granuli minori di d_i o maggiori di D_i , e si registra la massa così determinata M_1 . Del campione così creato si misura la lunghezza L e lo spessore E di ogni granulo utilizzando il calibro a cursore e si separano i granuli aventi il rapporto $L/E > 3$, classificabili come “NON CUBICI”. Terminata la misura su tutti i granuli, si misura la massa M_2 dei granuli non cubici trovati all'interno del campione.

Concluse le operazioni di misura si può determinare l'Indice di Forma, arrotondando al numero intero più prossimo, tramite la seguente relazione:

$$SI = \frac{M_2}{M_1} * 100$$

Per le pezzature prese in considerazione si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 3.1-10: Indice di Forma delle frazioni granulometriche analizzate

		GRANIGLIA	GRANIGLIA
		8 - 12 mm	3 - 6 mm
<i>UNI EN 933-2</i>			
MASSA M0	g	2938,6	1941,5
FRAZIONE GRANULOMETRICA	mm	8 - 11,2	4 - 5,6
MASSA M1	g	1079,9	750,9
MASSA M2	g	71,8	47,2
INDICE DI FORMA SI	%	7	6

Il Capitolato scelto non presenta prescrizioni riguardo al valore che deve avere l'Indice di Forma. Solitamente, però, in altri Capitolati come quello di ANAS, viene riportato un valore limite pari a 10%. Nel nostro caso, come si vede, si è ottenuto un valore inferiore a quello imposto.

Questo significa che gli inerti scelti per lo studio sono per la maggior parte definibili come "CUBICI", ossia che l'aggregato non ha piani preferenziali di debolezza in quanto il suo spessore si può considerare omogeneo.

b) *Calcolo del COEFFICIENTE DI APPIATTIMENTO:*

Per calcolare l'Indice di Appiattimento degli aggregati si è fatto riferimento alla Norma UNI EN 933-3, anch'essa riguardante la determinazione della forma dei granuli, che si applica ad aggregati di origine naturale o artificiale di granulometria superiore ai 4 mm. Anche in questo caso, quindi, tale prova sarà effettuata solamente sulle due frazioni di graniglia, ossia 8 – 12 mm e 3 – 6 mm.

La prova consiste in due operazioni di setacciatura: inizialmente, tramite l'impiego di setacci a maglie quadrate, il campione viene separato in varie classi granulometriche d_i/D_i , ciascuna delle quali, a sua volta, viene setacciata usando setaccia a barre, ossia setacci che hanno aperture parallele di larghezza pari a $D_i/2$.



Figura 3.1-15: Tipologie di setacci utilizzati per determinare l'indice di forma: Setacci a maglie quadrate (sinistra); Setacci a barre (destra)

Per prima cosa, quindi, utilizzando i setacci a maglie quadrate, si setaccia il campione di massa M_0 precedentemente preparato, scartando tutti i granuli passanti attraverso il setaccio di apertura 4 mm, e si registra la massa M_1 .

Ogni classe granulometrica d_i/D_i così ottenuta si setaccia attraverso il corrispondente setaccio a barre:

Tabella 3.1-11: Corrispondenza tra le classi granulometriche e il setaccio a barre da utilizzare per determinare il coeff. di appiattimento

Classi Granulometriche d_i/D_i [mm]	Larghezza apertura setaccio a barre [mm]
12,5/16	$8 \pm 0,2$
10/12,5	$6,3 \pm 0,2$
8/10	$5 \pm 0,2$
6,3/8	$4 \pm 0,15$
5/6,3	$3,15 \pm 0,15$
4/5	$2,5 \pm 0,15$



Figura 3.1-16: Dettaglio dell'apertura di un setaccio a barre

In questo caso la setacciatura è eseguita a mano e deve considerarsi conclusa quando il materiale trattenuto non varia di oltre 1% dopo 1 minuto. Terminata questa fase si pesa il materiale di ogni classe granulometrica passata attraverso il corrispondente setaccio a barre. La somma delle masse passanti attraverso i corrispondenti setacci a barre è registrata come M_2 .

Concluse le operazioni di setacciatura e pesatura, si può determinare il Coefficiente di Appiattimento, arrotondando al numero intero più prossimo, tramite la seguente relazione:

$$FI = \frac{M_2}{M_1} * 100$$

Per le pezzature prese in considerazione si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 3.1-12: Coefficiente di Appiattimento per le frazioni granulometriche analizzate

GRANIGLIA			
8 - 12 mm			
MASSA M0		g	2927,5
MASSA SCARTATA		g	161
VAGLIATURA GRANULOMETRICA		VAGLIATURA CON SETAC. BARRE	
CLASSI GRANULOM. mm	MASSA DELLA CLASSE g	LARGHEZ. BARRE mm	MASSA PASSANTE g
10/12,5	458,1	6,3	41
8/10	757,5	5	86,8
6,3/8	766,1	4	125,3
5/6,3	529,2	3,15	69,8
4/5	255,6	2,5	35,3
MASSA M1 [g]	2766,5	MASSA M2 [g]	358,2
UNI EN 933-3			
COEFFICIENTE DI APPIATTIMENTO FI		%	13

GRANIGLIA			
3 - 6 mm			
MASSA M0		g	1918,5
MASSA SCARTATA		g	1085
VAGLIATURA GRANULOMETRICA		VAGLIATURA CON SETAC. BARRE	
CLASSI GRANULOM. mm	MASSA DELLA CLASSE g	LARGHEZ. BARRE mm	MASSA PASSANTE g
6,3/8	37,8	4	5,4
5/6,3	182,6	3,15	23,4
4/5	613,1	2,5	84,8
MASSA M1 [g]	833,5	MASSA M2 [g]	113,6
UNI EN 933-3			
COEFFICIENTE DI APPIATTIMENTO FI		%	14

Confrontando con i valori richiesti da capitolato:

Tabella 3.1-13: Valore del coefficiente di appiattimento richiesto dal Capitolato

Indice appiattimento	CNR 95/84	%		≤ 25	≤ 20
----------------------	-----------	---	--	------	------

Si nota come gli aggregati scelti abbiano un FI inferiore rispetto al limite imposto.

Questo significa che la percentuale di aggregato con superficie spigolosa è decisamente molto più alta rispetto a quella del materiale arrotondato, caratteristica fondamentale per la stabilità interna della miscela e per la rugosità superficiale del conglomerato.

Per verificare le caratteristiche meccaniche degli aggregati si è calcolato il COEFFICIENTE LOS ANGELES, valore che determina la resistenza alla frammentazione dell'inerte.

Tale coefficiente si è determinato mediante il METODO DI PROVA LOS ANGELES, fornito dalla Norma UNI EN 1097-2, per cui un campione di aggregati viene fatto rotolare all'interno di un cilindro insieme a delle sfere di acciaio e viene successivamente determinata la quantità di materiale trattenuta da un setaccio avente maglie di luce 1,6 mm.

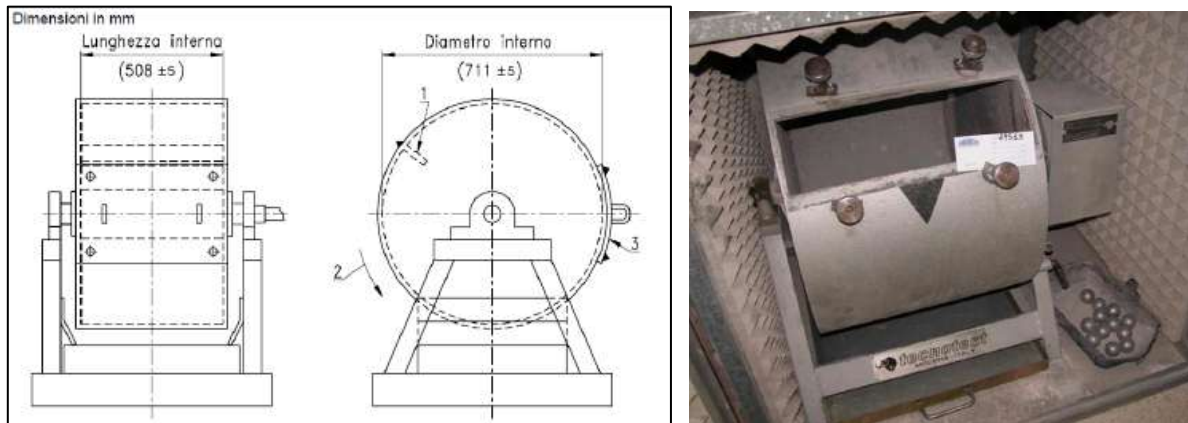


Figura 3.1-17: Strumentazione utilizzata per effettuare la prova Los Angeles

La prova deve essere eseguita su un aggregato passante attraverso un setaccio di prova di apertura 14 mm e trattenuto su uno di apertura 10 mm. Inoltre la classificazione del campione deve essere conforme a uno dei requisiti seguenti:

- 1) Percentuale passante attraverso un setaccio di prova di apertura 12,5 deve essere compresa tra il 60% e il 70%;
- 2) Percentuale passante per un setaccio di prova di apertura 11,2 mm deve essere compresa tra il 30% e il 40%;

Nel caso in cui si debbano testare classi granulometriche differenti la prova si può svolgere utilizzando setacci di dimensioni appropriate per rispecchiare quanto viene effettuato con il campione prima esposto.

A questo punto si procede vagliando il campione di prova tramite setacci di apertura 10 mm, 11,2 mm (o 12,5 mm) e 14 mm e si lava ciascuna frazione separatamente. Una volta asciugate le varie frazioni si procederà a comporre un campione di laboratorio modificato di classe granulometrica 10 – 14 conforme ai requisiti prima esposti. Fatto questo si realizza un campione di queste caratteristiche avente massa 5000 ± 5 g.

Il numero di sfere da introdurre nel cilindro è scelto in funzione della classe granulometrica studiata:

Tabella 3.1-14: Massa di sfere utilizzata in funzione delle classe granulometrica da analizzare

Classi Granulometriche [mm]	Numero di Sfere	Massa della carica di sfere [g]
Da 4 a 8	8	Da 3410 a 3540
Da 6,3 a 10	9	Da 3840 a 3980
Da 8 a 11,2	10	Da 4260 a 4420
Da 11,2 a 16	12	Da 5120 a 5300



Figura 3.1-18: Dettaglio delle sfere utilizzate nella prova Los Angeles

Determinato il numero di sfere necessario, si inseriscono all'interno del cilindro, dove, successivamente, si posiziona il campione preparato e si fanno compiere alla macchina 500 giri ad una velocità di 31-33 giri/minuto. Terminato il mescolamento si versano gli aggregati in un vassoio al di sotto del cilindro e si rimuove il carico di sfere. Il materiale così raccolto viene analizzato lavandolo e vagliandolo con un setaccio di apertura 1,6 mm e, una volta essiccato, viene pesato registrando la massa determinata (m).



Figura 3.1-19: Setaccio con apertura delle maglie 1,6 mm utilizzato nella prova Los Angeles

Si può passare, a questo punto, a determinare il coefficiente Los Angeles, arrotondando all'interno più prossimo, tramite la seguente formula:

$$LA = \frac{5000 - m}{50}$$

In funzione delle granulometrie utilizzate per lo studio, nel nostro caso si è dovuto far riferimento alle granulometrie alternative per svolgere la prova, ossia:

- GRANIGLIA 8 – 12 mm:

Tabella 3.1-15: Granulometrie alternative suggerite dalla Normativa riguardante la Prova Los Angeles

Classi Granulometriche [mm]	Numero di Sfere	Massa della carica di sfere [g]
Da 8 a 11,2	10	Da 4260 a 4420

- GRANIGLIA 3 – 6 mm;

Classi Granulometriche [mm]	Numero di Sfere	Massa della carica di sfere [g]
Da 4 a 8	8	Da 3410 a 3540

Così facendo si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 3.1-16: Risultati ottenuti dalla prova Los Angeles per le frazioni granulometriche analizzate

		GRANIGLIA 8 - 12 mm	GRANIGLIA 3 - 6 mm
<i>UNI EN 1097-2</i>			
MASSA M	g	5000	5000
FRAZIONE GRANULOMETRICA	mm	8 - 11,2	4 - 8
n° SFERE		10	8
MASSA m	g	4097,1	4026,4
COEFFICIENTE LOS ANGELES LA	%	18	19

Confrontandoli con i valori richiesti da capitolato:

Tabella 3.1-17: Valore limite richiesto da Capitolato per la prova Los Angeles

Los Angeles (*)	CNR 34/73	%	≤ 25	≤ 25	≤ 20
-----------------	-----------	---	------	------	------

Si nota come gli aggregati scelti abbiano un valore LA inferiore rispetto al limite imposto.

Questo significa che gli aggregati scelti per lo studio hanno una resistenza alla frammentazione sufficientemente alta per essere utilizzati in un conglomerato bituminoso per strato d'usura.

3.1.3. ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Tabella 3.1-18: Riassunto dei risultati ottenuti dalle prove effettuate sugli aggregati

			GRANIGLIA	GRANIGLIA	
			8 - 12 mm	3 - 6 mm	
INDICE DI FORMA	<i>SI</i>	%	7	6	UNI EN 933-2
COEFF. DI APPIATTIMENTO	<i>FI</i>	%	13	14	UNI EN 933-3
COEFFICIENTE LOS ANGELES	<i>LA</i>	%	18	19	UNI EN 1097-2

1. Dai risultati ottenuti tramite le analisi effettuate si può affermare che gli aggregati scelti per lo studio hanno caratteristiche geometriche e meccaniche tali da poter essere impiegati nella realizzazione di un conglomerato bituminoso per strato d'usura, poiché i valori ottenuti rientrano nei limiti imposti dal *Capitolato Speciale d'Appalto per Lavori Stradali*, emesso dal Ministero dei Trasporti.;
2. Il buon indice di forma e di appiattimento denota che l'aggregato è di forma cubica e non appiattito, il che conferisce migliori prestazioni meccaniche anche al conglomerato nel quale viene impiegato;
3. La buona resistenza alla frantumazione rispecchia le buone qualità meccaniche degli aggregati impiegati, i quali hanno caratteristiche sufficientemente elevate per essere utilizzati come componente per uno strato d'usura della pavimentazione;
4. Tutti i risultati ottenuti fanno sì che gli aggregati scelti possano essere utilizzati al fine dello studio previsto, in quanto i valori che verranno ottenuti dalle prove sul conglomerato non verranno inficiati da questa componente.

3.2. IL BITUME

Lo studio è stato realizzato utilizzando per ogni miscela il medesimo bitume in modo da poter comparare i risultati ottenuti mantenendo invariata questa componente. Si è scelto di utilizzare il bitume 50/70 proveniente dalla raffineria di *Busalla*, ossia un bitume classico, facile da reperire e con caratteristiche tali da non apportare modifiche al conglomerato studiato.

Per verificare le caratteristiche del bitume in esame si sono effettuate le seguenti prove:

- *Determinazione della penetrazione con ago;*
- *Determinazione del punto di rammollimento;*
- *Determinazione della viscosità dinamica a varie temperature;*
- *Determinazione della resistenza all'indurimento per effetto del calore e dell'aria (Metodo RTFOT);*

I risultati ottenuti sono stati poi confrontati con le caratteristiche richieste dal “*Capitolato Speciale di Appalto Tipo per Lavori Stradali*”, emesso dal *Ministero dei Trasporti*:

Tabella 3.2-1: Prescrizioni sul bitume riportate sul Capitolato Speciale di Appalto Tipo per Lavori Stradali”, emesso dal Ministero dei Trasporti

Bitume			tipo 50/70	tipo 80/100
parametro	Normativa	unità di misura		
Penetrazione a 25°C	EN1426, CNR24/71	dmm	50-70	80-100
Punto di rammollimento	EN1427, CNR35/73	°C	46-56	40-44
Punto di rottura (Fraass)	CNR43 /74	°C	≤ - 8	≤ - 8
Solubilità	EN 12592	%	≥ 99	≥ 99
Viscosità dinamica a 160°C, $\gamma = 10s^{-1}$	PrEN 13072-2	Pa•s	≥ 0,15	≥ 0,10
Valori dopo RTFOT		EN12607-1		
Volatilità	CNR54/77	%	≤ 0,5	≤ 0,5
Penetrazione residua a 25°C	EN1426, CNR24/71	%	≥ 50	≥ 50
Incremento del punto di Rammollimento	EN1427, CNR35/73	°C	≤ 9	≤ 9

3.2.1. ***DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL BITUME***

Per verificare le proprietà del bitume utilizzato si sono effettuate le seguenti prove:

1) *Prova di PENETRAZIONE CON AGO:*

Per determinare la consistenza del bitume si utilizza la prova di penetrazione con ago, secondo la Norma UNI EN 1426, per penetrazioni fino a 500 mm/10. Tale metodologia consiste nel misurare la penetrazione di un ago normalizzato, con carico applicato di 100 g, in un campione di prova condizionato a 25°C, ed una durata di applicazione del carico di 5 s. Per lo svolgimento della prova si utilizzerà un “Penetrometro”, strumento adatto a riprodurre le condizioni di carico prima esposte:



Figura 3.2-1: Penetrometro utilizzato per effettuare la prova di penetrazione con ago

L'ago utilizzato deve essere in acciaio inossidabile, di lunghezza circa 50 mm:



Figura 3.2-2: Dettaglio dell'ago utilizzato per effettuare la prova di penetrazione

Il contenitore del campione deve essere di forma cilindrica, di diametro 55 mm, a fondo piatto, con una profondità interna di almeno 10 mm maggiore rispetto al valore previsto di penetrazione, e non minore di 35 mm. Esso deve essere posto, ai fini del condizionamento termico, in un bagno a liquido termostato, per un tempo compreso tra i 60 e i 90 min.

A questo punto si posiziona l'ago con la punta appena in contatto con la sua immagine riflessa dalla superficie del campione di prova, a più di 10 mm di distanza dai lati del contenitore, e si applica il carico di 100 g per 5 secondi registrando il valore di penetrazione ottenuto riportato dall'indicatore posto al di sopra del penetrometro:



Figura 3.2-3: Dettaglio del misuratore della penetrazione

Si effettuano almeno 3 misurazioni valide, con tre aghi distinti in punti della superficie del campione di prova che non siano a meno di 10 mm di distanza l'uno dall'altro. Affinché le misurazioni siano considerate accettabili se lo scarto tra i valori ottenuti non supera il valore corrispondente fornito dalla tabella:

Tabella 3.2-2: Prescrizioni circa lo scarto accettabile tra le misure di penetrazione in funzione del valore registrato

Penetrazione [mm/10]	≤ 49	$50 \div 149$	$150 \div 249$	≥ 250
Differenza [mm/10]	2	4	6	8

Si esprime il valore di penetrazione come la media aritmetica delle determinazioni accettabili in mm/10 arrotondando al più prossimo numero intero.

Nel caso del bitume Busalla 50/70 utilizzato per lo studio si è ottenuto il seguente valore di penetrazione:

Tabella 3.2-3: Risultato della prova di penetrazione con ago effettuata sul bitume utilizzato per lo studio

UNI EN 1426	Bitume TAL QUALE
	50/70 [dmm]
P1	50,7
P2	51,4
P3	51,1
Penetrazione	51

Confrontando con i valori richiesti del Capitolato scelto:

Tabella 3.2-4: Prescrizioni di Capitolato sul valore di penetrazione del bitume

Penetrazione a 25°C	EN1426, CNR24/71	dmm	50-70
---------------------	------------------	-----	-------

Si nota come il bitume utilizzato rientri nei limiti imposti. Il valore determinato, inoltre, si avvicina molto al limite inferiore, il che significa che il materiale ha una consistenza piuttosto elevata.

2) *Determinazione del PUNTO DI RAMMOLLIMENTO:*

Per determinare il punto di rammollimento del bitume tra i 30 °C e i 150 °C si utilizza il metodo “biglia – anello”, secondo la Norma UNI EN 1427, applicabile anche a leganti bituminosi che sono stati recuperati per estrazione.

Il principio della prova prevede il confezionamento di due dischi orizzontali di legante bituminoso, riscaldati a velocità controllata in un bagno liquido mentre ognuno di essi sostiene una biglia di acciaio. Si indica come punto di rammollimento la media delle temperature alle quali i due dischi rammolliscono tanto da far scendere ogni biglia di $25 \pm 0,4$ mm. Questa prova consente di stimare la temperatura in corrispondenza della quale si ha il passaggio da uno stato viscoelastico a uno puramente viscoso.

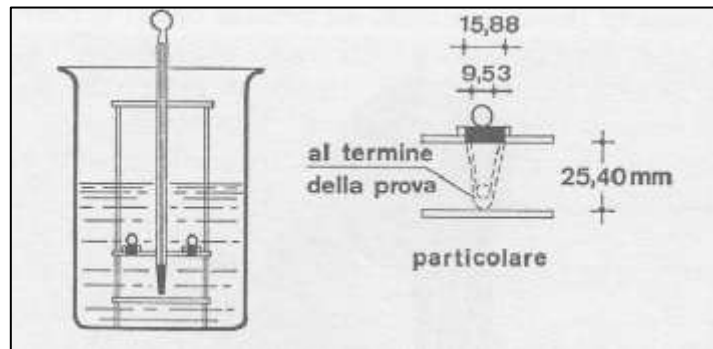


Figura 3.2-4: Prescrizioni tecniche di effettuazione della prova palla - anello

Il castello di prova è costituito dalle seguenti componenti:

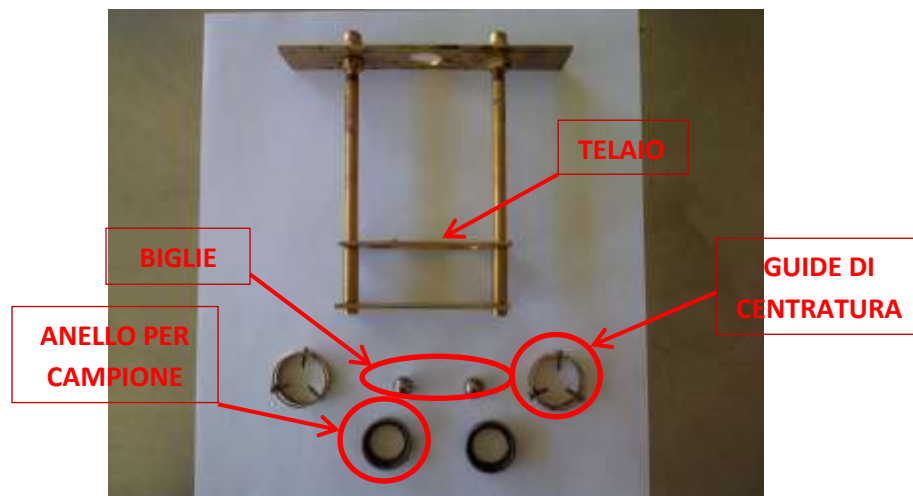


Figura 3.2-5: Componenti del castello di prova utilizzato per effettuare la prova palla - anello sul bitume

Si assembla l'apparecchiatura nella giusta posizione con il campione all'interno degli anelli.



Figura 3.2-6: Posizionamento delle biglie sul campione di bitume da analizzare

Si colloca il tutto in un bagno d'acqua ghiacciata per raffreddarlo a 5 ± 1 °C, in modo da stabilire la corretta temperatura iniziale del bagno. A questo punto si procede agitando e riscaldando dal fondo il liquido da bagno, in modo che la temperatura aumenti di una velocità uniforme di 5 °C/min, con variazione massima consentita per qualche periodo di $\pm 0,5$ °C. Per concludere la prova si registra la temperatura indicata dal termometro nel momento in cui il legante bituminoso che avvolge la biglia tocca la piastra di fondo del telaio che la sostiene.



Figura 3.2-7: Condizione di termine della prova palla - anello

La temperatura di rammollimento è data dalla media delle temperature registrate, purché la differenza non sia maggiore di 1 °C, condizione per cui la prova deve essere annullata e ripetuta.

Per il bitume studiato si è ottenuto il seguente valore:

Tabella 3.2-5: Valore del punto di rammollimento per il bitume 50/70 vergine

UNI EN 1427	Bitume TAL QUALE 50/70
	°C
Biglia 1	49
Biglia 2	49,1
Rammollimento	49

Confrontando con i valori richiesti nel Capitolato preso a riferimento:

Tabella 3.2-6: Valore limite imposto dal Capitolato scelto per il punto di rammollimento del bitume

Punto di rammollimento	EN1427, CNR35/73	°C	46-56
------------------------	------------------	----	-------

Si nota come il legante bituminoso scelto per lo studio rientri ampiamente nei limiti imposti. Rispetto a questo parametro, quindi, il bitume 50/70 scelto è conforme ai requisiti richiesti.

I risultati di queste due prove vengono inoltre tradizionalmente combinati per calcolare il cosiddetto “*indice di penetrazione (IP)*” che esprime la suscettività del bitume alla temperatura e che viene calcolato con l'espressione proposta da Pfeiffer e van Doormaal:

$$IP = \frac{\text{Log}_{10}800 - \text{Log}_{10}P}{T_{R\&B} - T}$$

Dove:

- P = valore di penetrazione ottenuto [mm/10];
- T = temperatura prova di penetrazione [°C];
- TR&B = Temperatura di rammollimento [°C];

L'indice di penetrazione (IP) fornisce un'indicazione circa la suscettibilità di un bitume alla temperatura.

In funzione dei risultati ottenuti nelle prove precedenti per il bitume preso in considerazione si è ricavato:

Tabella 3.2-7: Indice di penetrazione per il bitume 50/70 vergine

	Bitume TAL QUALE 50/70 mm/10 °C
I.P.	-1,41

Tale indice decresce all'aumentare della suscettività termica dei bitumi e risulta compreso tra -2 e +2 per i bitumi stradali convenzionali. Nel nostro caso, il fatto che il valore ottenuto sia minore di -1 denota una certa suscettività termica del bitume utilizzato, comunque conforme ai requisiti richiesti per un bitume classico per pavimentazioni stradali.

3) *Determinazione della VISCOSITA' a varie temperature tramite viscosimetro rotante:*

Il viscosimetro rotazionale è utilizzato per testare la viscosità del legante bituminoso alle alte temperature, tra i 50 °C e i 250 °C, facendo riferimento alla normativa UNI EN 13302. Il test di base misura la coppia necessaria per mantenere costante la velocità di rotazione di un mandrino cilindrico immerso in una matrice di bitume a temperatura costante, la quale viene convertita in viscosità.

$$\eta = \text{VISCOSITA}'\text{DINAMICA} = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad [\text{Pa} * \text{s}]$$

Dove:

- $\tau = \text{sfuerzo tangenziale};$
- $\dot{\gamma} = \text{gradiente di deformazione};$

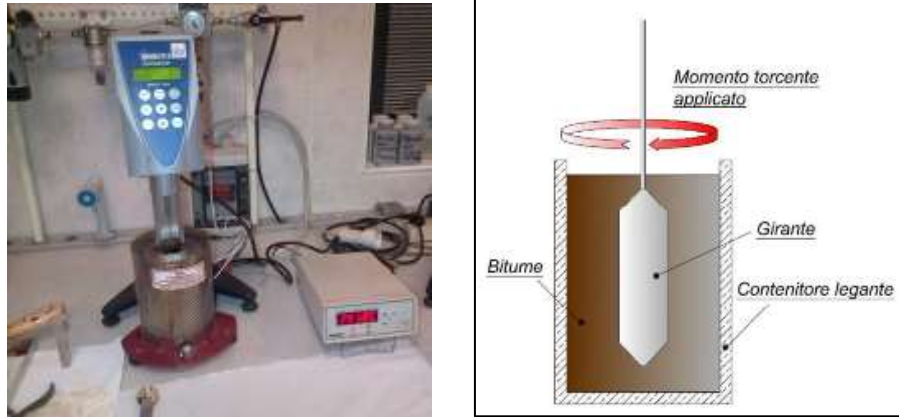


Figura 3.2-8: Viscosimetro rotazionale utilizzato per lo studio (sinistra); Dettaglio del funzionamento dello strumento (destra)

Il campione da realizzare consiste in 9 g di bitume da colare all'interno di un cilindro cavo, all'interno del quale, poi, verrà posizionato lo spindle:



Figura 3.2-9: Dettaglio del posizionamento del campione e dello spindle all'interno del viscosimetro (sinistra); Contenitori del bitume da inserire all'interno del viscosimetro (destra)

Misurando la viscosità alle alte temperature si può ricavare la lavorabilità del bitume alle temperature di miscelazione e di compattazione. Le due temperature, infatti, sono strettamente correlate al tipo e viscosità del legante impiegato. L'ente americano "Asphalt Institute" prescrive che per l'ottenimento di una miscelazione ottimale il legante bituminoso deve essere ad una temperatura tale da presentare una viscosità dinamica

$$\eta_m = 0,17 \pm 0,02 Pa * s$$

Tale temperatura viene denominata T_{work} , ossia temperatura di lavorazione.

Mentre le prescrizioni circa la viscosità da raggiungere in fase di compattazione prevedono un valore di

$$\eta_c = 0,28 \pm 0,03 Pa * s$$

Anche ad esso è associata una temperatura, denominata temperatura di compattazione o T_c .

Nel caso del bitume utilizzato si sono ottenuti i seguenti risultati:

UNI EN 13302	Bitume TAL QUALE 50/70	
	T [°C]	η [cP]
	120	920
	125	684
	130	518
	135	405
	140	316
	141	304
	142	292
T compat	143	280
	144	269
	145	257
	150	210
	151	202
	152	195
	153	186
	154	179
T miscel.	155	172
	160	148

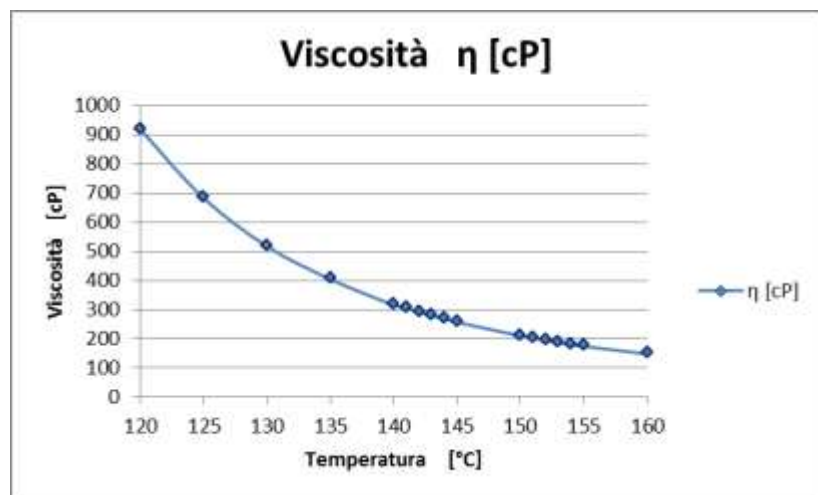


Figura 3.2-10: Andamento del valore della viscosità dinamica in funzione della temperatura per il bitume 50/70 vergine analizzato

Come si nota si sono ottenute le seguenti temperature di lavorazione:

- $T_{work} = 155 \text{ °C}$
- $T_c = 143 \text{ °C}$

Questi due valori verranno assunti come riferimento nello studio effettuato.

4) *Determinazione della RESISTENZA ALL'INDURIMENTO per effetto del calore e dell'aria (Metodo RTFOT):*

Per misurare gli effetti combinati dell'azione dell'aria e del calore su di una sottile pellicola di bitume, si può utilizzare il metodo RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test), secondo la Norma UNI EN 12607-1. Il procedimento seguito consente di simulare l'indurimento subito da un legante bituminoso durante la mescolazione in un impianto di preparazione del conglomerato.

Questa prova consiste nel posizionare recipienti cilindrici contenenti $35 \pm 0,5$ g di bitume all'interno di una stufa a tamburo rotante alla velocità di 15 giri/min.



Figura 3.2-11: Stufa a tamburo rotante (Rolling Thin Film Oven)



Figura 3.2-12: Dettaglio del contenitore del bitume da posizionare all'interno della stufa

Il campione è sottoposto per 85 min alla temperatura di prova di 163 ± 1 °C, con l'aggiunta di un getto d'aria controllato di 4000 ml/min.

Una volta terminata la prova si registra la perdita in peso che ciascun campione presenta e, successivamente, si effettuano, sul bitume così condizionato, nuovamente le prove di penetrazione e palla-anello, per verificare le variazioni delle condizioni fisiche del legante dopo il processo effettuato.

Nel caso del bitume scelto si sono registrati i seguenti valori:

- Variazione di massa [%]:

Dopo la prova, secondo Metodo RTFOT di invecchiamento, il bitume studiato ha presentato una variazione percentuale del peso dello 0,134%.

Tabella 3.2-8: *Variazione di massa del bitume 50/70 vergine al termine della prova RTFOT*

UNI EN 12607-1	Bitume RTFOT 50/70	
	[g]	
	PRE	POST
C1	35,078	35,033
C2	35,101	35,047
C3	35,086	35,044
Media	35,088	35,041
Differenza	0,047	
Δ %	0,134	

Tale valore è stato confrontato con i limiti imposti da Capitolato ANAS, poiché quello scelto per il confronto non riportava tale prescrizione:

Tabella 3.2-9: *Prescrizioni del valore di perdita in peso del bitume sottoposto a prova RTFOT (fonte capitolato ANAS)*

Caratteristiche	Normativa	Bitume 50-70
Perdita in peso	EN 12607-1	< 0,5 % m

Come si nota il valore registrato rientra all'interno del limite imposto. Questo significa che in fase di lavorazione il bitume utilizzato non presenta eccessiva perdita delle parti più volatili che lo compongono.

- Valore di penetrazione residua [%]:

Il bitume presenta una penetrazione dopo prova RTFOT di 31 mm/10, ossia residua del 60% circa.

Tabella 3.2-10: Penetrazione residua del bitume 50/70 vergine

UNI EN 1426	Bitume RTFOT 50/70	
	[dmm]	
	PRE	POST
P1	50,7	30,8
P2	51,4	31,4
P3	51,1	30,9
Penetrazione	51	31
Differenza	20	
P. Residua [%]	60,8	

Se si confronta il valore ottenuto con il valore da capitolato:

Tabella 3.2-11: Valore limite di penetrazione residua prescritto da Capitolato

Penetrazione residua a 25°C	EN1426, CNR24/71	%	≥ 50
-----------------------------	------------------	---	------

Si ha il rispetto del limite imposto. Questo significa che il legante bituminoso utilizzato dopo la fase di lavorazione del conglomerato mantiene una penetrazione sufficiente, ossia non presenta indurimento eccessivo.

- Incremento del punto di rammollimento [°C]:

Dopo la prova di invecchiamento il bitume ha un punto di rammollimento a 53°C, 4 gradi superiore rispetto a quello determinato per il bitume uscito da raffineria.

Tabella 3.2-12: Incremento del punto di rammollimento del bitume 50/70 vergine al termine della prova RTFOT

UNI EN 1427	Bitume RTFOT 50/70	
	°C	
	PRE	POST
Biglia 1	49	53
Biglia 2	49,1	53
Rammollimento	49	53
Incremento	4	

Il Capitolato utilizzato riporta il seguente limite di accettazione:

Tabella 3.2-13: Valore limite dell'incremento del punto di rammollimento prescritto da Capitolato

Incremento del punto di Rammollimento	EN1427, CNR35/73	°C	≤ 9	≤ 9
---------------------------------------	------------------	----	-----	-----

Come si vede il valore trovato rientra largamente nei limiti previsti. Ciò significa che il legante bituminoso utilizzato al termine della fase di lavorazione presenta un indurimento accettabile poiché il suo punto di rammollimento aumenta di soli 4 °C.

Prendendo in considerazione il valore di penetrazione e il punto di rammollimento ottenuti dopo invecchiamento tramite metodo RTFOT si può valutare l'Indice di Penetrazione (IP) successivo alla prova, calcolato come in precedenza. Si è ottenuto il seguente risultato:

Tabella 3.2-14: Valore dell'indice di penetrazione calcolato al termine della prova RTFOT

	Bitume RTFOT 50/70
	dmm/°C
I.P.	-1,48

Come si vede il valore ottenuto è coerente con quello ricavato dal bitume vergine. Ciò conferma una certa suscettibilità termica del legante in quanto il valore ottenuto è inferiore a -1, anche se rispetto al valore limite di -2 utilizzato per i bitumi stradali è conforme.

3.2.2. ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Tabella 3.2-15: Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti dalle prove effettuate sul bitume 50/70 vergine

Bitume 50/70								
Penetrazione UNI EN 1426	P. di Ramm. UNI EN 1427	Twork	Tc	Perdita Peso UNI EN 12607-1	Pen. POST RTFOT UNI EN 1426	Pen. Residua UNI EN 1426	Ramm. POST RTFOT UNI EN 1427	Aumento Ram. UNI EN 12607-1
[dmm]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]	[dmm]	[%]	[°C]	[°C]
51	49	155	143	0,134	31	60,8	53	4

1. I valori ottenuti dalle prove effettuate hanno confermato che le caratteristiche del bitume utilizzato per lo studio sono conformi ai requisiti dal “*Capitolato Speciale di Appalto Tipo per Lavori Stradali*”, emesso dal *Ministero dei Trasporti*;
2. La prova di Penetrazione conferma la classe 50/70 del legante bituminoso impiegato ed il punto di rammollimento ottenuto rientra nell’intervallo atteso per un bitume con quel tipo di penetrazione. L’indice di penetrazione ottenuto dalle due prove, infatti, dimostra la corretta correlazione tra i due risultati e, quindi, il fatto che il legante impiegato abbia le caratteristiche attese;
3. Dopo invecchiamento del legante tramite metodo RTFOT il bitume utilizzato non ha presentato eccessivo indurimento, mantenendo buone caratteristiche di viscosità. La riduzione della penetrazione e l’innalzamento del punto di rammollimento, infatti, sono conformi a quanto richiesto dal “*Capitolato Speciale di Appalto Tipo per Lavori Stradali*”, emesso dal *Ministero dei Trasporti*;
4. Il bitume impiegato per lo studio presenta caratteristiche tali da potersi considerare idoneo e da non inficiare i risultati che si otterranno dalle prove effettuate sul conglomerato bituminoso.

3.3. IL COMPOUND CONTENENTE POLVERINO DI GOMMA E POLIMERI

I vantaggi riguardanti la riduzione del rumore prodotto da traffico stradale apportati dal polverino di gomma sono emersi già in passato da studi effettuati prima in Svezia e, successivamente, anche negli Stati Uniti. Il vantaggio nell'impiego del polverino per il confezionamento di conglomerati bituminosi è quello di ottenere strati superficiali in cui le particelle di gomma possano ridurre la rigidità della pavimentazione in modo da limitarne le emissioni di rumore prodotte dalle vibrazioni del pneumatico.

Esistono due diverse metodologie di inserimento del polverino nella miscela di conglomerato: processo "Dry" e "Wet":

- *Processo DRY*: il granulo di gomma di dimensioni 0 – 6 mm viene inserito insieme agli aggregati, in percentuali comprese tra il 3 – 6% sul peso degli aggregati lapidei. Il risultato finale è un conglomerato caratterizzato da una curva granulometrica discontinua tipo gap graded con elevata percentuale di bitume, compresa tra il 8 – 10%, i cui vuoti sono riempiti dal mastice bituminoso formato da bitume, filler e polverino di gomma.
- *Processo WET*: il polverino di gomma viene aggiunto come modifica al legante bituminoso al fine di migliorarne le prestazioni. Il risultato del processo prende il nome di "Asphalt Rubber (AR)". La norma ASTM D 8-88 definisce l'Asphalt Rubber come una miscela di bitume e polverino, in cui il polverino presente in quantità di almeno il 15% sul peso totale della miscela (bitume e polverino), deve reagire con il bitume riscaldato ad alte temperature in modo da garantire il rigonfiamento delle singole particelle di gomma. L'AR è utilizzato come bitume modificato per il confezionamento di usure porose (open graded) o semi-chiuse (gap graded), caratterizzate da percentuali di legante tra il 7 – 10%, a cui corrisponde una percentuale di polverino di gomma attorno all' 1 – 1.5%.

Ai fini della riduzione dell'inquinamento acustico prodotto da traffico veicolare, quindi, la soluzione "Dry" è sicuramente la più efficace.

L'utilizzo del solo polverino di gomma, però, comporta anche la generazione all'interno del conglomerato di un grosso effetto negativo, che influenza, poi, la capacità di riduzione del rumore stradale della pavimentazione. Da studi effettuati sull'interazione polverino – bitume riguardanti la tecnologia "Dry", tra cui quelli effettuati dall'Università di Nottingham, è emerso che:

si verifica un rigonfiamento ed aumento in massa del polverino di gomma, dovuto all'assorbimento della frazione di olii leggeri che appartengono al legante bituminoso.

Già nella prima ora in cui vi è interazione tra bitume e polverino di gomma, considerando una temperatura di 160°C, studi effettuati hanno dimostrato che il granulato presenta un aumento in massa di circa il 50%, raggiungendo circa l'80% nelle prime 5 ore di interazione, fino a poter raggiungere un aumento massimo di circa il 140% rispetto al valore iniziale. Ciò è dovuto all'assorbimento della frazione maltenica del bitume, il che comporta un progressivo irrigidimento della struttura del legante, causa successivamente di una sua maggiore fragilità. Si verifica, di conseguenza, una riduzione della percentuale di bitume presente all'interno del conglomerato che, oltre all'irrigidimento, causa un aumento dei vuoti della miscela. La percentuale di olii maltenici assorbiti è funzione della quantità di polverino di gomma presente. Al diminuire del rapporto bitume/gomma si verifica un aumento della quantità assorbita dal polverino.

Oltre a un decadimento delle prestazioni meccaniche, al fine della riduzione del rumore prodotto dal traffico veicolare, l'aumento della rigidità che comporta il processo prima descritto influisce negativamente, poiché l'obiettivo è quello di avere una pavimentazione che sia in grado di assorbire il più possibile le vibrazioni prodotte dallo pneumatico.

Per questo motivo in questo studio si è scelto di utilizzare un Compound contenete insieme al polverino di gomma, ricavato dal riciclaggio e riutilizzo di pneumatici fuori uso (PFU), una percentuale di polimeri elastotermoplastici, al fine di migliorare le caratteristiche meccaniche del conglomerato nel lungo periodo. Il polverino utilizzato, inoltre, è stato opportunamente trattato tramite particolare processo chimico industriale per risolvere il problema legato all'assorbimento della frazione maltenica del bitume, evitando l'irrigidimento e l'infragilimento del legante bituminoso e migliorando le proprietà di riduzione del rumore veicolare del conglomerato.



Figura 3.3-1: Immagine del Compound contenente polverino di gomma e polimeri studiato

3.3.1. BREVI CENNI SUL POLVERINO DI GOMMA DA PFU

Per quanto riguarda i materiali impiegati nelle pavimentazioni, nel tempo si è andato diffondendo l'utilizzo di componenti di riciclaggio o di recupero al fine di ridurre il consumo di materie prime limitando, nello stesso momento, l'accumulo di rifiuti. Il riutilizzo dei pneumatici fuori uso (PFU) nelle pavimentazioni stradali rappresenta la volontà di perseguire proprio questa finalità. Ricorrendo a particolari tecnologie produttive, previa riduzione in forma granulare mediante processi di triturazione, è possibile includere i PFU all'interno dei conglomerati bituminosi, utilizzando sia la tecnologia "Wet" che quella "Dry" prima descritte.

Con PFU si intendono i pneumatici di veicoli che necessitano di una licenza di circolazione perché possano viaggiare, ossia pneumatici di automobili, bus, macchini di cantiere, rimorchi, motoveicoli e ciclomotori, esclusi quelli con profilo di almeno 1,6 mm di profondità che possono essere riutilizzati per lo scopo originario. Con PFU vanno considerati anche i pneumatici danneggiati e, quindi, non più utilizzabili nell'ambito del trasporto.

Il recupero del materiale dallo pneumatico, una volta separata la parte metallica da quella gomma, è affidato a particolari processi di lavorazione che triturano i pneumatici secondo diverse granulometrie:

- Chip (10 – 50 mm);
- Granulato (4 – 1 mm);
- Polverino (< 1 mm);

Più in dettaglio si hanno le seguenti fasi:

1. TRITURAZIONE: per ridurre gli pneumatici interi a grandezze di qualche centimetro si impiegano trituratori simili a quelli utilizzati per il trattamento dei rifiuti solidi urbani;
2. MOLATURA: consiste in impianti di granulazione capaci di ridurre la grandezza dei grani di gomma fino a 0,32 mm;
3. CRIOGENIZZAZIONE: la molatura con criogenizzazione è basata sul concetto che un materiale aumenta la sua fragilità se portato a basse temperature. La temperatura utilizzata è di -60°C riducendo i frammenti di gomma fino alle dimensioni più fini tramite mulini a martelli o a bolle.

Terminata la lavorazione si suddivide il materiale in differenti granulometria in funzione dell'utilizzo previsto. Nel caso di impiego all'interno delle pavimentazioni stradali si utilizzano granulometrie differenti a seconda della metodologia utilizzata:

- Metodo WET: 0 – 1 mm;
- Metodo DRY: 0 – 6 mm;

3.3.2. CARATTERISTICHE DEL POLVERINO DI GOMMA UTILIZZATO NEL COMPOUND

Il polverino utilizzato all'interno del Compound proviene interamente da PFU ed ha subito i processi di lavorazione prima descritti. E' caratterizzato da una granulometria simile a quella utilizzata per la tecnologia Dry in quanto non è inserito all'interno del bitume come modificante del legante stesso, ma, insieme al polimero, direttamente nell'impasto, come se fosse un aggregato, anche se di peso specifico inferiore. La curva granulometrica del polverino utilizzato è la seguente:

Tabella 3.3-1: Risultati della setacciatura effettuata sul polverino di gomma contenuto nel Compound

apertura setac.	POLVERINO DI GOMMA		
	0 - 4		
mm	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
16,0	0,00	0,00	100,00
12,5	0,00	0,00	100,00
8,0	0,00	0,00	100,00
4,0	0,07	0,07	99,93
2,0	7,75	7,75	92,25
0,500	64,33	64,33	35,67
0,250	82,66	82,66	17,34
0,063	94,72	94,72	5,28
PASS.	100,00	100,00	0,00

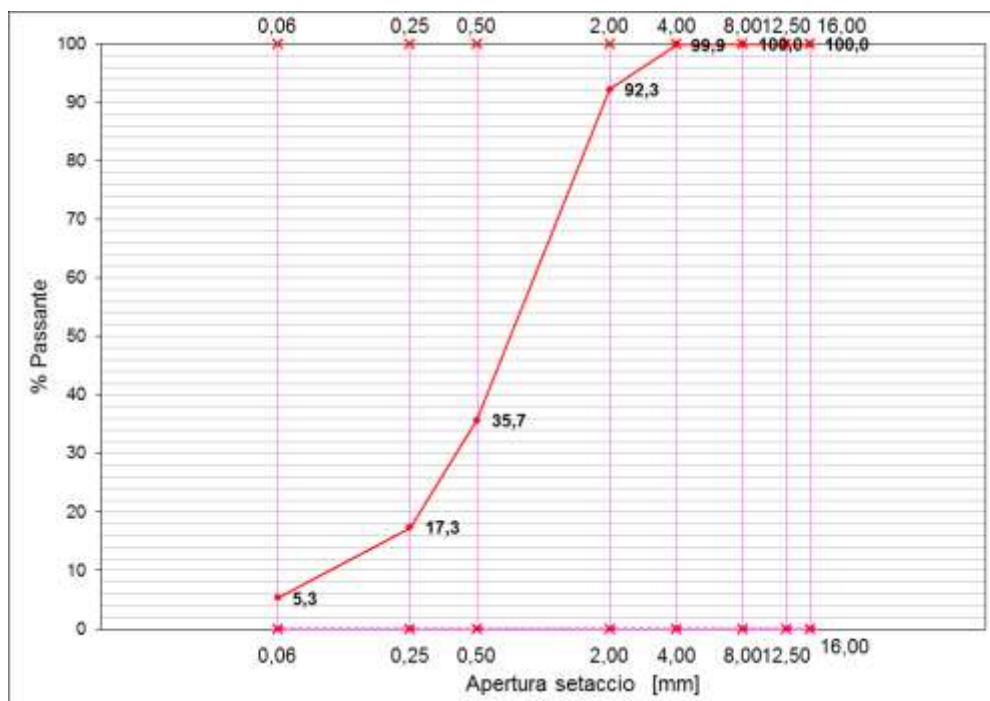


Figura 3.3-2: Curva granulometrica del polverino di gomma contenuto nel Compound

Come si vede la granulometria è quella di una sabbia, con dimensione massima del granulo di 4 mm, anche se la percentuale trattenuta sopra i 2 mm non supera il 10%. Tale componente interagirà con la struttura litica del conglomerato con l'obiettivo di conferirgli maggiore elasticità.

Il peso specifico del polverino di gomma utilizzato è il seguente:

$$P_s = 1,175 \quad \left[\frac{g}{cm^3} \right]$$

Ossia più di due volte inferiore al peso specifico calcolato per ciascuna frazione granulometrica di inerti lapidei impiegati.

3.3.3. METODOLOGIA DI IMPIEGO DEL COMPOUND.

Così come accade per la tecnologia “Dry”, il Compound è aggiunto nell'impasto del conglomerato insieme agli aggregati, prima del bitume che andrà poi a ricoprire la miscela inerte lapideo – Compound così creata. Esso, quindi, non sarà utilizzato come modificante del bitume prima della realizzazione dell'impasto, ma ne entrerà in contatto non prima della fase di mescolazione, conferendo eventuali caratteristiche al legante bituminoso solo successivamente.

La quantità di Compound da utilizzare per ottenere benefici dal punto di vista acustico è scelta in funzione sia della curva granulometrica degli aggregati che della quantità di legante bituminoso, affinché siano garantite, comunque, sufficienti prestazioni dal punto di vista meccanico del conglomerato. Così come accade per il bitume, la quantità di Compound è fornita come percentuale sul peso degli inerti lapidei, non come percentuale su quello del bitume. Per questo motivo in fase di studio verranno indicate due percentuali di Compound che faranno riferimento sempre al peso totale degli aggregati impiegati.

CAPITOLO 4

STUDIO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E DEL COMPORTAMENTO REOLOGICO DEL BITUME

Al fine di identificare le proprietà apportate dal Compound scelto al bitume utilizzato, si è deciso di effettuare uno studio reologico completo, scegliendo di effettuare anche le prove suggerite dalla metodologia SHRP Superpave.

Le prove saranno effettuate sia sul bitume privo del Compound che sul legante, miscelato con due differenti percentuali dello stesso, al fine di avere un quadro di paragone generale e completo.

Le percentuali utilizzate sono state scelte in funzione della quantità effettiva di Compound che solitamente viene utilizzata durante la produzione del conglomerato bituminoso, al fine di ottenere una buona riduzione del rumore.

Verranno quindi studiate le seguenti miscele:

- a) Bitume 50/70 privo del Compound;
- b) Bitume 50/70 con aggiunta del 2,5% di Compound sul peso degli aggregati;
- c) Bitume 50/70 con aggiunta del 3% di Compound sul peso degli aggregati;

Le prove effettuate su ciascuna miscela saranno:

- 1) Determinazione della penetrazione con ago – UNI EN 1426;
- 2) Determinazione del punto di rammollimento (Metodo biglia – anello) – UNI EN 1427;
- 3) Determinazione del ritorno elastico – UNI EN 13398;
- 4) Determinazione della viscosità dinamica a varie temperature – UNI EN 13302;
- 5) Dynamic Shear Rheometer Test (DSR Test) – UNI EN 14770:2012;
- 6) Pressure Aging Vassel Test (PAV Test) – UNI EN 14769:2013;
- 7) Bending Beam Rheometer Test (BBR Test) – UNI EN 14771:2012;

Utilizzando la metodologia SHRP Superpave verrà infine ricostruito il Performance Grade (PG) per ciascuna miscela analizzata, al fine di classificarla proprio secondo specifiche Superpave.

4.1. SCELTA DELLE MISCELE DA ANALIZZARE

Al fine dello studio riguardante il comportamento reologico del bitume si sono scelte due differenti percentuali di Compound che interagissero con il legante stesso:

- 1) **2,5 %** rispetto al peso degli aggregati utilizzati per la miscela del conglomerato;
- 2) **3%** rispetto al peso degli aggregati utilizzati per la miscela del conglomerato;

Si fa riferimento al peso degli aggregati componenti la miscela, nonostante si stia studiando il comportamento reologico del bitume, poiché il Compound contenente polverino di gomma e polimeri, come riportato in precedenza, non è utilizzato semplicemente come modificante del legante bituminoso, ma è utilizzato con funzione di modifica delle caratteristiche del conglomerato stesso. Considerando l'8% di bitume utilizzato per il confezionamento del conglomerato, le percentuali di Compound riferite al solo legante sarebbero le seguenti:

- 1) **31,25 %** rispetto al peso del bitume;
- 2) **37,5 %** rispetto al peso del bitume;

Per semplicità e per avere una correlazione con i risultati ottenuti dalle prove che verranno effettuate successivamente sul conglomerato, però, si è scelto di utilizzare la prima terminologia, facendo sempre riferimento alla percentuale di Compound rispetto alla miscela di aggregati.

Tutte le prove saranno eseguite non solo per entrambe le miscele bituminose contenenti il Compound, ma anche sul bitume 50/70 utilizzato come base per lo studio, in modo da poter poi confrontare i risultati ottenuti, verificando quali siano le percentuali di modifica apportate rispetto al legante di partenza. Le miscele studiate saranno quindi le tre seguenti:

- a) *Bitume 50/70 privo del Compound (sigla 50/70)*;
- b) *Bitume 50/70 con aggiunta del 2,5% di Compound sul peso degli aggregati (sigla 2,5%)*;
- c) *Bitume 50/70 con aggiunta del 3% di Compound sul peso degli aggregati (sigla 3%)*;

Le due percentuali decise per lo studio sono state scelte poiché sono quelle più idonee da inserire all'interno del conglomerato bituminoso al fine di ottenere una buona riduzione del rumore stradale e, successivamente, saranno quindi le stesse utilizzate per lo studio sul conglomerato stesso. In questo modo, dunque, i risultati ottenuti dallo studio saranno rappresentativi delle modifiche che il Compound apporta proprio al legante contenuto nelle miscele formulate per la riduzione del rumore.

4.2. ESTRAZIONE E RECUPERO DEL LEGANTE BITUMINOSO DAL CONGLOMERATO

Per effettuare lo studio, inizialmente, si era deciso di mescolare la percentuale di Compound prevista, direttamente all'interno della quantità di bitume corrispondente, come accade normalmente per i polimeri. Non essendo però studiato come modificante del bitume, ciò è stato impossibile. La parte di polverino di gomma presente, infatti, non si discioglieva all'interno del bitume modificandolo, ma i granuli rimanevano dispersi e presenti in modo omogeneo anche dopo mescolazione per un tempo di 30 minuti a 160°C, ossia simulando la temperatura di impasto del conglomerato. A fine impasto la miscela si presentava in questo modo:



Figura 4.2-1: Aspetto del bitume miscelato direttamente con il Compound

Come si vede la parte corrispondente al polverino di gomma rimane all'interno dell'impasto senza sciogliersi. Con un bitume di questo tipo è impossibile effettuare delle prove prendendo dei campioni omogenei o sottili che diano dei risultati attendibili. Si è quindi scelto di effettuare lo studio reologico delle tre miscele previste tramite estrazione e recupero del legante dal conglomerato bituminoso. Tale procedimento è suddiviso in tre processi distinti:

- 1) Estrazione del legante a caldo tramite utilizzo di solvente – UNI EN 12697-1:2005;
- 2) Separazione del residuo minerale tramite centrifuga a flusso continuo – UNI EN 12697-1:2005;
- 3) Rimozione del solvente dal bitume tramite evaporatore rotante – UNI EN 12697-3:2005;

Il conglomerato è stato prodotto rispettando le percentuali previste dallo studio, ossia per ciascuna miscela:

- 8% di bitume 50/70 sul peso degli aggregati, con assenza di Compound;
- 8% di bitume 50/70 sul peso degli aggregati, 2,5% di compound sul peso degli aggregati;
- 8% di bitume 50/70 sul peso degli aggregati, 3% di compound sul peso degli aggregati;

Prodotte le tre miscele in quantità sufficiente da ricavarne il bitume previsto per lo studio, è stato possibile procedere alla sua estrazione e poi allo studio reologico di ciascuna miscela.

Più nel dettaglio il procedimento si articola nei seguenti passaggi:

- 1) Estrazione del legante a caldo tramite utilizzo di solvente – UNI EN 12697 – 1;
- 2) Estrazione del residuo minerale tramite centrifuga a flusso continuo – UNI EN 12697 – 1;
- 3) Rimozione del solvente dal bitume tramite evaporatore rotante – UNI EN 12697 – 3;

4.2.1. ESTRAZIONE DEL LEGANTE A CALDO TRAMITE UTILIZZO DI SOLVENTE – UNI EN 12697-1

Si inserisce la porzione di conglomerato bituminoso all'interno di un cestello costituito da una maglia ad apertura fine, in modo da consentire il passaggio del bitume dilavato dal solvente e del solo filler come parte minerale.



Figura 4.2-2: Estrattore per la rimozione del bitume dal conglomerato tramite solvente (sinistra); Dettaglio del contenitore per il conglomerato (destra)

Si posiziona a questo punto il cestello all'interno di un contenitore contenente un solvente (es. percloro) e si pone il tutto su una piastra riscaldabile, alzando la temperatura fino a portare il solvente a ebollizione. I fumi del solvente che si producono salgono verso il coperchio all'interno del quale è fatta circolare acqua fredda. A causa della differente temperatura il solvente condensa e percola all'interno del conglomerato “dilavandolo” dal legante bituminoso. Il processo continua finché il conglomerato non è stato completamente spogliato del bitume ed il solvente che percola rimane incolore. A questo punto la prova termina.

4.2.2. SEPARAZIONE DEL RESIDUO MINERALE TRAMITE CENTRIFUGA A FLUSSO CONTINUO – UNI EN 12697-1

Una volta terminata l'estrazione si ha una miscela composta da bitume disciolto nel solvente e filler. Per separare le particelle minerali più fini dalla restante parte si utilizza una centrifuga a flusso continuo, nella quale si inserisce il ricavato dell'estrazione a caldo.



Figura 4.2-3: Centrifuga a flusso continuo utilizzata per la separazione del filler dalla miscela bitume - solvente

Il bitume disciolto ed il filler scendono all'interno di un cilindro rotante ad una velocità di flusso di $50 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{min}$. Qui il filler viene trattenuto sulle pareti del cilindro mentre il bitume disciolto, più leggero, viene portato ad un contenitore di recupero. La prova termina una volta che tutto il bitume disciolto nel solvente è stato recuperato all'interno del contenitore esterno alla macchina.

4.2.3. RIMOZIONE DEL SOLVENTE DAL BITUME TRAMITE EVAPORATORE ROTANTE – UNI EN 12697-3:

Il bitume disciolto nel solvente deve, a questo punto, essere recuperato per effettuare l'analisi reologica successiva.



Figura 4.2-4: Evaporatore rotante utilizzato per la separazione del bitume dal solvente

La miscela recuperata dalla centrifuga viene inserita a questo punto all'interno di un evaporatore rotante dove viene recuperato tramite un processo di distillazione a vuoto. Asportato completamente il solvente il bitume recuperato è pronto per essere utilizzato.

Per verificare che il recupero è stato effettuato correttamente, alla fine del processo può essere effettuata una misura tramite bilancia termica, in grado di determinare a 120°C la percentuale di solvente rimasta, corrispondente alla perdita in peso del campione. La percentuale di riduzione del peso del campione, quindi, deve essere nulla, o prossima allo zero.

4.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL BITUME DA ESTRAZIONE

Così come fatto per il bitume utilizzato per lo studio, su legante estratto dal conglomerato, per ciascuna delle tre miscele, si sono effettuate prove volte a caratterizzare il legante bituminoso in relazione alla quantità di Compound utilizzata, confrontando successivamente i risultati ottenuti in modo da poter meglio interpretare le modifiche apportate dal Compound al bitume. Le prove svolte saranno le stesse effettuate in precedenza, in modo da avere anche un paragone con il bitume 50/70 vergine utilizzato. Di seguito si riportano i risultati ottenuti in precedenza:

Tabella 4.3-1: Riassunto dei risultati ottenuti dalla preove precedentemente effettuate sul bitume 50/70 vergine

Bitume 50/70								
Penetrazione UNI EN 1426	P. di Ramm. UNI EN 1427	Twork	Tc	Perdita Peso UNI EN 12607-1	Pen. POST RTFOT UNI EN 1426	Pen. Residua UNI EN 1426	Ramm. POST RTFOT UNI EN 1427	Aumento Ram. UNI EN 12607-1
[dmm]	[°C]	[°C]	[°C]	[%]	[dmm]	[%]	[°C]	[°C]
51	49	155	143	0,134	31	60,8	53	4

In aggiunta ad esse verrà effettuata, sulle sole miscele contenenti il Compound, una prova per la determinazione del ritorno elastico del legante, al fine di individuare le modifiche che il polverino di gomma ed i polimeri contenuti apportano al bitume con cui interagiscono in fase di miscelazione. Si sono così svolte le seguenti prove:

- 1) *Determinazione della penetrazione con ago – UNI EN 1426;*
- 2) *Determinazione del punto di rammollimento (Metodo biglia – anello) – UNI EN 1427;*
- 3) *Determinazione del ritorno elastico – UNI EN 13398;*
- 4) *Determinazione della viscosità dinamica a varie temperature – UNI EN 13302;*

Di seguito verranno riportati e discussi i risultati ottenuti, per ciascuna delle prove effettuate, di ogni miscela.

4.3.1. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA PENETRAZIONE CON AGO – UNI EN 1426:

Per ciascuna miscela si è preparato un campione da sottoporre alla prova di penetrazione con ago, descritta in precedenza, in modo da verificare la rigidità del bitume con e senza Compound. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

- Bitume 50/70 privo di Compound:

Tabella 4.3-2: Penetrazione bitume 50/70 post estrazione

UNI EN 1426	Bitume POST estraz. 50/70
	[dmm]
P1	28,2
P2	27,8
P3	27,9
Penetrazione	28

Il valore ottenuto è inferiore a quello misurato per il bitume vergine 50/70 utilizzato poiché durante l'estrazione avviene un processo di ossidazione dello stesso. Rispetto al valore iniziale si ha una penetrazione residua pari a:

Tabella 4.3-3: Penetrazione residua del bitume 50/70 post estrazione

UNI EN 1426	Bitume POST estraz. 50/70	
	[dmm]	
	PRE	POST
P1	50,7	28,2
P2	51,4	27,8
P3	51,1	27,9
Penetrazione	51	28
Differenza	23	
P. Residua [%]	54,9	

ossia superiore al 50% rispetto al valore determinato sul bitume 50/70 vergine.

La maggiore consistenza del bitume è dovuta al processo di ossidazione che il legante subisce durante il processo di recupero prima descritto.

Il processo di estrazione, come risulta anche dal valore di penetrazione residua ottenuto, può essere paragonato al processo di invecchiamento subito tramite Metodo RTFOT. Dopo aver miscelato il conglomerato, in fase di estrazione e recupero, esso subisce una ulteriore ossidazione a causa delle temperature utilizzate per il recupero del legante, senza però che le sue caratteristiche vengano modificate eccessivamente rispetto a quanto ottenuto sul bitume invecchiato tramite Metodo RTFOT. Con i due processi, infatti, si sono ottenuti i seguenti valori i penetrazione:

Tabella 4.3-4; Confronto penetrazione bitume post RTFOT e post estrazione

UNI EN 1426	Bitume 50/70	
	[dmm]	
	RTFOT	ESTRAZ.
P1	30,8	28,2
P2	31,4	27,8
P3	30,9	27,9
Penetrazione	31	28
Differenza [dmm]	3,0	

Ossia una differenza di 3 dmm, cui corrisponde una penetrazione residua inferiore solo del 5% circa rispetto a quanto ottenuto per il bitume 50/70 vergine. Questo è indice di una maggiore ossidazione rispetto all'invecchiamento del legante ottenuto tramite Metodo RTFOT, ma i due processi possono comunque essere paragonati.

- *Bitume 50/70 con il 2,5% di Compound:*

Tabella 4.3-5: Penetrazione bitume post estrazione che ha interagito con il 2,5% di Compound

UNI EN 1426	Bitume POST estraz. 2,5% Compound
	[dmm]
P1	55,9
P2	56,3
P3	56,1
Penetrazione	56

Aggiungendo al bitume il 2,5% del Compound, la sua consistenza non aumenta nonostante il processo di estrazione subito, anzi diminuisce. Questo significa che il Compound diminuisce la rigidità del bitume a 25 °C, permettendogli di avere la consistenza che possedeva inizialmente.

- *Bitume 50/70 con il 3% di Compound:*

Tabella 4.3-6: Penetrazione bitume post estrazione che ha interagito con il 3% di Compound

UNI EN 1426	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[dmm]
P1	73
P2	73,1
P3	73,5
Penetrazione	73

L'utilizzo del 3% del Compound rispetto al peso degli aggregati diminuisce ulteriormente la consistenza del bitume utilizzato, rendendolo ancora meno resistente alla penetrazione con ago a 25 °C, quindi meno rigido.

Confronto dei risultati ottenuti.

Mettendo a confronto i risultati ottenuti per le tre miscele analizzate tramite prova di penetrazione emerge come, l'utilizzo del Compound all'interno del conglomerato, riduca la consistenza del bitume, rendendolo meno rigido.

Tabella 4.3-7: Confronto dei valori di penetrazione ottenuti sulle tra miscele di bitume analizzate

UNI EN 1426	Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[dmm]	[dmm]	[dmm]
PENETRAZIONE	28	56	73

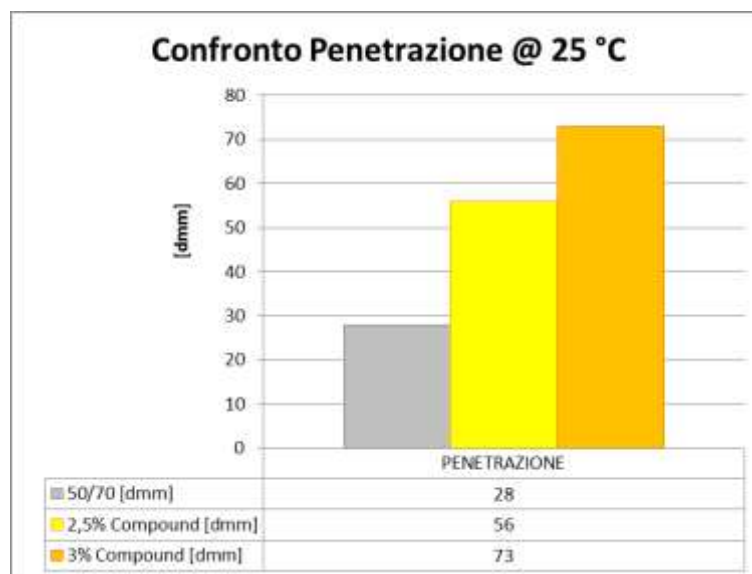


Figura 4.3-1: Confronto grafico del differente valore di penetrazione ottenuto sulle miscele di bitume analizzate

Considerando sempre il bitume prelevato dal processo di estrazione e recupero, si nota immediatamente come, aumentando la percentuale di Compound utilizzata all'interno del conglomerato, la consistenza del legante bituminoso diminuisce. Il fatto che la penetrazione del legante aumenta è indice di come la rigidità del conglomerato bituminoso in cui è impiegato il Compound tenda ad essere inferiore rispetto a quello privo dello stesso. Si può dedurre, inoltre, che, mentre il bitume privo del Compound durante il processo di lavorazione subisce una prima ossidazione che ne aumenta la rigidità, questo non avviene inserendo il Compound in fase di miscelazione, anzi, aumentando la percentuale, la consistenza dello stesso tende sempre più a diminuire. Ciò porta a presumere che anche la rigidità del conglomerato in cui è impiegato il Compound, una volta steso in sito, sia minore rispetto a quella di un conglomerato privo dello stesso, con benefici, come visto in precedenza, dal punto di vista acustico.

4.3.2. DETERMINAZIONE DEL PUNTO DI RAMMOLLIMENTO (METODO BIGLIA – ANELLO) – UNI EN 1427

Per ciascuna miscela si è determinato il punto di rammollimento, utilizzando il Metodo biglia – anello descritto in precedenza, in modo da verificare quale sia l’influenza del Compound sul bitume con cui interagisce. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

- Bitume 50/70 privo di Compound:

Tabella 4.3-8: Punto di rammollimento bitume 50/70 post estrazione

UNI EN 1427	Bitume POST estraz.	
	50/70	
	°C	
Biglia 1	55	
Biglia 2	55	
Rammollimento	55	

Il bitume estratto dal conglomerato aumenta il suo punto di rammollimento poiché il processo che subisce lo rende più rigido rispetto al bitume vergine su cui è stata effettuata la prova in precedenza. Rispetto al valore iniziale, infatti, si ha:

Tabella 4.3-9: Confronto punto di rammollimento del bitume 50/70 pre e post estrazione

UNI EN 1427	Bitume POST estraz.	
	50/70	
	°C	
	PRE	POST
Biglia 1	49	55
Biglia 2	49,1	55
Rammollimento	49	55
Incremento	6	

ossia un aumento di 6 °C rispetto al punto di rammollimento del bitume 50/70 vergine utilizzato per lo studio. Tale aumento è dovuto sempre al processo di estrazione e recupero dal conglomerato bituminoso che subisce il legante, come descritto anche per la prova di penetrazione con ago.

Si nota anche in questo caso, inoltre, una correlazione tra il risultato così ottenuto e quello ricavato su campioni che han subito un processo di invecchiamento tramite Metodo RTFOT. Se paragonati si ha infatti:

Tabella 4.3-10: Confronto del punto di rammollimento tra il bitume post RTFOT e il bitume post estrazione

UNI EN 1427	Bitume POST estraz. 50/70	
	°C	
	RTFOT	ESTRAZ.
Biglia 1	53	55
Biglia 2	53	55
Rammollimento	53	55
Differenza [°C]	2	

ossia una differenza di soli 2 °C, molto ridotta. Anche in questo caso, quindi, si può assumere il processo di estrazione come rappresentativo dell'invecchiamento che il bitume subisce in fase di lavorazione del conglomerato.

- *Bitume 50/70 con il 2,5% di Compound:*

Tabella 4.3-11: Punto di rammollimento del bitume che interagisce con il 2,5% di Compound

UNI EN 1427	Bitume POST estraz. 2,5% Compound
	°C
Biglia 1	51,4
Biglia 2	51,6
Rammollimento	52

Come si nota, l'aggiunta nella miscela del 2,5% di Compound sul peso degli aggregati, comporta ugualmente un aumento del punto di rammollimento, anche se lieve, rispetto al valore ricavato dalla prova effettuata sul bitume vergine 50/70. Ciò significa che dal punto di vista della rigidità alle alte temperature l'aggiunta del 2,5% di Compound non riduce eccessivamente tale caratteristica, anzi la mantiene pressoché invariata.

- Bitume 50/70 con il 3% di Compound:

Tabella 4.3-12: Punto di rammollimento del bitume che interagisce con il 3% di Compound

UNI EN 1427	Bitume POST estraz. 3% Compound
	°C
Biglia 1	48,5
Biglia 2	48,5
Rammollimento	49

L'aggiunta del 3% di Compound sul peso degli aggregati lascia pressoché invariato il punto di rammollimento rispetto al bitume 50/70 vergine testato precedentemente. Rispetto al dato fornito dal bitume estratto dal conglomerato e privo del Compound, invece, si ha una riduzione di 6 °C, non eccessiva ma comunque nemmeno trascurabile. In questo caso, quindi, la presenza di tale percentuale porta ad una riduzione significativa del punto di rammollimento, indice di una riduzione della resistenza del bitume a temperature meno elevate.

Confronto dei risultati ottenuti.

Mettendo a confronto i risultati ottenuti dalle tre miscele analizzate, emerge come l'utilizzo del Compound all'interno del conglomerato comporti una riduzione del punto di rammollimento all'aumento dello stesso, ossia rende il bitume meno resistente al crescere della temperatura.

Tabella 4.3-13: Confronto del punto di rammollimento tra i bitumi analizzati

UNI EN 1426	Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[°C]	[°C]	[°C]
RAMMOLLIMENTO	55	52	49

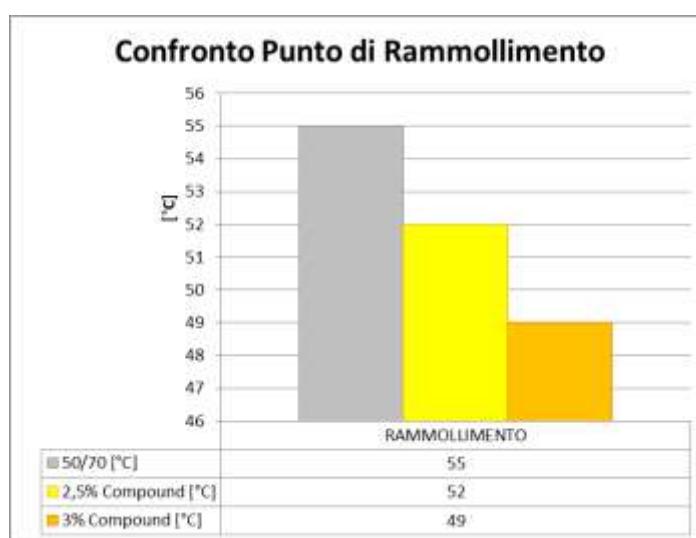


Figura 4.3-2: Confronto grafico tra il valore di punto di rammollimento ottenuto per le miscele analizzate

Se, però, si confrontano i risultati con quello ottenuto tramite la medesima prova effettuata sul bitume 50/70 vergine, si nota come le due percentuali di Compound utilizzate non apportino una modifica eccessiva rispetto a questo valore, anzi, nel caso in cui si utilizzi il 3% di Compound, non si ha alcuna modifica.

Tabella 4.3-14: Confronto del punto di rammollimento tra i bitumi che interagiscono con il Compound e il bitume 50/70 vergine

UNI EN 1426	Bitume VERGINE 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[°C]	[°C]	[°C]
RAMMOLLIMENTO	49	52	49

Ciò significa che attraverso l'utilizzo del Compound si riduce l'aumento del punto di rammollimento del bitume dovuto all'ossidazione dello stesso in fase di lavorazione, permettendo al legante di non aumentare la sua rigidità durante il confezionamento del conglomerato.

4.3.3. CALCOLO DELL'INDICE DI PENETRAZIONE

Dai risultati ottenuti dalle prove di penetrazione con ago e biglia – anello si può risalire all'Indice di Penetrazione per ciascun tipo di bitume analizzato. Questo indice, come visto in precedenza dall'analisi effettuata sul bitume vergine 50/70, consente di analizzare la suscettibilità termica del legante bituminoso considerato. Esso è calcolato con la relazione di Pfeiffer e van Doormaal:

$$a = \frac{\text{Log}_{10}800 - \text{Log}_{10}P}{T_{R\&B} - T}$$

$$IP = \frac{10 * (2 - 50 * a)}{1 + 50 * a}$$

Dove:

- P = valore di penetrazione ottenuto [mm/10];
- T = temperatura prova di penetrazione [°C];
- TR&B = Temperatura di rammollimento [°C];

Per ciascuna miscela studiata si sono ottenuti i seguenti risultati:

- *Bitume 50/70 privo di Compound:*

Tabella 4.3-15: Indice di penetrazione del bitume 50/70 post estrazione

	Bitume POST estraz. 50/70
	dmm/°C
I.P.	-1,24

L'indice di penetrazione per il bitume 50/70 privo del Compound rimane minore di -1 anche dopo estrazione, migliorando solo lievemente. Questo denota nuovamente una certa suscettibilità termica del bitume utilizzato per lo studio, nonostante il valore così calcolato sia sempre maggiore di -2, valore indicato per il legante utilizzato in un conglomerato bituminoso per strato d'usura.

- *Bitume 50/70 con il 2,5% di Compound:*

Tabella 4.3-16: Indice di penetrazione del bitume che interagisce con il 2,5% di Compound

	Bitume POST estraz. 2,5% Compound
	mm/10 °C
I.P.	-0,44

Aggiungendo il 2,5% di Compound rispetto al peso degli aggregati all'interno del conglomerato l'Indice di Penetrazione del bitume si modifica, avvicinandosi al valore nullo ottimale. Questo indica una riduzione della suscettibilità termica del legante, ossia un miglioramento apportato dal Compound.

- *Bitume 50/70 con il 3% di Compound:*

Tabella 4.3-17: Indice di penetrazione del bitume che interagisce con il 3% di Compound

	Bitume POST estraz. 3% Compound
	mm/10 °C
I.P.	-0,52

Anche aggiungendo il 3% di Compound si verifica un miglioramento dell'Indice di Penetrazione, il quale si avvicina al valore nullo come in precedenza. Rispetto al caso precedente, con questa percentuale, il miglioramento ottenuto è inferiore, ma rimane comunque elevato se si considera il valore di I.P. ricavato per il bitume 50/70 privo di Compound estratto dal conglomerato. Anche in questo caso, quindi, si ha una sensibile riduzione della suscettibilità termica del legante bituminoso, indice del fatto che, l'aggiunta del Compound al conglomerato, migliora le caratteristiche del bitume sotto questo aspetto.

Confronto dei risultati.

Mettendo in relazione i tre Indici calcolati è immediato notare quanto esposto in precedenza.

Tabella 4.3-18: Confronto indice di penetrazione ottenuto per le miscele analizzate

	Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[dmm/°C]	[dmm/°C]	[dmm/°C]
I.P.	-1,24	-0,44	-0,52

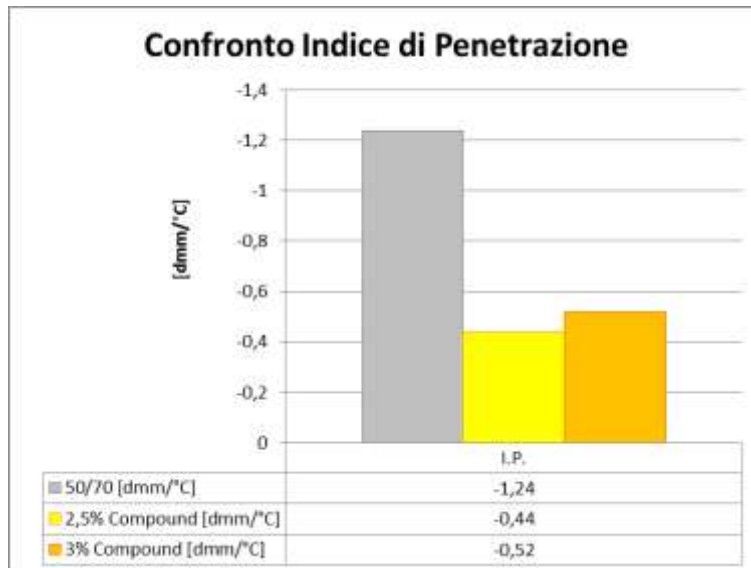


Figura 4.3-3: Confronto grafico del valore di indice di penetrazione delle miscele analizzate

Considerando un Indice di Penetrazione nullo come ideale, si nota come l'utilizzo del Compound apporti un miglioramento del valore calcolato rispetto al bitume 50/70 privo dello stesso. Ciò significa che il bitume che interagisce con il Compound avrà una minore suscettibilità termica, ossia le sue caratteristiche di consistenza e coesione risentiranno in minor modo della temperatura.

4.3.4. DETERMINAZIONE DEL RITORNO ELASTICO DEL BITUME – UNI EN 13398

Una prova importante, al fine di identificare le modifiche apportate dal Compound al legante, è il calcolo del ritorno elastico del bitume, prova che solitamente non viene effettuata su un bitume vergine in quanto privo di tale caratteristica, o comunque con percentuali di ritorno piuttosto basse. Tale prova fa riferimento alla Normativa europea EN 13398, nella quale è specificato un metodo per determinare il recupero elastico del bitume a data temperatura. La prova valuta la capacità di recupero di un bitume sottoposto ad un determinato allungamento con sforzo di trazione inferiore al limite elastico.

Tale metodologia prevede che un campione di bitume venga allungato ad una temperatura di 25 °C e ad una velocità costante di 50 mm/min fino a 200 mm di allungamento. Raggiunto tale allungamento, il provino viene tagliato nel centro. Dopo 30 minuti viene misurato l'accorciamento (recupero della deformazione) ed espresso come percentuale di allungamento che il provino riesce a recuperare.



Figura 4.3-4: Campione di bitume al termine della prova di ritorno elastico

Lo strumento utilizzato per la prova è il duttilometro, che permette di testare due provini in parallelo seguendo le indicazioni tecniche prima citate dalla Normativa.



Figura 4.3-5: Esempio di duttilometro

Ogni campione è preparato tramite apposito stampo, e inserito all'interno della vasca alla temperatura di 25 °C e lasciato condizionare.



Figura 4.3-6: Stampi per realizzare il campione di bitume da sottoporre alla prova di ritorno elastico

Una volta condizionato il campione, si può procedere con la prova come descritto in precedenza. Al termine, tagliato il campione nel centro e trascorsi i 30 minuti, si può procedere al calcolo del ritorno elastico del bitume tramite la seguente formula:

$$R_E = \frac{d}{200} * 100 \quad [\%]$$

dove d corrisponde alla distanza tra i due lembi del campione espressa in mm.

Per le due miscele contenenti il Compound, quindi, si è determinato il ritorno elastico, utilizzando il Metodo sopra descritto, in modo da verificare quale sia l'influenza del Compound sul bitume con cui interagisce. La prova non è stata effettuata sul bitume 50/70 privo del compound poiché privo di questa caratteristica. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

- *Bitume 50/70 con il 2,5% di Compound:*

Tabella 4.3-19: Valore di ritorno elastico del bitume che interagisce con il 2,5% di Compound

EN 13398	Bitume POST estraz. 2,5% Compound
	%
Campione 1	73,5
Campione 2	71
Ritorno Elastico	72

Come si vede l'aggiunta di questa percentuale di Compound all'interno del conglomerato comporta una modifica sostanziale del bitume, il quale acquisisce elevate caratteristiche di elasticità. Con il 2,5% di Compound si ottiene circa il 70% di ritorno elastico, ossia si conferiscono al legante ottime capacità di recupero.

- *Bitume 50/70 con il 3% di Compound:*

Tabella 4.3-20: Valore di ritorno elastico del bitume che interagisce con il 3% di Compound

EN 13398	Bitume POST estraz. 3% Compound
	%
Campione 1	53,5
Campione 2	55
Ritorno Elastico	54

Anche aggiungendo il 3% di Compound sul peso degli aggregati utilizzati per produrre il conglomerato, l'elasticità del bitume aumenta e si ha un ritorno elastico pari a circa il 55%, minore rispetto al valore trovato precedentemente ma comunque piuttosto elevato.

Confronto dei risultati.

Confrontando i risultati ottenuti si nota come entrambi i bitumi possiedano un buon ritorno elastico.

Tabella 4.3-21: Confronto del ritorno elastico dei bitumi che interagiscono con il Compound

EN 13398	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[%]	[%]
RIT. ELASTICO	72	54

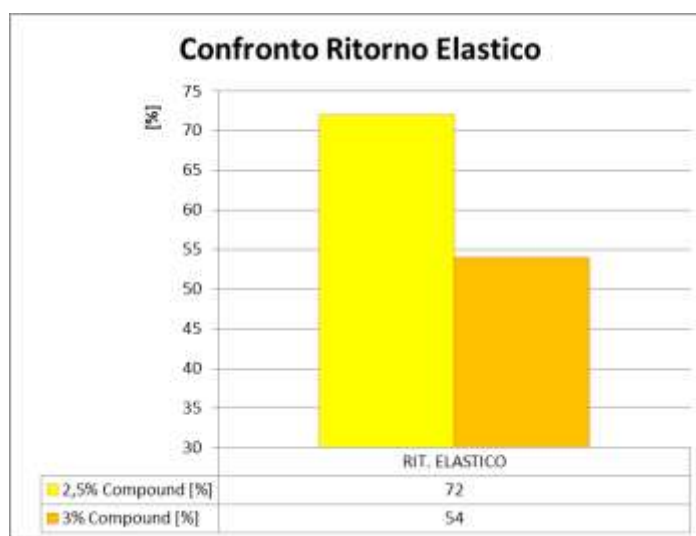


Figura 4.3-7: Confronto grafico tra i valori di ritorno elastico ottenuti

Questo significa che il Compound, nelle due percentuali, ha apportato una notevole modifica alle caratteristiche del legante, di per sé privo di una così elevata elasticità.

Si nota però come il ritorno elastico misurato non sia direttamente proporzionale alla quantità di Compound utilizzata. Nel caso in esame, infatti, il valore maggiore si è ottenuto per il bitume contenente il 2,5% di Compound, non per quello con il 3%. Questo può essere dovuto al fatto che, in funzione della quantità di bitume utilizzata, l'aumento di Compound, dal 2,5% al 3%, non migliori ulteriormente le caratteristiche di elasticità del legante, ma, viceversa, tenda a peggiorarle in quanto presente in quantità eccessiva. Tale considerazione, comunque, sarebbe da verificare con valori intermedi di Compound all'interno del conglomerato.

Il dato certo rimane in entrambi i casi l'aumento di elasticità del legante, caratteristica trasmessa al conglomerato di cui fa parte. Questo risultato è quello voluto al fine di migliorare le prestazioni acustiche del conglomerato una volta steso nel sito scelto, poiché in grado di ridurre la rigidità della pavimentazione ed assorbire le vibrazioni prodotte dal contatto ruota – pavimentazione.

4.3.5. DETERMINAZIONE DELLA VISCOSITÀ DINAMICA A VARIE TEMPERATURE – UNI EN 13302

Altra prova svolta al fine di identificare le modifiche apportate dal Compound sul legante è stata quella di determinare come cambia la viscosità del legante bituminoso al variare della temperatura, a seconda o meno della presenza del Compound. La viscosità, infatti è determinante per garantire al conglomerato buone caratteristiche di lavorabilità e compattazione una volta prodotto. Per ciascuna delle tre miscele si è determinata tale caratteristica come descritto precedentemente nell'analisi fatta sul bitume 50/70 utilizzato per lo studio, ossia tramite viscosimetro rotazionale (viscosimetro Brookfield), sempre utilizzando il legante estratto dal conglomerato. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

- *Bitume 50/70 privo di Compound:*

Bitume POST estraz. 50/70	
UNI EN 13302	
T	η
[°C]	[cP]
120	1933
130	1141
140	611
150	368
160	241
170	167
180	117
190	82

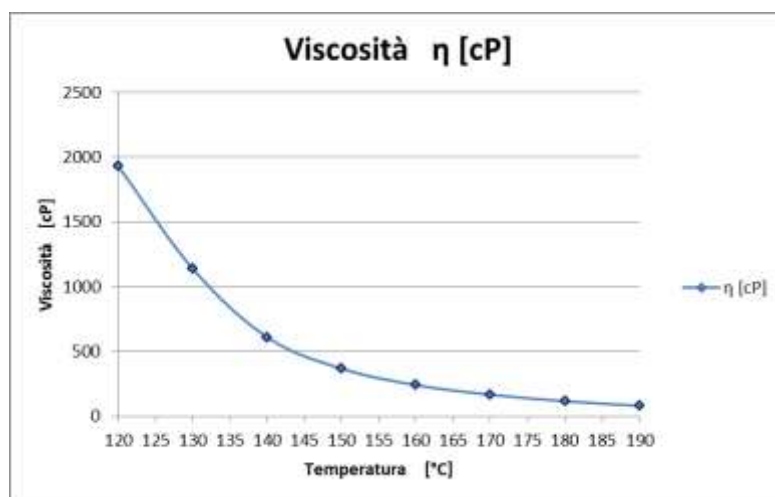


Figura 4.3-8: Andamento della viscosità in funzione della temperatura del bitume 50/70 post estrazione

Come si nota la viscosità dinamica misurata è piuttosto elevata, soprattutto nei primi intervalli di temperatura. Ciò è sempre dovuto al fatto che il bitume analizzato ha subito un processo di estrazione e recupero dal conglomerato che ha provocato una prima ossidazione del legante, aumentandone, oltre alla rigidità, anche la viscosità.

Se si paragonano i risultati ottenuti con la viscosità dinamica misurata per il bitume 50/70 vergine si nota proprio quanto osservato in precedenza:

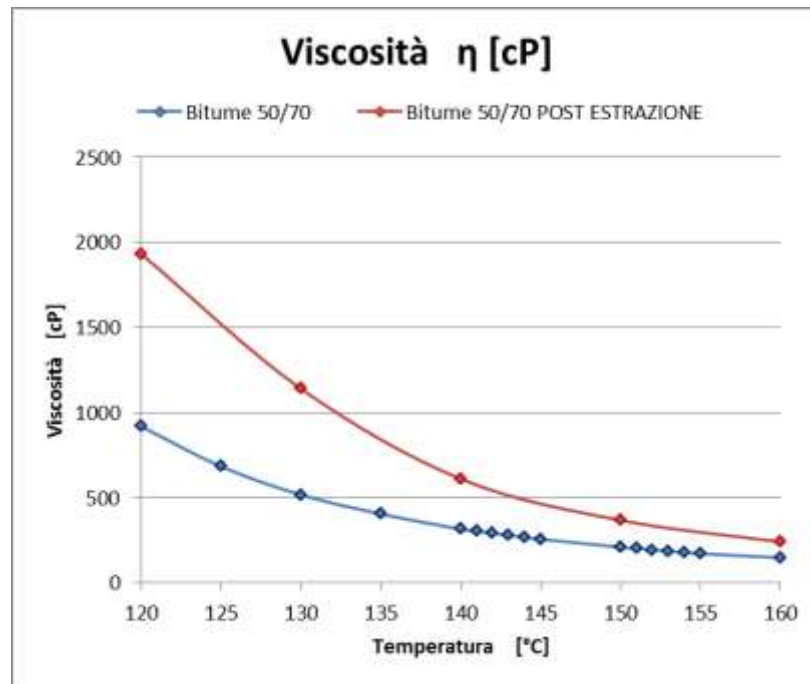


Figura 4.3-9: Confronto andamento viscosità tra il bitume 50/70 vergine e il bitume 50/70 post estrazione

Come si vede, soprattutto fino a 140 °C, la viscosità del bitume estratto dal conglomerato è superiore, fino al doppio, rispetto a quella calcolata inizialmente sul bitume 50/70 vergine. Le due curve, all'aumentare della temperatura, tendono ad avvicinarsi, ma la viscosità del legante estratto rimane comunque sempre superiore, proprio per il motivo spiegato precedentemente.

Al fine di verificare quale sia l'aumento di viscosità apportato al bitume dal processo di estrazione e recupero del legante dal conglomerato, si possono considerare le nuove temperature di lavorazione (T_{work}) e compattazione (T_c), definite per una viscosità rispettivamente pari a 170 cP e 280 cP, come spiegato in precedenza. Tali valori non saranno utilizzabili, ma possono fornire una valida indicazione, soprattutto se poi confrontati sul bitume che ha interagito con il Compound.

In questo caso si sono ottenuti i seguenti valori:

Tabella 4.3-22: Temperatura di lavorazione e compattazione per bitume 50/70 post estrazione

Bitume POST estraz. 50/70	
Twork	Tc
°C	°C
170	157

ossia circa 15 °C in più rispetto ai valori determinati per il bitume 50/70 vergine analizzato in precedenza.

Tabella 4.3-23: Temperatura di lavorazione e compattazione per bitume 50/70 vergine

Bitume VERGINE 50/70	
Twork	Tc
°C	°C
155	143

Mettendo a confronto i risultati tale aumento è evidente:

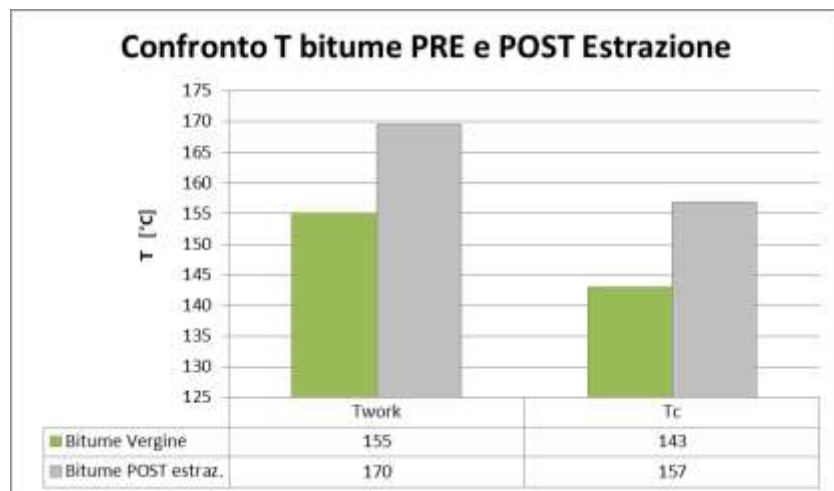


Figura 4.3-10: Confronto grafico tra le temperature di lavorazione e compattazione tra il bitume 50/70 vergine e quello post estrazione

- Bitume 50/70 con il 2,5% di Compound:

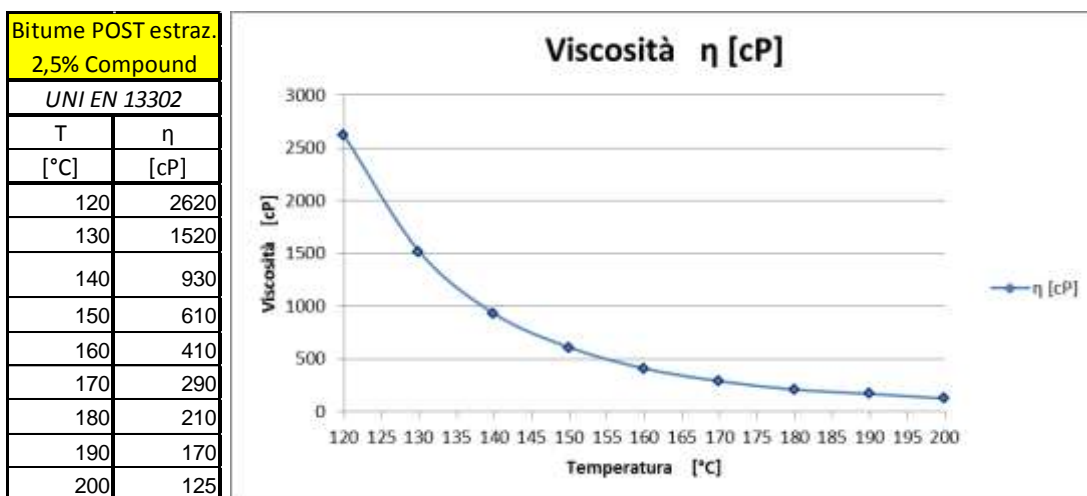


Figura 4.3-11: Andamento della viscosità del bitume che interagisce con il 2,5% di Compound

Inserendo il Compound all'interno della miscela, la viscosità del bitume aumenta. Come nel caso precedente, tale aumento si verifica soprattutto nei primi intervalli di temperatura, ma, rispetto al bitume privo di Compound, rimane sempre superiore.

Se si ricavano le temperature di lavorazione e compattazione, come fatto nel caso precedente, si ottiene:

Tabella 4.3-24: Temperatura di lavorazione e compattazione per bitume con interagisce con il 2,5% di Compound

Bitume POST estraz. 2,5% Compound	
Twork	Tc
°C	°C
190	171

Come si nota si ha un aumento delle due temperature rispetto a quanto calcolato per il bitume privo del Compound. Ciò significa che, aggiungendolo alla miscela, l'aumento di viscosità che il legante subisce interagendo con il Compound comporta un aumento delle temperature di lavorazione e compattazione previste, rispetto a quanto calcolato per il solo legante bituminoso.

- Bitume 50/70 con il 3% di Compound:

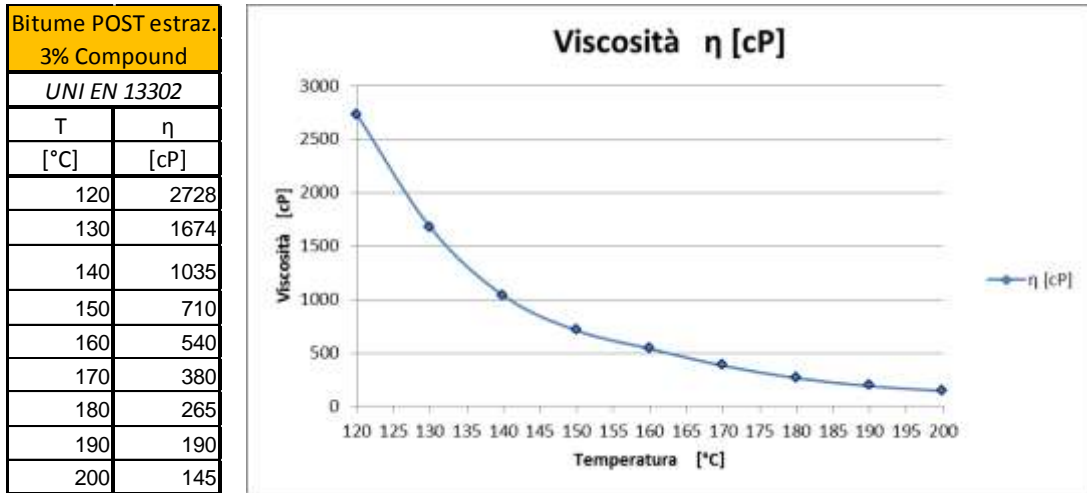


Figura 4.3-12: Andamento della viscosità del bitume che interagisce con il 3% di Compound

Anche l'aggiunta del 3% di compound rispetto al peso degli aggregati della miscela comporta un aumento della viscosità a tutte le temperature, superiore nei primi intervalli, come verificato nel caso precedente.

Se anche in questo caso si calcolano le temperature di lavorazione e compattazione si ha:

Tabella 4.3-25: Temperatura di lavorazione e compattazione per bitume con interagisce con il 3% di Compound

Bitume POST estraz. 3% Compound	
Twork	Tc
°C	°C
194	179

ossia si verifica un ulteriore aumento rispetto al caso precedente, facendo salire le due temperature rispettivamente fino a circa 195 °C e 180 °C, molto più alte rispetto a quelle calcolate nella fase di studio del bitume vergine.

Confronto dei risultati.

Se si paragona l'andamento delle viscosità dinamiche misurate in funzione della temperatura per le tre miscele, si nota come l'aggiunta del Compound comporti un aumento di tale caratteristica, superiore per i primi intervalli di misurazione.

Bitume POST estraz. 50/70	
UNI EN 13302	
T	η
[°C]	[cP]
120	1933
130	1141
140	611
150	368
160	241
170	167
180	117
190	82

Bitume POST estraz. 2,5% Compound	
UNI EN 13302	
T	η
[°C]	[cP]
120	2620
130	1520
140	930
150	610
160	410
170	290
180	210
190	170

Bitume POST estraz. 3% Compound	
UNI EN 13302	
T	η
[°C]	[cP]
120	2728
130	1674
140	1035
150	710
160	540
170	380
180	265
190	190

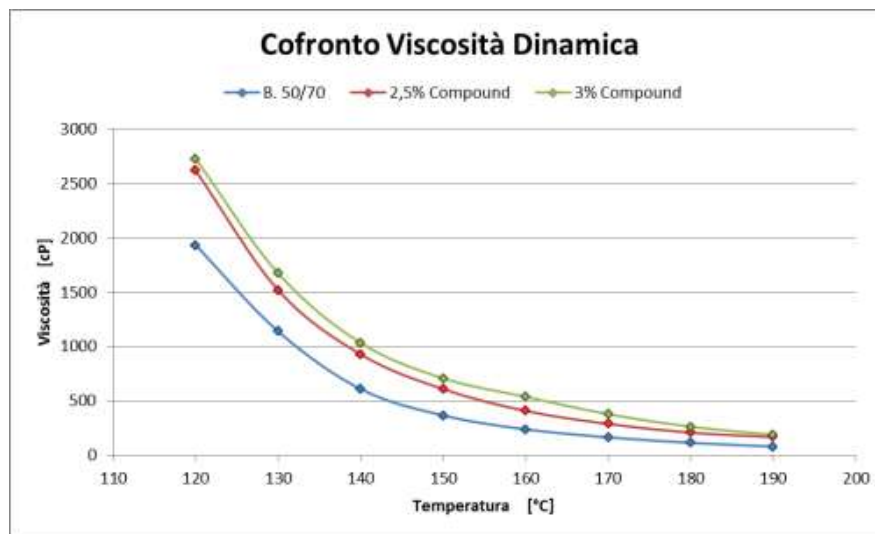


Figura 4.3-13: Confronto dell'andamento della viscosità in funzione della temperatura per le 3 miscele analizzate

Si vede, allo stesso tempo, come la differenza tra le viscosità misurate per le due percentuali di Compound sia ridotta, con un leggero aumento nel caso in cui venga utilizzato il 3% sul peso degli aggregati. All'aumento della percentuale di Compound, quindi, corrisponde un incremento della viscosità dinamica misurata, che rimane, per le due miscele di Compound analizzate, intorno ai 100 cP, quindi di bassa entità.

Un utile confronto riguarda le temperature di lavorazione e compattazione.

Tabella 4.3-26: Confronto tra le temperature di lavorazione e compattazione delle miscele analizzate

Bitume POST estraz. 50/70		Bitume POST estraz. 2,5% Compound		Bitume POST estraz. 3% Compound	
Twork	Tc	Twork	Tc	Twork	Tc
°C	°C	°C	°C	°C	°C
170	157	190	171	194	179

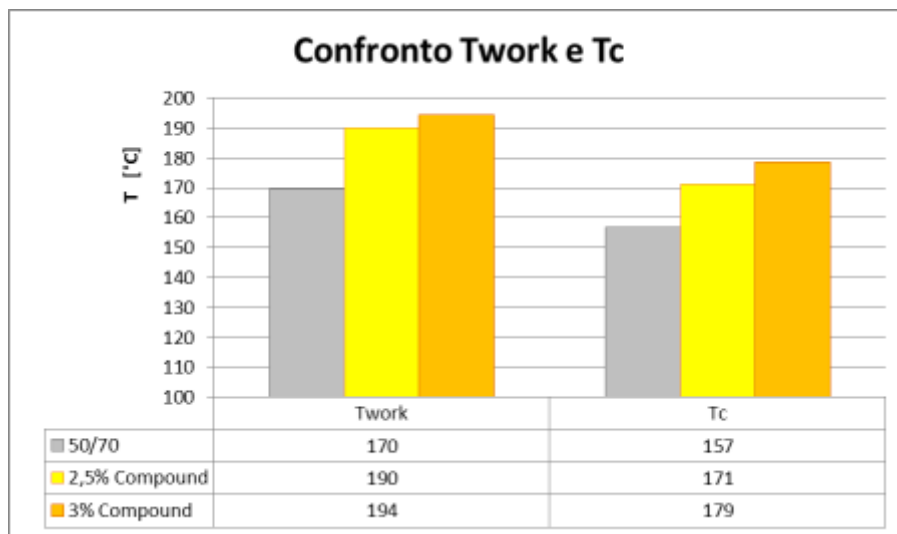


Figura 4.3-14: Confronto grafico tra le temperature di lavorazione e compattazione delle miscele analizzate

L'aumento della viscosità del bitume che interagisce con il Compound comporta un aumento delle due temperature di circa 20 °C. Poiché, nel caso analizzato, il legante bituminoso ha subito un processo di estrazione e recupero dal conglomerato che di per sé ne ha aumentato la viscosità, come visto in precedenza, è interessante vedere la differenza di temperatura tra le tre miscele in modo da poter risalire alla reale differenza di temperature apportata dal Compound.

Tabella 4.3-27: Aumento delle temperature di lavorazione e compattazione aggiungendo il Compound

Bitume POST estraz. 2,5% Compound		Bitume POST estraz. 3% Compound	
Δ Twork	Δ Tc	Δ Twork	Δ Tc
°C	°C	°C	°C
20	14	24	22

Come si vede, la presenza del Compound comporta un aumento delle due temperature di circa 20 °C in media. Considerando questo fatto, durante la realizzazione del conglomerato verranno utilizzate come temperature di lavorazione e compattazione quelle determinate per il bitume 50/70 vergine prima calcolate, con l'aggiunta di 20 °C, in modo da mantenere la viscosità del legante il più possibile idonea durante le due fasi.

Le temperature utilizzate saranno quindi prossime a:

- $T_{work} = 155 \text{ °C} + 20 \text{ °C} = \mathbf{175 \text{ °C}}$

- $T_c = 143 \text{ °C} + 20 \text{ °C} = \mathbf{163 \text{ °C}}$

4.4. CARATTERIZZAZIONE PRESTAZIONALE DEL BITUME ESTRATTO SECONDO IL SISTEMA SUPERPAVE

Le prove classiche sui leganti bituminosi (penetrazione con ago, biglia – anello, viscosità) sono insufficienti per caratterizzare approfonditamente il comportamento del materiale in esercizio, poiché il range di temperature a cui vengono effettuate è modesto rendendo la classificazione successiva imprecisa.

La maggior parte delle sperimentazioni di laboratorio sui bitumi, però, è tesa a definire criteri di selezione e di impiego. I più aggiornati studi di ricercatori del settore stradale sono volti a soddisfare queste esigenze e, proprio per questo, sono basati sulla misura diretta delle proprietà reologiche ed a frattura dei leganti e sulla loro tendenza a conservarle nel tempo, sotto l'azione degli agenti ambientali. Ciò è stato reso possibile dalla messa a punto e dalla notevole diffusione di apparecchiature che consentono di superare le limitazioni proprie delle prove di caratterizzazione tradizionali. Sotto questo punto di vista, merita particolare attenzione il progetto di ricerca americano SHRP (*Strategic Highway Research Program*) che ha portato alla definizione di nuovi apparecchiature, di protocolli di prova e di criteri di selezione dei leganti bituminosi basati sulle loro prestazioni attese in opera. Inoltre si è osservato che le prescrizioni SHRP non distinguono tra prodotti modificati e non, in quanto le correlazioni utilizzate per la loro definizione prescindono dalla composizione e dalla tipologia dei leganti.

Con questo tipo di approccio le prove reologiche vengono effettuate sottoponendo un campione di bitume a regimi di sollecitazione o di deformazione noti, con la lettura della corrispondente risposta deformativa o tensionale. A seconda della modalità di applicazione della forza si distinguono:

- Prove in regime *oscillatorio*;
- Prove di tipo *continuo*;

Inoltre a seconda degli strumenti utilizzati è possibile prendere in esame il comportamento in scorrimento o in regime di sollecitazione normale. Gli strumenti più diffusi per questo tipo di studio sono:

- *Reometri rotazionali*, che operano in regime oscillatorio e/o continuo con sollecitazioni di taglio puro (DSR);
- *Reometri flessionali*, che operano a carico costante, inducendo sollecitazioni normali (BBR);

Proprio per questi motivi si è deciso di utilizzare le metodologie proposte dal progetto SHRP anche per lo studio reologico del bitume che interagisce con il Compound utilizzato per la riduzione del rumore stradale, composto da polverino di gomma e polimeri, al fine di identificare, più nel dettaglio, il comportamento del materiale in esercizio.

4.4.1. *IL SISTEMA SUPERPAVE: INTRODUZIONE*

La caratterizzazione del bitume basata sulla metodologia SHRP Superpave suddivide schematicamente la vita del legante in 3 fasi critiche:

- 1) *Bitume intatto*: fase caratteristica del trasporto, dello stoccaggio e della movimentazione del legante;
- 2) *Fase di produzione*: modificazioni che un legante subisce durante la produzione del conglomerato e la costruzione della sovrastruttura;
- 3) *Invecchiamento*: invecchiamento del legante all'interno della sovrastruttura durante gli anni di esercizio;

La seconda fase critica della vita di un legante è simulata tramite un invecchiamento, detto di “breve periodo”, all'interno di un forno, utilizzando il Metodo RTFOT descritto in precedenza.

La terza fase critica, ossia l'invecchiamento nel “lungo periodo”, viene simulata tramite *Pressure Aging Vassel Test (PAV Test)*, secondo la Norma *UNI EN 14697*:



Figura 4.4-1: Pressure Aging Vassel (PAV)

La prova consiste nella simulazione accelerata dell'invecchiamento che il bitume subisce a lungo termine, tramite l'utilizzo di un recipiente pressurizzato.

Per fare ciò si dispone il bitume invecchiato tramite Metodo RTFOT all'interno di piatti piani metallici ($50 \pm 0,5$ g), che vengono poi posizionati in un raccoglitore e inseriti all'interno di una camera ad una pressione di 2100 ± 100 kPa per 20 ore, ad una temperatura di 90 °C, 100 °C o 110 °C, funzione della massima sollecitazione di progetto della sovrastruttura.



Figura 4.4-2: Contenitore del bitume da inserire all'interno del PAV (sinistra); Castello porta contenitori (destra)

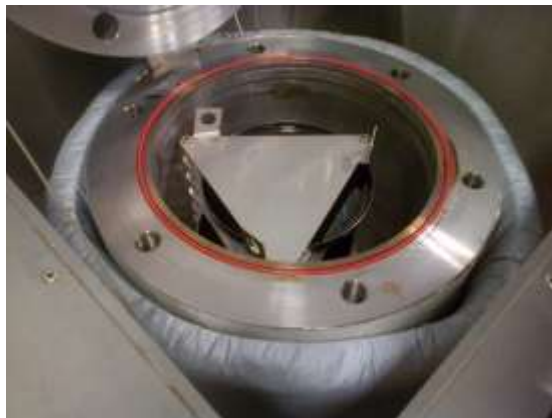


Figura 4.4-3: Posizionamento del castello porta contenitori all'interno del PAV

Il legante sottoposto a questo Test fornirà indicazioni utili per determinare il comportamento del bitume invecchiato da 5 a 10 anni di esercizio in opera, ossia un invecchiamento a lungo termine.

I dettami dello SHRP possono essere utilizzati per il controllo dei tre principali dissesti delle pavimentazioni:

- *Fessurazione a fatica;*
- *Ormaiamento;*
- *Fessurazione termica;*

Questo poiché viene fornita una corrispondenza tra i parametri reologici del bitume determinati mediante i reometri prima citati ed i dissesti:

Tabella 4.4-1: Proprietà misurate dai reometri utilizzati nel sistema Superpave

TEST	PROPRIETA' MISURATA	AMMALORAMENTO	INVECCHIAMENTO
<i>DSR</i>	G^* (Modulo Complesso) δ (Angolo di Fase) $G^*/ \text{sen}\delta$ (Rutting Factor)	Deformazioni Permanenti	RTFOT
<i>DSR</i>	G^* (Modulo Complesso) δ (Angolo di Fase) $G^* \cdot \text{sen}\delta$ (Modulo di perdita viscoso)	Fessurazione a Fatica	RTFOT + PAV
<i>BBR</i>	$S(t)$ (Modulo di Rigidezza) m (Pendenza della curva di rigidezza)	Fessurazione Termica	RTFOT + PAV

L'innovazione nella caratterizzazione dei leganti bituminosi si traduce anche in una nuova classificazione degli stessi, espressa tramite una coppia di valori rappresentativa di una combinazione di temperature, del tipo:

PG x – y

- **PG** è l'acronimo di "Performance Graded";
- **x** è la temperatura massima di progetto, media delle 7 temperature giornaliere più calde riscontrate durante l'anno;
- **y** è la temperatura minima di progetto, coincidente con la temperatura più fredda riscontrata durante l'anno;

Rispetto a quanto avveniva con la caratterizzazione classica, questa nuova denominazione evidenzia un mutamento concettuale fondamentale: i requisiti delle proprietà fisiche dei leganti sono costanti tra tutte le classi di bitume, ciò che differenzia le varie classi è la temperatura alla quale i requisiti sono soddisfatti.

I requisiti comuni a tutte le classi che i leganti devono possedere sono:

a) Bitume non invecchiato:

- Un valore massimo di 3000 cP per la viscosità a 135 °C;
- Un valore minimo di 1 kPa per il parametro reologico $G^*/\sin\delta$ alla temperatura massima di progetto;

b) Bitume invecchiato mediante RTFOT:

- Un valore minimo di 2,2 kPa per il parametro reologico $G^*/\sin\delta$ alla temperatura massima di progetto;

c) Bitume invecchiato mediante PAV:

- Un Modulo di Rigidezza (S) ad una temperatura minima prossima a quella di progetto non superiore a 300 MPa unito ad un valore maggiore di 0,3 del coefficiente angolare (m) del punto corrispondente alla curva di rigidezza dopo 60 s di prova;
- Un valore massimo di 5000 kPa per il parametro reologico $G^*\cdot\sin\delta$;

Di seguito sono riportate le specifiche per la classificazione prestazionale del legante:

Le specifiche sulle grandezze fisiche sono costanti per tutti i PG (1^a colonna)

Le temperature cui devono essere soddisfatte variano in funzione di PG (♠,♣)

Strumento: Viscosimetro Rotazionale "Brookfield"

Limiti nei confronti ormaie (rutting factor)

Limite per fessurazione a fatica

Limiti per fessurazioni a basse temperature

PG 52 – 40 Individuazione PG

Performance Grade (PG)	PG 52						PG 58					
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-40
Average 7-day Maximum Pavement Design Temperature, °C ^a	<52						<58					
Minimum Pavement Design Temperature, °C ^a	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	
Original Binder												
Flash Point Temp, T48: Minimum °C	230											
Viscosity, ASTM D 4402: ^b Maximum, 3 Pa·s (3000 cP) Centi POISE Test Temp, °C Viscosità MAX che consente il pompaggio a 135 °C	135											
Dynamic Shear, TP5: ^c G*/sin δ Minimum, 1.00 kPa Test Temperature @ 10 rad/s, °C	52 ♠						58 ♣					
Rolling Thin Film Oven (T 240) or Thin Film Oven (T 179) Residue												
Mass Loss, Maximum, %	1.00											
Dynamic Shear, TP5: ^c G*/sin δ Minimum, 2.20 kPa Test Temp @ 10 rad/sec, °C	52						58					
Pressure Aging Vessel Residue (PP1)												
PAV Aging Temperature, °C ^d	90						100					
Dynamic Shear, TP5: ^c G*/sin δ, Maximum, 5000 kPa Test Temp @ 10 rad/sec, °C	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13
Physical Hardening ^e	Report											
Creep Stiffness, TP1: ^f S, Maximum, 300 MPa m-value, Minimum, 0.300 Test Temp, @ 60 sec, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30
Direct Tension, TP3: ^f Failure Strain, Minimum, 1.0% Test Temp @ 1.0 mm/min, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30
	BBR											
	DTT											

Figura 4.4-4: Specifiche SHRP Superpave per la classificazione del legante bituminoso

Come si vede, effettuando le varie prove per step di invecchiamento, è possibile definire il PG del legante bituminoso, confrontando i risultati ottenuti nei vari test con le specifiche richieste.

La cosa più importante è che in questo processo di prove, oltre a classificare il legante bituminoso, si può effettuare uno studio reologico completo, definendo in miglior modo il comportamento del materiale in esercizio.

4.4.2. LE PROVE DA EFFETTUARE SECONDO SISTEMA SUPERPAVE

Al fine di caratterizzare nel modo corretto il comportamento reologico del bitume secondo i dettami della metodologia SHRP Superpave, si devono effettuare le seguenti prove:

- *Dynamic Shear Rheometer Test* (DSR Test) – UNI EN 14770:2012;
- *Bending Beam Rheometer Test* (BBR Test) – UNI EN 14771:2012;

1. DYNAMIC SHEAR RHEOMETER TEST (DSR TEST) – UNI EN 14770:2012: (Determinazione del modulo complesso di elasticità e dell'angolo di fase)

Il DSR è un reometro rotazionale che opera in regime oscillatorio e consente di misurare il modulo complesso e l'angolo di fase dei leganti bituminosi a temperature medio – alte.



Figura 4.4-5: Dynamic Shear Rheometer (DSR)

La prova viene effettuata comprimendo un campione di bitume, in condizioni di simmetria cilindrica, tra due piatti, uno fisso e uno in grado di ruotare attorno al proprio asse verticale, e di applicare una coppia oscillante al piatto mobile registrando sia lo sforzo applicato che la relativa deformazione.

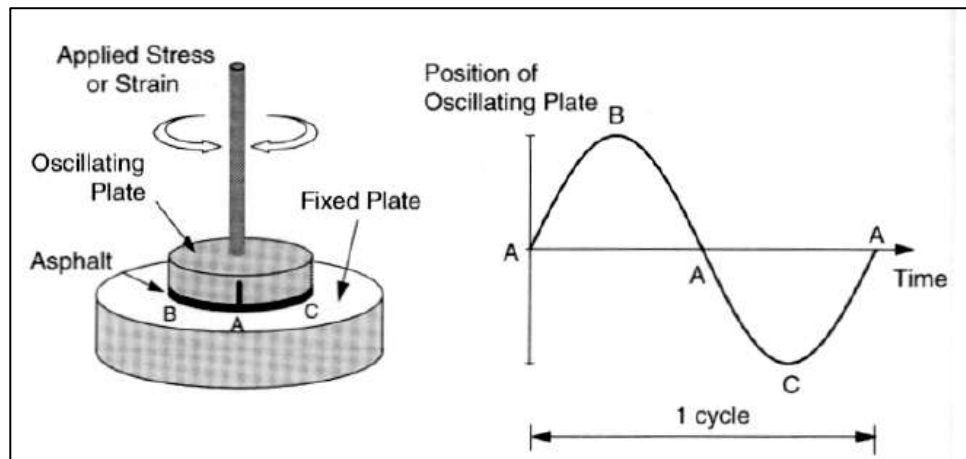


Figura 4.4-6: Schema di funzionamento del DSR

La velocità di esecuzione della prova è costantemente di 10 rad/s, ossia 1,59 Hz.

Utilizzando l'approccio teorico proprio della teoria della viscoelasticità lineare, in seguito all'applicazione di una sollecitazione oscillatoria, di ampiezza e frequenza note, viene prodotta una deformazione oscillatoria sfalsata rispetto alla forzante di un angolo δ , detto angolo di fase. Il rapporto tra le massime ampiezze della sollecitazione e della deformazione viene definito come *Modulo Complesso* (G^*).

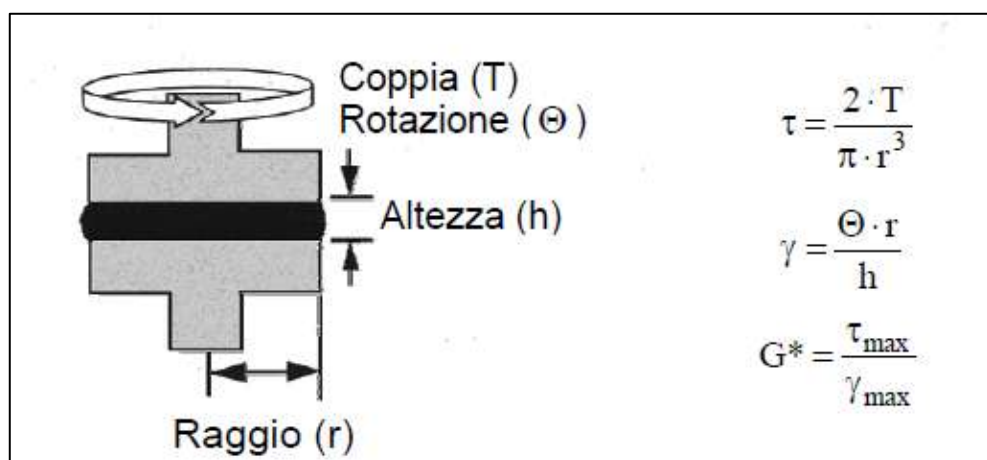


Figura 4.4-7: Calcolo del Modulo Complesso dalla coppia di rotazione applicata

A partire dai parametri viscoelastici G^* e δ possono poi essere definiti altri parametri, quali:

- *Modulo di perdita viscoso:* $G^* \cdot \sin\delta$;
- *Modulo di restituzione elastica:* $G^* \cdot \cos\delta$;

Il DSR, quindi, consente di ricavare il modulo complesso G^* e l'angolo di fase δ , il primo in grado di fornire indicazioni riguardo alla resistenza complessiva del materiale alla deformazione, il secondo permette di conoscere quanta parte della deformazione complessiva sia di natura elastica e quanta, invece, sia di natura viscosa. Il bitume caratterizzato da un angolo di fase minore avrà una maggiore tendenza a restituire le deformazioni dovute ai carichi applicati e, quindi, manifesterà un migliore comportamento a fatica.

A seconda del modulo complesso atteso il piatto avrà un diametro differente:

- **25 mm:** Rigidezza $|G^*|$ attesa tra 1 kPa e 100 kPa;
- **8 mm:** Rigidezza $|G^*|$ attesa tra 100 kPa e 10 MPa;



Figura 4.4-8: Dettaglio del posizionamento del bitume e del piatto di carico nel DSR

Di conseguenza quando si effettuerà la prova su bitume vergine o invecchiato tramite Metodo RTFOT si utilizzerà il piatto da 25 mm, mentre, se la prova sarà effettuata su bitume invecchiato tramite Metodo RTFOT + PAV, si utilizzerà quello da 8 mm, poiché il modulo atteso crescerà all'aumentare dell'invecchiamento del bitume.

A seconda del diametro utilizzato ed in funzione della temperatura del test, anche lo spessore del provino sarà differente:

- **1 mm:** $T \geq 50 \text{ } ^\circ\text{C}$;
- **2 mm:** $10^\circ\text{C} \leq T \leq 25^\circ\text{C}$;

Anche in questo caso, lo spessore di 1 mm sarà utilizzato per bitume vergine o invecchiato mediante Metodo RTFOT, quello di 2 mm nel caso in cui il legante abbia subito la simulazione di un ulteriore invecchiamento tramite Metodo RTFOT + PAV.

Il campione è condizionato alla temperatura di prova per 10 minuti, immerso in un liquido adatto a non modificare le caratteristiche del legante, affinché il risultato ottenuto non sia inficiato da una non uniformità della temperatura del provino. Il condizionamento termico è garantito dalla presenza di un termometro all'interno del liquido in cui è immerso il provino che ne misura la temperatura, con un margine di errore di $\pm 0,1 \text{ } ^\circ\text{C}$.

La metodologia SHRP Superpave prevede l'effettuazione della prova a *carico costante*. La corretta procedura è stata garantita collegando lo strumento ad un Software in grado di imporre le condizioni di prova in automatico ed effettuarla con il margine minimo di errore.



Figura 4.4-9: Software collegato al DSR per l'elaborazione dei dati

I parametri di prova sono da impostare nel Software sono:

Tabella 4.4-2: Parametri di prova del DSR Test

Tipo di Prova	Puntuale (T imposta), Curva G* - T
Temperatura di Prova [°C]	10 ÷ 100
Frequenza [rad/s]	10
Diametro del Piatto [mm]	8 - 25
Gap tra i piatti [mm]	1 - 2
Condizionamento Termico [min]	10
Tipo di Campione	Vergine, Post RTFOT, Post PAV

Nel caso in cui si voglia determinare il PG si ricostruisce la curva G* - T, utilizzando due differenti gap termici in funzione del tipo di invecchiamento subito dal legante:

- Misura ogni 6 °C, salendo dalla temperatura iniziale fino alla più alta, per bitume vergine o invecchiato tramite Metodo RTFOT;
- Misura ogni 3 °C, riducendo la temperatura da quella di partenza della prova, per leganti bituminosi invecchiati tramite Metodo RTFOT + PAV.

Una volta terminato il Test viene fornito il report di prova con i seguenti dati:

Tabella 4.4-3: Report di prova del DSR Test

Modulo Complesso G* [kPa]
Angolo di fase δ [°C]
$G^*/\sin\delta - G^*\cdot\sin\delta$ (in funzione della condizione richiesta dalla prova)
Deformazione [%]
Carico di Taglio [Pa]
Temperatura di Prova [°C]
Verifica della condizione limite imposta (Pass – Fail)

2. BENDING BEAM RHEOMETER TEST (BBR TEST) – UNI EN 14771:2012:
(Determinazione del Modulo di Rigidità a flessione)



Figura 4.4-10: Bending Beam Rheometer (BBR)

Questo strumento è stato sviluppato per valutare accuratamente le proprietà dei leganti bituminosi alle basse temperature, alle quali i bitumi sono troppo rigidi per poter utilizzare i reometri rotazionali, quali il DSR. Anche questa prova deve essere eseguita su bitumi invecchiati sia tramite Metodo RTFOT che tramite processo PAV.

Il BBR è utilizzato per provocare e misurare la deflessione di un travetto prismatico di legante sotto un carico costante e a temperatura costante.

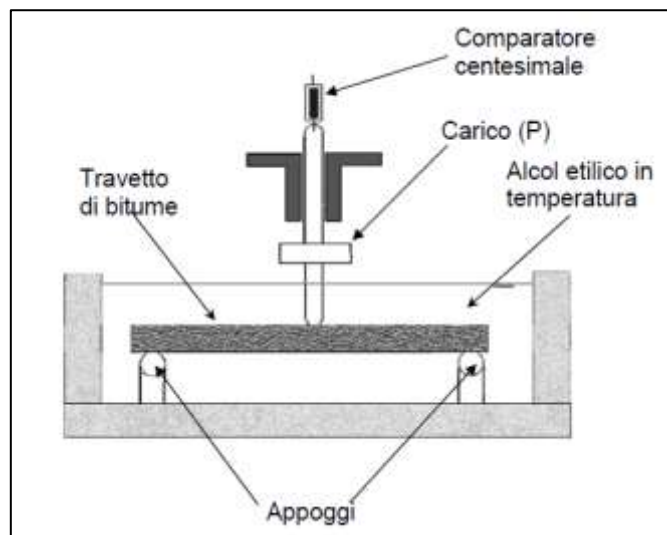


Figura 4.4-11: Schema di funzionamento del BBR

Durante il Test il campione prismatico di bitume rimane immerso in alcool etilico per mantenere costante la temperatura di prova, scelta in funzione della temperatura minima di progetto, e per limitare la deflessione del travetto dovuta al peso proprio. Il campione, posto su appoggi distanti 100 mm, viene caricato in mezzeria con un carico costante (P), realizzato applicando un peso di 100 g, e la conseguente deflessione è misurata in continuo per 240 s. A questo punto per il calcolo del Modulo di Rigidezza S(t) si utilizza la teoria della trave di De Saint Venant:

$$S(t) = \frac{PL^3}{4bh^3 \delta(t)} \quad [MPa]$$

In cui:

- S(t): Modulo di Rigidezza al tempo t [MPa];
- P: Carico applicato [N];
- L: distanza tra gli appoggi (102 mm);
- b: larghezza del travetto (12,5 mm);
- h: altezza del travetto (6,25 mm);
- $\delta(t)$: deflessione al tempo t [mm];

Diagrammando in doppia scala logaritmica il S(t) in funzione del tempo si ottiene una rappresentazione grafica che consente di valutare la rispondenza del legante alle specifiche.

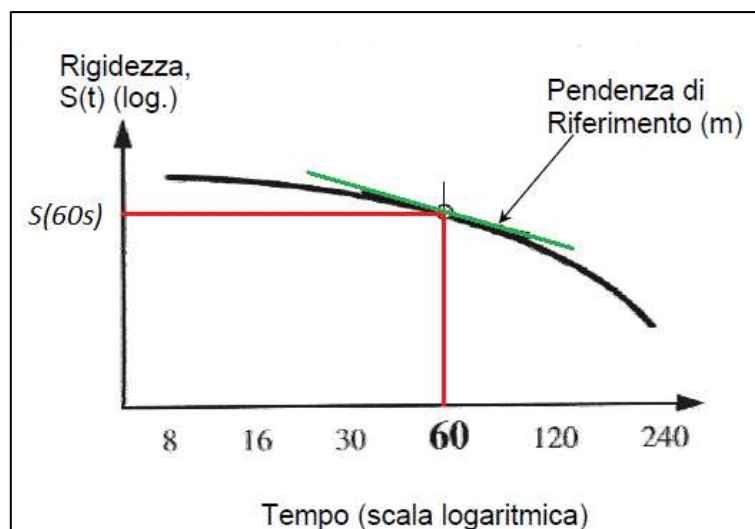


Figura 4.4-12; Diagramma del Modulo di Rigidezza ricavato dal BBR Test

Il sistema Superpave richiede, infatti, che:

- 1) Il Modulo di rigidezza (S) calcolato dopo 60 s dall'applicazione del carico non sia superiore a 300 MPa;
- 2) Il coefficiente angolare della tangente al punto corrispondente a 60 s dall'applicazione del carico non sia inferiore a 0,3.

Le caratteristiche di cui sopra al fine di accettare solo quei leganti che non presentano una rigidezza troppo pronunciata e comunque velocemente dissipabile nel tempo.

La preparazione del campione avviene colando il bitume all'interno di appositi stampi preparati con le corrette dimensioni.



Figura 4.4-13: Realizzazione del provino di bitume da sottoporre a BBR Test

Lasciato raffreddare, si procede a rimuovere l'eccesso di legante e ad aprire lo stampo, ottenendo così il travetto per la prova:



Figura 4.4-14: Campione di bitume da sottoporre a BBR Test

Il provino, raggiunta la temperatura di prova del bagno termostatico, viene immerso all'interno dell'alcool etilico e lasciato a condizionare per 60 ± 2 min. A questo punto può essere posizionato sui due appoggi e la prova ha inizio.

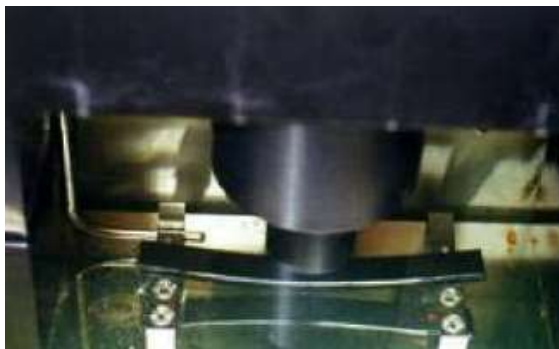


Figura 4.4-15: Provino sottoposto a BBR Test

La corretta procedura è stata garantita collegando lo strumento ad un Software in grado di imporre le condizioni di prova in automatico ed effettuarla con il margine minimo di errore.

I parametri di prova sono da impostare nel Software sono:

Tabella 4.4-4: Parametri di prova del BBR Test

Temperatura di Prova [°C]	-40 ÷ 0 °C
Tempo di Condizionamento [min]	60
Larghezza del Provino [mm]	12,70
Spessore Provino [mm]	6,35
Carico applicato [g]	100

La prova viene effettuata considerando step di temperatura di 6 °C per ogni campione. A conclusione del test viene fornito un report con i seguenti dati:

4.4-5: Report dati restituito dal BBR

Forza applicata (980 ± 50 mN)
Deflessione δ [mm]
Modulo di Rigidezza $S(t)$, tra cui $S(60s)$
Coefficiente angolare $m(t)$, tra cui $m(60s)$
Grafico della curva di correlazione $S - t$;

Nel caso si stia ricostruendo il PG del legante, si deve tener conto del fatto che il Test è effettuato a una temperatura di 10 °C superiore alla temperatura inferiore limite del Performance Grade, come da specifiche Superpave. Questo significa che se il Bitume testato supera la prova a una temperatura di -6 °C, la temperatura limite del PG sarà -16 °C.

4.4.3. STUDIO REOLOGICO DELLE MISCELE CONTENENTI IL COMPOUND SECONDO LA METODOLOGIA SUPERPAVE

Al fine di determinare il comportamento in esercizio del legante bituminoso che interagisce con il Compound è stato deciso di effettuare l'analisi proposta dalla metodologia SHRP Superpave. In questo modo si è potuto chiarire il comportamento del bitume in funzione dei tre principali problemi che caratterizzano la pavimentazione:

- Ormaiamento;
- Fessurazione per Fatica;
- Fessurazione Termica;

Individuando le temperature minime che garantiscono buoni risultati prestazionali e ricostruendo, per ciascuna miscela studiata, il PG che la definisce.

4.4.3.1. DRS TEST SUL BITUME 50/70 UTILIZZATO NELLO STUDIO

Per prima cosa, anche per avere un termine di paragone, si è proceduto all'analisi tramite DSR del bitume vergine 50/70 utilizzato per lo studio, verificando, poi, la possibile correlazione tra l'invecchiamento prodotto tramite Metodo RTFOT e quello ottenuto dal processo di estrazione del legante dal conglomerato. Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti:

a) BITUME 50/70 VERGINE.

Sul legante bituminoso utilizzato per lo studio si è proceduto all'esecuzione del DSR Test per determinare la massima temperatura di esercizio del bitume, considerando un limite di 1 kPa per il parametro reologico $G^*/\sin\delta$. Si è testato così il legante a varie temperature, fino a determinare la temperatura limite, oltre la quale la condizione imposta era superata. Procedendo come da specifiche Superpave aumentando la temperatura di 6 °C tra una prova e l'altra, si è ottenuto il seguente risultato:

Tabella 4.4-6: Risultati DSR Test effettuato sul bitume 50/70 Vergine

Bitume VERGINE 50/70			
64°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	1,339
δ	Angolo di Fase	[°]	88,3
$G^*/\sin(\delta)$	Rigidezza alte T	[KPa]	1,34
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,040
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	1,339
70°C			FALLITO
G*	Modulo Complesso	[KPa]	0,623
δ	Angolo di Fase	[°]	88,3
$G^*/\sin(\delta)$	Rigidezza alte T	[KPa]	0,623
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,018
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	0,622

Si è ottenuta una temperatura massima di esercizio pari a 64 °C, poiché ripetendo il test a 70 °C il parametro $G^*/\sin\delta$ è minore di 1 kPa. La temperatura limite, individuata proprio in corrispondenza del valore di 1 kPa, può essere ricavata facilmente tramite interpolazione.

Nel caso del bitume 50/70 vergine impiegato si è ottenuto:

$$T_L = 66,84 \text{ }^\circ\text{C}$$

A questa temperatura, come si vede, il modulo di restituzione elastica G' è molto basso, ossia il legante ha poca capacità di recupero sotto carico, e quasi tutto il Modulo Complesso ricavato è dovuto al Modulo di Perdita Viscoso G'' . L'angolo di fase misurato, infatti, si avvicina ai 90° , ossia il legante a questa temperatura è quasi esclusivamente viscoso.

b) BITUME 50/70 POST RTFOT.

A questo punto si è proceduto a simulare l'invecchiamento che il bitume subisce durante la fase di lavorazione tramite Metodo RTFOT e si è ripetuto il test, considerando questa volta, però, un valore limite di 2,2 kPa, come da specifiche Superpave. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 4.4-7: Risultati DSR Test effettuato sul bitume 50/70 post RTFOT

Bitume post RTFOT 50/70			
64°C			OK
G^*	Modulo Complesso	[KPa]	2,906
δ	Angolo di Fase	[°]	86,9
$G^*/\sin(\delta)$	Rigidezza alte T	[KPa]	2,91
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,157
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	2,901
70°C			FALLITO
G^*	Modulo Complesso	[KPa]	1,189
δ	Angolo di Fase	[°]	87,6
$G^*/\sin(\delta)$	Rigidezza alte T	[KPa]	1,19
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,050
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	1,188

Anche dopo RTFOT il valore di $G^*/\sin\delta$ è maggiore di 2,2 kPa alla temperatura di 64 °C, mentre scende al di sotto del limite ripetendo la prova a 70 °C. Questa condizione è imposta affinché il bitume una volta realizzato il conglomerato e compattato in sito mantenga una rigidezza sufficiente per limitare il fenomeno dell'ormaiamento. Interpolando tra i due risultati ottenuti si può, quindi, determinare la temperatura limite al verificarsi proprio di questo fenomeno (T_{LO}) per il bitume 50/70 utilizzato:

$$T_{LO} = 66,48 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Molto vicina a quella determinata precedentemente, proprio poiché il valore limite di accettazione del risultato è aumentato.

Anche in questo caso l'angolo di fase è molto alto, quindi il materiale ha un comportamento quasi totalmente viscoso e G' è molto basso.

c) BITUME 50/70 POST ESTRAZIONE.

Per verificare la differenza tra il Metodo RTFOT e l'estrazione del legante dal conglomerato, si è effettuata la prova nello stesso modo anche sul campione di bitume estratto, ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 4.4-8: Risultati DSR Test effettuato sul bitume 50/70 post estrazione

Bitume POST estraz. 50/70			
64°C			OK
G^*	Modulo Complesso	[KPa]	3,654
δ	Angolo di Fase	[°]	84,7
$G^*/\sin(\delta)$	Rigidezza alte T	[KPa]	3,67
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,338
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	3,639
70°C			FALLITO
G^*	Modulo Complesso	[KPa]	1,536
δ	Angolo di Fase	[°]	86
$G^*/\sin(\delta)$	Rigidezza alte T	[KPa]	1,54
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,107
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	1,533

A riprova che i due processi sono simili, anche in questo caso la temperatura per la quale il parametro $G^*/\sin\delta$ è maggiore di 2,2 kPa è 64 °C. Il valore limite affinché il fenomeno dell'ormaiamento rimanga contenuto è, in questo caso:

$$T_{LO} = 68,14 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Circa 1,5 °C superiore. Questo significa che, come già valutato in precedenza, il processo di estrazione del bitume dal conglomerato comporta una maggiore ossidazione ed

irrigidimento dello stesso. Nonostante questo, però, avendo ottenuto valori poco distanti (circa 2% di differenza), effettuando lo studio sul legante recuperato considerandolo come invecchiato durante il processo di lavorazione l'errore che si commette è ridotto. Paragonando i valori ottenuti a 64 °C si nota come l'aumento sia costante in tutte le componenti del Modulo Complesso.

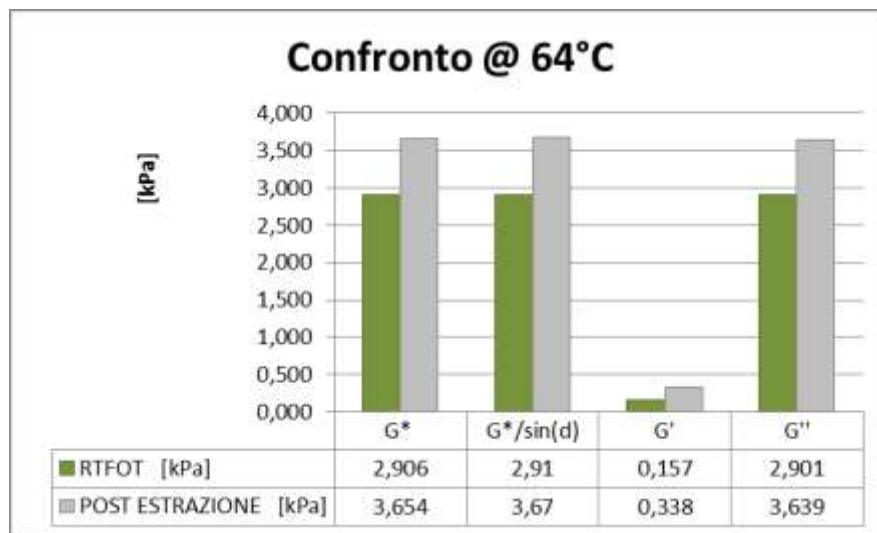


Figura 4.4-16: Confronto grafico tra i valori ricavati da DSR Test per bitume 50/70 post RTFOT e post estrazione

Successivamente, quindi, per lo studio del Compound si considereranno le limitazioni imposte per il bitume invecchiato tramite Metodo RTFOT, in modo da avere un risultato che rispecchi il più possibile il comportamento in sito del legante che interagisce con il Compound stesso.

4.4.3.2. DSR TEST – RESISTENZA ALL’ORMAIAMENTO: TEMPERATURA LIMITE

Come spiegato in precedenza, il verificarsi di fenomeni di deformazione permanenti, o ormaiamento, viene controllato mediante il valore assunto dal parametro $G^*/\sin\delta$ (Rutting Factor), registrato alla frequenza di $\omega = 10$ rad/s. Tale parametro, deve risultare non inferiore a 2,2 kPa nelle miscele invecchiate RTFOT. Tale limite, per le considerazioni fatte prima, verrà assunto anche per la caratterizzazione del bitume estratto e recuperato dal conglomerato. Effettuando il DSR Test con queste prescrizioni si sono ottenuti per ciascuna miscela bituminosa analizzata i seguenti risultati:

- Bitume 50/70 privo di Compound:

Al fine di avere un dato di confronto si riportano i risultati ottenuti per il legante bituminoso privo del Compound già analizzato in precedenza.

Tabella 4.4-9: Risultati DSR Test effettuato sul bitume 50/70 post estrazione

Bitume POST estraz. 50/70			
64°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	3,654
δ	Angolo di Fase	[°]	84,7
$G^*/\sin(\delta)$	Rigidezza alte T	[KPa]	3,67
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,338
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	3,639
70°C			FALLITO
G*	Modulo Complesso	[KPa]	1,536
δ	Angolo di Fase	[°]	86
$G^*/\sin(\delta)$	Rigidezza alte T	[KPa]	1,54
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,107
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	1,533

$$T_{LO(50/70)} = 68,14 \text{ °C}$$

- Bitume 50/70 con il 2,5% di Compound:

Tabella 4.4-10: Risultati DSR Test effettuato sul bitume che interagisce con il 2,5% di Compound

Bitume POST estraz. 2,5% Compound			
58°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	4,144
δ	Angolo di Fase	[°]	72,7
G*/sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	4,34
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	1,232
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	3,956
64°C			FALLITO
G*	Modulo Complesso	[KPa]	2,095
δ	Angolo di Fase	[°]	74,9
G*/sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	2,17
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,546
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	2,023

Come si vede l'aggiunta del Compound comporta una riduzione della temperatura per cui il legante presenta rigidezza sufficiente ad impedire l'insorgere del fenomeno di ormaiamento. A 64 °C, infatti, il parametro $G^*/\sin\delta$ è inferiore ai 2,2 kPa richiesti dalle specifiche Superapave, mentre il vincolo è rispettato se si effettua la prova a 58 °C. Quello che si nota, a differenza del caso precedente, è la riduzione dell'angolo di fase, il che comporta un aumento del valore del Modulo di restituzione elastica G' . Quindi il bitume che interagisce con il 2,5% del Compound avrà una rigidezza inferiore alle alte temperature, ma presenterà un miglior comportamento elastico rispetto al bitume privo dello stesso.

Se si calcola la temperatura limite per l'ormaiamento, ricavata sempre per interpolazione dai risultati ottenuti, si ha:

$$T_{LO(2,5\%)} = 63,92 \text{ °C}$$

Ossia un valore prossimo ai 64 °C, ma non sufficiente affinché il legante possa essere inserito all'interno di quella classe.

- Bitume 50/70 con il 3% di Compound:

Tabella 4.4-11: Risultati DSR Test effettuato sul bitume che interagisce con il 3% di Compound

Bitume POST estraz. 3% Compound			
58°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	2,858
δ	Angolo di Fase	[°]	74,2
G*/sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	2,97
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,778
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	2,750
64°C			FALLITO
G*	Modulo Complesso	[KPa]	1,477
δ	Angolo di Fase	[°]	76,4
G*/sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	1,52
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,347
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	1,436

Anche aggiungendo il 3% di Compound sul peso degli aggregati si ottiene una diminuzione del “Rutting Factor”, il che comporta una riduzione della temperatura per cui il bitume presenta rigidezza sufficiente ad impedire l’insorgere di deformazioni permanenti. Rispetto al Bitume che non interagisce con il Compound si verifica sempre una riduzione dell’angolo di fase, con un miglioramento delle caratteristiche di elasticità del legante, confermate da un buon valore di G’. Anche con il 3% diminuisce la rigidezza del bitume alle alte temperature, soprattutto rispetto al bitume 50/70 classico, ma si hanno benefici sulla minor viscosità del legante che è maggiormente elastico.

Calcolando anche in questo caso la temperatura limite all’ormaiamento si ha:

$$T_{LO(3\%)} = 61,19 \text{ °C}$$

Ossia una temperatura inferiore anche al caso in cui si utilizzi il 2,5% del Compound.

Confronto dei risultati.

Mettendo a confronto i risultati ottenuti per le tre miscele analizzate, emerge come la presenza del Compound riduca la rigidità alle alte temperature del legante bituminoso impiegato. Al fine di avere un paragone corretto, si sono confrontati i valori registrati a 64 °C per ogni miscela.

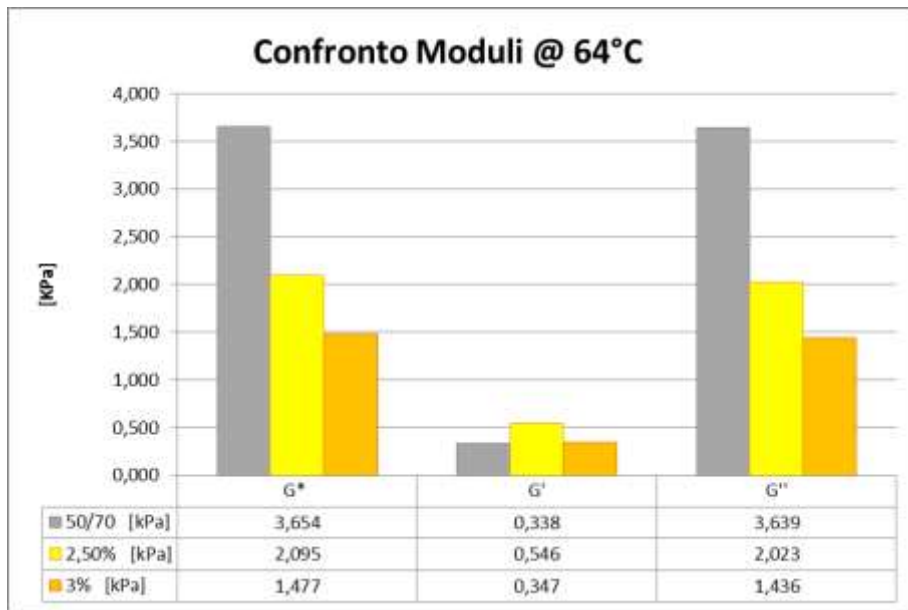


Figura 4.4-17: Confronto dei valori di modulo determinati tramite DSR Test sulle miscele analizzate a 64 °C

A parità di temperatura, come si vede, il Modulo Complesso decresce all'aumentare della quantità di Compound utilizzato, ossia la resistenza all'ormaiamento diminuisce.

Un dato importante però che si registra è, nonostante la riduzione nel complesso di G*, l'aumento della componente di restituzione elastica G', sintomo di un miglior comportamento elastico del legante a quella temperatura.

Tale comportamento si può dedurre, inoltre, dal confronto degli angoli di fase misurati a 64 °C per le 3 miscele di bitume analizzate.

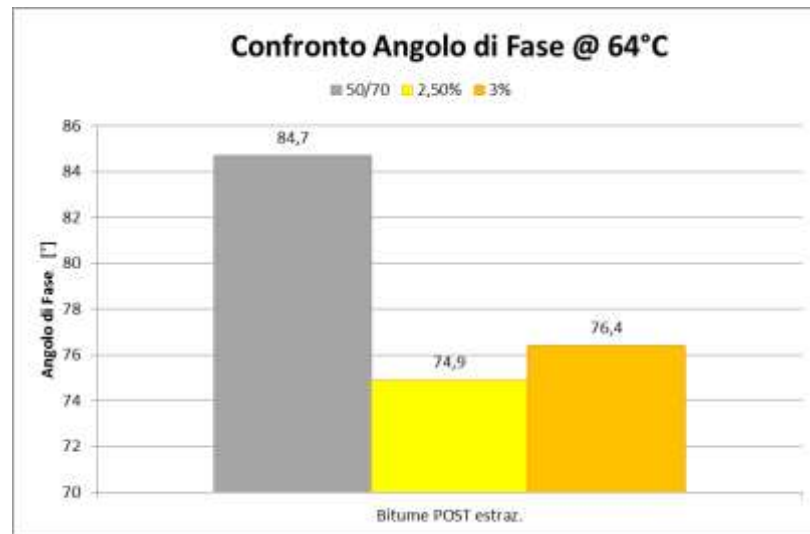


Figura 4.4-18: Confronto grafico tra il valore dell'angolo di fase determinato per le tre miscele analizzate a 64 °C

Come si vede δ diminuisce notevolmente inserendo il Compound all'interno della miscela. Una riduzione che si registra soprattutto con il 2,5% di Compound, pari a circa il 12% rispetto al valore ottenuto per il bitume privo dello stesso.

Una rigidità inferiore era emersa anche dalla prova di penetrazione con ago, ma tramite quel test non era stato possibile identificare la presenza di una maggiore componente elastica, cosa invece possibile applicando la metodologia Superpave.

Si possono inoltre confrontare le temperature limite dell'insorgere del fenomeno di ormaiamento.

Tabella 4.4-12: Confronto tra le temperature limite dell'insorgere del fenomeno dell'ormaiamento per le tre miscele analizzate

Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
°C	°C	°C
68,14	63,91	61,19

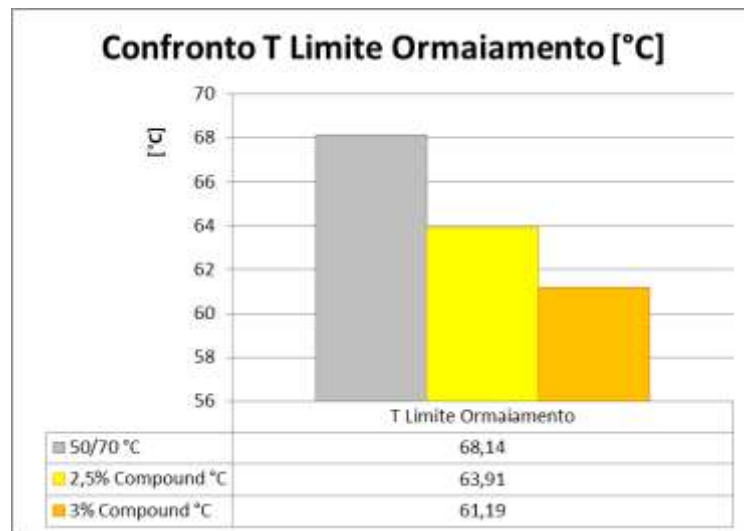


Figura 4.4-19: Confronto grafico tra le temperature limite dell'insorgere del fenomeno di ormaiamento

All'aumentare della percentuale di Compound presente all'interno del Conglomerato, si ha una progressiva riduzione della temperatura limite, identificata da un valore del "Rutting Factor" di 2,2 kPa. Si ha una riduzione di T limite tra il 5 e il 10%, ossia non porta ad un peggioramento eccessivo, tale da considerare il legante non idoneo, ma pur sempre presente.

La minor rigidità voluta per ridurre il rumore stradale, quindi, comporta l'insorgere di deformazioni permanenti a temperature più basse, rispetto al caso in cui si consideri un legante privo di Compound.

Se si paragonano i valori ottenuti alla temperatura limite per l'insorgere del fenomeno di ormaiamento per ciascuna miscela, a parità di questa condizione emerge un dato importante da analizzare.

Tabella 4.4-13: Confronto dei parametri misurati tramite DSR Test alla temperatura limite per l'insorgere del fenomeno di ormaiamento

Bitume POST estraz. 50/70			
T. L. O.	68,14		
G*	Modulo Complesso	[KPa]	2,194
δ	Angolo di Fase	[°]	85,6
G*/sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	2,2
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,168
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	2,187

Bitume POST estraz. 2,5% Compound			
T. L. O.	63,91		
G*	Modulo Complesso	[KPa]	2,126
δ	Angolo di Fase	[°]	74,9
G*/sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	2,2
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,555
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	2,052

Bitume POST estraz. 3% Compound			
T. L. O.	61,19		
G*	Modulo Complesso	[KPa]	2,128
δ	Angolo di Fase	[°]	75,4
G*/sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	2,2
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	0,537
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	2,059

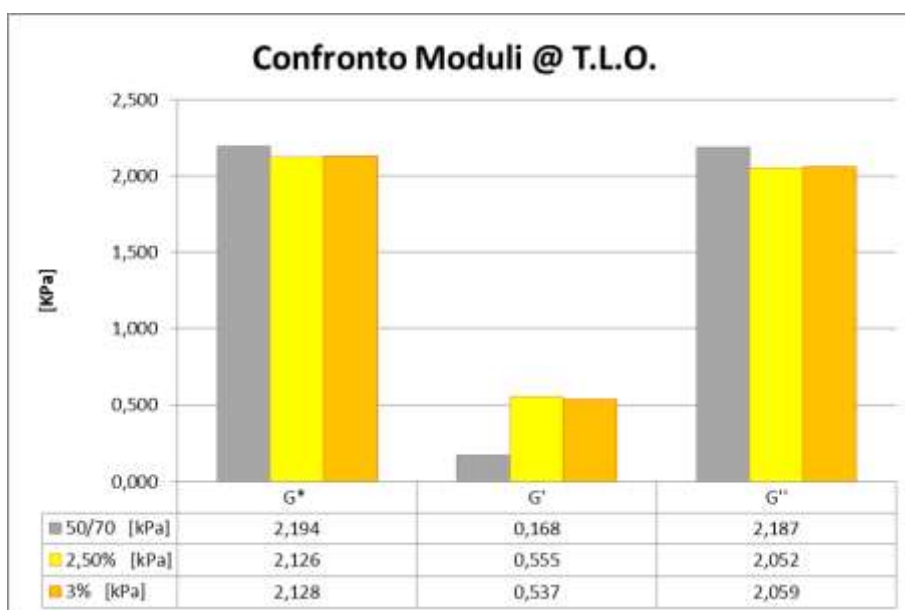


Figura 4.4-20: Confronto grafico tra i valori ottenuti da DSR Test alla temperatura limite per l'insorgere del fenomeno di ormaiamento delle 3 miscele studiate

Come si vede il Modulo Complesso per le tre miscele è pressoché lo stesso, quello che cambia è la componente di restituzione elastica G' , la quale, considerando la temperatura limite, è circa 3 volte maggiore rispetto a quella calcolata per un legante in assenza dello stesso. Tale dato emerge ancor di più osservando il valore dell'angolo di fase alla temperatura limite per ciascuna miscela.

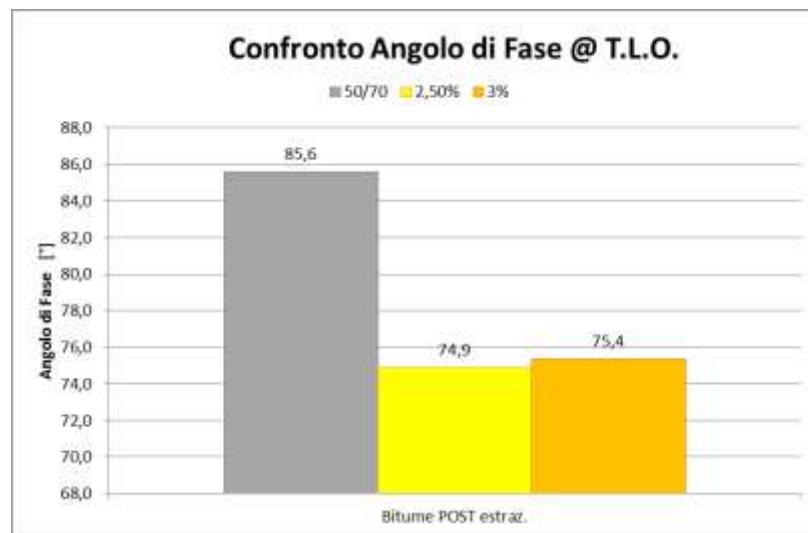


Figura 4.4-21: Confronto grafico tra gli angoli di fase alla temperatura limite per l'insorgere del fenomeno di ormaiamento delle 3 miscele studiate

La riduzione di δ è sintomo, tra l'altro, di un miglior comportamento a fatica del legante. Questo fatto potrebbe limitare il fenomeno dell'ormaiamento, nonostante la temperatura limite determinata sia inferiore, poiché consente un recupero, una volta terminato il carico, di parte della deformazione. Tale considerazione andrebbe approfondita con ulteriori prove di resistenza del conglomerato proprio all'ormaiamento, per verificare quanto ipotizzato.

4.4.3.3. DSR TEST – RESISTENZA ALLA FESSURAZIONE PER FATICA: TEMPERATURA LIMITE

Il verificarsi di fenomeni di fessurazione a fatica viene controllato mediante il valore assunto dal parametro $G^* \cdot \sin \delta$ (Modulo di perdita viscoso), registrato alla frequenza di $\omega = 10$ rad/s. Tale parametro, secondo la metodologia SHRP, deve risultare non superiore a 5000 kPa nelle miscele invecchiate tramite processo RTFOT + PAV.

Ciascuna miscela bituminosa da testare, quindi, è stata sottoposta precedentemente a PAV Test, in modo da simulare l'invecchiamento che il legante subisce in 5 – 10 anni di vita.

Effettuando il DSR Test con queste prescrizioni si sono ottenuti per ciascuna miscela analizzata i seguenti risultati:

- Bitume 50/70 privo di Compound

Tabella 4.4-14: Risultati DSR Test bitume 50/70 post PAV

Bitume POST PAV 50/70			
25°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	6401,9
δ	Angolo di Fase	[°]	47,5
$G^* \cdot \sin(\delta)$	Rigidezza	[KPa]	4720
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	4325,1
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	4720,0
22°C			FALLITO
G*	Modulo Complesso	[KPa]	9705,8
δ	Angolo di Fase	[°]	43,9
$G^* \cdot \sin(\delta)$	Rigidezza	[KPa]	6730
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	6993,5
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	6730,0

Per il bitume 50/70 utilizzato per lo studio si è determinata una temperatura che causa il massimo danno di fessurazione per fatica pari a 22 °C, poiché il limite di 5000 kPa per il modulo di restituzione elastica è superato.

Come si vede, infatti, già a temperatura ambiente il Modulo Complesso del legante è piuttosto alto, sintomo di una rigidità elevata che riduce la resistenza a fatica in quanto provoca una maggiore fragilità del legante, nonostante l'angolo di fase piuttosto basso migliori proprio la resistenza da questo punto di vista.

Come fatto per il fenomeno di ormaiamento, si può calcolare la temperatura limite che causa la massima fessurazione per fatica (T_{LF}), interpolando i risultati ottenuti alle due temperature. Nel caso del bitume 50/70 privo di compound si è ottenuto:

$$T_{LF(50/70)} = 24,58 \text{ °C}$$

- *Bitume 50/70 con il 2,5% di Compound:*

Tabella 4.4-15: Risultati DSR Test bitume che interagisce con il 2,5% di Compound

Bitume POST PAV 2,5% Compound			
22°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	1466,4
δ	Angolo di Fase	[°]	56,3
G*.sin(δ)	Rigidità	[KPa]	1220
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	813,6
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	1220,0
13°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	6103,5
δ	Angolo di Fase	[°]	46,4
G*.sin(δ)	Rigidità	[KPa]	4420
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	4209,1
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	4420,0
10°C			FALLITO
G*	Modulo Complesso	[KPa]	9662,0
δ	Angolo di Fase	[°]	42,6
G*.sin(δ)	Rigidità	[KPa]	6540
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	7112,2
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	6540,0

Si è deciso di far partire la prova da 22 °C in modo da avere un dato da paragonare con il valore ottenuto per il bitume privo del Compound.

Aggiungendo al conglomerato il 2,5% di Compound sul peso degli aggregati si produce un incremento della resistenza a fatica del legante, infatti la temperatura di accettazione del risultato diminuisce, arrivando a 13 °C. La minor rigidità del legante favorisce la resistenza alla fatica del conglomerato, oltre ad influenzare il comportamento dello stesso dal punto di vista acustico.

In questo caso l'esatta temperatura limite per la quale si verifica il massimo danno a fatica secondo quanto previsto dal Metodo Superpave è:

$$T_{LF(2,5\%)} = 12,18 \text{ °C}$$

- Bitume 50/70 con il 3% di Compound:

Tabella 4.4-16: Risultati DSR Test bitume che interagisce con il 3% di Compound

Bitume POST PAV 3% Compound			
22°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	1169,2
δ	Angolo di Fase	[°]	57,4
G*.sin(δ)	Rigidità	[KPa]	985
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	629,9
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	985,0
13°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	4070,2
δ	Angolo di Fase	[°]	47,9
G*.sin(δ)	Rigidità	[KPa]	3020
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	2728,8
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	3020,0
10°C			OK
G*	Modulo Complesso	[KPa]	6317,3
δ	Angolo di Fase	[°]	44,4
G*.sin(δ)	Rigidità	[KPa]	4420
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	4513,6
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	4420,0

Aggiungendo il 3% di Compound la prova supera il limite imposto a 10°C. Al fine di un corretto condizionamento, però, effettuare la prova a temperature inferiori non è stato possibile, poiché il provino non raggiungeva la temperatura del test per i limiti imposti dalla macchina. Analizzando l'andamento del valore di $G^* \cdot \sin \delta$ alle varie temperature, però, si nota come a 7 °C il Test sarebbe fallito a causa del superamento dei 5000 kPa imposti. Si considera, quindi, una temperatura di classificazione secondo Metodo Superpave di 10 °C.

Aumentando la percentuale del Compound, quindi, anche la rigidità del bitume diminuisce, favorendo un aumento della resistenza alla fessurazione per fatica del legante.

La temperatura limite calcolata in questo caso è inferiore rispetto al caso precedente ed è:

$$T_{LF(3\%)} = 8,76 \text{ °C}$$

Come previsto superiore ai 7 °C, ma pur sempre molto bassa.

Confronto dei risultati.

Mettendo a confronto i risultati ottenuti per le tre miscele analizzate, emerge come la presenza del Compound riduca la rigidità del legante bituminoso impiegato, favorendo l'abbassamento della temperatura che provoca l'insorgere di fessure per fatica all'interno del legante. Al fine di avere un paragone corretto tra i bitumi analizzati, si sono confrontati i valori registrati a 22 °C per ogni miscela.

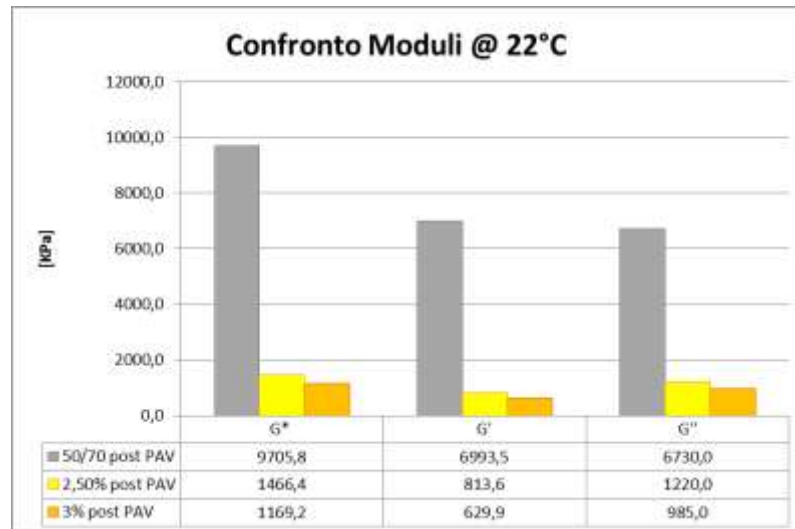


Figura 4.4-22: Confronto dei valori di modulo determinati tramite DSR Test sulle miscele post PAV analizzate a 22°C

Si nota un forte abbassamento a 22 °C del Modulo Complesso del legante, ossia una rigidità inferiore, fino a 6 – 7 volte circa, a questa temperatura. Ciò, oltre a migliorare la resistenza a fatica del legante, permetterà anche di realizzare un conglomerato che intorno a questo valore di temperatura sarà meno rigido, ossia maggiormente idoneo alla riduzione del rumore stradale. Fare dei paragoni riguardo il Modulo di restituzione elastica G' in questa condizione non ha valore, poiché essendoci una tale differenza tra il valore di G* per le 3 miscele, anche G' sarà sicuramente inferiore.

Paragonando l'angolo di fase registrato a questa temperatura si ha:

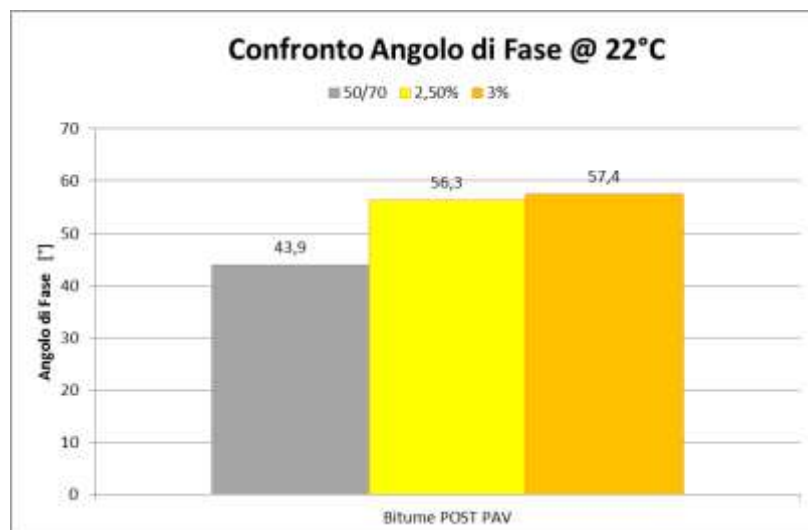


Figura 4.4-23: Confronto grafico tra il valore dell'angolo di fase determinato per le tre miscele post PAV analizzate a 22°C

Così come per il dato di G' , anche il valore di δ è fortemente condizionato dalla grossa differenza di Modulo a 22 °C che vi è tra il bitume privo del compound e quello che interagisce con una percentuale dello stesso. Proprio per questo motivo l'angolo di fase del bitume 50/70 è inferiore agli altri due, anche se la differenza non è eccessiva.

Maggiore rilevanza si può avere dai risultati ottenuti in funzione della temperatura limite calcolata per i 3 leganti bituminosi analizzati. Le 3 temperature limite del massimo danno per fatica, determinate in funzione di un modulo di perdita viscoso pari a 5000 kPa come da specifiche Superpave, sono di seguito riportate.

Tabella 4.4-17: Confronto tra le temperature limite della fessurazione a fatica per le tre miscele analizzate

Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
°C	°C	°C
24,58	12,18	8,76

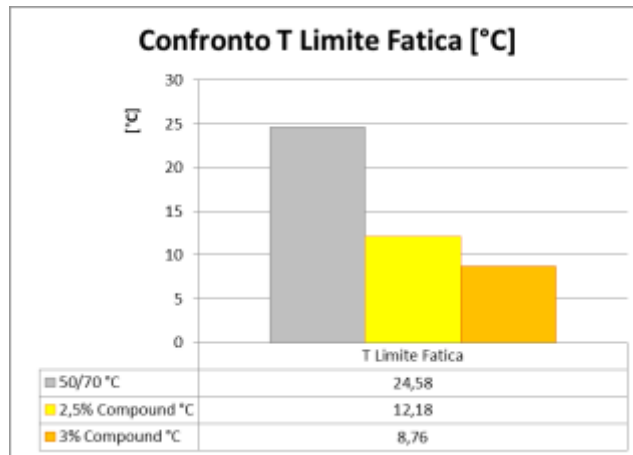


Figura 4.4-24: Confronto grafico temperature limite per la fessurazione a fatica delle tre miscele analizzate

Come si vede la presenza del Compound all'interno del conglomerato riduce la temperatura limite di fessurazione per fatica notevolmente. Per le due miscele di Compound analizzate si ha una riduzione di 12 – 16 °C circa, il che significa garantire la resistenza alla fatica a temperature inferiori rispetto ad un legante bituminoso privo del materiale studiato.

Se si paragonano i valori ottenuti alla temperatura limite per l'insorgere del fenomeno di fatica (T.L.F.) per ciascuna miscela, a parità di questa condizione si ha:

Tabella 4.4-18: Confronto dei parametri misurati tramite DSR Test alla temperatura limite il fenomeno di fessurazione per fatica per le tre miscele post PAV

Bitume POST estraz. 50/70			
T. L. F.	24,58		
G*	Modulo Complesso	[KPa]	6837,082
δ	Angolo di Fase	[°]	47,0
G*.sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	5000,0
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	4663,228
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	5000
Bitume POST estraz. 2,5% Compound			
T. L. F.	12,18		
G*	Modulo Complesso	[KPa]	7026,893
δ	Angolo di Fase	[°]	45,4
G*.sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	5000,0
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	4937,330
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	5000
Bitume POST estraz. 3% Compound			
T. L. F.	8,76		
G*	Modulo Complesso	[KPa]	7337,807
δ	Angolo di Fase	[°]	43,0
G*.sin(δ)	Rigidezza alte T	[KPa]	5000,0
G'	Modulo di restituzione elastica	[KPa]	5370,607
G''	Modulo di perdita viscoso	[KPa]	5000

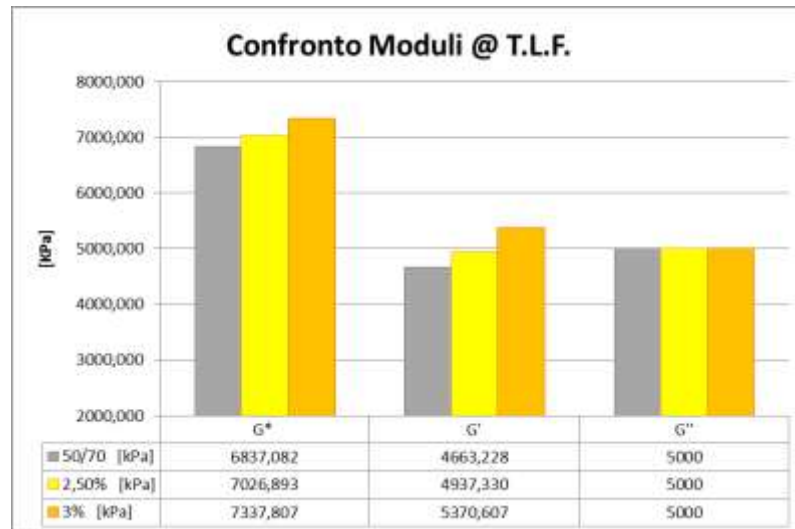


Figura 4.4-25: Confronto grafico del valore di modulo alla temperatura limite per fatica delle tre miscele

Come si vede, a parità di condizione limite, il Modulo di restituzione elastica G' è maggiore aggiungendo il Compound alla miscela. Maggiore è la percentuale di Compound presente e superiore sarà G' e, quindi, la resistenza a fatica del legante bituminoso. Questo aspetto emerge, come visto anche nel caso del fenomeno di ormaimento, osservando il valore dell'angolo di fase calcolato nella condizione limite.

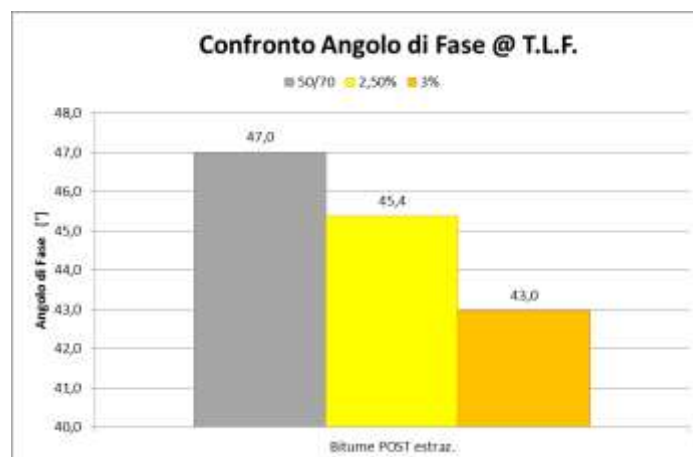


Figura 4.4-26: Confronto grafico del valore dell'angolo di fase alla temperatura limite per fatica delle tre miscele

Anche la diminuzione di δ aumentando la percentuale di Compound indica un miglioramento della resistenza a fatica del legante poiché, come visto, aumenta la componente elastica del Modulo.

4.4.3.4. BBR TEST – RESISTENZA ALLA FESSURAZIONE TERMICA: TEMPERATURA LIMITE

Il verificarsi di fenomeni di fessurazione termica viene controllato mediante BBR Test. Come prescritto dal Metodo Superpave, si deve verificare che il valore assunto dal parametro S (Modulo di Rigidezza), registrato al tempo $t = 60$ s, sia inferiore di 300 MPa e che, allo stesso tempo il valore assunto da m (pendenza curva $S(t)$), sempre al tempo $t = 60$ s, sia maggiore di 0,3.

Ciascuna miscela bituminosa da testare, quindi, è stata sottoposta precedentemente a PAV Test, in modo da poter effettuare la prova.

Si sono ottenuti per ciascuna miscela analizzata i seguenti risultati:

- Bitume 50/70 privo di Compound

Tabella 4.4-19: Risultati BBR Test su bitume 50/70 post PAV

Bitume POST PAV 50/70				
-6°C				OK
t s	P mN	Deflessione mm	S(t) MPa	m - Value
8	982	0,314	252	0,263
15	982	0,373	212	0,285
30	981	0,459	172	0,309
60	981	0,572	138	0,333
120	982	0,725	109	0,357
240	983	0,941	84,2	0,38
-12°C				FALLITO
t s	P mN	Deflessione mm	S(t) MPa	m - Value
8	990	0,129	619	0,191
15	990	0,146	546	0,211
30	991	0,202	468	0,232
60	991	0,242	396	0,253
120	991	0,295	330	0,274
240	990	0,941	271	0,295

Nel caso del bitume privo di Compound la temperatura minima accettata in funzione dei parametri fissati dalla metodologia Superpave è di -6°C durante lo svolgimento del Test.

Questo significa che la classe di temperatura limite affinché non si verifichino fessurazioni termiche è di -16 °C, poiché, come da specifiche SHRP, la prova deve essere effettuata a una temperatura di 10 °C superiore. Effettuando la prova a -12 °C, infatti, il valore del Modulo di rigidezza S(60s) è superiore a 300 MPa, così come la pendenza della curva m(60s) è inferiore a 0,3.

La temperatura limite esatta alla quale si ha fessurazione termica può essere ricavata sia considerando il Modulo di Rigidezza limite, pari a 300 MPa, che considerando la pendenza minima pari 0,3. In funzione del vincolo si ha:

$$T(S)_{LFT(50/70)} = -19,77 \text{ °C}$$

$$T(m)_{LFT(50/70)} = -18,48 \text{ °C}$$

Come si vede la differenza tra le due è minima. Al fine dello studio si dovrà considerare la più cautelativa tra le due, ossia $T(m)_{LFT}$.

- Bitume 50/70 con il 2,5% di Compound:

Tabella 4.4-20: Risultati BBR Test su bitume che interagisce con il 2,5% di Compound

Bitume POST PAV 2,5% Compound				
-12				OK
t s	P mN	Deflessione mm	S(t) MPa	m - Value
8	973	0,519	151	0,297
15	972	0,629	125	0,316
30	971	0,788	99,4	0,336
60	969	0,999	78,2	0,357
120	968	1,286	60,6	0,377
240	965	1,697	46,4	0,397
-18				FALLITO
t s	P mN	Deflessione mm	S(t) MPa	m - Value
8	981	0,198	399	0,23
15	980	0,231	343	0,251
30	982	0,277	286	0,275
60	982	0,338	234	0,298
120	983	0,419	189	0,322
240	983	0,529	150	0,345
-24°C				FALLITO
t s	P mN	Deflessione mm	S(t) MPa	m - Value
8	979	0,123	642	0,166
15	980	0,137	577	0,184
30	979	0,157	503	0,204
60	978	0,182	433	0,224
120	978	0,214	368	0,244
240	978	0,255	309	0,264

Aggiungendo il Compound alla miscela la temperatura di prova si riduce. A -12 °C, infatti, il Test è superato dal legante, il che significa che la rigidità del bitume è tale da non permettere l'insorgere della fessurazione termica. Quando il Test è ripetuto a -18 °C il modulo di rigidità S(60s) è inferiore a 300 MPa, ma m(60s) è inferiore a 0,3. Nonostante ciò le due condizioni devono essere rispettate simultaneamente, ossia la prova non è superata e, quindi, la classe termica del legante che ha interagito con il 2,5% del Compound è pari a -22 °C.

Se, però, si determina la temperatura limite in funzione dei due parametri, si ha:

$$T(m)_{LFT(2,5\%)} = -27,80 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T(S)_{LFT(2,5\%)} = -30,54 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Questo significa che se si avesse considerate solamente il parametro S il legante bituminoso avrebbe superato la prova a -18 °C. Dovendo considerare la maggiore tra le due, la temperatura limite affinché non vi sia l'insorgere del fenomeno di fessurazione per fatica è $T(m)_{LFT}$. Tale temperatura è molto inferiore rispetto al caso in cui il legante sia privo del Compound.

- *Bitume 50/70 con il 3% di Compound:*

Tabella 4.4-21: Risultati BBR Test su bitume che interagisce con il 3% di Compound

Bitume POST PAV 3% Compound				
-12				OK
t s	P mN	Deflessione mm	S(t) MPa	m - Value
8	990	0,72	111	0,338
15	991	0,882	90,6	0,336
30	992	1,121	71,4	0,335
60	992	1,445	55,4	0,334
120	996	1,751	45,9	0,333
240	994	2,266	35,4	0,331
-18				OK
t s	P mN	Deflessione mm	S(t) MPa	m - Value
8	979	0,253	312	0,244
15	980	0,298	265	0,268
30	980	0,362	218	0,294
60	980	0,447	177	0,321
120	978	0,563	140	0,347
240	979	0,724	109	0,374
-24°C				FALLITO
t s	P mN	Deflessione mm	S(t) MPa	m - Value
8	984	0,148	536	0,193
15	985	0,168	472	0,21
30	984	0,196	405	0,23
60	983	0,231	343	0,25
120	984	0,276	287	0,269
240	984	0,336	236	0,289

L'aggiunta del 3% di Compound permette di ridurre ulteriormente la classe termica del legante studiato. Il test effettuato a -18°C, infatti, viene superato dal campione, il che significa che la classe di questo bitume è pari a -28 °C. Effettuando il test a -24 °C, invece, il modulo di rigidezza ed il valore del coefficiente angolare della curva superano i limiti imposti.

La temperatura limite in funzione dei due parametri, S e m, è la seguente:

$$T(m)_{LFT(3\%)} = -29,77 \text{ °C}$$

$$T(S)_{LFT(3\%)} = -32,45 \text{ °C}$$

Ossia inferiore anche al caso in cui il legante interagisca con il 2,5% di Compound.

Anche in questo caso, rispetto al solo bitume 50/70 analizzato, il limite di fessurazione termica è abbassato a temperature inferiori, anche di molti gradi.

Confronto dei risultati.

Mettendo a confronto i risultati ottenuti per le tre miscele analizzate, emerge come la presenza del Compound riduca il Modulo di Rigidezza del legante bituminoso impiegato, favorendo l'abbassamento della temperatura che provoca l'insorgere di fessurazione termiche all'interno del conglomerato. Al fine di avere un paragone corretto tra i bitumi analizzati, si sono confrontati i valori registrati ad una temperatura di prova pari a -12 °C per ogni miscela.

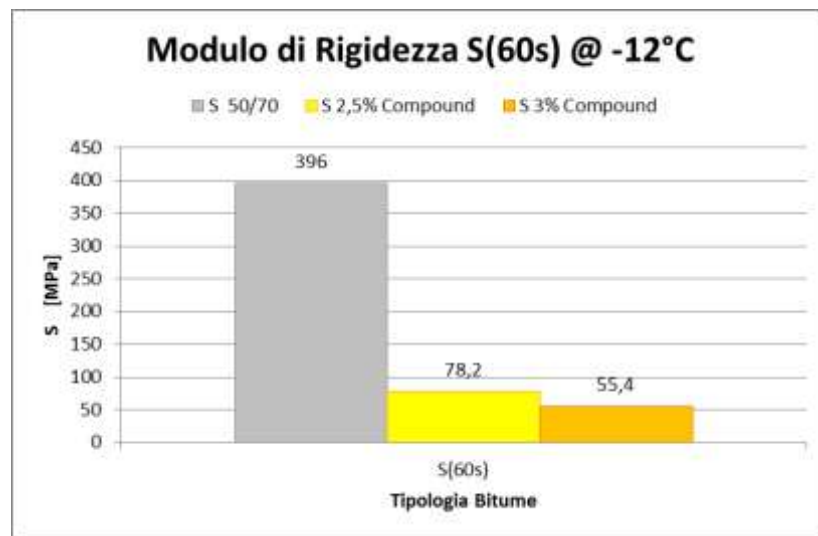


Figura 4.4-27: Confronto grafico tra i valori di S(60) per le tre miscele alla temperatura di - 12 °C

Come si vede, all'aumentare della percentuale di Compound il Modulo di Rigidezza diminuisce. Ciò significa che il legante sarà meno suscettibile alla fessurazione termica causata dalle basse temperature che rendono il bitume più fragile. La differenza rispetto ad un legante che non interagisce con il compound è molto elevata.

Il Modulo in questo caso è circa 5 - 6 volte maggiore. Se si confrontano le curve $S - t$ ottenute per le 3 miscele si nota sempre la forte differenza tra le miscele con o senza Compound.

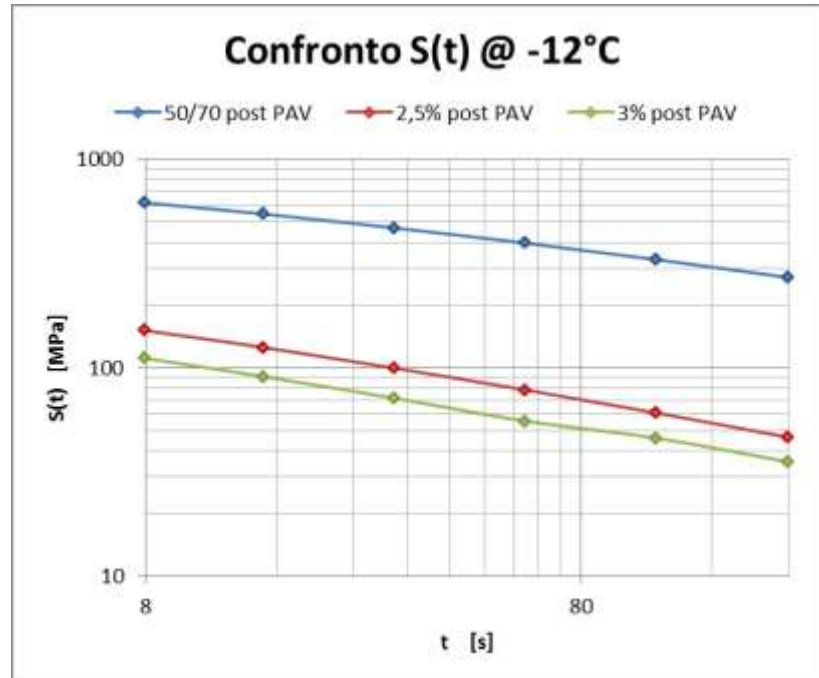


Figura 4.4-28: Confronto andamento del Modulo S in funzione del tempo di carico per le tre miscele

Avere un legante poco rigido alle basse temperature, oltre al vantaggio rispetto all'insorgere di fessurazioni termiche, migliora le prestazioni acustiche del conglomerato in cui è impiegato poiché rende maggiormente flessibile la pavimentazione, aumentando il range di T in cui si verifica una riduzione del rumore stradale.

Mettendo a confronto le temperature limite calcolate si nota ancor più quanto la presenza del Compound apporti benefici per quanto riguarda l'insorgere di fessurazione termica, poi, all'interno del conglomerato.

Dovendo scegliere tra le due prima calcolate la maggiore, si è scelta come temperatura limite quella ricavata in funzione del parametro “m”. Si ha quindi:

Tabella 4.4-22: Confronto temperature limite per la fessurazione termica tra le tre miscele

T Limite per $m = 0,3$		
Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
°C	°C	°C
-18,48	-27,80	-29,77

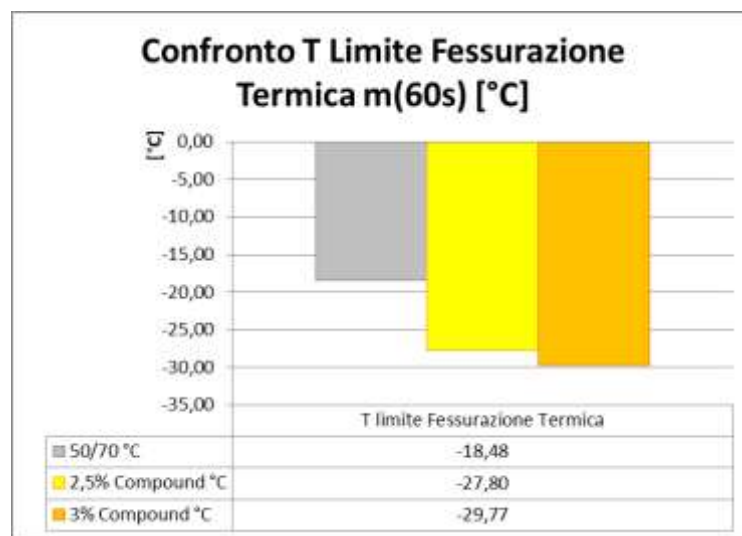


Figura 4.4-29: Confronto grafico tra le temperature limite per la fessurazione termica delle tre miscele analizzate

Come si nota si ha un abbassamento di circa 10 °C rispetto al valore calcolato per il bitume 50/70. La presenza del compound, quindi, comporta grossi benefici anche al legante a basse temperature, riducendo, inoltre, il rischio di fessurazione termica.

4.4.3.5. RICOSTRUZIONE DEL PERFORMANCE GRADED DEI BITUMI STUDIATI

Il sistema di classificazione proposto dalle specifiche SHRP ci consente di definire la temperatura minima di utilizzo (T limite per fessurazione termica – 10°C secondo il principio di sovrapposizione tempo-temperatura), e la massima di utilizzo in opera (T limite di ormaimento), scegliendo tra classi di temperatura. Le indicazioni così ottenute permettono di adottare scelte progettuali prestazionali, consone alle condizioni climatiche di esercizio.

Analizzando i risultati ottenuti dalle prove effettuate in precedenza sulle 3 miscele studiate, è possibile, quindi, ricostruire e confrontare il PG di ciascuna.

$$PG_{50/70} = 64 - 16;$$

$$PG_{2,5\%} = 58 - 22;$$

$$PG_{3\%} = 58 - 28;$$

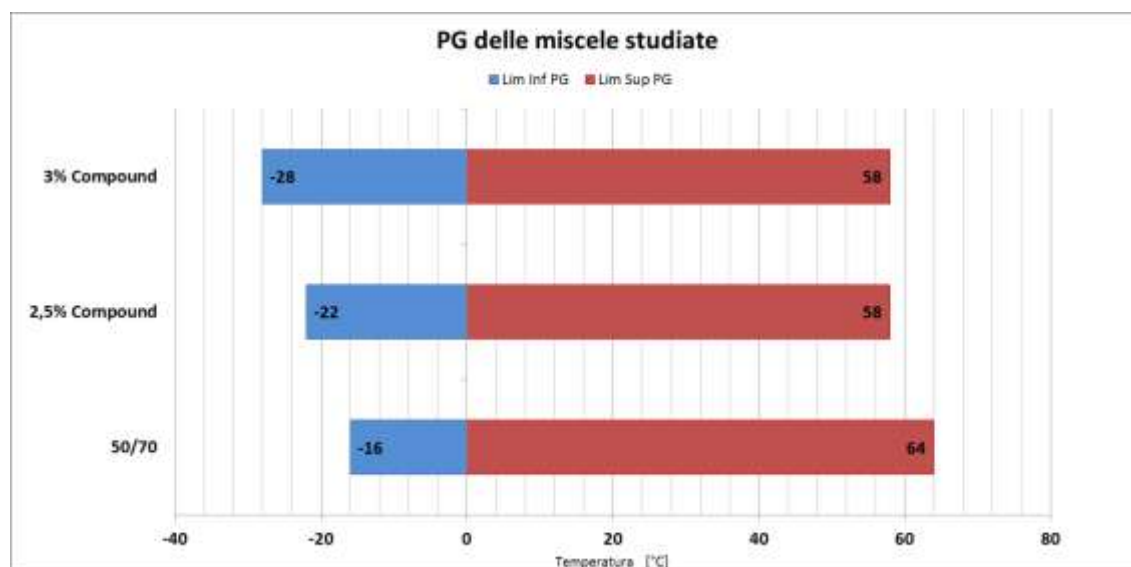


Figura 4.4-30: Ricostruzione grafica del PG delle miscele studiate

La presenza del Compound all'interno della miscela riduce il limite superiore, da 64 °C a 58 °C, del PG ma ne aumenta il limite inferiore, che diminuisce da -16 °C fino a -28°C nel caso dell'aggiunta del 3% di Compound. Questo significa che in presenza del Compound l'intervallo di utilizzo del bitume si sposta verso temperature più basse.

Se si analizza la fascia di temperature limite di utilizzo del legante in funzione dei fenomeni che caratterizzano la vita di una pavimentazione si ha:

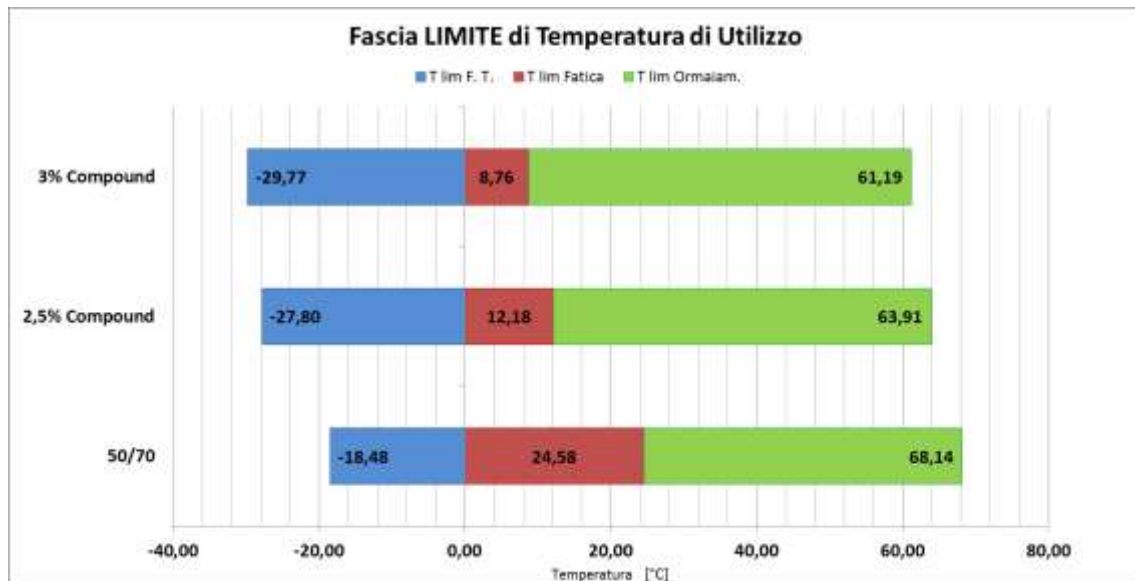


Figura 4.4-31: Ricostruzione grafica della fascia limite di temperatura di utilizzo di ciascuna miscela

Rispetto al PG, nel quale la temperatura è suddivisa in classi distanti 6°C l'una dall'altra, se si analizza il valore limite della temperatura, in funzione dei fenomeni di degrado che caratterizzano la vita della pavimentazione, si nota come la differenza sia maggiormente elevata alle basse temperature, fino a più di 10 °C, mentre alle alte temperature la differenza è al massimo di circa 7°C nel caso in cui si utilizzino un bitume che interagisce con il 3% del Compound.

A scapito di un peggioramento della temperatura limite per l'insorgere di deformazioni permanenti, si ha però un grosso vantaggio in relazione alla temperatura limite per la quale si verifica fessurazione termica alle basse temperature. Un miglior comportamento elastico del legante che interagisce con il Compound anche alle alte temperature, infine, potrebbe comunque limitare l'insorgere di deformazioni permanenti, nonostante la temperatura limite sia inferiore rispetto al caso in cui non vi è la presenza del Compound stesso. Questo però è da verificare analizzando il comportamento del conglomerato.

4.4.4. ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

1. Aumentando la percentuale di compound all'interno della miscela, la consistenza del bitume e, quindi, la resistenza alla penetrazione con ago, diminuisce.

Tabella 4.4-23: Confronto valore di penetrazione delle varie miscele analizzate

UNI EN 1426	Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[dmm]	[dmm]	[dmm]
PENETRAZIONE	28	56	73

Tabella 4.4-24: Confronto valore del punto di rammollimento delle varie miscele analizzate

UNI EN 1426	Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[°C]	[°C]	[°C]
RAMMOLLIMENTO	55	52	49

Ciò indica una minor rigidità del legante alla temperatura di 25 °C, caratteristica utile al fine di rendere la pavimentazione maggiormente flessibile e ridurre, così, il rumore nel modo migliore; Il valore del punto di rammollimento, allo stesso tempo, si riduce, dimostrando un peggioramento del legante alle alte temperature, il quale perde la sua consistenza.

Tabella 4.4-25: Confronto con il valore di rammollimento determinato per il bitume 50/70 vergine

UNI EN 1426	Bitume VERGINE 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[°C]	[°C]	[°C]
RAMMOLLIMENTO	49	52	49

Se si confrontano, però, i risultati della prova biglia – anello ottenuti sul legante che interagisce con il Compound rispetto a quelli del bitume 50/70 vergine utilizzato, il valore è pressoché lo stesso, e ciò indica il fatto che il Compound riduca da questo punto di vista gli effetti legati all'ossidazione del legante bituminoso in fase di lavorazione, migliorando così la lavorabilità del conglomerato.

Valutando l'Indice di Penetrazione ricavato dalle due prove si nota, infatti, come la suscettibilità termica del legante che interagisce con il Compound migliori.

Tabella 4.4-26: Confronto del valore dell'indice di penetrazione calcolato per le tre miscele analizzate

	Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[dmm/°C]	[dmm/°C]	[dmm/°C]
I.P.	-1,24	-0,44	-0,52

Questo è sintomo di come l'aumento della temperatura non comporti una grossa perdita di consistenza del legante rispetto a quella iniziale, ossia il comportamento del bitume si modifica in modo opportuno al crescere della temperatura, non presentando una rapida perdita, come accade invece per il bitume privo di Compound, delle sue proprietà.

2. Il ritorno elastico del legante aumenta notevolmente, e questa caratteristica si ripercuote sul conglomerato migliorando le sue prestazioni dal punto di vista acustico poiché consente una minor rigidità della pavimentazione.

Tabella 4.4-27: Confronto del ritorno elastico misurato per le miscele contenenti il Compound

EN 13398	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
	[%]	[%]
RIT. ELASTICO	72	54

3. La viscosità del bitume additivato con il Compound aumenta, innalzando, così, le temperature di lavorazione e compattazione del conglomerato;

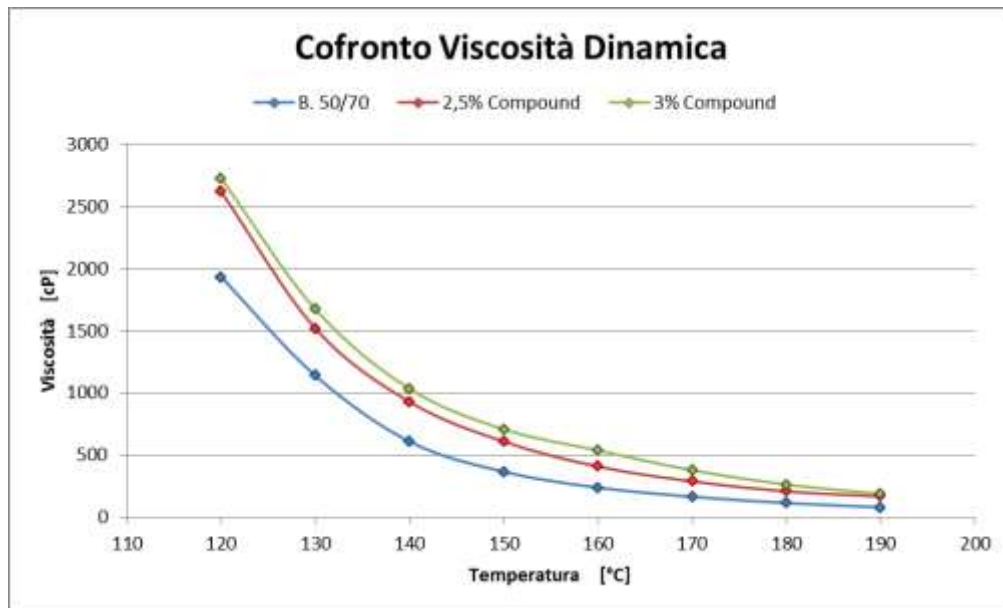


Figura 4.4-32: Confronto grafico dell'andamento della viscosità dinamica misurato al variare della temperatura per le tre miscele

4. Le temperature limite per l'ormaiamento, secondo la procedura Superpave, diminuiscono di 7 °C circa utilizzando il Compound.

Tabella 4.4-28: Confronto temperature limite per l'ormaiamento misurate per le miscele studiate

Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
°C	°C	°C
68,14	63,91	61,19

Il fenomeno, però, potrebbe essere limitato dalla presenza nel legante che interagisce con il Compound di una maggiore componente di restituzione elastica G' , in grado di restituire parte della deformazione impressa.

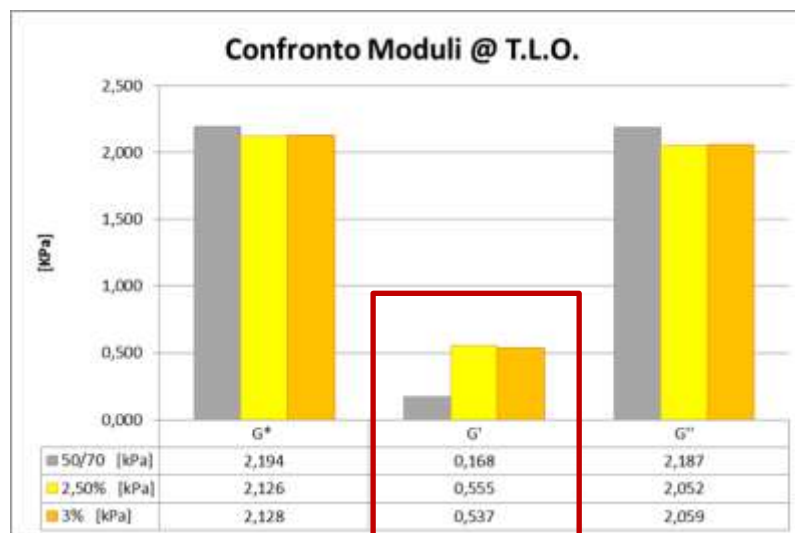


Figura 4.4-33: Confronto grafico del valore di Modulo misurato alla temperatura limite per l'ormaiamento delle tre miscele

Tale componente potrebbe ridurre l'insorgere del fenomeno poiché andrebbe a limitare la formazione di deformazioni permanenti all'interno del conglomerato. Questa considerazione andrebbe approfondita con ulteriori prove di resistenza del conglomerato proprio all'ormaiamento, per verificare quanto ipotizzato.

La minor rigidità voluta per ridurre il rumore di rotolamento sembrerebbe comportare una riduzione della temperatura limite all'ormaiamento. Tale diminuzione rimane tuttavia limitata al 10 % circa, valore comunque basso.

- Le temperature limite per quanto riguarda il danneggiamento per fatica diminuiscono di 16 °C circa utilizzando il Compound.

Tabella 4.4-29: Confronto temperature limite a fatica delle miscele analizzate

Bitume POST estraz. 50/70	Bitume POST estraz. 2,5% Compound	Bitume POST estraz. 3% Compound
°C	°C	°C
24,58	12,18	8,76

Questo significa che la resistenza a fatica nel caso venga utilizzato il Compound aumenterà al crescere della percentuale di impiego dello stesso. Tale caratteristica emerge ancor più analizzando l'angolo di fase.

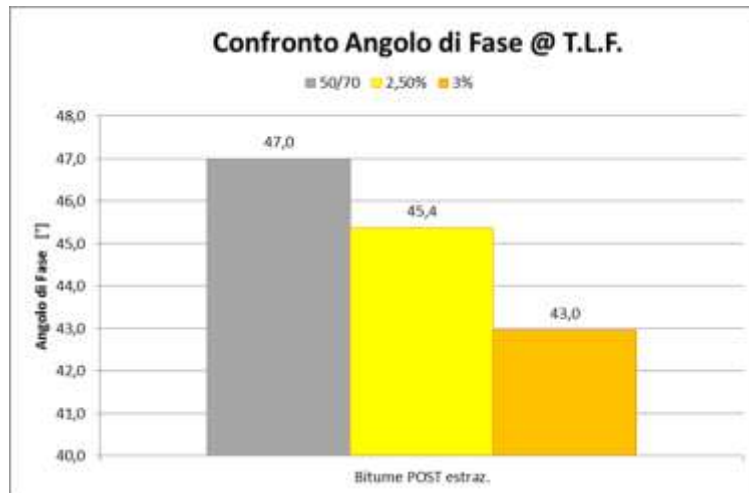


Figura 4.4-34: Confronto grafico tra i valori dell'angolo di fase delle varie miscele alla loro temperatura limite a fatica

L'utilizzo del Compound diminuisce l'angolo δ , facendo sì che il modulo di restituzione elastica G' aumenti, incrementando la resistenza a fatica del legante, cosa da verificare per conglomerato bituminoso.

La rigidezza del legante a quelle che sono solitamente le temperature medie annue, inoltre, diminuisce, consentendo in questo modo un'efficace riduzione del rumore per conglomerato in cui verrà impiegato.

- L'utilizzo del Compound migliora la rigidezza del legante alle basse temperature riducendone quindi la fragilità ed aumentando la resistenza del conglomerato alla fessurazione termica.

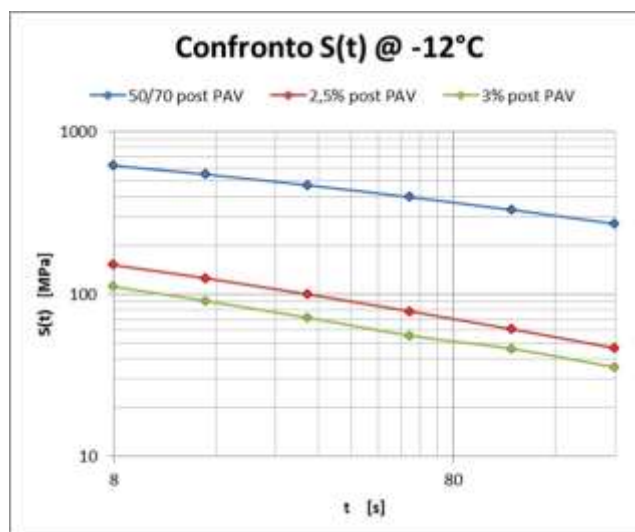


Figura 4.4-35: Confronto grafico tra gli andamenti del valore di Modulo S in funzione del tempo ricavati da BBR Test

Se si osservano le temperature limite all'insorgere della fessurazione per termica, infatti, si nota una forte riduzione rispetto al caso in cui il Compound non venga impiegato.

Tabella 4.4-30: Confronto temperature limite per la fessurazione termica delle tre miscele

<i>T Limite per $m = 0,3$</i>		
Bitume POST estraz.	Bitume POST estraz.	Bitume POST estraz.
50/70	2,5% Compound	3% Compound
°C	°C	°C
-18,48	-27,80	-29,77

La diminuzione della rigidità anche alle basse temperature, inoltre, comporta benefici al conglomerato sempre dal punto di vista acustico, in quanto la pavimentazione rimarrà maggiormente flessibile anche in questo campo di temperature, rispetto a quanto avviene per un conglomerato privo di Compound.

7. Il valore del PG delle 3 miscele studiate è il seguente:

$$PG_{50/70} = 64 - 16;$$

$$PG_{2,5\%} = 58 - 22;$$

$$PG_{3\%} = 58 - 28;$$

Questo dato indica il campo di temperature di utilizzo del legante in sicurezza, rispetto ai fenomeni di degrado che solitamente colpiscono la pavimentazione. Si deve osservare, però, che la temperatura massima limite determinata per il legante che interagisce con il 2,5% del Compound è molto vicina a 64 °C. Non raggiungendoli, però, il valore limite del suo PG sarà 58 °C.

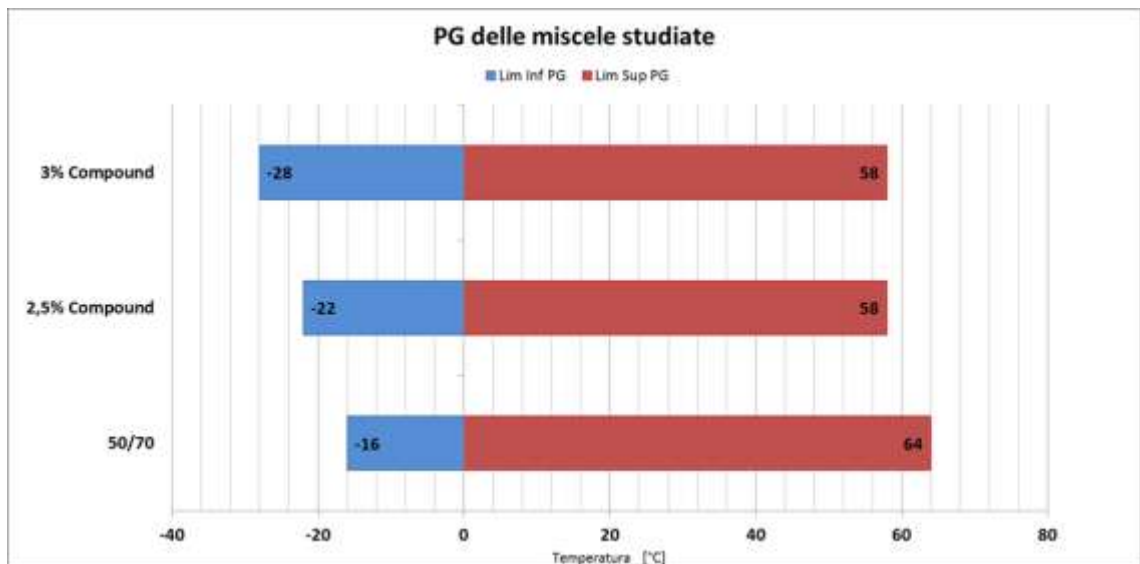


Figura 4.4-36: Ricostruzione grafica del PG delle miscele studiate

Si ha una riduzione della temperatura limite più alta ma, allo stesso tempo, un possibile maggior utilizzo verso le basse temperature. Se si osservano le reali temperature limite si nota come la differenza alle alte temperature sia ridotta, soprattutto nel caso in cui il bitume interagisce con il 2,5% del Compound, mentre piuttosto elevata alle basse. Questo significa che il Compound aumenta l'ampiezza dell'intervallo di temperature di utilizzo del Conglomerato senza che si verifichino i fenomeni di degrado caratteristici della pavimentazione.

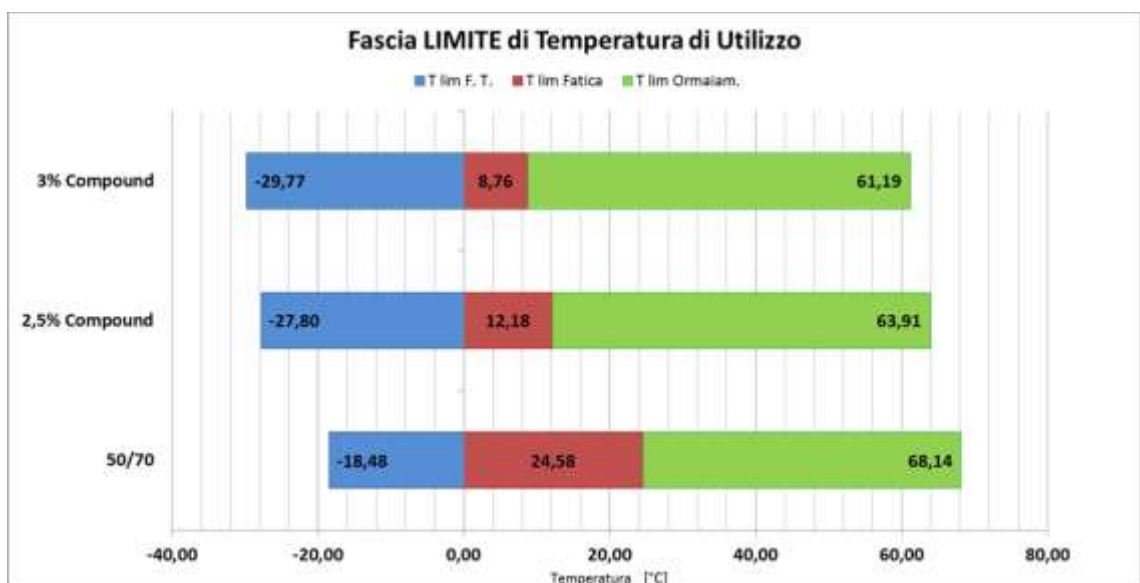


Figura 4.4-37: Ricostruzione grafica della fascia limite di temperatura di utilizzo di ciascuna miscela

CAPITOLO 5

***INDAGINE SPERIMENTALE
RIGUARDANTE LA
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA
DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO
AD EMISSIONE ACUSTICA
OTTIMIZZATA***

5.1. LE PROVE EFFETTUATE PER LO STUDIO DEL CONGLOMERATO

Al fine di caratterizzare sia da un punto di vista geometrico che meccanico i conglomerati che verranno studiati nel seguito, verranno realizzati provini con due differenti tipologie di compattazione. Su questi, successivamente, verranno effettuate prove utilizzando metodologie normate, ciascuna delle quali in grado di fornire indicazioni circa uno o più parametri del conglomerato bituminoso esaminato. Nel seguito, quindi, verranno descritti i Test effettuati, partendo proprio dalla metodologia di confezionamento dei campioni. Si avranno quindi:

- a) Descrizione dei metodi di compattazione:
 - 1. Preparazione del provino mediante compattatore a impatto: UNI EN 12697 – 30;
 - 2. Preparazione del provino con pressa giratoria: 12697 – 31;

- b) Caratterizzazione volumetrica del conglomerato bituminoso:
 - 1. Determinazione della massa volumica massima (TMD): UNI EN 12697 – 5, AASHTO T 209;
 - 2. Determinazione della massa volumica in mucchio di provini bituminosi (GMB): UNI EN 12697 – 6, AASHTO T 166;
 - 3. Determinazione delle caratteristiche dei vuoti di provini bituminosi (V%) : UNI EN 12697 – 8;

- c) Caratterizzazione meccanica del conglomerato bituminoso:
 - 1. Prova Marshall: UNI EN 12697 – 34;
 - 2. Determinazione della resistenza a trazione indiretta di provini bituminosi: UNI EN 12697 – 23;
 - 3. Determinazione del Modulo di Rigidezza: UNI EN 12697 – 26, ANNEX C;
 - 4. Determinazione della resistenza alla fatica: UNI EN 12607 – 24, ANNEX E;

5.1.1. METODI DI COMPATTAZIONE.

1. Preparazione del provino mediante compattatore a impatto: UNI EN 12697 – 30:

La Norma descrive un metodo per ricavare dei provini da miscele bituminose mediante compattazione a impatto (compattatore Marshall), utilizzati poi per la determinazione di caratteristiche tecnologiche. Tale tipologia di compattazione è di tipo impulsivo ed il campione viene compattato tramite colpi imposti da un apposito macchinario (compattatore Marshall) sulle facce di base, cercando di riprodurre in funzione del numero di colpi inferto il livello di traffico a cui la pavimentazione sarà sottoposta.



Figura 5.1-1: Compattatore a impatto (Compattatore Marshall)

Per prima cosa si pone il campione di conglomerato, preventivamente riscaldato in stufa ad una temperatura pari a quella di compattazione (T_c) determinata in funzione della viscosità del bitume utilizzato, all'interno di appositi stampi cilindrici di diametro interno pari a $101,6 \pm 0,1$ mm.



Figura 5.1-2: Stampo cilindrico utilizzato per la compattazione Marshall

Il peso del campione è scelto in funzione dell'altezza che si vuole ottenere per il provino, la quale deve essere pari a $63,5 \pm 2,5$ mm.

Una volta inserito il campione si procede al suo mescolamento affinché gli aggregati di diametro maggiore non si dispongano sul fondo. Terminata l'operazione si pone lo stampo al di sotto della massa battente, avendo cura che sia ben inserito all'interno di apposite guide che lo centrano.



Figura 5.1-3: Dettaglio zona di ancoraggio dello stampo per effettuare la compattazione

Una volta posizionato correttamente lo stampo si imposta lo strumento in funzione del numero di colpi che si vogliono realizzare, pari solitamente a 50 o 75 colpi, a seconda della tipologia di conglomerato e del suo utilizzo. A questo punto ha inizio la compattazione, che dovrà essere ripetuta per entrambe le facce del campione.

Essa consiste nel lasciar cadere una massa battente del peso di 4550 ± 20 g alla frequenza di 1,1 s da un'altezza pari a 460 ± 5 mm.

Terminata la compattazione il campione dovrà essere lasciato raffreddare per almeno 120 minuti a temperatura ambiente.



Figura 5.1-4: Campione Marshall lasciato raffreddare nello stampo

Solo trascorso il tempo necessario per raggiungere tale temperatura potrà essere estruso dallo stampo per mezzo di una pressa idraulica che imporrà al campione un cedimento monodirezionale senza deformazioni. A questo punto il provino è pronto per essere sottoposto alle successive analisi.

2. Preparazione del provino con pressa giratoria: 12697 – 31:

La pressa giratoria, o pressa a taglio giratorio, è uno strumento utilizzato al fine di compattare i campioni a determinate altezze o determinate densità, da sottoporre successivamente ad analisi volumetriche e meccaniche. Da esso, inoltre, è possibile ricavare le curve di compattazione, densità – numero di giri, da cui ricavare, noto il peso del materiale compattato, il valore teorico di vuoti residui del conglomerato ad un certo valore di rotazioni.



Figura 5.1-5: Pressa giratoria

Per prima cosa si pone il conglomerato preventivamente riscaldato in stufa alla temperatura di compattazione all'interno di una fustella del diametro di 100 mm, o 150 mm, in funzione della dimensione massima dell'aggregato.



Figura 5.1-6: Fustella all'interno della quale viene compattato il campione di conglomerato

Si posiziona al di sotto della pressa, sul piatto rotante, la fustella contenente il conglomerato e si fa iniziare la compattazione. Le specifiche utilizzate dalla normativa sono le seguenti:

- Carico imposto pari a 600 ± 10 kPa;
- Velocità di rotazione 30 giri/minuto;
- Inclinazione fustella pari a $1,25 \pm 0,02$ °;

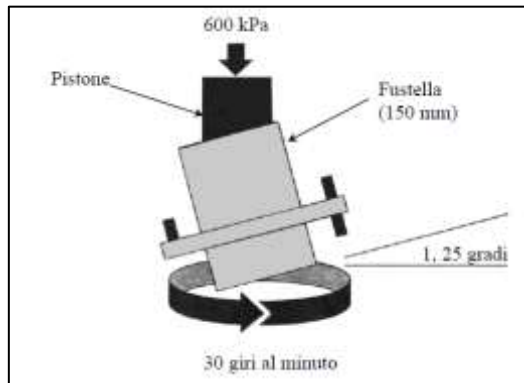


Figura 5.1-7: Schema di funzionamento della pressa giratoria

L'utilizzo di un angolo giratorio durante la compattazione permette di ottenere un miglior ingranamento degli aggregati, simulando più correttamente quello che avviene in sito durante la compattazione tramite rullo vibrante.

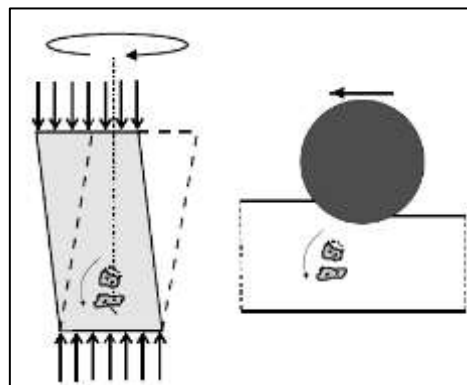


Figura 5.1-8: Correlazione tra la compattazione tramite pressa giratoria e compattazione in sito tramite rullo vibrante

Il numero di giri è scelto in funzione del tipo di compattazione che si vuole ottenere. Nei casi di studio successivi i campioni realizzati saranno compattati tutti a 100 giri, cercando di simulare la compattazione della pavimentazione in sito tramite rullo.

5.1.2. CARATTERIZZAZIONE VOLUMETRICA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO.

1. Determinazione della massa volumica massima (TMD): UNI EN 12697 – 5, AASHTO T 209:

La presente norma europea specifica i metodi di prova per la determinazione della massa volumica massima di una miscela bituminosa (massa senza vuoti). Specifica un procedimento volumetrico, un procedimento idrostatico e un procedimento matematico. Nel caso specifico dello studio effettuato in questo lavoro, la metodologia utilizzata sarà quella volumetrica, descritta in dettaglio nel seguito.

Per prima cosa si prepara un campione partendo dal conglomerato prodotto. I campioni devono essere staccati e separati in granuli e agglomerati grossolani. Gli agglomerati non devono essere di dimensioni maggiori di 6 mm. Se la miscela non è sufficientemente morbida da essere separata manualmente, riscaldarla su un vassoio in una stufa a una temperatura non maggiore di 110 °C, ma solo fino al punto in cui può essere manipolata adeguatamente. Il risultato ottenuto è quello di una miscela di aggregati e agglomerati bitumati.



Figura 5.1-9: Campione preparato per effettuare la prova

Si colloca il campione così prodotto all'interno di un picnometro il quale verrà poi riempito d'aria. Una volta posizionata la testa del picnometro, si evacua l'aria intrappolata, generando un vuoto parziale di una pressione residua di 4 kPa o minore per 15 ± 1 min. L'evacuazione può essere assistita agitando, ruotando o vibrando il picnometro, al fine di facilitare la rimozione di eventuali bolle d'aria. Si fissa a questo punto la testa o tappo, e si riempie con attenzione il picnometro con acqua privata dell'aria. Il picnometro viene a questo punto condizionato in un bagno d'acqua affinché venga raggiunta la temperatura di prova.

La massa volumica massima (TMD) determinata mediante procedimento volumetrico viene calcolata tramite la seguente formula:

$$TMD = \frac{m_2 - m_1}{1000 \cdot V_p - (m_3 - m_2)/\rho_w} \quad \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

Dove:

- TMD = massa volumica massima della miscela (Massima densità teorica);
- m_1 = massa del picnometro vuoto, compreso di testa;
- m_2 = massa del picnometro con all'interno il campione;
- m_3 = massa del picnometro con all'interno il campione immerso nella soluzione;
- V_p = volume del picnometro riempito con la soluzione;
- ρ_w = massa volumica della soluzione;

Seguendo tale metodologia, quindi, è possibile ricavare la massa volumica apparente massima del conglomerato, ossia quella per la quale non sono presenti vuoti residui.

2. Determinazione della massa volumica in mucchio di provini bituminosi (GMB): UNI EN 12697 – 6, AASHTO T 166:

La presente norma descrive metodi di prova per determinare la massa volumica apparente di un provino bituminoso compattato. I metodi di prova sono destinati ad essere utilizzati con provini compattati in laboratorio.

All'interno della norma vengono descritte le seguenti quattro procedure, la scelta di quale utilizzare dipende dal contenuto in vuoti stimato nel provino e della loro interconnessione fino alla superficie:

- massa volumica apparente - secca (per provini con superficie chiusa);
- massa volumica apparente - superficie saturata asciugata (SSD) (per provini con superficie chiusa);
- massa volumica apparente - provino sigillato (per provini con superficie aperta o irregolare);
- massa volumica apparente - geometrica (per provini con superficie regolare e a forma geometrica, ovvero cilindri, quadrati, rettangoli, ecc.).

Nel caso dello studio effettuato verrà utilizzata la metodologia che prevede il calcolo della massa volumica apparente con superficie saturata asciugata, quindi nel seguito verrà descritta tale procedura.

La massa volumica apparente di un provino bituminoso compattato è determinata a partire dalla massa del provino e dal suo volume. La massa del provino è ottenuta pesando il campione secco in aria. Il volume del campione, invece, è ottenuto dalla sua massa in aria e dalla sua massa in acqua.

Si esegue la seguente procedura:

- a) si determina la massa del provino secco (m_1);
- b) si determina la massa volumica dell'acqua alla temperatura di prova;
- c) si immerge il provino nel bagno d'acqua alla temperatura di prova nota. Lasciare che l'acqua saturi il provino sufficientemente a lungo finché la massa del provino non cambi;

- d) si determina la massa del provino saturato mentre è immerso (m_2), facendo attenzione che non vi siano bolle d'aria aderenti alla superficie del provino o che si stacchino dal provino durante la pesata;



Figura 5.1-10: Rappresentazione della misura del peso del campione in acqua

- e) rimuovere il provino dall'acqua, asciugando velocemente le gocce aderenti dalla superficie;
- f) determinare la massa in aria del provino saturato, subito dopo averne asciugato la superficie (m_3);

A questo punto si può procedere con il calcolo della massa volumica apparente della miscela di conglomerato compattata come segue:

$$GMB = \frac{m_1}{m_3 - m_2} \cdot \rho_w \quad \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

Dove:

- GMB = massa volumica del conglomerato compattato;
- ρ_w = densità dell'acqua in cui è immerso il provino durante la pesata idrostatica;
- m = masse del provino descritte in precedenza;

Seguendo tale metodologia, quindi, è possibile risalire alla massa volumica apparente del conglomerato compattato, considerando anche la percentuale residua di vuoti presenti.

3. Determinazione delle caratteristiche dei vuoti di provini bituminosi (V%) : UNI EN 12697 – 8:

La norma descrive un metodo, per il calcolo di due caratteristiche volumetriche di provini bituminosi compattati, tra le quali il contenuto di vuoti d'aria.

Avendo già descritto in precedenza come è stata calcolata la massima massa volumica apparente del conglomerato (TMD) e la massa volumica apparente del provino compattato (GMB), la percentuale di vuoti di un provino è calcolata facilmente in questo modo:

$$V\% = \left(1 - \frac{GMB}{TMD}\right) \cdot 100$$

3.3.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO.

1. Prova Marshall: UNI EN 12697 – 34:

La Normativa descrive un metodo per calcolare la stabilità, lo scorrimento e la rigidezza Marshall su provini di conglomerato bituminoso compattati tramite compattatore ad impatto.

Per prima cosa vengono condizionati i provini all'interno di un bagno termostatico alla temperatura di 60 ± 1 °C per 30 minuti. Trascorso il tempo necessario si posiziona il campione da testare all'interno di due ganasce, la superiore delle quali in grado di scorrere sulle guide poste lateralmente.



Figura 5.1-11: Ganasce all'interno delle quali si posiziona il provino per effettuare il Marshall Test

Il campione all'interno delle ganasce viene posizionato a questo punto sotto una cella di carico, la quale applica un carico verticale crescente in grado di deformare il provino ad una velocità costante pari a 50 ± 2 mm/min.



Figura 5.1-12: Macchinario di prova per effettuare il carico alla corretta velocità (sinistra); Dettaglio del campione caricato (destra)

Il carico applicato e lo scorrimento laterale vengono registrati tramite trasduttori installati sulla macchina e collegati ad un computer. La prova termina quando viene calcolato il carico massimo applicato, al quale corrisponde uno scorrimento laterale del provino. Il massimo carico applicato prende il nome di “stabilità”. Dividendo la Stabilità per lo scorrimento relativo si ottiene il valore della “Rigidezza Marshall”.

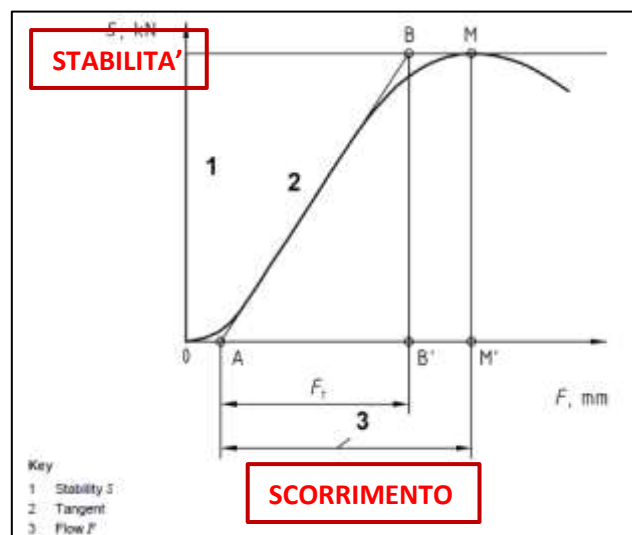


Figura 5.1-13: Curva di carico - scorrimento del campione durante il Test

2. Determinazione della resistenza a trazione indiretta di provini bituminosi: UNI EN 12697 – 23:

La prova di trazione indiretta, detta anche Prova Brasiliana, consente di ottenere il valore di resistenza a trazione mediante l'applicazione di un carico di intensità crescente su provini cilindrici caricati diametralmente.

Può essere applicata sia a provini compattati a impatto che a quelli compattati utilizzando pressa giratoria. In funzione della dimensione del campione si dovranno utilizzare idonee bande di carico, di lunghezza pari ad almeno lo spessore del provino e larghezza funzione del diametro del campione.

Si collocano i provini in una camera d'aria alla temperatura di prova per almeno due ore, in modo tale che trascorra il tempo sufficiente al condizionamento. Nel nostro caso la prova verrà effettuata a tre diverse temperature: 5 °C, 20 °C e 40 °C. Trascorso il tempo necessario si preleva il provino da sottoporre a prova dalla camera d'aria e lo si pone tra le bande di carico, poste in un castello con superficie superiore in grado di scorrere.



Figura 5.1-14: Collocazione del campione tra le bande di carico

La struttura sarà posizionata sotto una cella di carico in grado di applicare un carico diametrale in modo continuo a una velocità costante di deformazione di 50 ± 2 mm. La prova continua finché il provino non giunge a rottura e si registra il carico di picco.

Per ogni provino viene calcolata a questo punto la resistenza a trazione indiretta, R_t , in conformità alla seguente formula:

$$R_t = \frac{2P}{\pi DH} \quad [GPa]$$

dove:

- R_t è la resistenza a trazione indiretta [GPa], arrotondata a tre cifre significative;
- P è il carico di picco [kN], arrotondato a tre cifre significative;
- D è il diametro del provino [mm], arrotondato alla prima cifra decimale;
- H è l'altezza del provino [mm], arrotondato alla prima cifra decimale.

3. Determinazione del Modulo di Rigidezza: UNI EN 12697 – 26, ANNEX C:

Tale parte della Normativa descrive una metodologia per il calcolo del Modulo di Rigidezza del materiale analizzando campioni cilindrici in modalità di trazione indiretta. Per far ciò verrà utilizzata una macchina dinamica, il grado di ricavare la misura del Modulo di Rigidezza applicando una trazione indiretta al provino in esame e rilevando le deformazioni orizzontali reversibili, agendo in modo non distruttivo.



Figura 5.1-15: Macchina dinamica utilizzata per effettuare la prova

Per prima cosa si condiziona il provino per 2 ore alla temperatura decisa per effettuare il test. Nello studio effettuato verrà svolta la prova a tre differenti temperature: 5 °C, 20 °C e 40 °C. Una volta condizionato il provino esso verrà sistemato all'interno del castello che ne consente il corretto posizionamento sulla banda di sostegno inferiore. Una volta collocato qui si posizionerà, facendola scorrere lungo due guide laterali, la banda di carico superiore, controllando che il campione sia correttamente centrato diametralmente.



Figura 5.1-16: Castello dove collocare il campione prima di effettuare la prova (sinistra); Campione collocato nel castello tra le bande di carico (destra)

A questo punto vengono posizionati correttamente i trasduttori laterali, al fine di avere una corretta misurazione della deformazione laterale del provino. Il tutto è collocato successivamente al di sotto del pistone di carico.



Figura 5.1-17: Collocazione del provino sotto il pistone di carico

La prova si svolge a deformazione imposta: si applica un carico di tipo impulsivo, seguito da un periodo di riposo, tale che la deformazione laterale imposta al provino sia il più possibile prossima a $5\ \mu\text{m}$.

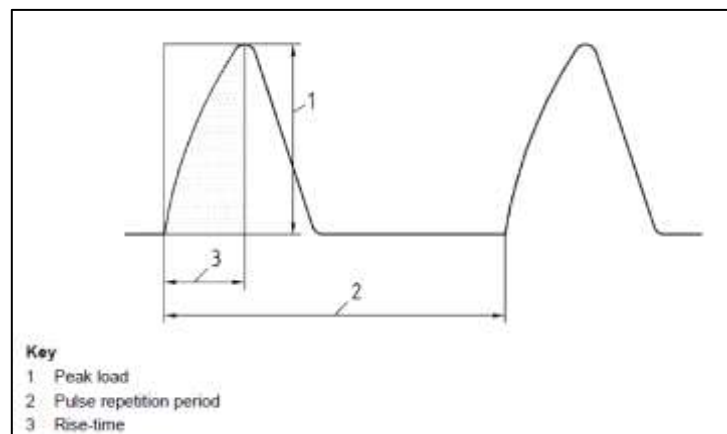


Figura 5.1-18: Forma dell'onda di carico che mostra un tempo di riposo successivo al picco

Il carico è ripetuto per 5 volte e il valore che genera la deformazione richiesta è determinato come valore medio. Nel dettaglio i parametri della prova sono i seguenti:

Tabella 5.1-1: Caratteristiche tecniche di effettuazione della prova di calcolo del Modulo di Rigidezza in configurazione di trazione indiretta

CARATTERISTICHE TECNICHE DI PROVA	
<i>Temperatura di Prova</i>	5 °C, 20 °C, 40 °C
<i>Diametro del Campione</i>	100 mm
<i>Modulo di Poisson</i>	0,35
<i>Numero Cicli Condizionamento</i>	15
<i>Numero Cicli di Prova</i>	5
<i>Tempo di Picco</i>	124 ms
<i>Periodo di ripetizione dell'impulso</i>	3000 ms
<i>Deformazione imposta</i>	5 µm

Il Modulo di Rigidezza per ciascun ciclo è calcolato attraverso la seguente formula:

$$S = \frac{F \cdot (\nu + 0,27)}{z \cdot h} \quad [MPa]$$

Dove:

- S è il Modulo di Rigidezza [MPa];
- ν è il Coefficiente di Poisson;
- z è l'ampiezza della deformazione orizzontale ottenuta durante il ciclo di carico [mm];
- h è lo spessore medio del provino [mm];

Determinato il primo valore di S la prova viene ripetuta per lo stesso provino sul diametro opposto, ruotando il campione di 90 °C. Il valore medio del Modulo di Rigidezza ottenuto dalle due misurazioni sarà il risultato finale ed esso è accettato solamente se il valore ottenuto dalla prova effettuata sul secondo diametro non si discosta più del 10% o meno del 20% rispetto al valore ottenuto dalla prova effettuata lungo il primo diametro. Nel caso in cui ciò non avvenga il risultato deve essere scartato.

4. Determinazione della resistenza alla fatica: UNI EN 12607 – 24, ANNEX E:

La presente appendice caratterizza il comportamento delle miscele bituminose sotto prove di fatica con carico ripetuto con una modalità di carico costante utilizzando una prova di trazione indiretta. Per far ciò verrà utilizzata la stessa macchina dinamica impiegata per il calcolo del modulo di rigidità.

Anche in questo caso il primo passo consiste nel condizionamento del campione alla temperatura di prova per almeno 4 ore prima di effettuare il Test.

Una volta terminato il condizionamento si prende il campione e si posizionano gli estensimetri lungo la linea diametrale orizzontale delle due facce del campione. Una volta collegati si posiziona il campione tra le bande di carico, centrandolo lungo la linea diametrale verticale, per poi posizionarlo al di sotto del pistone di carico. Si deve prestare attenzione, infine, al fatto che l'asse di carico dia perpendicolare agli estensimetri che misurano la deformazione.



Figura 5.1-19: Posizionamento degli estensimetri per misurare la deformazione laterale del campione

La prova deve coprire almeno livelli di deformazione compresi in un intervallo da circa $100 \mu\epsilon$ a $400 \mu\epsilon$ e la vita a fatica del materiale sottoposto prova deve essere compresa in un intervallo di applicazioni da 10^3 e 10^6 .

Uno carico semisenverso ripetuto viene applicato con un tempo di caricamento di 0,1 s e un tempo di riposo di 0,4 s. Se la deformazione visualizzata sul monitor durante le prime 10 applicazioni non rientra nell'intervallo di deformazione (da 100 a 400) $\mu\epsilon$, la prova deve essere arrestata immediatamente e il livello di carico regolato.

Tabella 5.1-2 Caratteristiche tecniche della prova per il calcolo della resistenza a fatica del provino

CARATTERISTICHE TECNICHE DI PROVA	
<i>Temperatura di Prova</i>	20 °C
<i>Diametro del Campione</i>	100 mm
<i>Modulo di Poisson</i>	0,35
<i>Tempo di Picco</i>	0,1 s
<i>Periodo di ripetizione dell'impulso</i>	0,5 s
<i>Deformazione imposta nei primi 100 cicli</i>	100 ÷ 400 $\mu\epsilon$

Durante la prova, il carico e la deformazione orizzontale vengono monitorati in continuo e registrati a intervalli preselezionati.

Quando appaiono fessure evidenti sull'asse verticale, la prova deve essere interrotta. La vita a rottura è determinata come il numero totale di applicazioni del carico che causa una rottura completa del provino. La vita a rottura, però, come verrà fatto anche nelle analisi svolte e descritte successivamente, può essere definita come il momento in cui la deformazione aumenta di un fattore di due rispetto al suo valore iniziale. Questa definizione è risultata essere abbastanza in accordo con la definizione basata sulla rottura completa del provino.

5.2. IL CONGLOMERATO BITUMINOSO CONTENENTE IL 2,5% E IL 3% DI COMPOUND

A questo punto si è proceduto con lo studio della corretta formulazione di un conglomerato bituminoso per strato d'usura ad emissione acustica ottimizzata, contenente il 2,5% o il 3% di Compound sul peso degli aggregati impiegati. I due conglomerati studiati sono:

- 1) Granulometria 0 – 12 mm, 2,5% di Compound sul peso degli aggregati, 8% di Bitume;
- 2) Granulometria 0 – 12 mm, 3% di Compound sul peso degli aggregati, 8% di Bitume;

Ossia due miscele di conglomerato aventi la stessa curva granulometrica e la stessa percentuale di bitume, ma con differenti percentuali di Compound.

Successivamente, per ciascuna delle due miscele, è stata effettuata una completa analisi volumetrica e di caratterizzazione meccanica in modo da verificare tutte le proprietà del conglomerato stesso. Infine si sono confrontati i risultati ottenuti in modo da verificare quale fosse l'apporto dato dal Compound.

5.2.1. STUDIO DELLA FORMULAZIONE DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO

Per prima cosa si è proceduto allo studio della corretta formulazione della miscela di conglomerato bituminoso, scegliendo il corretto fuso granulometrico e, in funzione delle granulometrie di aggregati scelte, costruendo una curva granulometrica adatta al fuso in questione, al fine di ottenere una tessitura ottimizzata per la riduzione del rumore stradale.

In funzione della curva decisa, si è proceduto alla scelta della corretta percentuale di legante, da mantenere per entrambe le percentuali di Compound utilizzate, al fine di mantenere questo dato come costante durante lo svolgimento successivo delle prove di caratterizzazione volumetrica e meccanica.

5.2.1.1. STUDIO DELLA CURVA GRANULOMETRICA

Analizzando lo stato dell'arte in tema di pavimentazioni ad emissione acustica ottimizzata è stato possibile comprendere l'importanza della tessitura superficiale in relazione al rumore di rotolamento. Oltre all'aggiunta del Compound, quindi, per migliorare le prestazioni acustiche del conglomerato, si è deciso di realizzare una curva granulometrica che migliorasse la tessitura superficiale al fine di ottimizzare il rumore prodotto dall'interazione ruota – pavimentazione. Una delle curve suggerite al fine di migliorare lo spettro di tessitura è quella dello Splittmastix Asphalt (SMA), il quale ha una curva caratterizzata dalla mancanza della frazione granulometrica intermedia che genera una elevata percentuale di vuoti riempiti da filler e bitume, in elevata quantità. Questo permette di aumentare la percentuale di mastice del conglomerato con conseguente riduzione della percentuale di vuoti, ma soprattutto consente di ottenere una tessitura superficiale caratterizzata prevalentemente da valli, con i benefici acustici prima esposti. La ridotta frazione granulometrica massima dello strato d'usura, inoltre, consentirà di ridurre la macrotessitura, migliorando il rumore di rotolamento.

Per tali motivazioni si è cercato di costruire una curva che fosse contenuta all'interno di un fuso granulometrico con queste caratteristiche, considerando anche la necessità di creare un forte mastice che inglobasse il Compound all'interno del conglomerato.

Il fuso granulometrico scelto è stato studiato cercando di ottenere tutte le finalità prima esposte.

Tabella 5.2-1: Fuso Granulometrico scelto per la miscela 0 - 12 contenente il Compound

apertura setac. [mm]	FUSO	
	INF. [% pas]	SUP. [% pas]
16	100	100
12,5	80	100
8	55	82
4	25	52
2	15	30
0,500	8	20
0,250	6	15
0,063	4	9

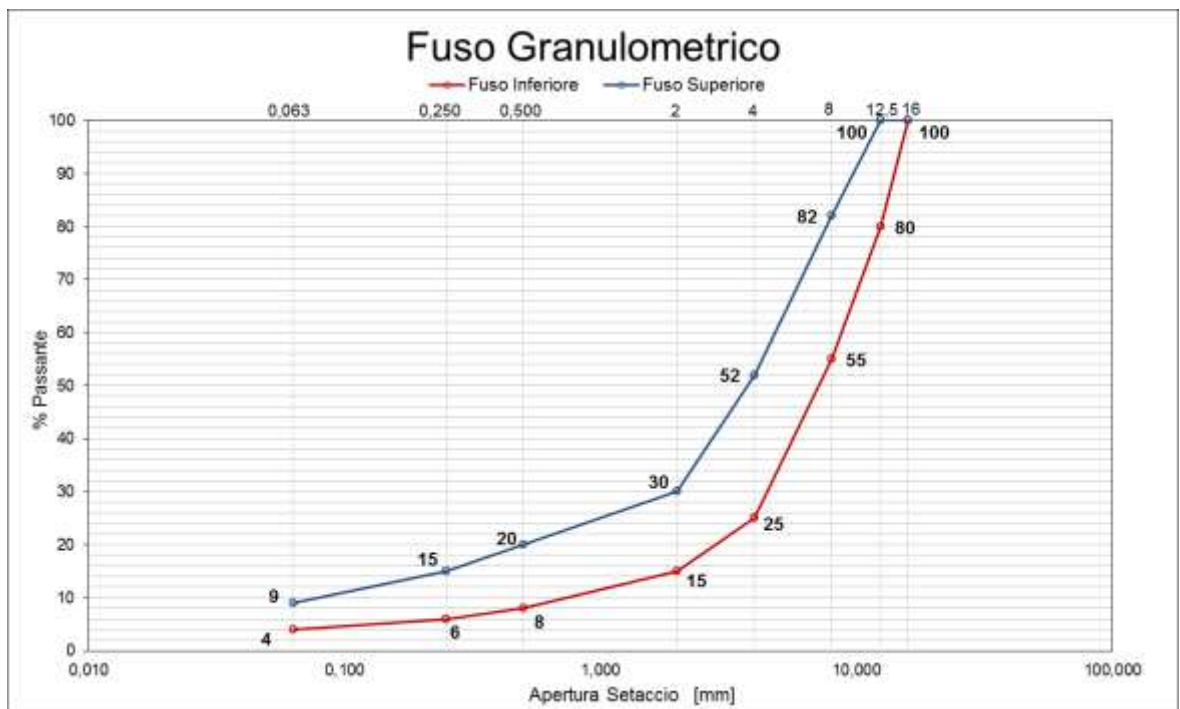


Figura 5.2-1: Rappresentazione grafica del fuso granulometrico utilizzato per la miscela 0 - 12

Come si vede non rientra nella categoria delle pavimentazioni SMA poiché la dimensione massima dell'aggregato supera i 10 mm. Questo è stato scelto, però, al fine di rientrare nelle dimensioni massime degli inerti lapidei che solitamente vengono usati per la realizzazione di tappeti d'usura.

Si nota inoltre che tra i 2 mm e gli 8 mm la pendenza dei due estremi del fuso aumenta, proprio per creare quel gap granulometrico in grado di essere riempito dal mastice e di garantire una migliore tessitura superficiale. L'elevata quantità di filler è stata scelta per migliorare il potere legante del mastice e l'interazione, quindi, con il Compound.

A questo punto, miscelando in modo corretto le 4 frazioni granulometriche scelte ed aggiungendo filler (carbonato di calcio), si è costruita una curva granulometrica che rispettasse il fuso scelto. Al fine di ottimizzare lo studio è stata realizzata una curva che fosse il più possibile centrata all'interno del fuso granulometrico deciso e che, quindi, presentasse le caratteristiche prima descritte.

Tabella 5.2-2: Percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate per costruire la curva granulometrica

apertura setac. [mm]	GRANIGLIA 8-12		GRANIGLIA 3-6		SABBIA 0-4		SABBIA 0-1		FILLER	
	60,0%		13,0%		17,0%		5,0%		5,0%	
	Sul totale	Su miscela	Sul totale	Su miscela	Sul totale	Su miscela	Sul totale	Su miscela	Sul totale	Su miscela
	% trattenuto cumulato		% trattenuto cumulato		% trattenuto cumulato		% trattenuto cumulato		% trattenuto cumulato	
16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	45,02	27,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	99,12	59,47	46,68	6,07	0,45	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00
2	99,89	59,94	94,75	12,32	20,44	3,48	0,00	0,00	0,00	0,00
0,500	99,90	59,94	99,34	12,91	79,79	13,56	0,06	0,00	0,06	0,00
0,250	99,91	59,94	99,41	12,92	93,60	15,91	1,81	0,09	1,81	0,09
0,063	99,93	59,96	99,61	12,95	98,65	16,77	80,30	4,01	80,30	4,01
TRATTENUTO	100,00	60,00	100,00	13,00	100,00	17,00	100,00	5,00	100,00	5,00

Analizzando le percentuali delle differenti frazioni granulometriche che comporranno la curva più nel dettaglio si ha:

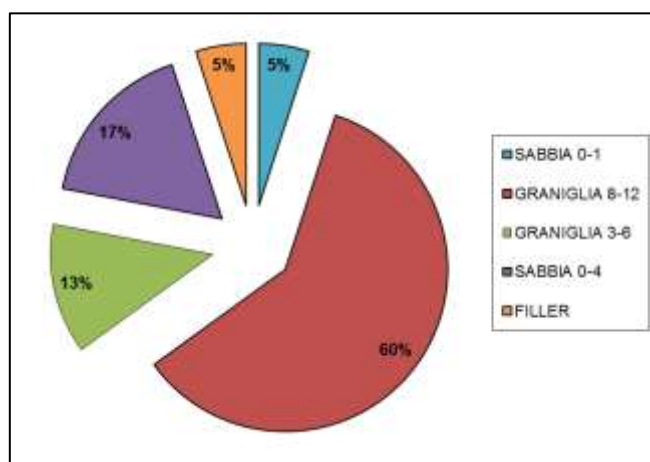


Figura 5.2-2: Rappresentazione grafica delle percentuali di frazioni granulometriche ce compongono la curva

Si nota una grossa prevalenza della frazione granulometrica 8 – 12 mm rispetto alla Graniglia 3 – 6 mm, questo proprio per creare quel salto di granulometria voluto. Si ha, inoltre, il 5% di Sabbia 0 – 1 mm e il 5% di Filler, proprio per aumentare il mastice all'interno del conglomerato. La curva così realizzata rispecchia le caratteristiche volute in fase di studio.

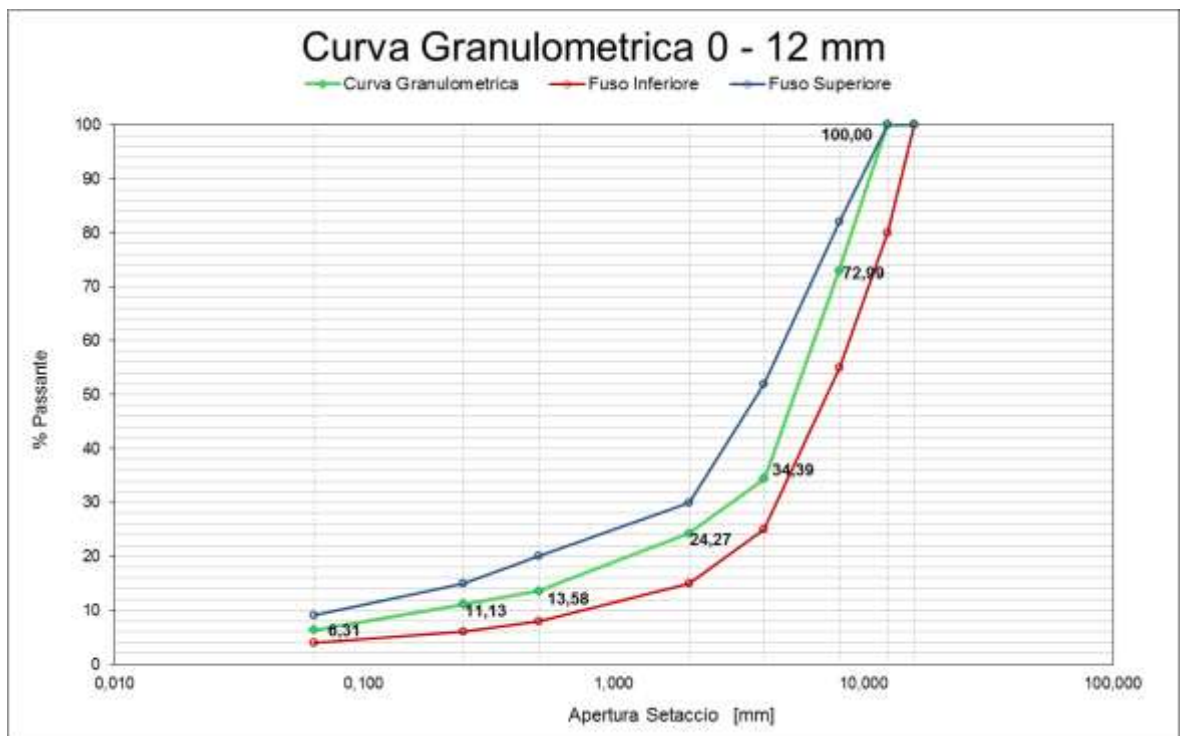


Figura 5.2-3: Rappresentazione grafica della Curva granulometrica utilizzata per la miscela 0 - 12

La dimensione massima dell'aggregato è stata scelta di 12 mm, limite del fuso superiore, in modo da migliorare ulteriormente la macrotessitura superficiale della pavimentazione. La restante parte della curva granulometrica, invece, è centrata all'interno del fuso. Come si vede, tra 8 mm e 4 mm si ha un forte salto granulometrico, passando dal 75 % circa di materiale passante al 35 % circa.

5.2.1.2. FORMULAZIONE DELLE MISCELE

In funzione delle curva granulometrica e della percentuale di compound da utilizzare è stata scelta la percentuale di bitume che ottimizzasse anche il risultato acustico ottenuto una volta steso il conglomerato in sito. Considerando la superficie specifica degli aggregati utilizzati e quella del polverino di gomma contenuto nel Compound si è optato per l' 8% di Bitume 50/70 sul peso totale degli aggregati utilizzati per la realizzazione del conglomerato.

Tale percentuale è tenuta volutamente alta, così come accade per una pavimentazione tipo SMA, per aumentare la quantità di mastice legante, inglobare completamente il polverino di gomma contenuto nel Compound, aumentare la viscosità del conglomerato e, quindi, diminuire la rigidità della pavimentazione, al fine di ottimizzare la riduzione del rumore di rotolamento.

Per ottenere un confronto dei risultati che considerasse solamente la variazione della percentuale di Compound, la percentuale di bitume scelta si è mantenuta per entrambe le miscele, nonostante le due differenti quantità del polverino di gomma presenti comportassero una modifica della superficie specifica totale del materiale impiegato.

Le due miscele di conglomerato analizzate saranno, quindi, le seguenti:

1) Curva 0 – 12 mm, 8% di bitume 50/70, 2,5% di Compound;



Figura 5.2-4: Rappresentazione di un campione del conglomerato contenente il 2,5% di Compound

2) Curva 0 – 12 mm, 8% di bitume 50/70, 3% di Compound;



Figura 5.2-5: Rappresentazione di un campione del conglomerato contenente il 3% di Compound

Dallo studio delle due si cercherà, quindi, di identificare tutte le proprietà del conglomerato scelto, in funzione della differente percentuale di compound.

5.2.2. CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLE MISCELE

Per determinare le caratteristiche volumetriche e geometriche delle miscele di conglomerato si sono realizzati 8 campioni per miscela, 4 dei quali compattati mediante compattazione Marshall, a 75 colpi per faccia, i restanti 4 compattati mediante pressa giratoria a 100 cicli. Le due metodologie di compattazione sono state spiegate precedentemente.

Si sono così realizzati campioni con le seguenti caratteristiche:

- a) 4 campioni compattati mediante compattazione Marshall, 75 colpi per faccia, del peso di 1200 g circa;
- b) 4 campioni compattati tramite pressa giratoria, 100 cicli, diametro 100 mm, altezza 55 mm; di peso variabile in funzione del tipo di miscela.

Prima di procedere con la determinazione della percentuale dei vuoti in funzione del tipo di compattazione e della miscela di conglomerato analizzata, si è calcolato il peso specifico dei soli aggregati componenti la miscela, da cui poi ricavare il peso di volume massimo del conglomerato (GMM), la massima densità teorica (TMD) il peso di volume reale del conglomerato bituminoso compattato (GMB). Tutte le prove effettuate sono state descritte in precedenza (paragrafo 3.3.).

Successivamente, nel caso di compattazione tramite pressa giratoria, è stato possibile costruire la curva di compattazione media, da cui ricavare il parametro di lavorabilità (K) e autoaddensamento (C1) delle due miscele.

Di seguito, quindi, verranno riportati in ordine i risultati ottenuti dalle seguenti prove:

1. *Determinazione del peso specifico della miscela di aggregati;*
2. *Determinazione della massa volumica apparente massima del conglomerato bituminoso (GMM);*
3. *Determinazione della massima densità teorica (TMD);*
4. *Determinazione della massa volumica apparente del conglomerato compattato (GMB);*
5. *Calcolo della percentuale di vuoti delle miscele analizzate (V%);*
6. *Determinazione della curva di compattazione media e dei valori di lavorabilità (K) e autoaddensamento (C1);*

Al termine dell'analisi si effettuerà un confronto tra i risultati ottenuti per le due differenti percentuali di Compound utilizzate.

1. PESO SPECIFICO DELLA MISCELA DI AGGREGATI:

Considerando il peso specifico calcolato in precedenza per ciascuna frazione granulometrica del materiale impiegato, utilizzando le percentuali che compongono la curva granulometrica del conglomerato bituminoso, è possibile risalire al peso specifico degli aggregati che lo compongono.

$$\mathbf{P_s = 2,775 \text{ g/cm}^3}$$

Tale valore è indipendente dalla percentuale di Compound poiché entrambe le miscele presentano la stessa curva granulometrica. Se si considerasse il Compound come aggregato, allora il peso specifico delle due miscele sarebbe differente:

$$\mathbf{P_{s(2,5\%)} = 2,685 \text{ g/cm}^3};$$

$$\mathbf{P_{s(3\%)} = 2,669 \text{ g/cm}^3};$$

Esso diminuisce aumentando ovviamente la percentuale di Compound che ha un peso specifico inferiore a quello degli aggregati.

2. MASSA VOLUMICA APPARENTE MASSIMA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO (GMM):

In funzione della quantità di Compound presente rispetto alla miscela è stato calcolato il peso di volume massimo del conglomerato bituminoso.

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.2-3: GMM della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound

GMM 0-12 2,5%		
AASHTO T209		
Percentuale aggregati su miscela	%	90,50
Percentuale bitume su miscela	%	7,24
Percentuale Compound su miscela	%	2,26
Peso specifico aggregati	gr/cm3	2,775
Peso specifico bitume	gr/cm3	1,02
Peso specifico Compound	gr/cm3	1,175
GMM (peso specifico miscela bitumata)	gr/cm3	2,402

- 3% di Compound:

Tabella 5.2-4: GMM della miscela 0 - 12, 3% di Compound

GMM 0-12 3%		
AASHTO T209		
Percentuale aggregati su miscela	%	90,09
Percentuale bitume su miscela	%	7,21
Percentuale Compound su miscela	%	2,70
Peso specifico aggregati	gr/cm3	2,775
Peso specifico bitume	gr/cm3	1,02
Peso specifico Compound	gr/cm3	1,175
GMM (peso specifico miscela bitumata)	gr/cm3	2,391

Come prevedibile, aumentando la percentuale di Compound il peso di volume massimo della miscela diminuisce, poiché i restanti fattori rimangono invariati.

3. MASSIMA DENSITA' TEORICA DELLE DUE MISCELE (TMD):

Al fine di eliminare eventuali errori nel calcolo del peso specifico delle singole granulometrie e del Compound, per calcolare correttamente i vuoti di ciascuna miscela si farà riferimento alla massima densità teorica (TMD), determinata come peso specifico della miscela bitumata. In funzione delle due percentuali di Compound si è ottenuto il seguente risultato:

Tabella 5.2-5: TMD delle miscele 0 - 12 con il 2,5% e il 3% di Compound

		0 - 12 2,5%		0 - 12 3%	
		P1	P2	P1	P2
<i>UNI EN 1097-6</i>					
PESO PICNOMETRO	gr.	289,11	289,11	289,11	289,11
PESO NETTO CAMPIONE	gr.	489,9	505,69	506,1	506,81
PESO PICNOMETRO + "SOLUZIONE"	gr.	1357,1	1357,1	1357,1	1357,1
PESO PIC. + CAMPIONE + "SOLUZIONE"	gr.	1645,77	1654,95	1655,58	1654,7
PESO SPECIFICO "SOLUZIONE"	gr./cm3	1	1	1	1
TMD per ciascun campione	Kg/m3	2427,47	2426,02	2430,56	2415,47
Massima densità teorica (TMD)	Kg/m3	2426,74		2423,01	

4. MASSA VOLUMICA APPARENTE DEL CONGLOMERATO COMPATTATO:

In funzione del tipo di compattazione e della percentuale di Compound presente, il conglomerato avrà una differente massa volumica apparente. Nel caso delle due miscele considerate si sono ottenuti i seguenti risultati:

- **Compattazione Marshall** (75 colpi per faccia):

Effettuando la prova sui 4 campioni per miscela preparati, si è potuto calcolare il valore medio della massa volumica apparente del conglomerato compattato tramite compattazione Marshall.

Tabella 5.2-6: GMB per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound, compattata con Compattatore Marshall

GMB 0-12 2,5% Marshall						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1201,90	1200,9	1199	1202,8	1201,15
Peso del campione in acqua	gr.	695,06	693,44	694,69	696,61	694,95
Peso del campione saturo	gr.	1204,80	1203,9	1201,1	1205,2	1203,75
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,358	2,353	2,368	2,365	2,361

Tabella 5.2-7: GMB per la miscela 0 - 12, 3% di Compound, compattata con Compattatore Marshall

GMB 0-12 3% Marshall						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1187,70	1198,9	1202,9	1192,6	1195,53
Peso del campione in acqua	gr.	683,49	690,73	695,78	688,09	689,52
Peso del campione saturo	gr.	1189,80	1200,7	1205	1194,4	1197,48
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,346	2,351	2,362	2,355	2,354

Come atteso, anche il valore di GMB è inferiore nel caso in cui si consideri il 3% di Compound.

I valori così calcolati saranno utilizzati per determinare la percentuale di vuoti all'interno dei provini compattati tramite metodologia Marshall.

- **Compattazione Pressa Giratoria** (100 cicli):

Come fatto nel caso precedente, anche in questo caso si sono compattati 4 provini per miscela tramite pressa giratoria a 100 cicli. E' stato così possibile calcolare la massa volumica apparente del conglomerato compattato in funzione delle due differenti percentuali di Compound.

Tabella 5.2-8: GMB per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound, compattata con Pressa Giratoria

GMB 0-12 2,5% Pressa Giratoria						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1029,90	1028,8	1031,9	1031,7	1030,58
Peso del campione in acqua	gr.	597,13	596,72	598,05	597,78	597,42
Peso del campione saturo	gr.	1031,60	1030,8	1033,2	1032,7	1032,08
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,370	2,370	2,371	2,372	2,371

Tabella 5.2-9: GMB per la miscela 0 - 12, 3% di Compound, compattata con Pressa Giratoria

GMB 0-12 3% Pressa giratoria						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1013,80	1017,7	1017,3	1019	1016,95
Peso del campione in acqua	gr.	584,47	587,56	587,18	587,69	586,73
Peso del campione saturo	gr.	1016,00	1019,2	1018,3	1019,9	1018,35
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,349	2,358	2,360	2,358	2,356

5. PERCENTUALE DI VUOTI DEL CONGLOMERATO COMPATTATO:

Determinata la massima densità teorica del conglomerato bituminoso e la massa volumica apparente del conglomerato compactato, è possibile risalire alla percentuale di vuoti della miscela, sia in funzione del tipo di compattazione che della percentuale di Compound impiegato, tramite la seguente formula:

$$V\% = 100 \cdot \left(1 - \frac{GMB}{TMD}\right)$$

A seconda del tipo di compattazione si avranno risultati differenti.

- **Compattazione Marshall** (75 colpi per faccia):

Analizzando i 4 provini Marshall si sono ottenuti i seguenti risultati.

Tabella 5.2-10: % di vuoti residui per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound, compattata con Compattatore Marshall

Percentuale di vuoti (V%) 0-12 2,5% Marshall						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1201,90	1200,9	1199	1202,8	1201,15
Peso del campione in acqua	gr.	695,06	693,44	694,69	696,61	694,95
Peso del campione saturo	gr.	1204,80	1203,9	1201,1	1205,2	1203,75
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,358	2,353	2,368	2,365	2,361
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,427				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	2,838	3,056	2,435	2,546	2,719

Tabella 5.2-11: % di vuoti residui per la miscela 0 - 12, 3% di Compound, compattata con Compattatore Marshall

Percentuale di vuoti (V%) 0-12 3% Marshall						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1187,70	1198,9	1202,9	1192,6	1195,53
Peso del campione in acqua	gr.	683,49	690,73	695,78	688,09	689,52
Peso del campione saturo	gr.	1189,80	1200,7	1205	1194,4	1197,48
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,346	2,351	2,362	2,355	2,354
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,423				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	3,187	2,975	2,508	2,787	2,864

Nel caso in cui si utilizzi il 3% di Compound si ha una percentuale di vuoti all'interno del conglomerato maggiore, anche se di poco. Questo può essere dovuto al fatto che tramite una compattazione impulsiva la maggior percentuale di polverino di gomma contenuto permetta un maggior ritorno del conglomerato tra un colpo e l'altro, riducendo il livello di compattazione ottenuta e, di conseguenza, aumentando la percentuale di vuoti. Anche l'aumento della quantità di materiale impiegato, mantenendo invariata la percentuale di bitume, potrebbe essere il motivo. Entrambe le osservazioni andrebbero verificate aumentando i casi di studio.

Si deve notare, infine, che la differenza in percentuale è esigua e che, in entrambi i casi, il valore dei vuoti ottenuto è molto basso, minore del 3%, ossia entrambi i conglomerati sono di tipo chiuso.

- **Compattazione Pressa Giratoria (100 cicli):**

Analizzando i campioni compattati tramite pressa giratoria si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.2-12: % di vuoti residui per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound, compattata con Pressa Giratoria

Percentuale di vuoti (V%) 0-12 2,5% Pressa Giratoria						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1029,90	1028,8	1031,9	1031,7	1030,58
Peso del campione in acqua	gr.	597,13	596,72	598,05	597,78	597,42
Peso del campione saturo	gr.	1031,60	1030,8	1033,2	1032,7	1032,08
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,370	2,370	2,371	2,372	2,371
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,427				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	2,319	2,335	2,282	2,249	2,296

Tabella 5.2-13: % di vuoti residui per la miscela 0 - 12, 3% di Compound, compattata con Pressa Giratoria

Percentuale di vuoti (V%) 0-12 3% Pressa Giratoria						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1013,80	1017,7	1017,3	1019	1016,95
Peso del campione in acqua	gr.	584,47	587,56	587,18	587,69	586,73
Peso del campione saturo	gr.	1016,00	1019,2	1018,3	1019,9	1018,35
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,349	2,358	2,360	2,358	2,356
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,423				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	3,042	2,693	2,614	2,698	2,762

Anche nel caso in cui si sia effettuata la compattazione tramite pressa giratoria, il valore di vuoti è maggiore aumentando il Compound all'interno del conglomerato bituminoso. Le motivazioni possono essere le stesse effettuate precedentemente.

Si deve notare, inoltre, che nel caso di compattazione tramite pressa giratoria il valore dei vuoti ottenuto è inferiore al caso precedente. Questo poiché la presenza di inclinazione e la tipologia stessa della compattazione permette maggiore ingranamento tra gli aggregati, riducendo il valore dei vuoti.

Per entrambe le tipologie di compattazione e tutte e due le quantità di Compound utilizzate, il valore dei vuoti ottenuto è sempre inferiore al 3%. Nonostante la curva granulometrica utilizzata, l'alta percentuale di bitume e di mastice che si forma occlude i pori del conglomerato, facendolo risultare chiuso. Riempiendo gli eventuali vuoti, inoltre, tramite il Compound si garantisce maggiore flessibilità al conglomerato, finalità ultima della pavimentazione.

6. CURVA DI COMPATTAZIONE E VALORE DI LAVORABILITA' (K) E AUTOADDENSAMENTO (C1).

Tramite pressa giratoria, è possibile registrare ad ogni rotazione la diminuzione di altezza del campione. Conoscendo il peso del campione inserito e la massima densità teorica raggiungibile, è possibile ricostruire l'andamento della densità del campione ad ogni ciclo, denominata curva di compattazione.

La relazione logaritmica che lega i parametri di compattazione è la seguente:

$$C(\%) = C_1(\%) \cdot K \ln N$$

Dove:

- C(%): grado di costipamento, ossia il complementare a 100% della percentuale di vuoti;
- C1: valore di autoddensamento del conglomerato dopo il primo giro;
- K: valore di lavorabilità del conglomerato, ossia la capacità del materiale di compattarsi e deformarsi sotto l'azione di una forza;
- N: numero di giri;

Dall'esame delle curve di compattazione si derivano i due parametri che esprimono in modo quantitativo la lavorabilità: la pendenza (K) della curva di compattazione, denominata lavorabilità, e la sua ordinata d'origine (C1) che identifica l'autocostipamento. Tali parametri si sono determinati mediante regressione lineare dalle curve di compattazione di ciascun provino.

In riferimento alle lavorazioni in sito, l'autocostipamento esprime il grado di compattazione che il materiale raggiunge nel corso della stesa con vibrofinitrice, mentre il parametro K definisce la capacità del materiale di lasciarsi compattare sotto l'azione del rullo.

Al fine di avere un valore rappresentativo del comportamento del materiale, è stata fatta la media dei risultati ottenuti dai 4 campioni per miscela compattati.

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.2-14: Valori di densità del conglomerato 0 - 12, 2,5% di Compound, in funzione del numero di cicli di compattazione

Cicli	Altezza	Densità	V	VMA	VFB	TMD	Densità th.	V th.
	mm	kg/m3	%	%	%	%	Kg/m3	%
2	65	2052	15,5	35,2	56,0	84,5	2026	16,5
4	63,6	2090	13,9	34,0	59,1	86,1	2062	15,0
5	63,1	2109	13,10	33,4	60,7	86,9	2081	14,2
6	62,6	2125	12,44	32,9	62,1	87,6	2097	13,6
8	61,8	2151	11,34	32,0	64,6	88,7	2123	12,5
10	61,2	2173	10,47	31,3	66,6	89,5	2144	11,6
12	60,7	2190	9,77	30,8	68,3	90,2	2161	11,0
16	60,0	2217	8,64	29,9	71,1	91,4	2188	9,8
20	59,4	2238	7,76	29,3	73,5	92,2	2209	9,0
25	58,9	2258	6,94	28,6	75,8	93,1	2229	8,2
32	58,3	2282	5,98	27,9	78,6	94,0	2252	7,2
40	57,8	2300	5,21	27,3	80,9	94,8	2270	6,5
50	57,3	2319	4,42	26,7	83,4	95,6	2289	5,7
64	56,9	2339	3,62	26,1	86,1	96,4	2308	4,9
80	56,5	2355	2,94	25,6	88,5	97,1	2324	4,2
100	56,1	2371	2,29	25,1	90,9	97,7	2340	3,6

Final:	100	56,1	2371	2,29	25,1	90,9	97,7	2340	3,6
---------------	-----	------	------	------	------	------	------	------	-----

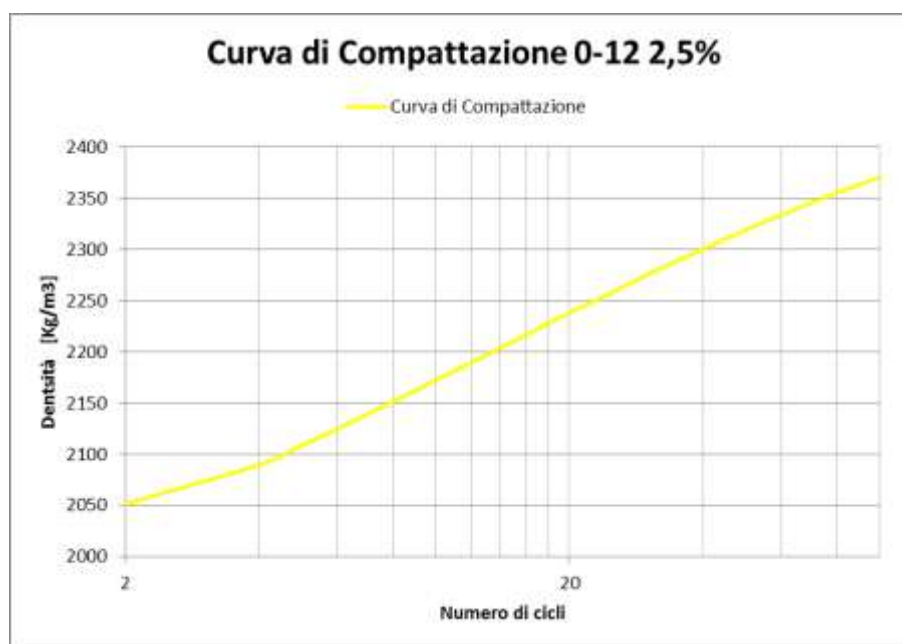


Figura 5.2-6: Rappresentazione grafica della curva di compattazione della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound

Da tale curva si sono ottenuti i seguenti parametri di lavorabilità del conglomerato bituminoso.

Tabella 5.2-15: Valori di lavorabilità della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound

0 - 12 2,5% Compound		
C1	84,54	%
K	6,58	%

- **3% di Compound:**

Tabella 5.2-16: Valori di densità del conglomerato 0 - 12, 3% di Compound, in funzione del numero di cicli di compattazione

Cicli	Altezza	Densità	V	VMA	VFB	TMD	Densità th.	V th.
	mm	kg/m ³	%	%	%	%	Kg/m ³	%
2	64	2039	15,8	35,6	55,5	84,2	2015	16,8
4	63,1	2078	14,3	34,3	58,5	85,7	2052	15,3
5	62,5	2097	13,47	33,7	60,1	86,5	2071	14,5
6	62,1	2113	12,81	33,2	61,5	87,2	2087	13,9
8	61,3	2139	11,74	32,4	63,8	88,3	2112	12,8
10	60,7	2161	10,83	31,7	65,9	89,2	2134	11,9
12	60,2	2179	10,09	31,2	67,6	89,9	2152	11,2
16	59,5	2205	8,99	30,3	70,3	91,0	2178	10,1
20	58,9	2227	8,10	29,6	72,7	91,9	2199	9,2
25	58,4	2247	7,28	29,0	74,9	92,7	2219	8,4
32	57,8	2269	6,36	28,3	77,5	93,6	2241	7,5
40	57,3	2288	5,58	27,7	79,9	94,4	2260	6,7
50	56,8	2308	4,75	27,1	82,5	95,3	2280	5,9
64	56,3	2327	3,94	26,4	85,1	96,1	2299	5,1
80	56,0	2343	3,30	26,0	87,3	96,7	2314	4,5
100	55,6	2358	2,69	25,5	89,4	97,3	2329	3,9

Final:	100	55,6	2358	2,69	25,5	89,4	97,3	2329	3,9
---------------	-----	------	------	------	------	------	------	------	-----

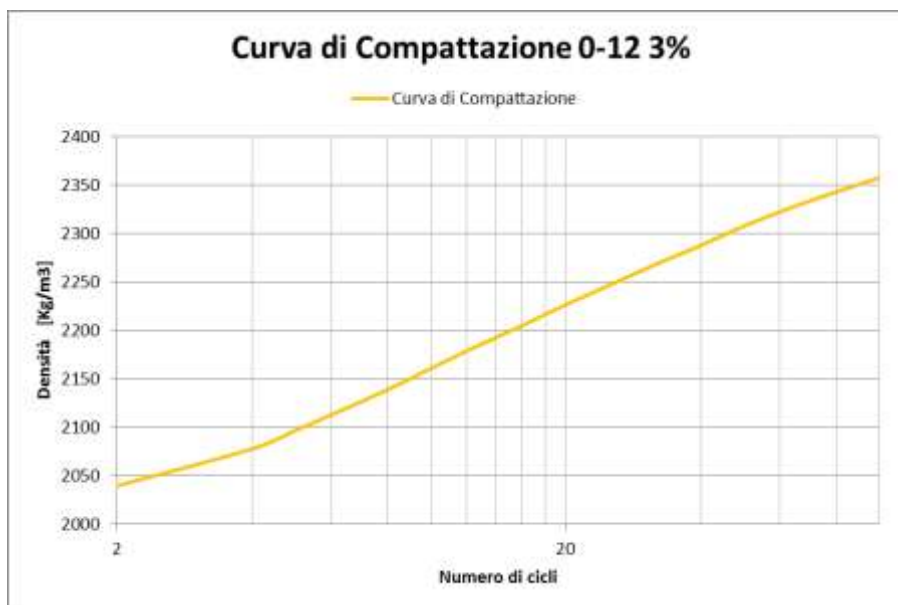


Figura 5.2-7: Rappresentazione grafica della curva di compattazione della miscela 0 - 12, 3% di Compound

Da tale curve si sono ottenuti i seguenti parametri di lavorabilità del conglomerato bituminoso.

Tabella 5.2-17: Rappresentazione grafica della curva di compattazione della miscela 0 - 12, 3% di Compound

0 - 12 3% Compound		
C1	84,17	%
K	6,57	%

5.2.2.1. CONFRONTO E DISCUSSIONE DEI RISULTATI VOLUMETRICI

Per analizzare il comportamento del Compound all'interno del conglomerato si confrontano i risultati ottenuti per le due miscele. Da tale confronto si potranno ipotizzare gli effetti del Compound sulle caratteristiche volumetriche del conglomerato.

- 1) L'aggiunta del Compound all'interno della miscela comporta la riduzione della massa volumica massima del conglomerato. Questo è dovuto al fatto che il Compound presenta una massa volumica apparente molto più bassa rispetto a quella degli aggregati, quindi aumentando la percentuale presente del compound il valore del GMM e del TMD si riduce.

TIPO MISCELA	TMD g/cm ³	GMM g/cm ³
0-12 2,5%	2,427	2,402
0-12 3%	2,423	2,391

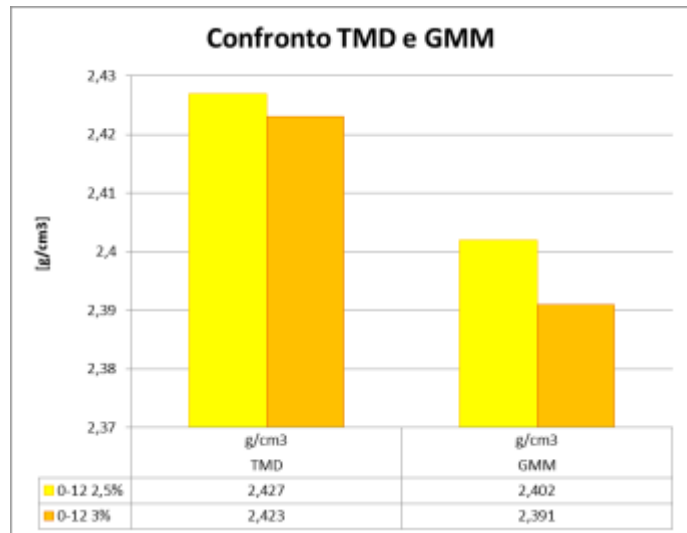


Figura 5.2-8: Confronto tra i valori di massima densità volumica apparente per le due miscele con il 2,5% e il 3% di Compound

Si nota inoltre che il valore della massima densità teorica, TMD, è maggiore rispetto al valore della massa volumica apparente massima. Questo è dovuto al fatto che il GMM è calcolato facendo riferimento alle singole percentuali di aggregati, di bitume e di Compound utilizzato, considerando il singolo peso specifico di ciascun elemento, mentre il TMD è calcolato considerando il peso specifico della miscela bitumata nel suo complesso. Il peso specifico del Polverino di gomma contenuto nel Compound, però, è di difficile misurazione e può essere affetto da errori di misura più o meno grandi. Il TMD, invece, risulta più corretto poiché si valuta direttamente il conglomerato nel suo complesso. Proprio per questo motivo, sia per il calcolo del GMB che per quello della percentuale di vuoti si farà riferimento alla massima densità teorica del conglomerato e non al GMM.

- 2) La percentuale di Vuoti aumenta all'aumentare del Compound, nonostante il volume di materiale aumenti.

Tabella 5.2-18: Confronto della percentuale di vuoti ottenuta utilizzando il 2,5% e il 3% di Compound

TIPO MISCELA	Vuoti Marshall %	Vuoti 100 Cicli %
0-12 2,5%	2,719	2,296
0-12 3%	2,864	2,762

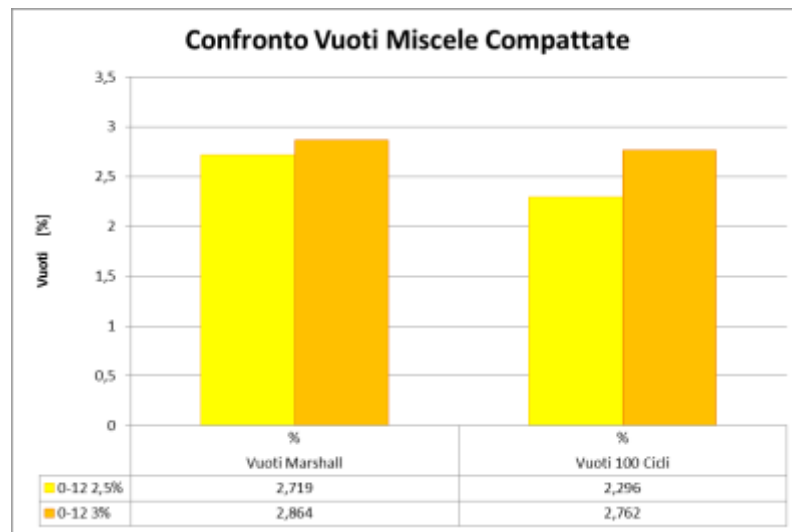


Figura 5.2-9: Confronto grafico tra la percentuale di vuoti delle miscele compattate utilizzando Compattatore Marshall e Pressa Giratoria

L'aumento dei vuoti, indipendentemente dal tipo di compattazione, può essere dovuto ad una risposta maggiormente elastica del conglomerato all'aumentare del polverino di gomma contenuto nel Compound. Questo aspetto sarà da tenere in considerazione soprattutto durante la stesa del conglomerato in sito e la sua compattazione, la quale dovrà esser effettuata in maniera efficace per ottenere la percentuale di vuoti del conglomerato attesa.

Si nota, inoltre, come la compattazione Marshall aumenti la percentuale dei vuoti presenti. Questo è dovuto al fatto che tramite pressa giratoria gli aggregati, grazie alla rotazione e all'inclinazione della macchina durante il carico, riescono a disporsi meglio all'interno del conglomerato, occupando nel modo migliore gli spazi vuoti.

- 3) La lavorabilità del conglomerato rimane pressochè la stessa, nonostante, come visto precedentemente, aumentando la percentuale del Compound aumenti la viscosità del legante.

Tabella 5.2-19: Confronto dei valori di lavorabilità utilizzando il 2,5% o il 3% di Compound

TIPO MISCELA	K %	C1 %
0-12 2,5%	6,58	84,54
0-12 3%	6,57	85,3

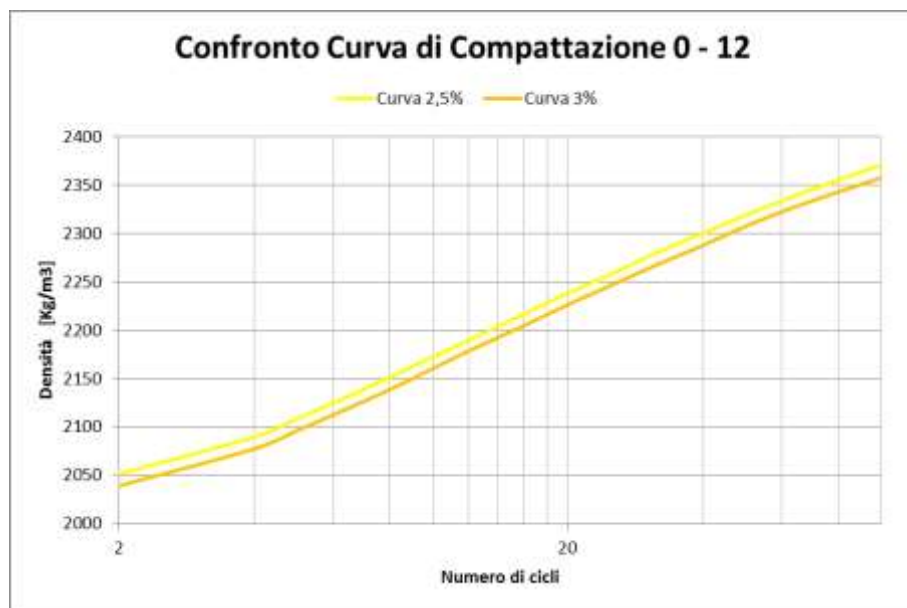


Figura 5.2-10: Confronto curve di compattazioni miscela 0 - 12 con 2,5% e 3% di Compound

Sia il valore di C1 che quello di K, infatti, si riducono solo lievemente all'aumentare del Compound. Come si osserva dal confronto tra le curve di compattazione, infatti, la pendenza è pressochè la stessa, con la differenza che considerando il 2,5% di Compound la densità iniziale del conglomerato, ossia C1, è maggiore rispetto al caso in cui se ne utilizzi il 3%.

5.2.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE MISCELE

Al fine di determinare il comportamento meccanico delle miscele di conglomerato bituminoso prima citate, si sono effettuate sul materiale diverse prove, proprio per conoscere tutti i parametri che regolano la resistenza a rottura e a lungo termine del conglomerato stesso.

- 1) *Marshall Test – UNI EN 12697-34;*
- 2) *Prova di Trazione Indiretta (Brasiliana) – UNI EN 12697-23;*
- 3) *Determinazione del Modulo di Rigidezza – UNI EN 12697-26 – ANNEX C;*
- 4) *Determinazione della Resistenza alla Fatica – UNI EN 12697-24 – ANNEX E;*

Da ciascuna prova è stato possibile ricavare utili indicazioni sul comportamento meccanico del conglomerato bituminoso, anche al fine di ricostruirne il comportamento in sito.

5.2.3.1. MARSHALL TEST – UNI EN 12697-34

La prova Marshall consente di ricavare la STABILITA' del conglomerato, realizzando la prova su campioni compattati secondo Metodo Marshall, 75 colpi per faccia, ossia il carico a rottura del materiale. La metodologia di prova è stata spiegata in precedenza.

Registrandolo il valore dello scorrimento a rottura del provino, è poi possibile risalire, inoltre, alla rigidità del materiale. Dei quattro provini testati si sono presi i tre risultati che presentavano scostamento minore dal valore medio. Il risultato finale, poi, è stato determinato come media tra questi. In funzione della percentuale di Compound utilizzata si sono ricavati i seguenti risultati:

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.2-20: Risultati Marshall Test miscela 0 - 12, 2,5% di Compound

Marshall Test 0-12 2,5%						
UNI EN 12697-34						
PROVINO	ALTEZZA	FATTORE CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO	RIGIDEZZA
			Misurata	Corretta		
[Sigla]	[mm]		[daN]	[daN]	mm	[daN/mm]
P1	65,14	0,96	888	852	4,31	197,8
P2	64,35	1	900	900	4,92	182,9
P3	64,83	0,96	930	893	4,48	199,3
MEDIA	64,77	0,97	906,00	881,76	4,57	193,33

- 3% di Compound:

Tabella 5.2-21: Risultati Marshall Test miscela 0 - 12, 3% di Compound

Marshall Test 0-12 3%						
UNI EN 12697-34						
PROVINO	ALTEZZA	FATTORE CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO	RIGIDEZZA
			Misurata	Corretta		
[Sigla]	[mm]		[daN]	[daN]	mm	[daN/mm]
P1	63,37	1	887	887	6,04	146,9
P2	64,13	1	812	812	5,47	148,4
P3	64,03	1	912	912	5,8	157,2
MEDIA	63,84		870,33	870,33	5,77	150,85

Come si nota i valori di stabilità e rigidità ottenuti sono inferiori rispetto a quelli che solitamente si ottengono per uno strato d'usura classico. Tale differenza può essere motivata sia dalla presenza del Compound all'interno della miscela che dall'alta percentuale di bitume che, ad elevate temperature, comporta una riduzione della stabilità del conglomerato stesso.

Confronto dei risultati.

Confrontando i risultati ottenuti per le due miscele di conglomerato bituminoso, si nota che la stabilità si riduce di una quantità ridotta all'aumentare della percentuale di Compound utilizzata. Questo significa che, in funzione della granulometria scelta, le due percentuali studiate influiscono nello stesso modo sulla stabilità del conglomerato.

Differente situazione si verifica analizzando lo scorrimento. In questo caso, l'aumento della percentuale di Compound comporta uno scorrimento a rottura, e quindi una deformazione massima del provino, molto superiore, circa il 20% in più. Tale dato influenza notevolmente la rigidità del materiale, definita come rapporto tra la stabilità e lo scorrimento.

Tabella 5.2-22: Confronto risultati Marshall Test delle miscele 0 - 12 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

MISCELA	ALTEZZA [mm]	FATTORE DI CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO mm	RIGIDEZZA [daN/mm]
			Misurata [daN]	Corretta [daN]		
0-12 2,5%	64,77	0,97	906,00	881,76	4,57	193,33
0-12 3%	63,84	1	870,33	870,33	5,77	150,85

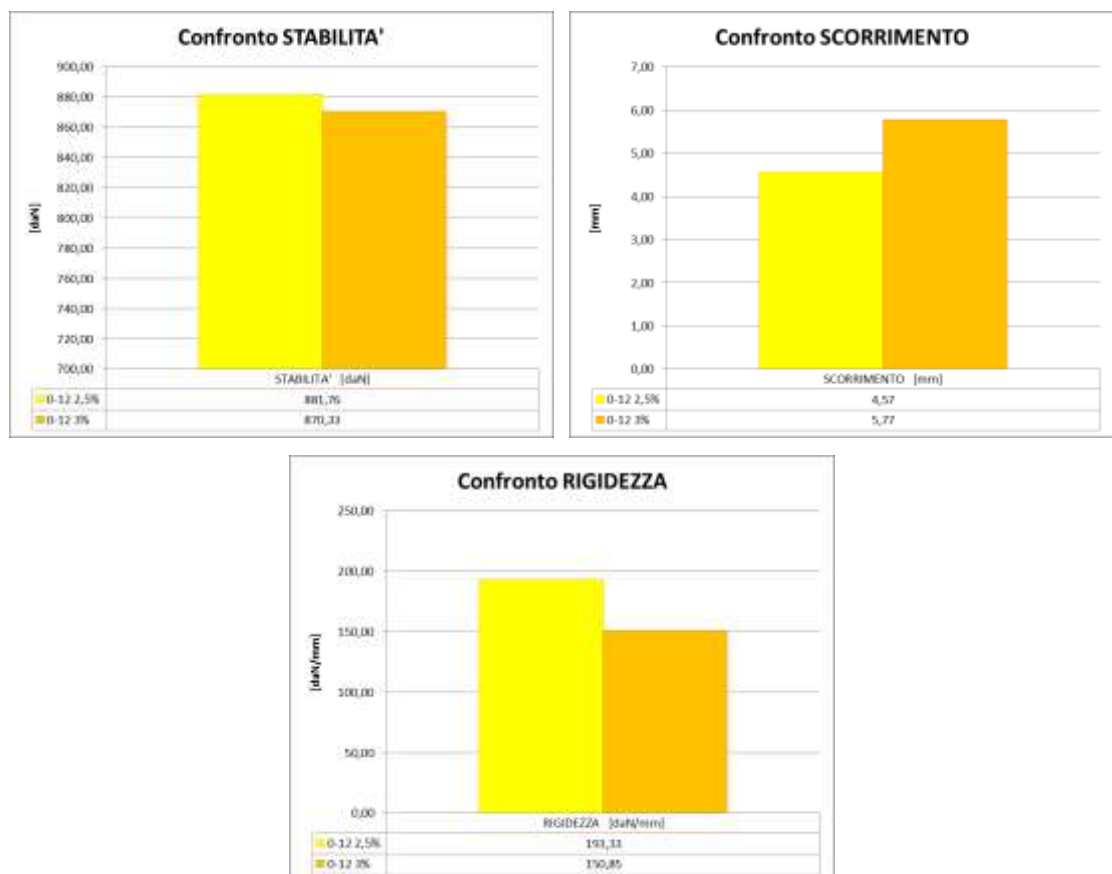


Figura 5.2-11: Confronto grafico tra i parametri ricavati dal Marshall Test per le miscele 0 - 12 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

Si nota, infatti, che al crescere della percentuale di Compound la rigidità si riduce, frutto proprio di uno scorrimento a rottura che aumenta.

Aumentare la percentuale di Compound, quindi, comporta una diminuzione della rigidità del conglomerato che migliorerà le caratteristiche funzionali di riduzione del rumore ma, nello stesso tempo, diminuirà le prestazioni meccaniche del conglomerato stesso.

Se confrontiamo i risultati ottenuti dal Marshall Test effettuato con le prescrizioni fornite dal “*Capitolato Speciale d’Appalto Tipo per Lavori Stradali*”, realizzato dal Ministero dei Trasporti, si può verificare l’idoneità o meno di tale conglomerato. Visto che tale strato d’usura ha carattere prevalentemente funzionale, si prenderà a riferimento il caso dei “*Manti d’Usura Speciali*”, articolo 6 di tale Capitolato. In questa sezione vengono riportate le prescrizioni per strati d’usura tipo Splittmastix, tipo microtappeto a caldo oppure tipo drenante. Avendo utilizzato per questo tipo di conglomerato una curva granulometrica tipo SMA, i risultati ottenuti verranno confrontati con le prescrizioni fornite proprio per questo tipo di pavimentazione. In questo caso le prescrizioni fornite per la prova Marshall realizzata su campioni compattati tramite compattatore Marshall sono le seguenti:

Tabella 5.2-23: *Capitolato Speciale d’Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Marshall Test per usure speciali (SMA)*

METODO MARSHALL		
<i>Condizioni di prova</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valori</i>
Costipamento	50 colpi x faccia	
<i>Risultati richiesti</i>		
Stabilità Marshall	KN	>9
Rigidità Marshall	KN/mm	1,5 – 3,0
Vuoti residui (*)	%	2 – 4
Perdita di Stabilità Marshall dopo 15 giorni di immersione in acqua	%	≤ 25
Resistenza a trazione indiretta a 25 °C	N/mm ²	> 0,60
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C	N/mm ²	> 40

(*) La densità Marshall viene indicata nel seguito con D_M

Confrontando questi dati con i valori ottenuti si ha:

Tabella 5.2-24: Confronto dei valori ottenuti dal Marshall Test per miscele contenenti il 2,5% e il 3% di Compound, rispetto ai limiti di Capitolato

		0-12 2,5%	0-12 3%	LIMITI
STABILITA'	<i>KN</i>	8,82	8,7	> 9
RIGIDEZZA	<i>KN/mm</i>	1,93	1,51	1,5 ÷ 3

Se, quindi, si paragona a questa usura prestazionale il conglomerato studiato, si nota che i valori di stabilità sono di poco al di sotto del limite imposto, mentre la rigidità ottenuta è sufficiente per entrambe le percentuali di Compound impiegate. Si può concludere, quindi, che le prestazioni ottenute tramite Test Marshall sono molto vicine a quelle limite imposte per uno splittmastix, il che rende il conglomerato studiato consono all'impiego. La minor rigidità è voluta proprio per svolgere la funzione di riduzione del rumore per cui la pavimentazione è stata concepita. Spetterà comunque alla Direzione Lavori la decisione ultima sull'impiego di tale conglomerato, poiché il valore di stabilità ottenuto rientra nel campo delle usure speciali.

5.2.3.2. PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA) - UNI EN 12697-23

La prova di trazione indiretta consente di ottenere il valore di resistenza a trazione mediante l'applicazione di un carico di intensità crescente su provini cilindrici caricati diametralmente. Il valore della resistenza a trazione indiretta è calcolato mediante la seguente formula:

$$R_t = \frac{2P}{\pi Dh} \quad [GPa]$$

Dove:

- P: Carico di picco;
- D: diametro del provino;
- h: spessore del provino;

Un altro parametro associato a tale prova è il Coefficiente di Trazione Indiretta (CTI), che rappresenta il rapporto tra resistenza alla trazione indiretta del materiale e cedimento misurato. Tale coefficiente si calcola mediante la formula:

$$CTI = \frac{\pi}{2} R_t \frac{D}{\Delta v} \quad [GPa]$$

Dove Δv è il cedimento verticale a rottura registrato in mm.

Minore è il valore del coefficiente CTI e maggiore sarà la deformazione concessa prima di giungere a rottura.

Per caratterizzare completamente il comportamento del materiale, la prova è stata effettuata a 3 temperature:

- 5 °C;
- 20 °C;
- 40 °C;

In questo modo si potrà determinare l'influenza della temperatura sulla resistenza a trazione del conglomerato studiato, contenente le due differenti percentuali di Compound.

Dei quattro provini testati si sono presi i tre risultati che avevano lo scostamento minore dal valore medio, prendendo poi la media tra questi per il calcolo del valore finale.

In funzione della percentuale di Compound utilizzata si sono ottenuti i seguenti risultati:

- **2,5%** di Compound:

Tabella 5.2-25: Risultati prova di Trazione Indiretta miscela 0 - 12, 2,5% di Compound

Trazione Indiretta 0-12 2,5%						
UNI EN 12697-23						
	h	d	N	Δv	Rt	CTI
T=5°C	[mm]	[mm]	[KN]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
P1	72,1875	100,5125	26,422	2,933	2,318	124,793
P2	71,4625	100,69	29,301	2,75	2,592	149,098
P3	72,2825	100,6025	30,173	3,104	2,642	134,482
MEDIA	72,0	100,6	28,632	2,929	2,517	136,124
T=20°C	h	d	N	Δv	Rt	CTI
	[mm]	[mm]	[KN]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
P1	70,1475	100,4125	10,414	3,426	0,941	43,333
P2	71,135	100,5625	11,66	3,215	1,038	50,984
P3	70,2625	100,425	10,995	3,572	0,992	43,809
MEDIA	70,5	100,5	11,023	3,404	0,990	46,042
T=40°C	h	d	N	Δv	Rt	CTI
	[mm]	[mm]	[KN]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
P1	70,925	100,38	2,856	3,889	0,255	10,354
P2	71,2875	100,175	3,229	3,92	0,288	11,555
P3	71,4825	100,5875	3,073	3,709	0,272	11,591
MEDIA	71,2	100,4	3,053	3,839	0,272	11,167

- 3% di Compound:

Tabella 5.2-26: Risultati prova di Trazione Indiretta miscela 0 - 12, 3% di Compound

Trazione Indiretta 0-12 3%						
UNI EN 12697-23						
T=5°C	h [mm]	d [mm]	N [KN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	68,075	100,125	21,686	3,147	2,025	101,227
P2	66,975	100,125	19,43	2,525	1,845	114,894
P3	69	99,925	23,145	3,083	2,137	108,801
MEDIA	68,0	100,1	21,420	2,918	2,002	108,307
T=20°C	h [mm]	d [mm]	N [KN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	68,275	100,05	11,383	4,132	1,061	40,349
P2	68,75	99,65	11,89	4,356	1,105	39,703
P3	68,1	100,075	8,674	3,185	0,810	39,991
MEDIA	68,4	99,9	10,649	3,891	0,992	40,014
T=40°C	h [mm]	d [mm]	N [KN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	68,35	99,625	4,287	6,241	0,401	10,050
P2	67,775	99,975	4,556	6,257	0,428	10,744
P3	68	100,7	4,551	7,048	0,423	9,496
MEDIA	68,0	100,1	4,465	6,515	0,417	10,096

In entrambi i casi i valori di Rt e CTI ottenuti diminuiscono all'aumentare della temperatura. Questo significa che il conglomerato diminuisce la sua resistenza alla trazione più la temperatura aumenta.

Confronto dei risultati.

Se si confrontano i risultati ottenuti si nota come la resistenza a trazione indiretta alle basse temperature diminuisce all'aumentare del Compound, mentre, aumentando la temperatura di prova, la situazione si inverte.

Tabella 5.2-27: Confronto dei risultati della Prova di Trazione Indiretta a 3 temperature per le miscele 0 - 12 contenenti 2,5% e 3% di Compound

T=5°C	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-12 2,5%	2,517	136,124
0-12 3%	2,002	108,307

T=20°C	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-12 2,5%	0,990	46,042
0-12 3%	0,992	40,014

T=40°C	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-12 2,5%	0,272	11,167
0-12 3%	0,417	10,096

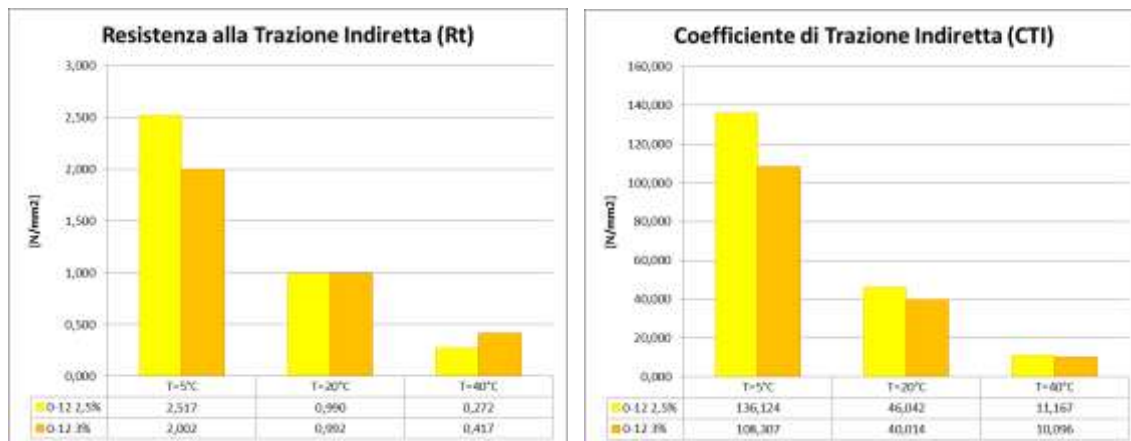


Figura 5.2-12: Confronto grafico risultati ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sulla miscela 0 - 12 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

Alle alte temperature, infatti, il valore di Rt è maggiore nel caso in cui si utilizzi il 3% di Compound all'interno del conglomerato. La motivazione potrebbe essere la percentuale di bitume utilizzata. Mantenendo sempre l'8% di bitume sul peso degli aggregati vi è la possibilità che utilizzando meno Compound, la parte "eccessiva" di legante riduca la resistenza a trazione indiretta alle alte temperature, cosa che, invece, non accade a 5 °C, poiché a quella temperatura è il legante a dare maggiore rigidità al conglomerato.

Se si analizza il valore di CTI, invece, si nota che quanto osservato in precedenza non accade. Il coefficiente, infatti, è tanto minore quanto maggiore è la quantità di Compound presente all'interno del conglomerato. Questo significa che aumentando la percentuale di Compound il conglomerato raggiungerà la rottura con una deformazione maggiore.

La bassa resistenza alle alte temperature era emersa anche dallo studio reologico del bitume prima effettuato. Tale risultato si ritrova, come visto, anche dalle analisi del conglomerato.

Osservando il provino portato a rottura, inoltre, si nota che esso non presenta una vera e propria linea di frattura, ma solamente una forte deformazione. Tale dato è maggiormente evidente alle alte temperature, 20 °C e 40 °C, a 5° C, invece, si ha una combinazione tra una linea di frattura limitata e una forte deformazione. La forte duttilità del materiale e la poca rigidità, quindi, consentono al provino e di conseguenza al materiale stesso di giungere a rottura senza presentare fratturazione. Questa caratteristica risulta molto importante per un conglomerato d'usura poiché significa che in sito le fessurazioni del materiale saranno ridotte anche in caso di frattura dello stesso.

Anche per questo tipo di prova i risultati possono essere confrontati con il Capitolato fornito dal Ministero dei Trasporti per quanto riguarda la prova di trazione indiretta. Si farà sempre riferimento alle prescrizioni fornite per il conglomerato tipo SMA, che sono le seguenti:

Tabella 5.2-28: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Trazione Indiretta per usure speciali (SMA)

METODO VOLUMETRICO		
<i>Condizioni di prova</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valori</i>
Angolo di rotazione		1.25° ± 0.02
Velocità di rotazione	rotazioni/min	30
Pressione verticale	Kpa	600
Diametro del provino	mm	150
<i>Risultati richiesti</i>		
Vuoti a 10 rotazioni	%	8 – 12
Vuoti a 50 rotazioni (*)	%	2 – 4
Vuoti a 130 rotazioni	%	≥ 2
Resistenza a trazione indiretta a 25°C (**)	N/mm ²	> 0,5
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C (**)	N/mm ²	> 45
Perdita di resistenza a trazione indiretta a 25°C dopo 15 giorni di immersione in acqua		
(*) La densità ottenuta con 100 rotazioni della pressa giratoria viene indicata nel seguito con D _G		
(**) Su provini confezionati con 100 rotazioni della pressa giratoria		

Come si vede i valori limite riguardano una temperatura di prova pari a 25 °C, per provini compattati a 100 giri di pressa giratoria. Per verificare la conformità dei due conglomerati, quindi, si è effettuata la prova di trazione indiretta su 4 provini a tale temperatura, prendendo il risultato medio da confrontare con i limiti imposti. Dalla prova si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.2-29: Confronto valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta a 25 °C per miscele 0 - 12 con il 2,5% e il 3% di Compound

T=25°C	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-12 2,5%	0,700	32,483
0-12 3%	0,705	48,950

Confrontandoli con i valori prescritti si ha:

Tabella 5.2-30: Confronto prescrizioni da Capitolato

		0-12 2,5%	0-12 3%	LIMITI
Rt	N/mm2	0,7	0,71	> 0,5
CTI	N/mm2	32,48	48,95	> 45

Come si vede il valore di resistenza a trazione è sempre rispettato, mentre nel caso in cui si utilizzi il 2,5% di Compound il coefficiente CTI è inferiore al limite imposto. Anche in questo caso, quindi, il conglomerato contenente il 3% del Compound risulta essere maggiormente idoneo all'impiego, poiché i valori di trazione indiretta sono rispettati, mentre diminuendo il Compound al 2,5% la deformazione eccessiva comporta un valore di CTI troppo basso. Ciò può essere dovuto ad una ottimizzazione migliore della quantità di bitume nel caso in cui si utilizzi il 3% di Compound sul peso degli aggregati. Questa ipotesi, però, sarebbe da verificare rieffettuando la prova con quantità intermedie di Compound oppure variando la percentuale di legante. Avendo finalità di riduzione del rumore, infine, spetterà sempre alla Direzione Lavori l'accettazione della miscela prodotta, quello che emerge, però, dal punto di vista meccanico è che riducendo la quantità di Compound il comportamento è migliore.

5.2.3.3. DETERMINAZIONE DEL MODULO DI RIGIDEZZA – UNI EN 12697-26 – ANNEX C

Per verificare la rigidità del materiale si è eseguita una prova di calcolo del modulo di rigidità in configurazione di trazione indiretta su entrambi i conglomerati con differenti percentuali di Compound a 3 differenti temperature di prova:

- 5 °C;
- 20 °C;
- 40 °C;

Si sono ottenuti i seguenti risultati.

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.2-31: Risultati prova di Modulo di Rigidità miscela 0 - 12, 2,5% di Compound

Modulo di Rigidità 0-12 2,5%			
UNI EN 12697-26 – ANNEX C			
T=5°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	71,65	100,74	6551,45
P2	71,46	100,69	7055,70
P3	72,28	100,60	6980,10
MEDIA	71,8	100,7	6862,42
T=20°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	70,15	100,41	2351,10
P2	71,14	100,56	2350,10
P3	71,30	100,38	2267,90
MEDIA	70,9	100,5	2323,03
T=40°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	70,43	100,62	348,60
P2	70,93	100,63	360,60
P3	71,48	100,59	396,00
MEDIA	70,95	100,61	368,40

- 3% di Compound:

Tabella 5.2-32: Risultati prova di Modulo di Rigidezza miscela 0 - 12, 3% di Compound

Modulo di Rigidezza 0-12 3%			
UNI EN 12697-26 – ANNEX C			
T=5°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	66,98	100,13	7172,15
P2	69,00	99,93	7185,55
P3	68,08	100,13	7795,40
MEDIA	68,0	100,1	7384,37
T=20°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	70,15	100,41	2440,45
P2	68,75	99,65	2484,60
P3	68,10	100,08	2686,55
MEDIA	69,0	100,0	2537,20
T=40°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	68,35	99,63	468,85
P2	69,13	100,20	494,20
P3	68,00	100,70	457,95
MEDIA	68,49	100,18	473,67

Confronto dei risultati.

Analizzando i risultati ottenuti si nota che ad ogni temperatura la rigidità del conglomerato utilizzando il 3% di Compound è superiore rispetto al caso in cui si utilizzi il 2,5%.

Tabella 5.2-33: Confronto valori del Modulo di Rigidezza a varie temperature per le miscele 0 - 12 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

	Modulo di Rigidezza E		
	T=5°C	T=20°C	T=40°C
	MPa	MPa	MPa
0-12 2,5%	6862,42	2323,03	368,40
0-12 3%	7384,37	2585,58	473,67

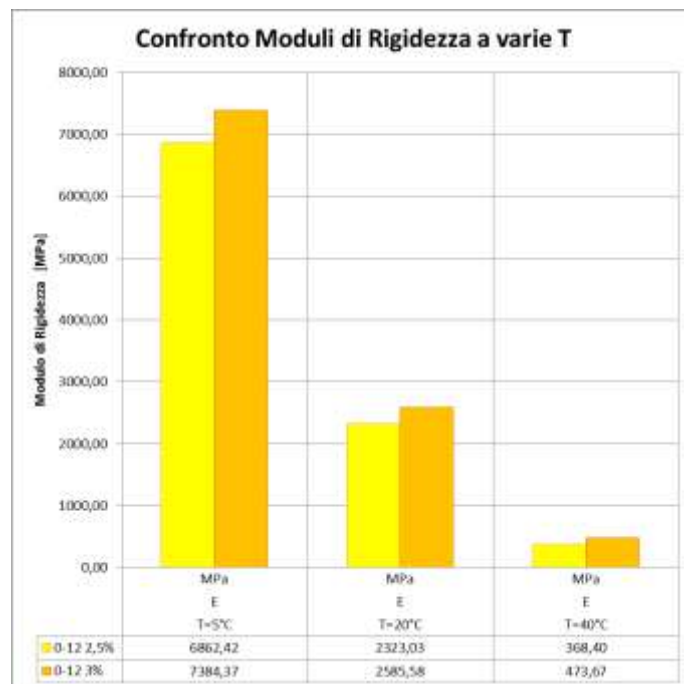


Figura 5.2-13: Confronto grafico dei valori di Modulo di Rigidezza ottenuti per le miscele 0 - 12 con 2,5% e 3% di Compound a tre temperature

Oltre a una diminuzione del Modulo E all'aumentare della temperatura, confrontando le due miscele tra loro, a parità di temperatura, si verifica un aumento della rigidità nonostante la percentuale di Compound aumenti. Questo può essere dovuto ad una migliore ottimizzazione della percentuale di bitume, fissata all'8%, nel caso in cui il Compound impiegato aumenti. Tale considerazione sarebbe da verificare rieffettuando la prova con una percentuale intermedia di Compound all'interno del conglomerato.

In entrambi i casi, comunque, il valore del Modulo di Rigidezza rimane al massimo intorno ai 7000 MPa circa, effettuando la prova a 5 °C.

La bassa rigidezza del conglomerato alle basse temperature fa sì che la capacità di rendere flessibile la pavimentazione sia garantita in un periodo più ampio possibile e, inoltre, diminuisce la fragilità del conglomerato a queste temperature, dato riscontrato già nello studio reologico del legante bituminoso. Di contro, il valore contenuto alle alte temperature limita le prestazioni meccaniche della pavimentazione stessa.

5.2.3.4. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA FATICA – UNI EN 12697-24 – ANNEX E

Per verificare la resistenza a fatica del materiale si è eseguita una prova dinamica a carico imposto affinché, come da Norma, la deformazione recuperata nei primi 100 cicli fosse contenuta tra i 100 e i 400 $\mu\epsilon$. Tale prova è stata effettuata in configurazione di trazione indiretta su entrambi i conglomerati con differenti percentuali di Compound, alla temperatura di 20 °C.

Per ogni miscela si sono presi in considerazione i 3 provini che presentavano il minor scostamento dal valore medio, in modo da limitare eventuali errori di misura. Si sono ottenuti i seguenti risultati.

- **2,5% di Compound:**

Tabella 5.2-34: Risultati ottenuti dalla Prova di Fatica per la miscela 0 - 12, 2,5% di Compound

Prova Fatica 0-12 2,5%	
UNI EN 12697-24 – ANNEX E	
	n° Cicli
P1	3293
P2	3566
P3	5269
MEDIA	4043

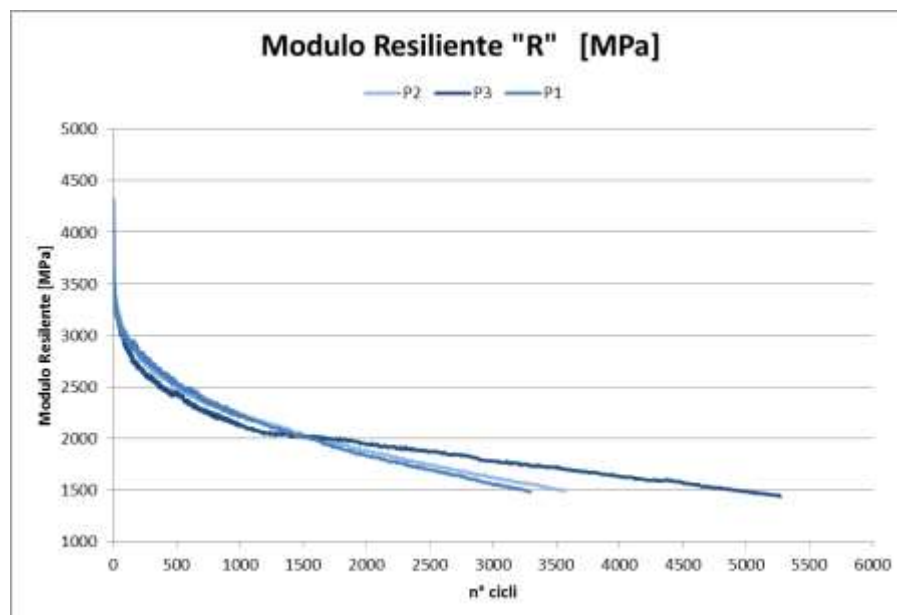


Figura 5.2-14: Andamento del Modulo Resiliente in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound analizzati

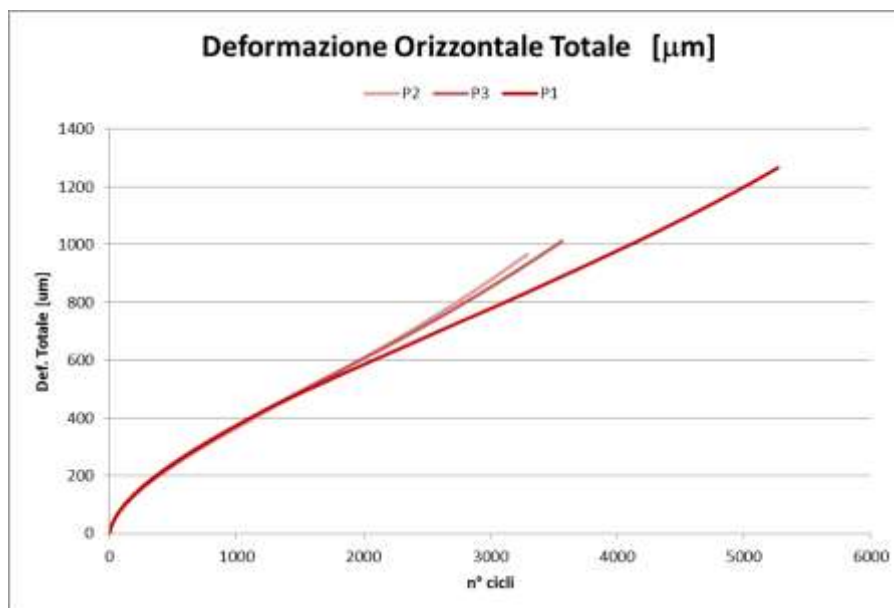


Figura 5.2-15: Andamento della deformazione orizzontale totale in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 12, 2,5% di Compound analizzati

- 3% di Compound:

Tabella 5.2-35: Risultati ottenuti dalla Prova di Fatica per la miscela 0 - 12, 3% di Compound

Prova Fatica 0-12 3%	
UNI EN 12697-24 – ANNEX E	
	n° Cicli
P1	4972
P2	3106
P3	3778
MEDIA	3952

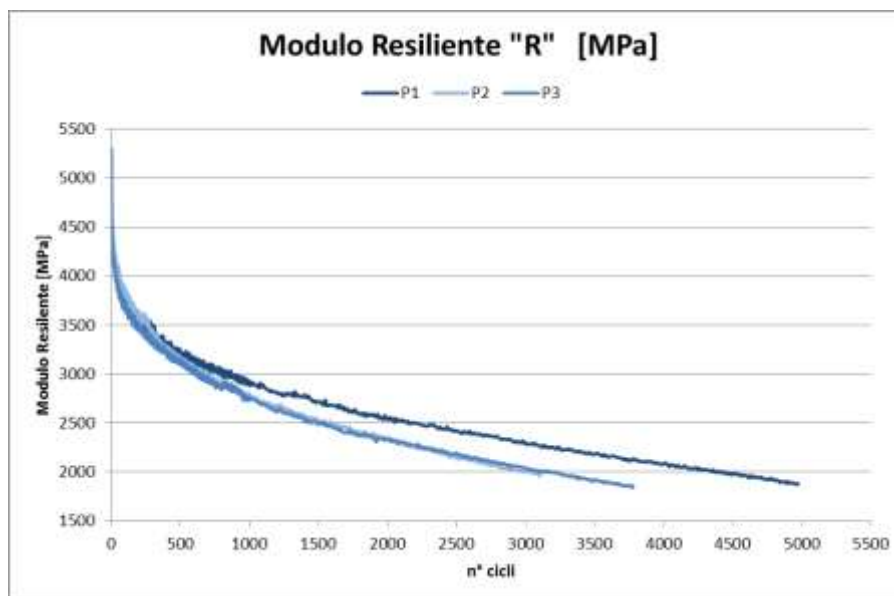


Figura 5.2-16: Andamento del Modulo Resiliente in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 12, 3% di Compound analizzati

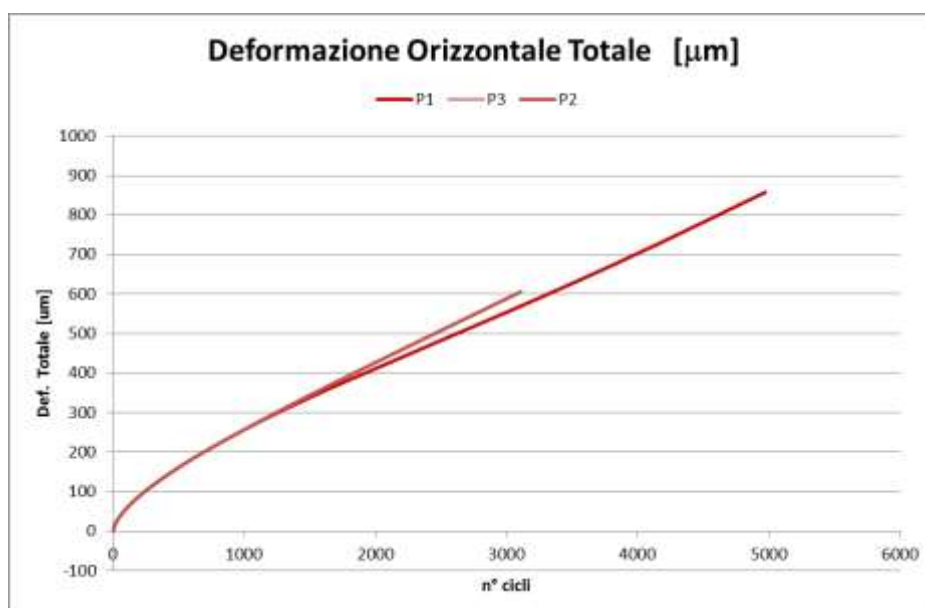


Figura 5.2-17: Andamento della deformazione orizzontale totale in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 12, 3% di Compound analizzati

Confronto dei risultati.

Confrontando il numero di cicli che causa la rottura per fatica del provino, in entrambi i casi, sia con il 2,5% che con il 3% di Compound, il comportamento è simile e la prova si arresta intorno al ciclo numero 4000. Si nota che nel caso in cui si utilizzi il 2,5% di Compound la resistenza è di qualche ciclo superiore, non sufficiente, però, a confermare delle prestazioni migliori rispetto al caso in cui si utilizzi il 3% del Compound all'interno del conglomerato.

I risultati ottenuti sono stati i seguenti:

Tabella 5.2-36: Confronto del numero di cicli di resistenza a fatica per le miscele 0 - 12 con il 2,5% e 3% di Compound

	n° Cicli
0-12 2,5%	4043
0-12 3%	3952

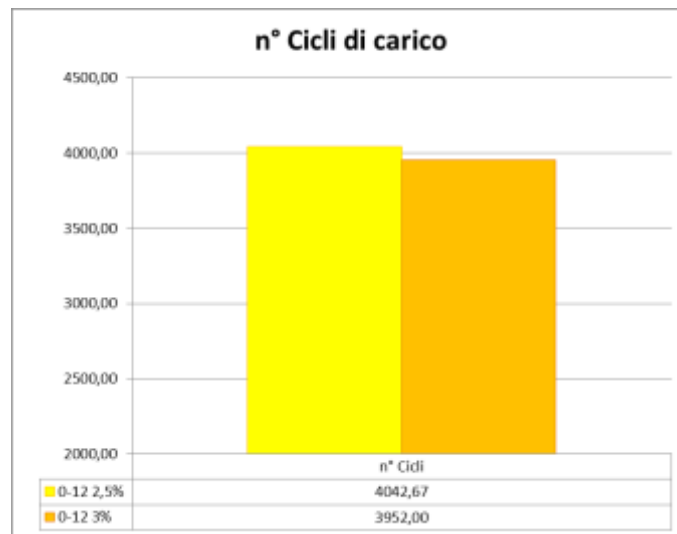


Figura 5.2-18: Confronto grafico del numero di cicli di resistenza a fatica per le miscele 0 - 12 con il 2,5% e 3% di Compound

Se si confrontano le curve di deformazione si nota come il campione contenente il 3% di Compound aumenti la sua deformazione meno rapidamente rispetto a quello in cui è presente il 2,5%.

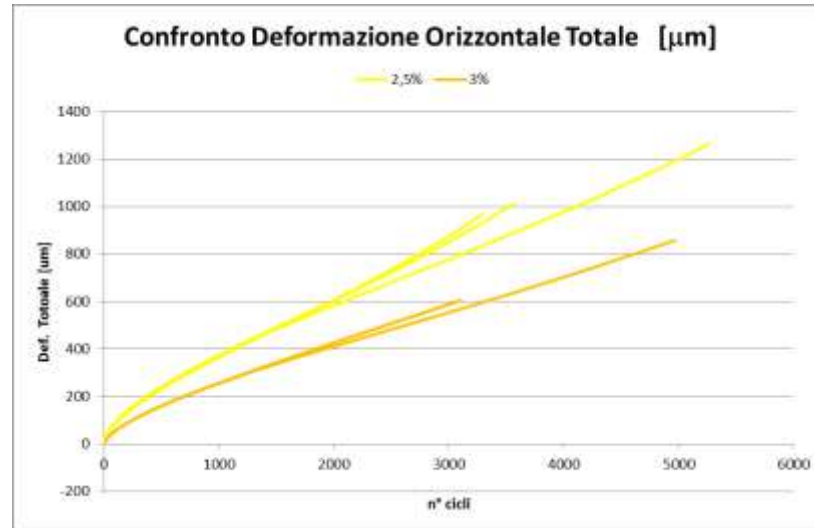


Figura 5.2-19: Confronto grafico delle curve di deformazione orizzontale durante la prova a fatica per le miscele 0 - 12 con il 2,5% e 3% di Compound

Dal punto di vista della resistenza a fatica questo dato potrebbe essere indicativo del fatto che il campione, nonostante la prova venga arrestata poiché la deformazione recuperata raddoppia e, quindi, il Modulo di rigidezza si dimezza, possa andare oltre il valore determinato, migliorando la sua resistenza a fatica. Per verificare tale considerazione, però, si dovrebbe proseguire con la prova, arrendandola solamente alla completa rottura del provino. Nel caso del campione contenente il 3% di Compound si può osservare, a riprova di quanto detto, che la curva di deformazione non presenta un flesso, caratteristico dell'inizio della frattura all'interno del materiale, nonostante il Modulo si sia dimezzato.

Considerando le prescrizioni della Norma, però, il campione contenente il 3% di Compound ha una resistenza a fatica inferiore rispetto al caso in cui si utilizzi solamente il 2,5%.

5.2.4. ANALISI DEI DATI SPERIMENTALI OTTENUTI

1. Il valore dei vuoti, indipendentemente dal tipo di compattazione del conglomerato, è maggiore nel caso in cui si utilizzi il 3% di Compound all'interno della miscela. Nonostante aumenti la quantità, quindi, l'elasticità del polverino di gomma contenuto nel Compound, riduce il livello di compattazione della miscela, aumentando il numero di vuoti del conglomerato. Per tale motivo anche durante la stesa in sito, aumentando la quantità di Compound utilizzata, si dovrà effettuare una lunga compattazione in modo tale da ridurre il valore di vuoti residui che avrà la pavimentazione una volta raffreddato il materiale.
2. La lavorabilità del conglomerato rimane pressochè la stessa, nonostante, come visto precedentemente, aumentando la percentuale del Compound aumenti la viscosità del legante.
3. La stabilità del conglomerato, determinata tramite Marshall Test, rimane pressoché la stessa per entrambe le percentuali di Compound. Il dato che si riduce è quello della rigidità, dovuto ad un aumento dello scorrimento, nel caso in cui si utilizzi il 3% di Compound. Il fatto che aumentando la percentuale di Compound si riduce la rigidità del conglomerato è l'effetto voluto per rendere maggiormente flessibile la pavimentazione e ridurre, così, il rumore di rotolamento veicolare. Il dato, di conseguenza, rispecchia le attese. Inoltre, confrontando il valore ottenuto con quello prescritto dal Capitolato fornito dal Ministero dei Trasporti, si ha che per entrambe le miscele la rigidità ottenuta rientra nei limiti, se si considera ad esempio un'usura speciale come lo Splittmastix, quindi da questo punto di vista le caratteristiche di buona resistenza meccanica sono garantite. Quello che è al di sotto, anche se di poco, del valore limite è il dato riguardante la stabilità, anche se confrontato con altre usure speciali sarebbe idoneo. Spetterà quindi alla Direzione Lavori l'accettazione o meno di tale miscela, considerando il fatto che la poca rigidità è necessaria al fine di ottenere una migliore riduzione del rumore stradale.
4. La resistenza a trazione indiretta del conglomerato è maggiore a basse temperature per una quantità di Compound inferiore, mentre la situazione si inverte alle alte temperature, sintomo del fatto che la viscosità del legante, aumentando la temperatura, ne riduce la

resistenza, cosa che accade in modo inferiore aumentando la quantità di Compound al 3%.

Il coefficiente CTI, invece, è più basso in tutti i casi all'aumentare della percentuale di Compound. Avendo valori di R_t simili tra loro, questo significa che il conglomerato giungerà a rottura con una deformazione superiore, indice di una minor rigidità del conglomerato.

Si nota, infine, che la rottura del campione non presenta una linea di frattura ma solamente una forte deformazione lungo la linea di carico, oppure, a basse temperature, una vasta zona deformata in corrispondenza di una piccola linea di frattura. Ciò indica una maggiore duttilità del conglomerato rispetto a quanto avviene solitamente, soprattutto alle basse temperature. Confrontando anche in questo caso i valori ottenuti con quelli prescritti per un'usura speciale come lo SMA, inoltre, si nota come utilizzando sia il 2,5% che il 3% di Compound il limite di resistenza a trazione sia rispettato, mentre il valore di CTI è superiore al minimo consentito solamente nel caso in cui si utilizzi il 3% di Compound rispetto al peso degli aggregati. Questo è dovuto sia alla presenza del Compound che, probabilmente, alla migliore ottimizzazione della quantità di legante in quest'ultimo caso. Tale ipotesi rimane da verificare effettuando nuovamente la prova su campioni contenenti una percentuale intermedia di Compound o con differenti percentuali di legante. Come per la prova Marshall, infine, spetterà sempre alla Direzione Lavori la decisione ultima sull'accettazione o meno della miscela, poiché concepita con lo scopo di ridurre il rumore stradale.

5. Oltre a una diminuzione del Modulo di Rigidezza E all'aumentare della temperatura, si nota, a parità di temperatura, un aumento della rigidità nonostante la percentuale di Compound aumenti. Questo può essere dovuto ad una migliore ottimizzazione della percentuale di bitume, fissata all'8%, nel caso in cui il materiale impiegato aumenti. Tale considerazione sarebbe da verificare rieffettuando la prova con una percentuale intermedia di Compound all'interno del conglomerato.

In entrambi i casi, comunque, il valore del Modulo di Rigidezza rimane basso, anche a 5 °C. La bassa rigidità del conglomerato alle basse temperature fa sì che la capacità di rendere flessibile la pavimentazione sia garantita in un periodo più ampio possibile e, inoltre, diminuisce la fragilità del conglomerato a queste temperature, dato riscontrato già nello studio reologico del legante bituminoso. Di contro, il valore contenuto alle alte temperature limita le prestazioni meccaniche della pavimentazione stessa.

6. Confrontando il numero di cicli che causa la rottura per fatica del provino, in entrambi i casi, sia con il 2,5% che con il 3% di Compound, il comportamento è simile e la prova si arresta intorno al ciclo numero 4000. Confrontando però la velocità di incremento della deformazione orizzontale si può ipotizzare un migliore comportamento a fatica nel caso in cui si utilizzi il 3% di Compound all'interno della miscela, dimostrato anche dalla mancanza di un flesso nella curva di deformazione, caratteristico dell'inesco della frattura nel materiale. Tale ipotesi sarebbe da verificare portando il campione a completa rottura, ma è in linea con quanto già osservato dallo studio reologico tramite metodologia Superpave del legante bituminoso, anche se nel caso del conglomerato gioca un ruolo importante anche l'ottimizzazione tra la quantità di legante bituminoso e gli aggregati impiegati.

5.3. IL CONGLOMERATO BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA SUGGERITO DALLA NORMA ISO 10844

Per quanto riguarda la misurazione del rumore stradale la pavimentazione rappresenta l'aspetto determinante. La tessitura e il coefficiente di assorbimento acustico, infatti, sono parametri che variano da una pavimentazione all'altra. Per misurare il rumore di rotolamento e quello veicolare, quindi, si devono minimizzare questi aspetti che influenzano il risultato finale della misura, al fine di poter equiparare misurazioni effettuate anche in luoghi differenti.

La Norma ISO 10844 fornisce le specifiche per la costruzione di strati d'usura che garantiscano uniformità delle componenti di tessitura e assorbimento acustico, consentendo una buona riproducibilità della misurazione.

La riduzione del rumore di rotolamento che producono questi strati d'usura li rende adatti all'utilizzo come strumento di mitigazione sonora alla sorgente del rumore stradale, facendo rientrare la pavimentazione nel campo degli strati d'usura a tessitura ottimizzata.

Si è quindi proceduto allo studio di questa tipologia di conglomerato chiuso per la riduzione del rumore stradale, studiando la corretta formulazione della miscela ed analizzandone le caratteristiche geometriche e meccaniche.

5.3.1. MIX DESIGN FORNITO DA NORMATIVA ISO 10844

La Norma ISO fornisce le caratteristiche che la miscela deve avere, sia in termini di fuso granulometrico che di frazioni di aggregati in termini percentuali.

Per quanto riguarda il fuso, la Norma impone il rispetto della seguente equazione:

$$P = 100 * \left(\frac{S}{S_{max}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

- P è il passante al setaccio S [%];
- S è la dimensione delle aperture del setaccio [mm];
- S_{max} è funzione dell'apertura massima della serie di setacci considerata [mm], ossia:
 - $S_{max} = 8$ mm per la curva media;
 - $S_{max} = 10$ mm per il limite inferiore del fuso;
 - $S_{max} = 6,3$ mm per il limite superiore del fuso;

Il fuso e la curva granulometrica da considerare, quindi, son i seguenti:

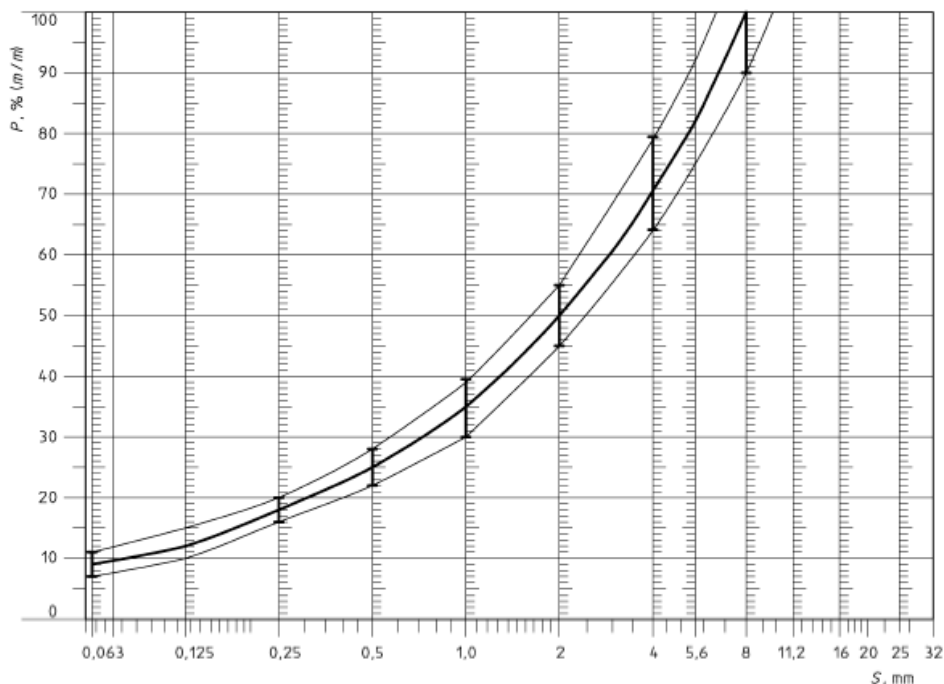


Figura 5.3-1: Fuso granulometrico riportato dalla Normativa ISO 10844

Di tale curva la Norma, inoltre, fornisce nel dettaglio le percentuali delle frazioni granulometriche che la compongono da un'indicazione circa la percentuale ottima di bitume da utilizzare.

Tabella 5.3-1: Prescrizioni sulle percentuali delle frazioni granulometriche da utilizzare per la realizzazione della curva di tipo ISO 10844

		Valori Target		Tolleranza
		% Su Miscela	% Su Aggregati	
Dimensione Aggregato	> 2 mm	47,6	50,5	± 5
	0,063 mm ÷ 2 mm	38,0	40,2	± 5
	> 0,063 mm	8,8	9,3	± 2
	Dimensione Max	8 mm		6,3 mm ÷ 10 mm
Bitume	50/70	5,6	/	± 0,5

Vengono forniti, come si vede, anche i valori di tolleranza, in modo da rendere più facilmente riproducibile il conglomerato prescritto.

5.3.2. STUDIO DELLA FORMULAZIONE DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO

Per prima cosa si è proceduto allo studio della corretta formulazione della miscela di conglomerato bituminoso, impostando il corretto fuso granulometrico come da indicazioni della Normativa ISO 10844 e, in funzione delle granulometrie di aggregati a disposizione, costruendo una curva granulometrica adatta al fuso in questione. Per tale realizzazione si sono seguite le specifiche imposte dalla Norma anche per quanto riguarda le percentuali delle varie frazioni granulometriche da utilizzare.

In funzione della curva decisa, poi, si è proceduto alla scelta della corretta percentuale di legante utilizzando la formula messa a punto da Duriez, basata sulla superficie specifica degli aggregati che compongono la curva stessa.

5.3.2.1. STUDIO DELLA CURVA GRANULOMETRICA

Lo studio della corretta curva granulometrica è partito dalla definizione del fuso di rispetto. In funzione della serie di setacci utilizzata per lo studio del caso precedente e dell'equazione prima esposta fornita da normativa, si è ottenuto il seguente fuso granulometrico:

Tabella 5.3-2: Fuso granulometrico utilizzato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

apertura setac.	FUSO	
	INF.	SUP.
[mm]	[% pas]	[% pas]
16	100	100
12,5	100	100
8	89	100
4	63	80
2	45	56
0,500	22	28
0,250	16	20
0,063	8	10

Il limite superiore del fuso supera i 10 mm consentiti dalla Normativa poiché, per la sua costruzione, si è deciso di utilizzare la stessa serie di setacci utilizzata in precedenza, in modo da avere un confronto tra le percentuali di aggregati utilizzate.

Per la sua costruzione, però, si è utilizzata la formula considerando la dimensione massima 10 mm per il fuso inferiore e 6,3 mm per quello superiore, nonostante le curve “chiudano” ai valori rispettivamente di 12,5 mm e 8 mm. Il fatto che il limite inferiore sia 12,5 mm non deve far pensare che anche la dimensione massima degli aggregati lo sia. Analizzando la Graniglia 8 – 12 impiegata, infatti, si nota come la dimensione massima dell’inerte lapideo sia inferiore a questa misura poiché non vi è alcuna percentuale di trattenuto.

Il fuso così ricostruito è il seguente:

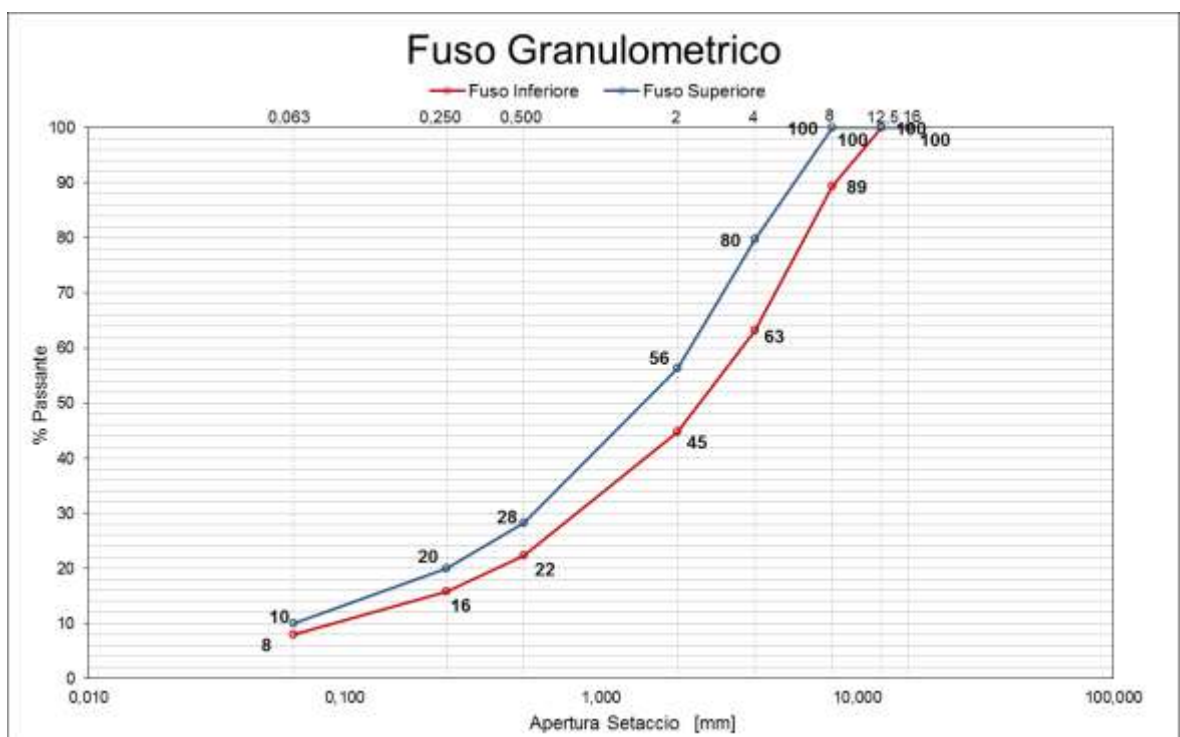


Figura 5.3-2: Rappresentazione grafica del fuso granulometrico utilizzato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

A questo punto, miscelando in modo corretto le 4 frazioni granulometriche scelte ed aggiungendo filler (carbonato di calcio), si è costruita una curva granulometrica che rispettasse il fuso scelto. Anche in questo caso al fine di ottimizzare lo studio è stata realizzata una curva che fosse il più possibile centrata all’interno del fuso granulometrico deciso e che, quindi, presentasse le caratteristiche prima descritte.

Tabella 5.3-3: Percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate per realizzare la curva tipo ISO 10844

		GRANIGLIA 8-12		GRANIGLIA 3-6		SABBIA 0-4		SABBIA 0-1		FILLER	
		13,0%		30,0%		42,0%		8,0%		7,0%	
apertura setac.	Sul totale	Su miscela	Sul totale	Su miscela	Sul totale	Su miscela	Sul totale	Su miscela	Sul totale	Su miscela	
[mm]	% trattenuto cumulato		% trattenuto cumulato		% trattenuto cumulato		% trattenuto cumulato		% trattenuto cumulato		
16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
12,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
8	45,02	5,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
4	99,12	12,88	46,68	14,00	0,45	0,19	0,00	0,00	0,00	0,00	
2	99,89	12,99	94,75	28,43	20,44	8,59	0,00	0,00	0,00	0,00	
0,500	99,90	12,99	99,34	29,80	79,79	33,51	0,06	0,00	0,00	0,00	
0,250	99,91	12,99	99,41	29,82	93,60	39,31	1,81	0,14	0,00	0,00	
0,063	99,93	12,99	99,61	29,88	98,65	41,43	80,30	6,42	0,00	0,00	
TRATTENUTO	100,00	13,00	100,00	30,00	100,00	42,00	100,00	8,00	100,00	7,00	

Analizzando le percentuali delle differenti frazioni granulometriche che comporranno la curva più nel dettaglio si ha:

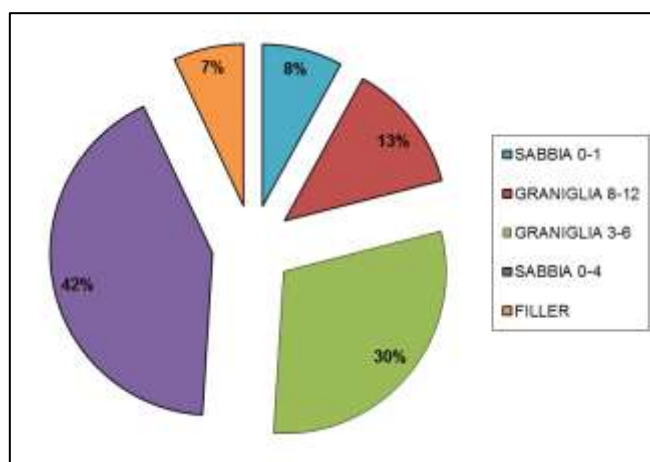


Figura 5.3-3: Rappresentazione grafica delle percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate per realizzare la curva tipo ISO 10844

Tale curva, quindi è rappresentata da un'alta percentuale di filler e di sabbia, il che la rende una curva continua che chiude il conglomerato limitando il valore di vuoti. Se confrontiamo le percentuali della curva rispetto a quelle delle frazioni imposte da Normativa si ha:

Tabella 5.3-4: Confronto delle percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate rispetto alle prescrizioni della Normativa ISO

		Valori Target		Tolleranza	CURVA
		% Su Miscela	% Su Aggregati		% Su Aggregati
Dimensione Aggregato	> 2 mm	47,6	50,5	± 5	50,0
	0,063 mm ÷ 2 mm	38,0	40,2	± 5	40,7
	> 0,063 mm	8,8	9,3	± 2	9,3
	Dimensione Max	8 mm		6,3 mm ÷ 10 mm	10 mm

Come si vede i valori utilizzati rientrano nei limiti imposti e la curva così realizzata rispecchia le caratteristiche volute in fase di studio.

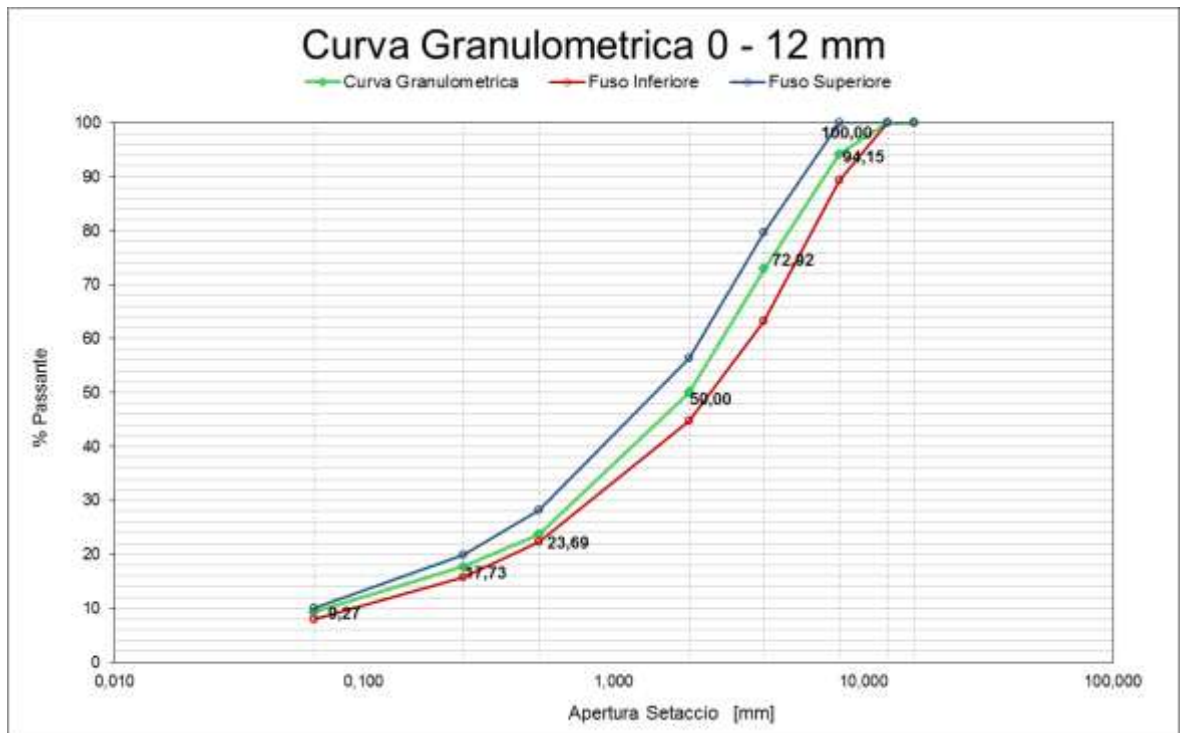


Figura 5.3-4: Rappresentazione grafica della curva granulometrica realizzata per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

5.3.2.2. STUDIO DELLA PERCENTUALE OTTIMA DI BITUME

In funzione della curva granulometrica prima determinata si è scelta la percentuale ottima di bitume utilizzando la formula di Duriez, la quale ottimizza la quantità di legante in funzione della superficie specifica degli aggregati impiegati all'interno del conglomerato. La formula utilizzata per il calcolo è la seguente:

$$\%B = K\alpha\Sigma^{\frac{1}{5}}$$

Dove:

- **%B** è la percentuale ottima di bitume;
- **α** è un coefficiente di correzione, funzione del peso specifico della miscela di aggregati:

$$\alpha = \frac{2,65 \frac{g}{cm^3}}{P_s \left[\frac{g}{cm^3} \right]}$$

- **K** è il Modulo di Ricchezza, scelto in funzione al tipo di pavimentazione da realizzare:

K	modulo di ricchezza
3	strato di base
3,25	strato di collegamento (binder)
3,5	strato d'usura

$$\Sigma = \frac{1}{100} \cdot (0,25 G + 2,3 S + 12 s + 135 f)$$

Dove ciascun coefficiente ha il seguente significato:

G	=	% inerti 6,3 - 100 mm
S	=	% inerti 0,315 - 6,3 mm
s	=	% inerti 0,08 - 0,315 mm
f	=	% inerti < 0,08 mm

A questo punto, utilizzando le percentuali ricavate dalla curva granulometrica prima realizzata e interpolando i risultati in modo da risalire ai valori corretti delle frazioni granulometriche indicate nella formula, è stato possibile ricavare per ciascun coefficiente il suo valore.

G	14,87
S	65,85
s	9,24
f	10,04
α	0,958
K	3,5

Sviluppando la formula si è ottenuta la seguente percentuale ottima di legante bituminoso da utilizzare per il confezionamento del conglomerato.

$$\%B = 5,85 \%$$

Riferito al peso degli aggregati. Tale valore rientra nei limiti imposti da Normativa, la quale prevedeva una percentuale di legante pari a 5,8% \pm 0,5% sempre sul peso degli inerti lapidei.

La miscela su cui si realizzerà lo studio, quindi, sarà un conglomerato bituminoso avente una curva granulometrica a tessitura ottimizzata per la riduzione del rumore veicolare, corrispondente ai requisiti della Norma ISO 10844, avente una percentuale di bitume pari all'5,85% rispetto al peso degli aggregati impiegati.

- ***Curva 0 – 8 mm tipo ISO 10844, 5,85% di bitume 50/70***



Figura 5.3-5: Rappresentazione di un campione del conglomerato 0 – 8 tipo ISO 10844

Di tale conglomerato verranno definite nel seguito le caratteristiche geometriche e meccaniche al fine di valutarne, oltre alle qualità di riduzione del rumore riportate precedentemente all'interno dello Stato dell'Arte delle pavimentazioni a tessitura ottimizzata, le qualità nel suo insieme.

5.3.3. CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLA MISCELA

Per determinare le caratteristiche volumetriche e geometriche della miscela di conglomerato tipo ISO 10844 si sono realizzati 8 campioni per miscela, 4 dei quali compattati mediante compattazione Marshall, a 75 colpi per faccia, i restanti 4 compattati mediante pressa giratoria a 100 cicli.

Si sono così realizzati campioni con le seguenti caratteristiche:

- c) 4 campioni compattati mediante compattazione Marshall, 75 colpi per faccia, del peso di 1200 g circa;
- d) 4 campioni compattati tramite pressa giratoria, 100 cicli, diametro 100 mm, altezza 55 mm; di peso variabile in funzione del tipo di miscela.

Prima di procedere con la determinazione della percentuale dei vuoti in funzione del tipo di compattazione, si è calcolato il peso specifico dei soli aggregati, da cui poi ricavare la massa volumica apparente massima del conglomerato (GMM), la massima densità teorica (TMD) la massa volumica reale del conglomerato bituminoso compattato (GMB). Successivamente, nel caso di compattazione tramite pressa giratoria, è stato possibile costruire la curva di compattazione media, da cui ricavare il parametro di lavorabilità (K) e autoaddensamento (C1) delle due miscele.

Come fatto per lo studio precedente sul conglomerato contenente il Compound, di seguito verranno riportati in ordine i risultati ottenuti dalle seguenti prove:

1. *Determinazione del peso specifico della miscela di aggregati;*
2. *Determinazione della massa volumica apparente massima del conglomerato bituminoso (GMM);*
3. *Determinazione della massima densità teorica (TMD);*
4. *Determinazione della massa volumica apparente del conglomerato compattato (GMB);*
5. *Calcolo della percentuale di vuoti delle miscele analizzate (V%);*
6. *Determinazione della curva di compattazione media e dei valori di lavorabilità (K) e autoaddensamento (C1);*

1. PESO SPECIFICO DELLA MISCELA DI AGGREGATI:

Considerando il peso specifico calcolato in precedenza per ciascuna frazione granulometrica del materiale impiegato, utilizzando le percentuali che compongono la curva granulometrica del conglomerato bituminoso, è possibile risalire al peso specifico della sola miscela di aggregati.

$$P_s = 2,765 \text{ g/cm}^3$$

2. MASSA VOLUMICA APPARENTE MASSIMA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO (GMM):

In funzione del peso specifico della miscela di aggregati prima calcolato e di quello del bitume impiegato, è stato possibile calcolare la massa volumica apparente massima del conglomerato bituminoso (GMM), ossia alla massima compattazione corrispondente ad una percentuale nulla di vuoti.

Tabella 5.3-5: GMM della miscela tipo ISO 10844

GMM 0-8 tipo ISO		
AASHTO T209		
Percentuale aggregati su miscela	%	94,47
Percentuale bitume su miscela	%	5,53
Peso specifico aggregati	gr/cm3	2,765
Peso specifico bitume	gr/cm3	1,02
GMM (massa volumica massima)	gr/cm3	2,524

Come si vede le percentuali di materiale utilizzato non sono più rapportate al peso dei soli aggregati ma a quello totale del conglomerato.

3. MASSIMA DENSITA' TEORICA DEL CONGLOMERATO (TMD):

Come per le due miscele di conglomerato precedentemente analizzate, anche in questo caso, al fine di eliminare eventuali errori nel calcolo del peso specifico delle singole granulometrie, per calcolare correttamente i vuoti della miscela si farà riferimento alla massima densità teorica (TMD), determinata come peso specifico della miscela bitumata. Nel caso del conglomerato di tipo ISO si è ottenuto il seguente risultato:

Tabella 5.3-6: TMD calcolato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

		0 - 8 tipo ISO	
		P1	P2
<i>UNI EN 1097-6</i>			
PESO PICNOMETRO	gr.	289,64	289,11
PESO NETTO CAMPIONE	gr.	499,37	504,61
PESO PICNOMETRO + "SOLUZIONE"	gr.	1357,63	1357,1
PESO PIC. + CAMPIONE + "SOLUZIONE"	gr.	1658,87	1663,17
PESO SPECIFICO "SOLUZIONE"	gr./cm3	1	1
TMD per ciascun campione	Kg/m3	2513,11	2534,23
Massima densità teorica (TMD)	Kg/m3	2523,67	

4. MASSA VOLUMICA APPARENTE DEL CONGLOMERATO COMPATTATO:

In funzione del tipo di compattazione il conglomerato avrà una differente massa volumica apparente, come visto anche dall'analisi effettuata sul conglomerato contenente il Compound precedentemente analizzato. In entrambi i casi si sono ottenuti i seguenti risultati:

- Compattazione Marshall (75 colpi per faccia):

Effettuando la prova sui 4 campioni per miscela preparati, si è potuto calcolare il valore medio della massa volumica apparente del conglomerato compattato tramite compattazione Marshall.

Tabella 5.3-7: GMB calcolato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 compattata mediante Compattatore Marshall

GMB 0-8 tipo ISO Marshall						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1207,5	1205,6	1207,4	1207,2	1206,93
Peso del campione in acqua	gr.	713,39	714,93	716,13	715,1	714,89
Peso del campione saturo	gr.	1208,8	1206,3	1207,8	1208,1	1207,75
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,437	2,454	2,456	2,449	2,449

- **Compattazione Pressa Giratoria** (100 cicli):

Anche in questo caso si sono compattati 4 provini per miscela tramite pressa giratoria a 100 giri. E' stato così possibile calcolare la massa volumica apparente del conglomerato compattato come media del risultato ottenuto per i 4 campioni.

Tabella 5.3-8: GMB calcolato per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 compattata mediante Pressa Giratoria

GMB 0-8 tipo ISO Pressa Giratoria						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1070,1	1070,4	1073,1	1074,2	1071,95
Peso del campione in acqua	gr.	638,79	639,25	641,09	640,4	639,88
Peso del campione saturo	gr.	1071,1	1071,0	1073,8	1075,0	1072,73
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,475	2,479	2,480	2,472	2,477

Paragonando i valori ottenuti si trova una maggiore massa volumica nel caso in cui il conglomerato venga compattato tramite pressa giratoria. Tale dato influirà sul calcolo della percentuale di vuoti del conglomerato compattato.

5. PERCENTUALE DI VUOTI DEL CONGLOMERATO COMPATTATO:

A questo punto, nota la massima densità teorica e la massa volumica apparente del conglomerato compattato, è possibile calcolare la percentuali di vuoti del materiale, distinguendo sempre in funzione del tipo di compattazione utilizzata per realizzare i campioni.

$$V\% = 100 \cdot \left(1 - \frac{GMB}{TMD}\right)$$

- Compattazione Marshall (75 colpi per faccia):

Analizzando i campioni compattati tramite compattatore Marshall si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.3-9: % di vuoti della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 compattata mediante Compattatore Marshall

Precentuale di vuoti (V%) 0-8 tipo ISO Marshall						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1207,5	1205,6	1207,4	1207,2	1206,93
Peso del campione in acqua	gr.	713,39	714,93	716,13	715,1	714,89
Peso del campione saturo	gr.	1208,8	1206,3	1207,8	1208,1	1207,75
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,437	2,454	2,456	2,449	2,449
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,524				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	3,419	2,779	2,693	2,971	2,966

Si nota un valore di vuoti prossimo al 3%.

- **Compattazione Pressa Giratoria** (100 cicli):

Se si analizzano i campioni compattati tramite pressa giratoria, il valore dei vuoti diminuisce.

Tabella 5.3-10: Tabella 3.5 9: % di vuoti della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 compattata mediante Pressa Giratoria

Precentuale di vuoti (V%) 0-8 tipo ISO Pressa Giratoria						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1070,1	1070,4	1073,1	1074,2	1071,95
Peso del campione in acqua	gr.	638,79	639,25	641,09	640,4	639,88
Peso del campione saturo	gr.	1071,1	1071,0	1073,8	1075,0	1072,73
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,475	2,479	2,480	2,472	2,477
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,524				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	1,916	1,762	1,732	2,059	1,867

Rispetto ai campioni compattati tramite pressa giratoria si ha una diminuzione di circa un punto percentuale sul valore dei vuoti. Ciò significa che il tipo di compattazione in questo caso ha una certa influenza sul valore dei vuoti che rimangono all'interno del conglomerato.

Se si confrontano i risultati ottenuti con quelli avuti dall'analisi effettuata sul conglomerato bituminoso contenente due differenti percentuali di Compound, si nota che la differenza tra le percentuali di vuoti di ciascuna miscela è minima. Questo dato consentirà successivamente un confronto anche tra le caratteristiche meccaniche dei vari conglomerati ad emissione acustica ottimizzata analizzati in questo lavoro di Tesi, nonostante la percentuale di legante bituminoso sia differente.

6. CURVA DI COMPATTAZIONE E VALORE DI LAVORABILITA' (K) E AUTOADDENSAMENTO (CI).

Tramite pressa giratoria, è possibile registrare ad ogni rotazione la diminuzione di altezza del campione. Conoscendo il peso del campione inserito e la massima densità teorica raggiungibile, è possibile ricostruire l'andamento della densità del campione ad ogni ciclo, denominata curva di compattazione. L'analisi è la stessa effettuata sul conglomerato contenente il Compound, studiato in precedenza.

Al fine di avere un valore rappresentativo del comportamento del materiale, è stata fatta la media dei risultati ottenuti dai 4 campioni compattati. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.3-11: Valori di densità del conglomerato 0 – 8 tipo ISO 10844 in funzione del numero di cicli di compattazione

Cicli	Altezza	Densità	V	VMA	VFB	TMD	Densità th.	V th.
	mm	kg/m3	%	%	%	%	Kg/m3	%
2	63	2172	14,0	29,9	53,1	86,0	2159	14,6
4	62,1	2212	12,5	28,6	56,4	87,5	2197	13,0
5	61,6	2231	11,68	28,0	58,2	88,3	2217	12,3
6	61,1	2251	10,92	27,3	60,1	89,1	2236	11,5
8	60,2	2282	9,70	26,4	63,2	90,3	2266	10,3
10	59,6	2305	8,75	25,6	65,8	91,2	2290	9,4
12	59,1	2325	7,98	24,9	68,0	92,0	2309	8,6
16	58,4	2354	6,84	24,0	71,5	93,2	2338	7,5
20	57,8	2378	5,87	23,2	74,7	94,1	2362	6,5
25	57,3	2399	5,05	22,6	77,6	95,0	2383	5,7
32	56,8	2419	4,25	21,9	80,6	95,7	2403	4,9
40	56,5	2434	3,66	21,4	82,9	96,3	2418	4,3
50	56,2	2446	3,19	21,0	84,8	96,8	2430	3,8
64	55,9	2458	2,71	20,7	86,9	97,3	2442	3,4
80	55,7	2469	2,27	20,3	88,8	97,7	2453	2,9
100	55,5	2477	1,97	20,0	90,2	98,0	2460	2,6

Final:	100	55,5	2477	1,97	20,0	90,2	98,0	2460	2,6
---------------	-----	------	------	------	------	------	------	------	-----

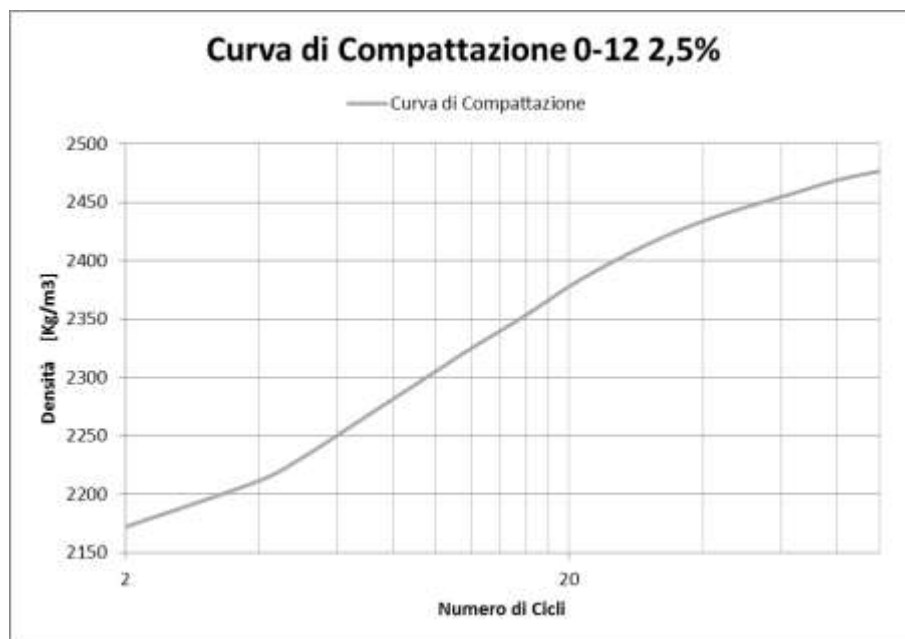


Figura 5.3-6: Curva di compattazione della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

Da tale curva si sono ottenuti i seguenti parametri di lavorabilità del conglomerato bituminoso.

Tabella 5.3-12: Valori di lavorabilità della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

0-8 tipo ISO		
C1	85,98	%
K	6,03	%

5.3.4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA MISCELA

Come fatto precedentemente, al fine di determinare il comportamento meccanico del conglomerato bituminoso prima descritto, si sono effettuate sul materiale diverse prove per conoscere tutti i parametri che regolano la resistenza a rottura e a lungo termine del conglomerato stesso. Le prove effettuate sono le stesse che hanno portato alla caratterizzazione meccanica del conglomerato bituminoso ad emissione acustica ottimizzata descritto prima, in modo, poi, da poter fare un confronto tra i risultati ottenuti. Si è quindi deciso di effettuare le seguenti prove:

- 1) *Marshall Test – UNI EN 12697-34;*
- 2) *Prova di Trazione Indiretta (Brasiliana) – UNI EN 12697-23;*
- 3) *Determinazione del Modulo di Rigidezza – UNI EN 12697-26 – ANNEX C;*
- 4) *Determinazione della Resistenza alla Fatica – UNI EN 12697-24 – ANNEX E;*

Da ciascuna prova è stato possibile ricavare utili indicazioni sul comportamento meccanico del conglomerato bituminoso, anche al fine di ricostruirne il comportamento in sito.

5.3.4.1. MARSHALL TEST – UNI EN 12697-34

Sui provini compattati tramite compattatore Marshall, 75 colpi per faccia, si è effettuato il Marshall Test al fine di determinare le caratteristiche di stabilità, scorrimento e rigidità. Dei quattro provini testati si sono presi i tre risultati che presentavano scostamento minore dal valore medio. Il risultato finale, poi, è stato determinato come media tra questi.

Sul conglomerato di tipo ISO 10844 si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.3-13: Valori ricavati dal Test Marshall sulla miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

Marshall Test 0-8 tipo ISO						
UNI EN 12697-34						
PROVINO [Sigla]	ALTEZZA [mm]	FATTORE CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO mm	RIGIDITÀ [daN/mm]
			Misurata [daN]	Corretta [daN]		
P1	61,71	1,04	1227	1276	4,41	289,4
P2	61,81	1,04	1217	1266	5,02	252,1
P3	61,83	1,04	1209	1257	4,97	253,0
MEDIA	61,78	1,04	1217,67	1266,37	4,80	264,83

Al fine di analizzare i valori ottenuti si è deciso di confrontarli con le prescrizioni fornite dal “Capitolato Speciale d’Appalto Tipo per Lavori Stradali”, realizzato dal Ministero dei Trasporti, in modo da verificare l’idoneità o meno di tale conglomerato. Si prenderà a riferimento il caso dei “Conglomerati bituminosi a caldo tradizionali”, articolo 4 di tale Capitolato. In questo caso le prescrizioni fornite per la prova Marshall realizzata su campioni compattati tramite compattatore Marshall sono le seguenti:

Tabella 5.3-14: Capitolato Speciale d’Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Marshall Test per usure tradizionali

METODO MARSHALL	Strato pavimentazione			
	Unità di misura	Base	Binder	Usura
Condizioni di prova				
Costipamento		75 colpi x faccia		
Risultati richiesti				
Stabilità Marshall	KN	8	10	11
Rigidità Marshall	KN/mm	> 2,5	3-4,5	3-4,5
Vuoti residui (*)	%	4 - 7	4 - 6	3 - 6
Perdita di Stabilità Marshall dopo 15 giorni di immersione in acqua	%	≤ 25	≤ 25	≤ 25
Resistenza a trazione indiretta a 25 °C	N/mm ²			> 0,7
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C	N/mm ²			> 70

(*) La densità Marshall viene indicata nel seguito con D_M

Confrontando questi dati con i valori ottenuti si ha:

Tabella 5.3-15: Confronto valori ottenuti dal Test Marshall sulla miscela ISO 10844 con le prescrizioni da Capitolato

		0-8 ISO	LIMITI
STABILITA'	<i>KN</i>	12,66	> 11
RIGIDEZZA	<i>KN/mm</i>	2,65	3 ÷ 4,5

Come si vede il valore ottenuto per la stabilità rientra all'interno dei limiti prescritti mentre la rigidezza è inferiore. Ciò è dovuto alla granulometria utilizzata che fornisce meno rigidezza al conglomerato. Poiché il materiale è concepito per una pavimentazione a bassa emissione acustica, il fatto che la rigidezza sia inferiore ai limiti prescritti è un dato da tenere in considerazione, ma non decisivo. Poiché la finalità ultima è quella di ridurre il rumore stradale, sarà compito della Direzione Lavori decidere un valore di accettazione. Come si vede, però, con questo tipo di curva la rigidezza risulta essere inferiore a quella di un conglomerato per strato d'usura tradizionale.

5.3.4.2. PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA) – UNI EN 12697-23

La prova di trazione indiretta consente di ottenere il valore di resistenza a trazione mediante l'applicazione di un carico di intensità crescente su provini cilindrici caricati diametralmente (R_t). Un altro parametro associato a tale prova è il Coefficiente di Trazione Indiretta (CTI), che rappresenta il rapporto tra resistenza alla trazione indiretta del materiale e cedimento misurato. I due coefficienti si calcolano tramite la formula riportata in precedenza e si utilizzano per la verifica delle caratteristiche richieste solitamente da una qualsiasi Capitulo.

Per caratterizzare completamente il comportamento del materiale, la prova è stata effettuata a 3 temperature:

- 5 °C;
- 20 °C;
- 40 °C;

In questo modo si potrà determinare l'influenza della temperatura sulla resistenza a trazione del conglomerato studiato. Le 3 temperature, inoltre, sono le stesse alle quali è stata effettuata la prova precedentemente, in modo da poter paragonare i risultati ottenuti per le due differenti tipologie di conglomerati bituminosi ad emissione acustica ottimizzata. Dei quattro provini testati si sono presi i tre risultati che presentavano scostamento minore dal valore medio. Il risultato finale, poi, è stato determinato come media tra questi.

In questo caso si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.3-16: Valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sulla miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 a 3 temperature

Trazione Indiretta 0-8 tipo ISO						
UNI EN 12697-23						
T=5°C	h [mm]	d [mm]	N [kN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	71,45	100,15	33,505	1,594	2,981	294,184
P2	70,73	100,42	34,876	1,987	3,126	248,156
P3	71,21	100,04	34,981	1,691	3,126	290,501
MEDIA	71,1	100,2	34,454	1,757	3,078	277,614
T=20°C	h [mm]	d [mm]	N [kN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	70,3275	100,605	25,654	2,243	2,308	162,630
P2	69,895	100,6975	22,126	2,84	2,001	111,465
P3	70,495	100,4475	24,193	2,395	2,175	143,293
MEDIA	70,2	100,6	23,991	2,493	2,162	139,129
T=40°C	h [mm]	d [mm]	N [kN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	70,605	100,395	6,947	2,945	0,624	33,410
P2	71,2225	100,4325	7,418	2,8	0,660	37,197
P3	70,715	100,2175	6,605	3,096	0,593	30,169
MEDIA	70,8	100,3	6,990	2,947	0,626	33,592

Se si analizza il campione giunto a rottura si nota la presenza di una linea di frattura sia a 20 °C che a 40 °C. Effettuando la prova a 5 °C, il provino si frattura in modo completo poiché la sua rigidità non gli consente di deformarsi quanto basta. Entrambe le tipologie di frattura denotano una elevata rigidità del conglomerato, cosa che si nota osservando anche lo scostamento verticale durante il carico.

Anche per questo tipo di prova i risultati possono essere confrontati con il Capitolato fornito dal Ministero dei Trasporti per quanto riguarda la prova di trazione indiretta. Si farà sempre riferimento alle prescrizioni fornite per il conglomerato bituminoso a caldo tradizionale, che sono le seguenti:

Tabella 5.3-17: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni riguardanti la prova di Trazione Indiretta per usure tradizionali

METODO VOLUMETRICO	Strato pavimentazione			
	Unità di misura	Base	Binder	Usura
Condizioni di prova				
Angolo di rotazione		1.25° ± 0.02		
Velocità di rotazione	Rotazioni/min	30		
Pressione verticale	Kpa	600		
Diametro del provino	mm	150		
<i>Risultati richiesti</i>				
Vuoti a 10 rotazioni	%	10 – 14	10 – 14	10 – 14
Vuoti a 100 rotazioni (*)	%	3 – 5	3 – 5	4 – 6
Vuoti a 180 rotazioni	%	> 2	> 2	> 2
Resistenza a trazione indiretta a 25°C (**)	N/mm ²			> 0,6
Coefficiente di trazione indiretta ² a 25 °C (**)	N/mm ²			>50
Perdita di resistenza a trazione indiretta a 25°C dopo 15 giorni di immersione in acqua	%	≤ 25	≤ 25	≤ 25
(*) La densità ottenuta con 100 rotazioni della pressa giratoria viene indicata nel seguito con D _G				
(**) Su provini confezionati con 100 rotazioni della pressa giratoria				

Come si vede i valori limite riguardano una temperatura di prova pari a 25 °C, per provini compattati a 100 giri di pressa giratoria. Per verificare la conformità dei due conglomerati, quindi, si è effettuata la prova di trazione indiretta su 4 provini a tale temperatura, prendendo il risultato medio da confrontare con i limiti imposti. Dalla prova si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.3-18: R_t e CTI a 25 °C per la miscela 0 - 8 tipo ISO10844

T=25°C	R _t	CTI
	N/mm ²	N/mm ²
0-8 ISO	1,903	285,823

Confrontandoli con i valori prescritti si ha:

Tabella 5.3-19: Confronto dei valori ottenuti dalla prova di trazione indiretta per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 con quelli prescritti da Capitolato

		0-8 ISO	LIMITI
R _t	N/mm ²	1,9	> 0,6
CTI	N/mm ²	285,82	> 50

Se si utilizzassero come verifica i valori determinati da questa prova il conglomerato tipo ISO 10844 realizzato sarebbe conforme ai requisiti poiché sia il valore di R_t che quello di CTI sono ampiamente sopra il valore minimo imposto dal Capitolato. Ciò significa che tale conglomerato è idoneo ad essere utilizzato come strato d'usura della pavimentazione.

5.3.4.3. DETERMINAZIONE DEL MODULO DI RIGIDEZZA – UNI EN 12697-26 – ANNEX C

Per verificare la rigidità del materiale si è eseguita una prova di calcolo del modulo di rigidità in configurazione di trazione. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.3-20: Valori ottenuti dalla prova dinamica per il calcolo del Modulo di Rigidità per la miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

Modulo di Rigidità 0-8 tipo ISO			
UNI EN 12697-26 – ANNEX C			
T=5°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	70,71	100,50	19350,75
P2	70,73	100,42	18516,45
P3	71,21	100,04	17767,40
MEDIA	70,9	100,3	18544,87
T=20°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	70,33	100,61	6772,35
P2	69,90	100,70	6769,30
P3	70,50	100,45	6893,30
MEDIA	70,2	100,6	6811,65
T=40°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	70,61	100,40	826,35
P2	71,22	100,43	723,50
P3	70,72	100,22	921,40
MEDIA	70,85	100,35	823,75

I valori di Modulo di Rigidità ottenuti sono più alti rispetto a quelli calcolati precedentemente per il conglomerato contenente il Compound. Questo perché la riduzione del rumore in questo caso è dovuta semplicemente alla tessitura superficiale mentre nel caso del conglomerato bituminoso con aggiunta di Compound entra in gioco anche la maggiore flessibilità della pavimentazione.

5.3.4.4. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA FATICA – UNI EN 12697-24 – ANNEX E

Per verificare la resistenza a fatica del materiale si è eseguita una prova dinamica a carico imposto affinché, come da Norma, la deformazione recuperata nei primi 100 cicli fosse contenuta tra i 100 e i 400 $\mu\epsilon$. Tale prova è stata effettuata in configurazione di trazione indiretta e per ogni miscela si sono presi in considerazione i 3 provini che presentavano il minor scostamento dal valore medio, in modo da limitare eventuali errori di misura. A causa della taratura dello strumento, solo in questo caso, si terrà in considerazione la media ottenuta per 2 provini, poiché dei 4 preparati due sono serviti per determinare il carico corretto da impostare per rientrare nei limiti di deformazione imposti dalla Norma. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.3-21: Valori ricavati dalla prova a fatica sulla miscela 0 - 8 tipo ISO 10844

Prova Fatica 0-8 tipo ISO	
UNI EN 12697-24 – ANNEX E	
	Cycle number
P1	6135
P2	5125
MEDIA	5630

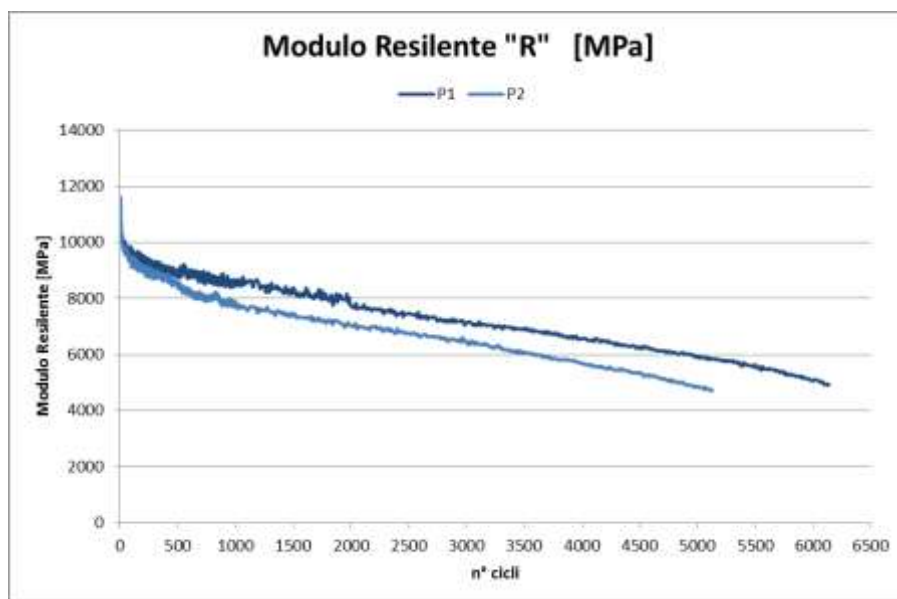


Figura 5.3-7: Andamento grafico del modulo resiliente rispetto al numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 analizzati

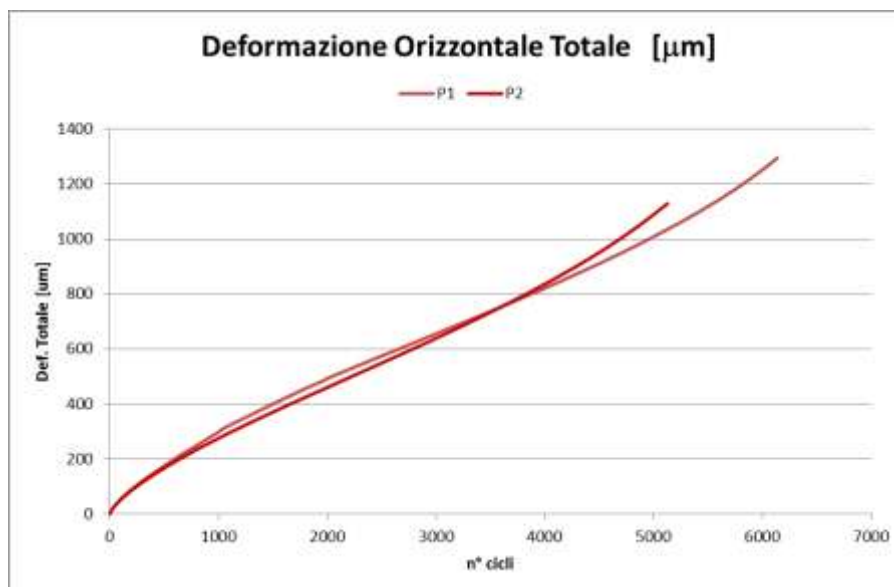


Figura 5.3-8: Andamento grafico della deformazione orizzontale totale rispetto al numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8 tipo ISO 10844 analizzati

Se si analizzano le curve riportate si nota che l'andamento presenta un flesso, il quale è indice dell'innesco della frattura all'interno del materiale, causa della repentina rottura per fatica del provino.

5.4. IL CONGLOMERATO BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA SUGGERITO DALLA NORMA ISO 10844 CONTENENTE IL 2,5% E IL 3% DI COMPOUND

Dopo aver studiato il conglomerato suggerito dalla Norma ISO 10844, si è voluto analizzare quale fosse l'influenza del Compound contenente polverino di gomma e polimeri all'interno di una pavimentazione con quel tipo di curva granulometrica. In questo modo si vuole combinare all'effetto di riduzione del rumore dovuto alla tessitura ottimizzata la riduzione della rigidità della pavimentazione, al fine di ottenere un ulteriore miglioramento dal punto di vista acustico. Prima di verificare tale aspetto, però, bisogna studiare il comportamento di un conglomerato così composto sia dal punto di vista volumetrico che meccanico.

Si è deciso di studiare due differenti miscele di conglomerato bituminoso:

- 1) Granulometria 0 – 8, tipo ISO 10844, 3% di Compound, 8% di Bitume sul peso degli aggregati;
- 2) Granulometria 0 – 8, tipo ISO 10844, 2,5% di Compound, 8% di Bitume sul peso degli aggregati;

Ossia due miscele di conglomerato aventi la stessa curva granulometrica e la stessa percentuale di bitume, ma con differenti percentuali di Compound. La percentuale di legante bituminoso, inoltre, è stata scelta pari all'8% sul peso degli aggregati in modo tale da poter confrontare successivamente i risultati ottenuti con il conglomerato contenente le stesse percentuali di Compound e bitume ma con curva granulometrica differente.

5.4.1. STUDIO DELLA FORMULAZIONE DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO

La formulazione del conglomerato bituminoso qui oggetto di studio è stata scelta in modo da poterlo confrontare con i risultati ottenuti per le prime due tipologie di conglomerato bituminoso ad emissione acustica ottimizzata analizzate. Si è deciso, quindi, di utilizzare la curva granulometrica prescritta dalla Norma ISO 10844, descritta precedentemente, e di realizzare il conglomerato utilizzando l'8% di bitume 50/70 con due differenti percentuali di Compound, pari a 2,5% e 3% sul peso degli aggregati, come fatto per il primo conglomerato analizzato. In questo modo si potrà avere un raffronto su come il Compound influisce all'interno di un conglomerato di tipo ISO e si potranno, inoltre, confrontare i risultati ottenuti in funzione di due differenti percentuali dello stesso, mantenendo invariata la quantità di legante.

La scelta di utilizzare l'8% di bitume sul peso degli aggregati è dovuta al fatto che, considerando la superficie specifica degli aggregati utilizzati e quella del polverino di gomma contenuto nel Compound, aumenti la quantità di mastice legante, inglobando completamente il polverino di gomma contenuto nel Compound, diminuendo la rigidità della pavimentazione, al fine di ottimizzare la riduzione del rumore di rotolamento voluta.

Per ottenere un confronto dei risultati che considerasse solamente la variazione della percentuale di Compound, la percentuale di bitume scelta si è mantenuta per entrambe le miscele, nonostante le due differenti quantità del polverino di gomma presenti comportassero una modifica della superficie specifica totale del materiale impiegato.

Le due miscele di conglomerato analizzate in questo caso saranno, quindi, le seguenti:

1) Granulometria 0 – 8 mm tipo ISO 10844, 8% di bitume 50/70, 2,5% di Compound;



Figura 5.4-1: Rappresentazione di un campione del conglomerato 0 – 8 contenente il 2,5% di Compound

2) Granulometria 0 – 8 mm tipo ISO 10844, 8% di bitume 50/70, 3% di Compound;



Figura 5.4-2: Rappresentazione di un campione del conglomerato 0 – 8 contenente il 3% di Compound

Dallo studio delle due si cercherà, quindi, di identificare tutte le proprietà del conglomerato scelto, in funzione della differente percentuale di Compound.

5.4.2. CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLE MISCELE

Anche in questo caso, per determinare le caratteristiche volumetriche e geometriche delle miscele di conglomerato si sono realizzati 8 campioni per miscela, 4 dei quali compattati mediante compattazione Marshall, a 75 colpi per faccia, i restanti 4 compattati mediante pressa giratoria a 100 giri.

Si sono così realizzati campioni con le seguenti caratteristiche:

- a) 4 campioni compattati mediante compattazione Marshall, 75 colpi per faccia, del peso di 1200 g circa;
- b) 4 campioni compattati tramite pressa giratoria, 100 cicli, diametro 100 mm, altezza 55 mm; di peso variabile in funzione del tipo di miscela.

Il procedimento per la caratterizzazione volumetrica del conglomerato è lo stesso effettuato per i casi precedenti:

1. *Determinazione del peso specifico della miscela di aggregati;*
2. *Determinazione della massa volumica apparente massima del conglomerato bituminoso (GMM);*
3. *Determinazione della massima densità teorica (TMD);*
4. *Determinazione della massa volumica apparente del conglomerato compattato (GMB);*
5. *Calcolo della percentuale di vuoti delle miscele analizzate (V%);*
6. *Determinazione della curva di compattazione media e dei valori di lavorabilità (K) e autoaddensamento (CI);*

Al termine dell'analisi si effettuerà un confronto tra i risultati ottenuti per le due differenti percentuali di Compound utilizzate.

1. PESO SPECIFICO DELLA MISCELA DI AGGREGATI:

Il peso specifico della sola miscela di aggregati che compongono il conglomerato è lo stesso di quello calcolato per la pavimentazione tipo ISO 10844, poiché la curva granulometrica utilizzata è la stessa. Si ha quindi il seguente risultato:

$$P_s = 2,765 \text{ g/cm}^3$$

Tale valore è indipendente dalla percentuale di Compound poiché entrambe le miscele presentano la stessa curva granulometrica. Se si considerasse il Compound come aggregato, allora il peso specifico delle due miscele sarebbe differente:

$$P_{s(2,5\%)} = 2,676 \text{ g/cm}^3;$$

$$P_{s(3\%)} = 2,660 \text{ g/cm}^3;$$

Esso diminuisce aumentando ovviamente la percentuale di Compound che ha un peso specifico inferiore a quello degli aggregati.

2. MASSA VOLUMICA APPARENTE MASSIMA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO (GMM):

In funzione della quantità di compound presente rispetto alla miscela è stato calcolato il peso di volume massimo del conglomerato bituminoso.

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.4-1: GMM miscela 0 - 8, 2,5% di Compound

GMM 0-8 tipo ISO 2,5%		
AASHTO T209		
Percentuale aggregati su miscela	%	90,50
Percentuale bitume su miscela	%	7,24
Percentuale Compound su miscela	%	2,26
Peso specifico aggregati	gr/cm3	2,765
Peso specifico bitume	gr/cm3	1,02
Peso specifico Compound	gr/cm3	1,175
GMM (massa volumica massima)	gr/cm3	2,395

- 3% di Compound:

Tabella 5.4-2: GMM miscela 0 - 8, 3% di Compound

GMM 0-8 tipo ISO 3%		
AASHTO T209		
Percentuale aggregati su miscela	%	90,09
Percentuale bitume su miscela	%	7,21
Percentuale Compound su miscela	%	2,70
Peso specifico aggregati	gr/cm3	2,765
Peso specifico bitume	gr/cm3	1,02
Peso specifico Compound	gr/cm3	1,175
GMM (massa volumica massima)	gr/cm3	2,384

Come prevedibile, aumentando la percentuale di Compound la massa volumica apparente massima della miscela diminuisce, poiché il peso specifico del Compound è decisamente inferiore a quello degli aggregati.

3. MASSIMA DENSITA' TEORICA DELLE DUE MISCELE (TMD):

Per calcolare correttamente i vuoti di ciascuna miscela, limitando i possibili errori nella stima del peso specifico delle singole granulometrie, si farà riferimento alla massima densità teorica (TMD), determinata come peso specifico della miscela bitumata. In funzione delle due percentuali di Compound si è ottenuto il seguente risultato:

Tabella 5.4-3: TMD per le miscele 0 - 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

		0 - 8 tipo ISO 2,5%		0 - 8 tipo ISO 3%	
		P1	P2	P1	P2
<i>UNI EN 1097-6</i>					
PESO PICNOMETRO	gr.	289,11	289,11	289,11	289,11
PESO NETTO CAMPIONE	gr.	502,13	504,29	504,77	505,86
PESO PICNOMETRO + "SOLUZIONE"	gr.	1357,1	1357,1	1357,1	1357,1
PESO PIC. + CAMPIONE + "SOLUZIONE"	gr.	1652,28	1653,58	1652,57	1653,12
PESO SPECIFICO "SOLUZIONE"	gr./cm3	1	1	1	1
TMD per ciascun campione	Kg/m3	2419,29849	2419,65045	2404,71174	2403,70285
Massima densità teorica (TMD)	Kg/m3	2419,47		2404,21	

Come per il peso specifico, anche la massima densità teorica del conglomerato diminuisce all'aumento del Compound presente, per il motivo spiegato in precedenza.

4. MASSA VOLUMICA APPARENTE DEL CONGLOMERATO COMPATTATO:

In funzione del tipo di compattazione e della percentuale di Compound presente, il conglomerato avrà una differente massa volumica apparente. Nel caso delle due miscele considerate si sono ottenuti i seguenti risultati:

- **Compattazione Marshall** (75 colpi per faccia):

Effettuando la prova sui 4 campioni per miscela preparati tramite compattatore Marshall, 75 colpi per faccia, si è potuto calcolare il valore medio della massa volumica apparente del conglomerato così compattato.

Tabella 5.4-4: GMB calcolato per la miscela 0 - 8, 2,5% di Compound, compattata tramite Compattatore Marshall

GMB 0-8 tipo ISO 2,5% Marshall						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1203,7	1204,9	1202,5	1203,8	1203,73
Peso del campione in acqua	gr.	692,51	694,77	694,58	691,97	693,46
Peso del campione saturo	gr.	1204,5	1205,8	1203,3	1204,4	1204,50
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,351	2,358	2,364	2,349	2,355

Tabella 5.4-5: GMB calcolato per la miscela 0 - 8, 3% di Compound, compattata tramite Compattatore Marshall

GMB 0-8 tipo ISO 3% Marshall						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1202,8	1204,4	1201,7	1205,2	1203,53
Peso del campione in acqua	gr.	688,33	690,21	688,52	689,89	689,24
Peso del campione saturo	gr.	1203,6	1205,0	1202,6	1206,1	1204,33
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,334	2,340	2,338	2,335	2,337

Come atteso, anche il valore di GMB è inferiore nel caso in cui si consideri il 3% di Compound.

I valori così calcolati saranno utilizzati per determinare la percentuale di vuoti all'interno dei provini compattati tramite metodologia Marshall.

- **Compattazione Pressa Giratoria** (100 cicli):

Come fatto nel caso precedente, anche in questo caso si sono compattati 4 provini per miscela tramite pressa giratoria a 100 giri. E' stato così possibile calcolare la massa volumica apparente del conglomerato compattato in funzione delle due differenti percentuali di Compound.

Tabella 5.4-6: GMB calcolato per la miscela 0 - 8, 2,5% di Compound, compattata tramite Pressa Giratoria

GMB 0-8 tipo ISO 2,5% Pressa Giratoria						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1002,10	1000	1010,4	1001,9	1003,60
Peso del campione in acqua	gr.	581,57	578,8	586,18	579,67	581,56
Peso del campione saturo	gr.	1003,00	1000,5	1010,7	1002,4	1004,15
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,378	2,371	2,380	2,370	2,375

Tabella 5.4-7: GMB calcolato per la miscela 0 - 8, 3% di Compound, compattata tramite Pressa Giratoria

GMB 0-8 tipo ISO 3% Pressa Giratoria						
AASHTO T166						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1052,4	1062,2	1049,8	1051,4	1053,95
Peso del campione in acqua	gr.	609,26	613,76	606,81	606,94	609,19
Peso del campione saturo	gr.	1053,1	1062,8	1050,4	1051,8	1054,53
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,371	2,365	2,367	2,363	2,367

5. PERCENTUALE DI VUOTI DEL CONGLOMERATO COMPATTATO:

Determinata la massima densità teorica del conglomerato bituminoso e la massa volumica apparente del conglomerato compattato, è possibile risalire alla percentuale di vuoti della miscela, sia in funzione del tipo di compattazione che della percentuale di Compound impiegato, tramite la seguente formula:

$$V\% = 100 \cdot \left(1 - \frac{GMB}{TMD}\right)$$

Così come è stato fatto per le miscele di conglomerato precedentemente analizzate.

A seconda del tipo di compattazione si avranno risultati differenti.

- **Compattazione Marshall** (75 colpi per faccia):

Analizzando i 4 provini Marshall si sono ottenuti i seguenti risultati.

Tabella 5.4-8: % di vuoti della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound, compattata mediante Compattatore Marshall

Precentuale di vuoti (V%) 0-8 tipo ISO 2,5% Marshall						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1203,7	1204,9	1202,5	1203,8	1203,73
Peso del campione in acqua	gr.	692,51	694,77	694,58	691,97	693,46
Peso del campione saturo	gr.	1204,5	1205,8	1203,3	1204,4	1204,50
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,351	2,358	2,364	2,349	2,355
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,419				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	2,829	2,550	2,302	2,905	2,647

Tabella 5.4-9: % di vuoti della miscela 0 - 8, 3% di Compound, compattata mediante Compattatore Marshall

Precentuale di vuoti (V%) 0-8 tipo ISO 3% Marshall						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1202,8	1204,4	1201,7	1205,2	1203,53
Peso del campione in acqua	gr.	688,33	690,21	688,52	689,89	689,24
Peso del campione saturo	gr.	1203,6	1205,0	1202,6	1206,1	1204,33
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,334	2,340	2,338	2,335	2,337
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,404				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	2,907	2,687	2,772	2,891	2,814

Come si nota, aumentando la percentuale di Compound contenuta nel conglomerato la percentuale di vuoti residui del provino compattato aumenta, anche se di poco. Questo può essere dovuto al fatto che tramite una compattazione impulsiva la maggior percentuale di polverino di gomma contenuto permetta un maggior ritorno del conglomerato tra un colpo e l'altro, riducendo il livello di compattazione ottenuta e, di conseguenza, aumentando la percentuale di vuoti. Anche l'aumento della quantità di materiale impiegato, mantenendo invariata la percentuale di bitume, potrebbe essere il motivo. Entrambe le osservazioni andrebbero verificate aumentando i casi di studio.

- **Compattazione Pressa Giratoria (100 cicli):**

Dai 4 provini compattati tramite pressa giratoria si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.4-10: % di vuoti della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound, compattata mediante Pressa Giratoria

Precentuale di vuoti (V%) 0-8 tipo ISO 2,5% Pressa Giratoria						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1002,1	1000	1010,4	1001,9	1003,60
Peso del campione in acqua	gr.	581,57	578,8	586,18	579,67	581,56
Peso del campione saturo	gr.	1003,0	1000,5	1010,7	1002,4	1004,15
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,378	2,371	2,380	2,370	2,375
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,419				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	1,720	1,989	1,627	2,042	1,845

Tabella 5.4-11: % di vuoti della miscela 0 - 8, 3% di Compound, compattata mediante Pressa Giratoria

Precentuale di vuoti (V%) 0-8 tipo ISO 3% Pressa Giratoria						
UNI EN 12697-6						
		P1	P2	P3	P4	MEDIA
Peso del campione secco	gr.	1052,4	1062,2	1049,8	1051,4	1053,95
Peso del campione in acqua	gr.	609,26	613,76	606,81	606,94	609,19
Peso del campione saturo	gr.	1053,1	1062,8	1050,4	1051,8	1054,53
GMB (massa volumica conglomerato)	gr/cm3	2,371	2,365	2,367	2,363	2,367
TMD (Massima densità teorica)	gr/cm3	2,404				
V% (Vuoti del conglomerato)	%	1,376	1,610	1,564	1,696	1,562

Nel caso di compattazione tramite pressa giratoria, invece, il valore dei vuoti diminuisce nonostante aumenti la percentuale di Compound contenuta nella miscela. Il valore ottenuto tramite pressa giratoria è inferiore al 2%, anche se non di molto. La motivazione in questo caso si può ricercare nella curva granulometrica e nell'alta percentuale di legante bituminoso, oltre alla presenza del Compound.

Si deve notare, inoltre, che nel caso di compattazione tramite pressa giratoria il valore dei vuoti ottenuto è inferiore al caso precedente. Questo poiché la presenza di un angolo di inclinazione durante la compattazione e il movimento rotatorio permettono un maggiore ingranamento tra gli aggregati, riducendo il valore dei vuoti.

Per entrambe le tipologie di compattazione, infine, e tutte e due le quantità di Compound utilizzate, il valore dei vuoti ottenuto è sempre inferiore al 3%. Sia per la curva granulometrica utilizzata che per l'alta percentuale di bitume il conglomerato risulta chiuso. Riempiendo gli eventuali vuoti, inoltre, tramite il Compound si garantisce maggiore flessibilità al conglomerato, finalità ultima della pavimentazione.

6. CURVA DI COMPATTAZIONE E VALORE DI LAVORABILITÀ (K) E AUTOADDENSAMENTO (C1).

Anche in questo caso dalla pressa giratoria si possono ricavare i parametri che permettono di risalire alla curva di compattazione, ossia la curva densità – cicli.

La relazione logaritmica che lega i parametri di compattazione è la seguente:

$$C(\%) = C_1(\%) \cdot K \ln N$$

Dove:

- C(%): grado di costipamento, ossia il complementare a 100% della percentuale di vuoti;
- C1: valore di autoddensamento del conglomerato dopo il primo giro;
- K: valore di lavorabilità del conglomerato, ossia la capacità del materiale di compattarsi e deformarsi sotto l'azione di una forza;
- N: numero di giri;

Dall'esame delle curve di compattazione si derivano i due parametri che esprimono in modo quantitativo la lavorabilità: la pendenza (K) della curva di compattazione, denominata lavorabilità, e la sua ordinata d'origine (C1) che identifica l'autocostipamento.

Al fine di avere un valore rappresentativo del comportamento del materiale, è stata fatta la media dei risultati ottenuti dai 4 campioni per miscela compattati.

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.4-12: Valori di densità del conglomerato 0 – 8 tipo, 2,5% di Compound in funzione del numero di cicli di compattazione

Cicli	Altezza	Densità	V	VMA	VFB	TMD	Densità th.	V th.
	mm	kg/m3	%	%	%	%	Kg/m3	%
2	57	2232	6,8	29,5	76,9	93,2	2225	7,1
4	56,8	2258	5,7	28,6	80,0	94,3	2251	6,0
5	56,5	2271	5,19	28,2	81,6	94,8	2264	5,5
6	56,2	2280	4,81	27,9	82,8	95,2	2273	5,1
8	55,9	2293	4,26	27,5	84,5	95,7	2286	4,6
10	55,7	2301	3,96	27,3	85,5	96,0	2293	4,3
12	55,5	2309	3,61	27,0	86,6	96,4	2301	3,9
16	55,3	2317	3,26	26,8	87,8	96,7	2310	3,6
20	55,2	2322	3,04	26,6	88,6	97,0	2315	3,4
25	55,1	2328	2,82	26,4	89,3	97,2	2320	3,1
32	54,9	2334	2,56	26,2	90,3	97,4	2326	2,9
40	54,8	2339	2,33	26,1	91,0	97,7	2332	2,7
50	54,6	2348	1,98	25,8	92,3	98,0	2340	2,3
64	54,4	2356	1,66	25,6	93,5	98,3	2348	2,0
80	54,2	2365	1,25	25,3	95,0	98,7	2358	1,6
100	54,0	2374	0,89	25,0	96,4	99,1	2366	1,2

Final:	100	54,0	2374	0,89	25,0	96,4	99,1	2366	1,2
---------------	-----	------	------	------	------	------	------	------	-----

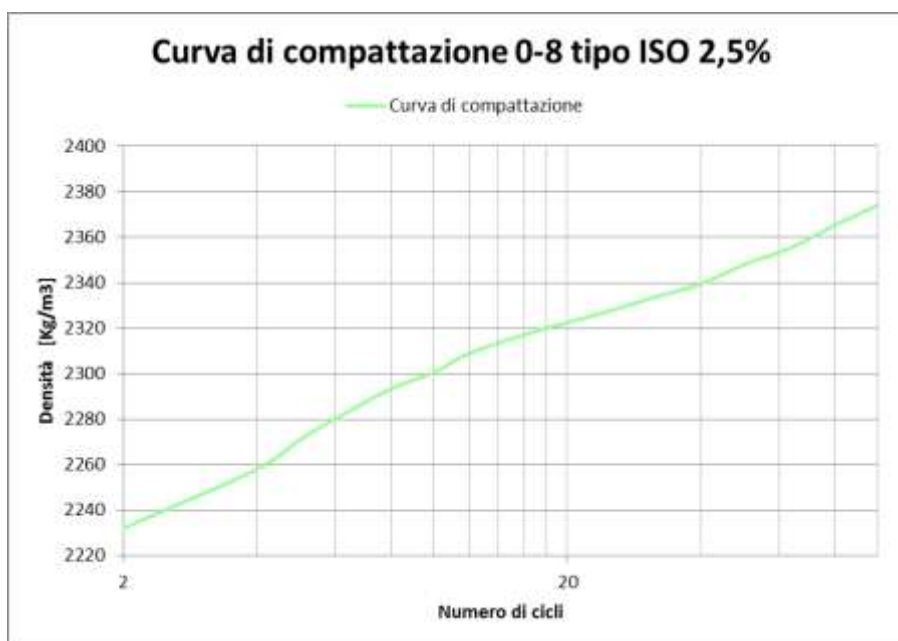


Figura 5.4-3: Curva granulometrica della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound

Da tale curva si sono ottenuti i seguenti parametri di lavorabilità del conglomerato bituminoso.

Tabella 5.4-13: Valori di lavorabilità della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound

0-8 tipo ISO 2,5% Compound		
C1	93,18	%
K	2,96	%

L'aumento della viscosità del legante a causa della presenza del Compound e, soprattutto, il già elevato valore di autocostipamento, rendono la lavorabilità piuttosto bassa.

- **3% di Compound:**

Tabella 5.4-14: Valori di densità del conglomerato 0 - 8, 2,5% di Compound in funzione del numero di cicli di compattazione

Cicli	Altezza	Densità	V	VMA	VFB	TMD	Densità th.	V th.	
	mm	kg/m3	%	%	%	%	Kg/m3	%	
2	60	2236	6,2	29,3	78,8	93,8	2226	6,6	
4	59,7	2259	5,3	28,6	81,6	94,7	2249	5,7	
5	59,4	2270	4,79	28,3	83,0	95,2	2260	5,2	
6	59,2	2279	4,43	28,0	84,2	95,6	2269	4,8	
8	58,9	2289	3,98	27,7	85,6	96,0	2279	4,4	
10	58,7	2297	3,66	27,4	86,7	96,3	2287	4,1	
12	58,6	2302	3,45	27,3	87,3	96,5	2292	3,9	
16	58,4	2310	3,12	27,0	88,4	96,9	2300	3,5	
20	58,2	2316	2,87	26,8	89,3	97,1	2306	3,3	
25	58,1	2322	2,62	26,6	90,2	97,4	2312	3,0	
32	57,9	2328	2,37	26,4	91,0	97,6	2318	2,8	
40	57,8	2334	2,11	26,2	91,9	97,9	2324	2,5	
50	57,6	2341	1,82	26,0	93,0	98,2	2331	2,2	
64	57,4	2350	1,43	25,7	94,4	98,6	2340	1,9	
80	57,2	2358	1,09	25,5	95,7	98,9	2348	1,5	
100	57,0	2366	0,78	25,2	96,9	99,2	2355	1,2	
Final:	100	57,0	2366	0,78	25,2	96,9	99,2	2355	1,2

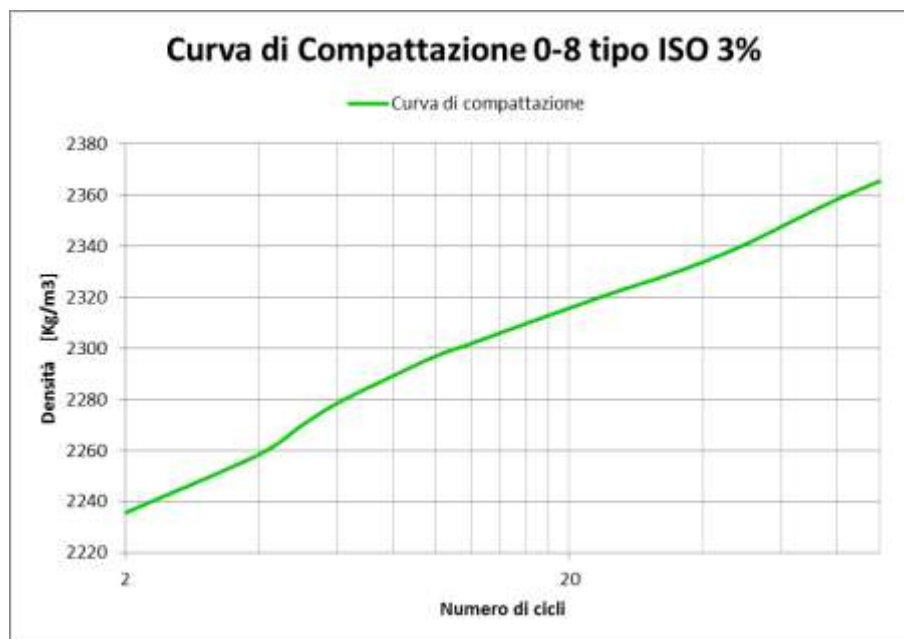


Figura 5.4-4: Curva granulometrica della miscela 0 - 8, 3% di Compound

Da tale curve si sono ottenuti i seguenti parametri di lavorabilità del conglomerato bituminoso.

Tabella 5.4-15: Valori di lavorabilità della miscela 0 - 8, 3% di Compound

0-8 tipo ISO 3% Compound		
C1	93,77	%
K	2,72	%

Anche in questo caso si ha una bassa lavorabilità, dovuta agli stessi motivi esposti in precedenza.

5.4.2.1. CONFRONTO E DISCUSSIONE DEI RISULTATI VOLUMETRICI

Per analizzare il comportamento del Compound all'interno del conglomerato si confrontano i risultati ottenuti per le due miscele. Da tale confronto si potranno ipotizzare gli effetti del Compound sulle caratteristiche volumetriche del conglomerato realizzato con le caratteristiche granulometriche prima descritte.

- 1) L'aggiunta del Compound all'interno della miscela comporta la riduzione della massa volumica massima apparente del conglomerato. Questo è dovuto al fatto che il Compound presenta una massa volumica apparente molto più bassa rispetto a quella degli aggregati, quindi aumentando la percentuale presente del compound il valore del GMM e del TMD si riduce.

TIPO MISCELA	TMD g/cm ³	GMM g/cm ³
0-8 2,5%	2,419	2,395
0-8 3%	2,404	2,384

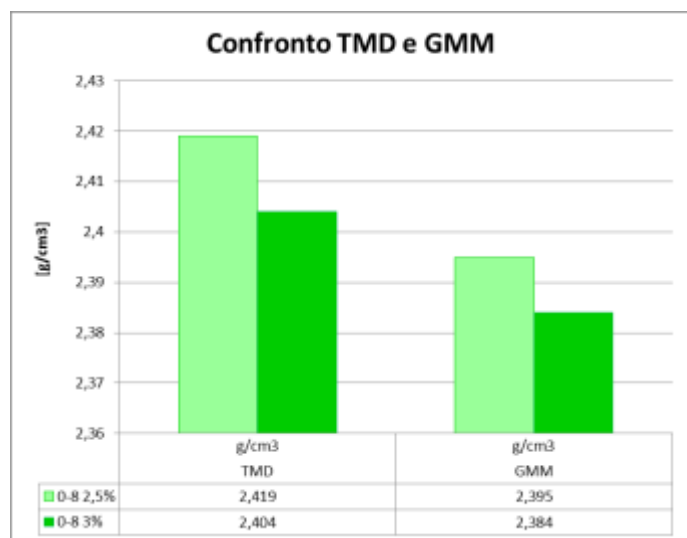


Figura 5.4-5: Confronto tra i valori di massima densità volumica apparente per le due miscele con il 2,5% e il 3% di Compound

Si nota inoltre che il valore della massima densità teorica, TMD, è maggiore rispetto al valore della massa volumica apparente massima. Questo è dovuto al fatto che il GMM è calcolato facendo riferimento alle singole percentuali di aggregati, di bitume e di Compound utilizzato, considerando il singolo peso specifico di ciascun elemento, mentre il TMD è calcolato considerando il peso specifico della miscela bitumata nel suo complesso. Il peso specifico del Polverino di gomma contenuto nel Compound, però, è di difficile misurazione e può essere affetto da errori di misura più o meno grandi. Il TMD, invece, risulta più corretto poiché si valuta direttamente il conglomerato nel suo

complesso. Proprio per questo motivo, sia per il calcolo del GMB che per quello della percentuale di vuoti si farà riferimento alla massima densità teorica del conglomerato e non al GMM.

- 2) Per questo tipo di conglomerato non sempre aumentando la percentuale di Compound utilizzata anche la percentuale di vuoti cresce. Infatti, mentre per i campioni compattati tramite compattatore Marshall questo si verifica, per quelli compattati utilizzando la pressa giratoria non è così. Confrontando i risultati emerge proprio quest'aspetto:

Tabella 5.4-16: Confronto della percentuale di vuoti ottenuta utilizzando il 2,5% e il 3% di Compound

TIPO MISCELA	Vuoti Marshall %	Vuoti 100 Cicli %
0-8 2,5%	2,646	1,845
0-8 3%	2,814	1,562

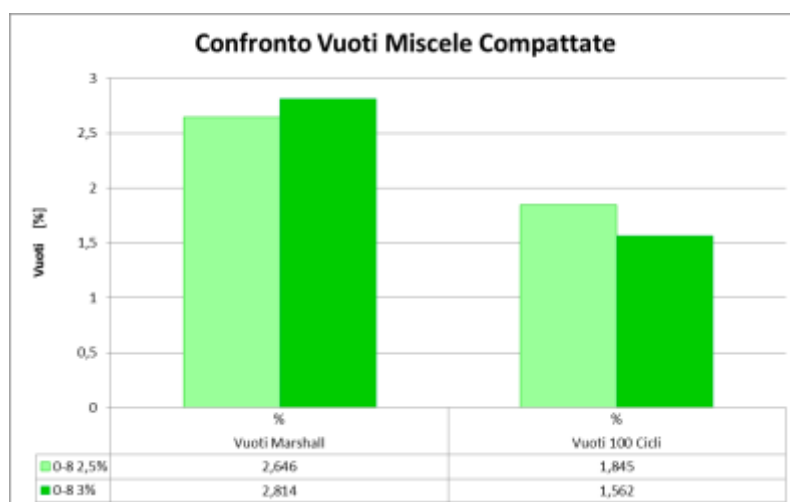


Figura 5.4-6: Confronto grafico tra la percentuale di vuoti delle miscele compattate utilizzando Compattatore Marshall e Pressa Giratoria

In questo caso il tipo di compattazione influenza invece notevolmente il valore dei vuoti presenti all'interno del conglomerato, anche rispetto alla percentuale di Compound utilizzata. La variazione tra le due compattazioni, infatti è di circa un punto percentuale. Questo fatto può essere spiegato considerando che la curva granulometrica utilizzata per la realizzazione del conglomerato è di tipo continuo e ciò non consente ad una compattazione di tipo impulsivo di occludere completamente i vuoti rimasti. L'ingranamento prodotto dalla pressa giratoria, invece, permette una migliore distribuzione di tutte le frazioni granulometriche che occupano così meglio lo spazio a loro disposizione.

- 3) La lavorabilità del conglomerato rimane pressochè la stessa, nonostante, come visto precedentemente, aumentando la percentuale del Compound aumenti la viscosità del legante. In entrambi i casi K è comunque molto bassa, anche perché il valore di autocostipamento è piuttosto alto, sempre maggiore del 90%.

Tabella 5.4-17: Confronto dei valori di lavorabilità utilizzando il 2,5% o il 3% di Compound

TIPO MISCELA	K %	C1 %
0-8 2,5%	2,96	93,18
0-8 3%	2,72	93,77



Figura 5.4-7: Confronto curve di compattazioni miscela 0 - 12 con 2,5% e 3% di Compound

Anche dal confronto delle curve di compattazione emerge come aumentando la percentuale di Compound le due curve rimangono simili. La poca lavorabilità del conglomerato è dovuta sia all'aumento della viscosità del legante che, soprattutto, all'alto valore di autocostipamento, il quale rende difficile compattare il conglomerato ulteriormente.

5.4.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE MISCELE

Al fine di determinare il comportamento meccanico delle miscele di conglomerato bituminoso prima citate, anche in questo caso si sono effettuate sul materiale diverse prove, proprio per conoscere tutti i parametri che regolano la resistenza a rottura e a lungo termine del conglomerato stesso.

- 1) *Marshall Test – UNI EN 12697-34;*
- 2) *Prova di Trazione Indiretta (Brasiliana) – UNI EN 12697-23;*
- 3) *Determinazione del Modulo di Rigidezza – UNI EN 12697-26 – ANNEX C;*
- 4) *Determinazione della Resistenza alla Fatica – UNI EN 12697-24 – ANNEX E;*

Da ciascuna prova è stato possibile ricavare utili indicazioni sul comportamento meccanico del conglomerato bituminoso, anche al fine di ricostruirne il comportamento in sito.

5.4.3.1. MARSHALL TEST – UNI EN 12697-34

Realizzando la prova su campioni compattati secondo Metodo Marshall, 75 colpi per faccia, è stato possibile ricavare i valori di stabilità, scorrimento e rigidità del conglomerato in esame.

Dei quattro provini testati si sono presi i tre risultati che presentavano scostamento minore dal valore medio e il risultato finale, poi, è stato determinato come media tra questi.

In funzione della percentuale di Compound utilizzata si sono ricavati i seguenti risultati:

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.4-18: Valori ricavati dal Test Marshall sulla miscela 0 - 8, 2,5% di Compound

Marshall Test 0-8 tipo ISO 2,5%						
UNI EN 12697-34						
PROVINO	ALTEZZA	FATTORE CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO	RIGIDEZZA
			Misurata	Corretta		
[Sigla]	[mm]		[daN]	[daN]	mm	[daN/mm]
P1	64,37	1	626	626	5,74	109,1
P2	64,27	1	668	668	5,16	129,5
P3	63,87	1	645	645	5,54	116,4
MEDIA	64,17	1,00	646,33	646,33	5,48	118,31

- 3% di Compound:

Tabella 5.4-19: Valori ottenuti dal Test Marshall sulla miscela 0 - 8, 3% di Compound

Marshall Test 0-8 tipo ISO 3%						
UNI EN 12697-34						
PROVINO	ALTEZZA	FATTORE CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO	RIGIDEZZA
			Misurata	Corretta		
[Sigla]	[mm]		[daN]	[daN]	mm	[daN/mm]
P1	64,46	1	535	535	5,68	94,2
P2	64,60	0,96	567	544	6,25	87,1
P3	65,11	0,96	588	564	6,14	91,9
MEDIA	64,72	0,97	563,33	547,93	6,02	91,07

I valori ottenuti possono essere motivati sia dalla presenza del Compound all'interno della miscela che dall'alta percentuale di bitume che, ad elevate temperature, comporta una riduzione della stabilità del conglomerato stesso.

Confronto dei risultati.

Confrontando i risultati ottenuti per le due miscele di conglomerato bituminoso, si nota che la stabilità si riduce all'aumentare della percentuale di Compound utilizzata. L'aumento della percentuale di Compound, inoltre, comporta uno scorrimento a rottura, e quindi una deformazione massima del provino, superiore, cosa che influenza notevolmente la rigidità del materiale, definita come rapporto tra la stabilità e lo scorrimento.

Tabella 5.4-20: Confronto risultati ottenuti dal Test Marshall sulle miscele 0 - 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

MISCELA [Sigla]	ALTEZZA [mm]	FATTORE DI CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO mm	RIGIDEZZA [daN/mm]
			Misurata [daN]	Corretta [daN]		
0-8 2,5%	64,17	1	646,33	646,33	5,48	118,31
0-8 3%	64,72	0,97	563,33	547,93	6,02	91,07

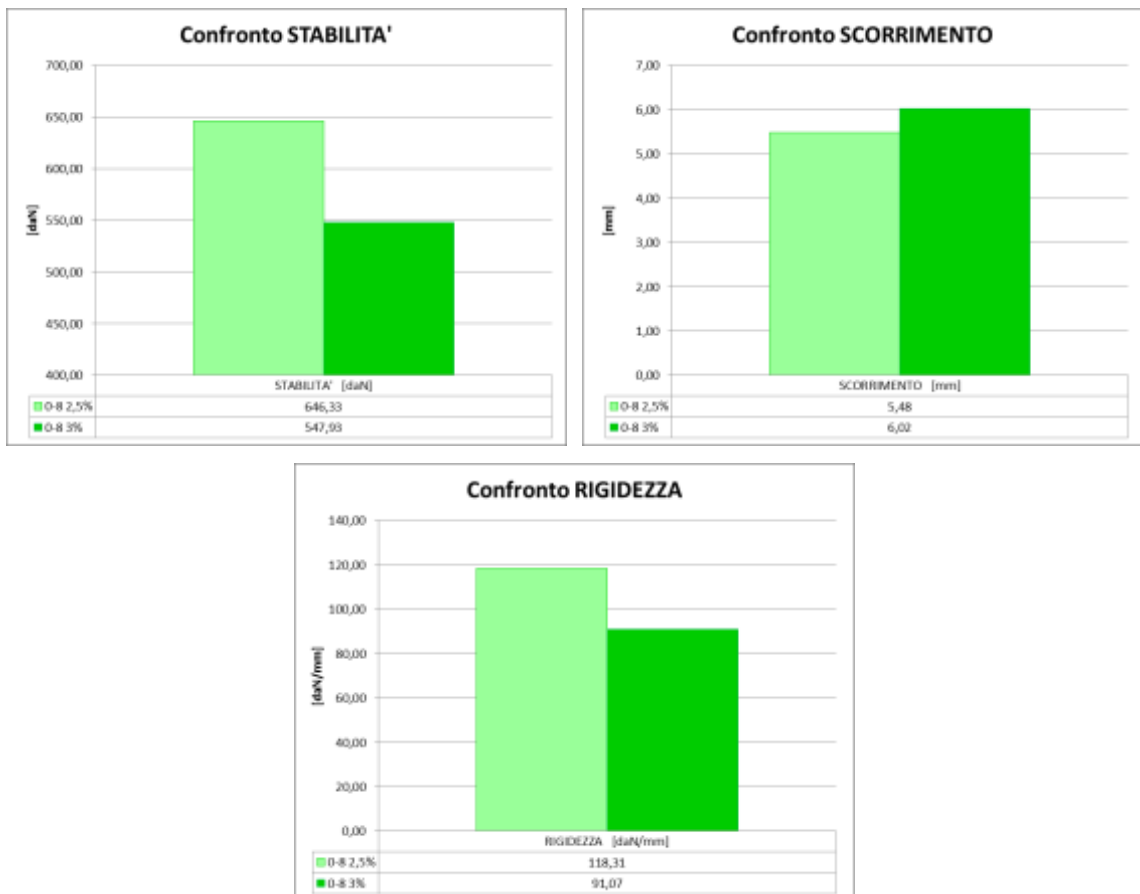


Figura 5.4-8: Confronto grafico tra i parametri ricavati dal Marshall Test per le miscele 0 - 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

Si nota, infatti, che al crescere della percentuale di Compound la rigidità si riduce, frutto proprio di uno scorrimento a rottura che aumenta, così come accadeva per il conglomerato con fuso 0-12 mm analizzato in precedenza.

Aumentando la percentuale di Compound, quindi, le prestazioni meccaniche del conglomerato si riducono, soprattutto se si utilizza una granulometria con dimensione massima ridotta, come nel caso del fuso granulometrico suggerito dalla Norma ISO 10844.

Se confrontiamo i risultati ottenuti dal Marshall Test effettuato con le prescrizioni fornite dal “*Capitolato Speciale d’Appalto Tipo per Lavori Stradali*”, realizzato dal Ministero dei Trasporti, si può verificare l’idoneità o meno di tale conglomerato. Visto che tale strato d’usura ha carattere prevalentemente funzionale, si prenderà a riferimento il caso dei “*Manti d’Usura Speciali*”, articolo 6 di tale Capitolato. In questa sezione vengono riportate le prescrizioni per strati d’usura tipo Splittmastix, tipo microtappeto a caldo oppure tipo drenante. Essendo il conglomerato analizzato composto da una curva granulometrica con dimensione massima degli aggregati pari a 8 mm, si è scelto di paragonare i risultati ottenuti con le prescrizioni riguardanti i microtappeti a caldo, nonostante le caratteristiche volumetriche siano differenti. Lo scopo, infatti è quello di paragonare i risultati con quelli prescritti per una possibile usura speciale. In questo caso le prescrizioni fornite per la prova Marshall realizzata su campioni compattati tramite compattatore Marshall sono le seguenti:

Tabella 5.4-21: Capitolato Speciale d’Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Marshall Test per usure speciali (Microtappeto a caldo)

METODO MARSHALL		
<i>Condizioni di prova</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valori</i>
Costipamento	50 colpi x faccia	
<i>Risultati richiesti</i>		
Stabilità Marshall	KN	>6
Rigidità Marshall	KN/mm	1,5 – 3,0
Vuoti residui (*)	%	10 – 14
Perdita di Stabilità Marshall dopo 15 giorni di immersione in acqua	%	≤ 25
Resistenza a trazione indiretta a 25 °C	N/mm ²	> 0,45
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C	N/mm ²	> 45
(*) La densità Marshall viene indicata nel seguito con D _M		

Confrontando questi dati con i valori ottenuti si ha:

Tabella 5.4-22: Confronto dei risultati ottenuti dal Marshall Test per le miscele 0-8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound con i limiti prescritti da Capitolato

		0-8 2,5%	0-8 3%	LIMITI
STABILITA'	KN	6,46	5,48	> 6
RIGIDEZZA	KN/mm	1,18	0,91	1,5 ÷ 3

Se si considera il conglomerato con il 2,5% di Compound il valore di stabilità rientra all'interno dei limiti prescritti, mentre la rigidezza è di poco inferiore. Aumentando la percentuale al 3%, invece, i valori ottenuti sono al di sotto di quelli prescritti, sia per quanto riguarda la stabilità che per la rigidezza. A questo punto, secondo tali limiti, nessuno dei due conglomerati risulterebbe idoneo. Spetta però alla Direzione Lavori decidere se i valori ottenuti sono comunque idonei, in quanto il conglomerato ha prettamente caratteristiche funzionali. Sicuramente tra i due risulterebbe migliore quello contenente il 2,5% di Compound, poiché in questo caso la stabilità è migliore, mentre la bassa rigidezza è voluta al fine di ridurre il rumore stradale.

5.4.3.2. PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA) – UNI EN 12697-23

Come spiegato anche in precedenza, effettuando la prova il valore della resistenza a trazione indiretta è calcolato mediante la seguente formula:

$$R_t = \frac{2P}{\pi Dh} \quad [GPa]$$

Dove:

- P: Carico di picco;
- D: diametro del provino;
- h: spessore del provino;

Un altro parametro associato a tale prova è il Coefficiente di Trazione Indiretta (CTI), che rappresenta il rapporto tra resistenza alla trazione indiretta del materiale e cedimento misurato. Tale coefficiente si calcola mediante la formula:

$$CTI = \frac{\pi}{2} R_t \frac{D}{\Delta v} \quad [GPa]$$

Dove Δv è il cedimento verticale a rottura registrato in mm.

Per caratterizzare completamente il comportamento del materiale, la prova è stata effettuata anche in questo caso a 3 temperature:

- 5 °C;
- 20 °C;
- 40 °C;

Le stesse a cui è stata effettuata la prova anche per le altre due tipologie di conglomerato analizzati. Dei quattro provini testati si sono presi i tre risultati che avevano lo scostamento minore dal valore medio, prendendo poi la media tra questi per il calcolo del valore finale.

In funzione della percentuale di Compound utilizzata si sono ottenuti i seguenti risultati:

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.4-23: Valori ottenuti dalla Prova di trazione indiretta per la miscela 0 - 8, 2,5% di Compound

Trazione Indiretta 0-8 tipo ISO 2,5%						
UNI EN 12697-23						
T=5°C	h [mm]	d [mm]	N [kN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	69,39	100,9275	28,809	3,514	2,619	118,149
P2	69,6075	100,7825	29,531	3,206	2,680	132,330
P3	69,8525	100,8175	28,806	2,98	2,604	138,384
MEDIA	69,6	100,8	29,049	3,233	2,634	129,621
T=20°C	h [mm]	d [mm]	N [kN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	69,465	100,54	10,944	4,71	0,998	33,449
P2	69,37	100,93	10,89	4,943	0,990	31,759
P3	69,655	100,6675	11,067	4,958	1,005	32,046
MEDIA	69,5	100,7	10,967	4,870	0,998	32,418
T=40°C	h [mm]	d [mm]	N [kN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	68,3975	100,7025	3,294	5,553	0,304	8,673
P2	68,8525	100,7225	3,257	6,033	0,299	7,841
P3	69,4425	100,5575	3,272	5,701	0,298	8,265
MEDIA	68,9	100,7	3,274	5,762	0,301	8,259

- 3% di Compound:

Tabella 5.4-24: Valori ottenuti dalla Prova di trazione indiretta per la miscela 0 - 8, 3% di Compound

Trazione Indiretta 0-8 tipo ISO 3%						
UNI EN 12697-23						
T=5°C	h [mm]	d [mm]	N [KN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	72,0975	101,0025	23,697	3,498	2,072	93,962
P2	72,615	100,6825	23,044	4,019	2,007	78,961
P3	72,3125	100,9825	23,076	3,501	2,012	91,150
MEDIA	72,3	100,9	23,272	3,673	2,030	88,024
T=20°C	h [mm]	d [mm]	N [KN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	72,0975	100,96	7,521	6,218	0,658	16,777
P2	71,6125	101,3175	7,776	5,589	0,682	19,428
P3	71,41	101,07	7,392	6,073	0,652	17,045
MEDIA	71,7	101,1	7,563	5,960	0,664	17,750
T=40°C	h [mm]	d [mm]	N [KN]	Δv [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	72,155	100,935	1,926	7,448	0,168	3,584
P2	70,855	101,6725	2,068	6,931	0,183	4,211
P3	71,675	100,8525	2,226	8,338	0,196	3,725
MEDIA	71,6	101,2	2,073	7,572	0,182	3,840

In entrambi i casi i valori di R_t e CTI ottenuti diminuiscono all'aumentare della temperatura. Questo significa che il conglomerato diminuisce la sua resistenza alla trazione più la temperatura aumenta, sia per la presenza del Compound, ma soprattutto per il comportamento del bitume che al crescere della temperatura diminuisce la sua consistenza.

Confronto dei risultati.

Se si confrontano i risultati ottenuti si nota come la resistenza a trazione indiretta utilizzando il 3% di Compound sul peso degli aggregati sia inferiore per tutte e tre le temperature di prova rispetto a quella ottenuta utilizzando il 2,5% dello stesso.

Tabella 5.4-25: Confronto dei risultati della Prova di Trazione Indiretta a 3 temperature per le miscele 0 - 8 contenenti 2,5% e 3% di Compound

T=5°C	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-8 2,5%	2,634	129,621
0-8 3%	2,030	88,024

T=20°C	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-8 2,5%	0,998	32,418
0-8 3%	0,664	17,750

T=40°C	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-8 2,5%	0,301	8,259
0-8 3%	0,182	3,840

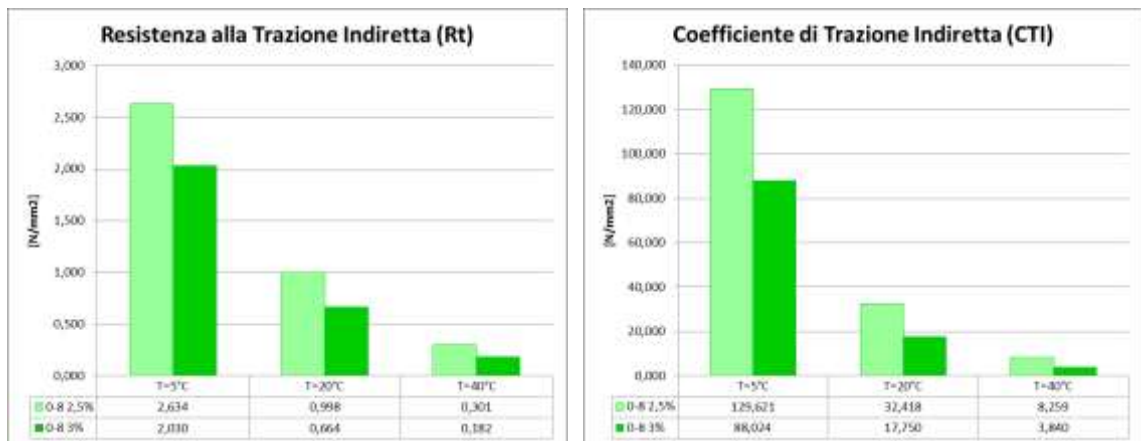


Figura 5.4-9: Confronto grafico risultati ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sulla miscela 0 - 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

Anche per quanto riguarda i valori di CTI si può fare la stessa osservazione. Ciò è dovuto al fatto che, oltre a diminuire la resistenza, aumentano la percentuale di Compound all'interno del conglomerato il provino giunge a rottura deformandosi maggiormente.

Dato importante che si verifica per entrambe le miscele è il fatto che il provino giunto a rottura non presenti una linea di frattura marcata, bensì solo una forte deformazione, soprattutto a 20 °C e 40 °C. Anche a 5 °C, nonostante il bitume a questa temperatura sia maggiormente rigido, la linea di frattura non è ben visibile sul provino, che denota sempre una forte deformazione. La riduzione della rigidità dovuta sia alla presenza del Compound che alla percentuale di bitume utilizzata consente una rottura di tipo duttile del materiale invece che fragile, con il vantaggio di non presentare fratture in superficie. Anche per questo tipo di prova i risultati possono essere confrontati con il Capitolato fornito dal Ministero dei Trasporti per quanto riguarda la prova di trazione indiretta. Si farà sempre riferimento alle prescrizioni fornite anche in questo caso per il microtappeto a caldo, che sono le seguenti:

Tabella 5.4-26: Capitolato Speciale d'Appalto tipo per Lavori Stradali, Ministero dei Trasporti, Prescrizioni Trazione Indiretta per usure speciali (Microtappeto a caldo)

METODO VOLUMETRICO		
<i>Condizioni di prova</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valori</i>
Angolo di rotazione		1.25° ± 0.02
Velocità di rotazione	rotazioni/min	30
Pressione verticale	Kpa	600
Diametro del provino	mm	150
<i>Risultati richiesti</i>		
Vuoti a 10 rotazioni	%	18 - 22
Vuoti a 50 rotazioni (*)	%	10 - 14
Vuoti a 130 rotazioni	%	≥ 8
Resistenza a trazione indiretta a 25°C (**)	N/mm ²	> 0,14
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C (**)	N/mm ²	> 25
Perdita di resistenza a trazione indiretta a 25°C dopo 15 giorni di immersione in acqua	%	≤ 25
(*) La densità ottenuta con 50 rotazioni della pressa giratoria viene indicata nel seguito con D _G		
(**) Su provini confezionati con 50 rotazioni della pressa giratoria		

Come si vede i valori limite riguardano una temperatura di prova pari a 25 °C, per provini compattati a 100 giri di pressa giratoria. Per verificare la conformità dei due conglomerati, quindi, si è effettuata la prova di trazione indiretta su 4 provini a tale temperatura, prendendo il risultato medio da confrontare con i limiti imposti.

Dalla prova si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.4-27: Confronto valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta a 25 °C per miscele 0 - 8 con il 2,5% e il 3% di Compound

T=25°C	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-8 2,5%	0,820	54,527
0-8 3%	0,510	14,803

Confrontandoli con i valori prescritti si ha:

Tabella 5.4-28: Confronto dei valori ottenuti dalla Prova di trazione Indiretta per miscele contenenti il 2,5% e il 3% di Compound, rispetto ai limiti di Capitolato

		0-8 2,5%	0-8 3%	LIMITI
Rt	N/mm2	0,82	0,51	> 0,14
CTI	N/mm2	54,53	14,8	> 25

Come si vede il valore di resistenza a trazione è sempre rispettato, mentre nel caso in cui si utilizzi il 3% di compound il coefficiente CTI è inferiore al limite imposto. Anche in questo caso, quindi, il conglomerato contenente il 2,5% del Compound risulta essere maggiormente idoneo all'impiego, poiché i valori di trazione indiretta sono rispettati, mentre aumentando il compound al 3% la deformazione eccessiva comporta un valore di CTI troppo basso. Avendo finalità di riduzione del rumore, infine, spetterà sempre alla Direzione Lavori l'accettazione della miscela prodotta, quello che emerge, però, dal punto di vista meccanico è che riducendo la quantità di Compound il comportamento è migliore.

5.4.3.3. DETERMINAZIONE DEL MODULO DI RIGIDEZZA – UNI EN 12697-26 – ANNEX C

Per verificare la rigidezza del materiale si è eseguita una prova di calcolo del modulo di rigidezza in configurazione di trazione indiretta su entrambi i conglomerati con differenti percentuali di Compound. Si sono ottenuti i seguenti risultati.

- 2,5% di Compound:

Tabella 5.4-29: Risultati prova di Modulo di Rigidezza miscela 0 - 8, 2,5% di Compound

Modulo di Rigidezza 0-8 tipo ISO 2,5%			
UNI EN 12697-26 – ANNEX C			
T=5°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	69,61	100,78	7740,75
P2	70,20	100,59	7240,40
P3	69,39	100,93	6964,10
MEDIA	69,7	100,8	7315,08
T=20°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	69,47	100,54	2273,80
P2	70,14	100,51	2733,00
P3	69,42	100,93	2419,65
MEDIA	69,7	100,7	2475,48
T=40°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	68,69	100,56	367,90
P2	68,86	100,72	378,45
P3	69,06	101,00	374,35
MEDIA	68,9	100,8	373,57

- 3% di Compound:

Tabella 5.4-30: Risultati prova di Modulo di Rigidezza miscela 0 - 8, 3% di Compound

Modulo di Rigidezza 0-12 2,5%			
UNI EN 12697-26 – ANNEX C			
T=5°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	71,53	101,04	4025,60
P2	72,62	100,68	4155,65
P3	72,31	100,98	4560,40
MEDIA	72,2	100,9	4247,22
T=20°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	71,61	101,32	1175,95
P2	72,10	100,96	1217,00
P3	71,41	101,07	1238,95
MEDIA	71,7	101,1	1210,63
T=40°C	h [mm]	d [mm]	Modulo E [MPa]
P1	71,43	100,85	273,05
P2	70,86	101,67	257,10
P3	70,96	100,89	293,00
MEDIA	71,1	101,1	274,38

Confronto dei risultati.

Analizzando i risultati ottenuti si nota che ad ogni temperatura la rigidità del conglomerato utilizzando il 2,5% di Compound sul peso degli aggregati è superiore rispetto al caso in cui si utilizzi il 3% dello stesso.

Tabella 5.4-31: Confronto valori del Modulo di Rigidezza a varie temperature per le miscele 0 – 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

	Modulo di Rigidezza E		
	T=5°C	T=20°C	T=40°C
	MPa	MPa	MPa
0-8 2,5%	7315,08	2475,48	373,57
0-8 3%	4247,22	1210,63	274,38

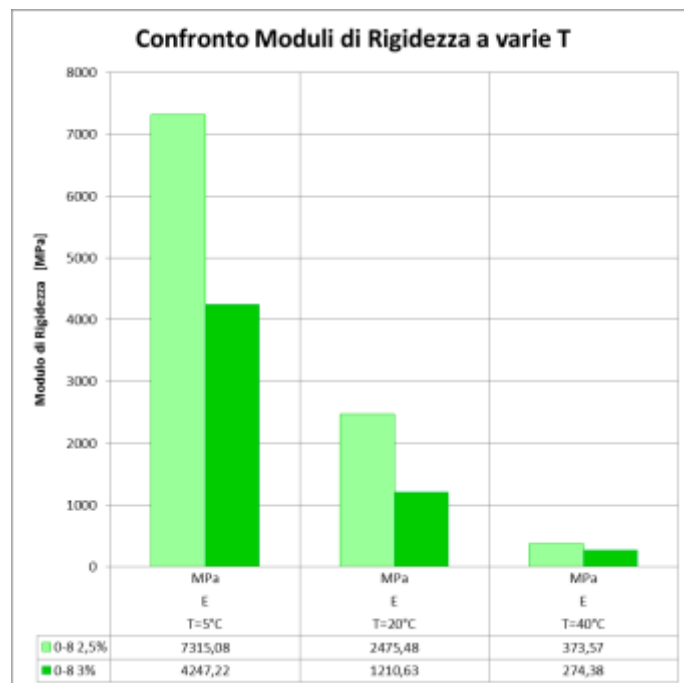


Figura 5.4-10: Confronto grafico dei valori del Modulo di Rigidezza a tre temperature per le miscele 0 – 8 contenenti il 2,5% e il 3% di Compound

Oltre a una diminuzione del Modulo E all'aumentare della temperatura, considerando le due tipologie di miscele, a parità di temperatura, si ha una maggiore rigidità diminuendo la percentuale di Compound.

Questo può essere dovuto sia al fatto che la presenza del polverino di gomma contenuto nel compound riduce la rigidità stessa della pavimentazione che ad una migliore ottimizzazione della percentuale di bitume, fissata all'8%, utilizzando una minore percentuale di Compound. Tale considerazione sarebbe da verificare rieffettuando la prova con una percentuale intermedia di Compound all'interno del conglomerato.

La differenza si nota soprattutto a 5 °C e 20 °C, dove aumentando al 3% la percentuale di Compound impiegata il Modulo di Rigidità E si riduce di quasi il 50%, indice di una riduzione delle prestazioni meccaniche notevole.

5.4.3.4. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA FATICA – UNI EN 12697-24 – ANNEX E

Anche in questo caso, per verificare la resistenza a fatica del materiale si è eseguita una prova dinamica a carico imposto affinché, come da Norma, la deformazione recuperata nei primi 100 cicli fosse contenuta tra i 100 e i 400 $\mu\epsilon$. Tale prova è stata effettuata in configurazione di trazione indiretta su entrambi i conglomerati con differenti percentuali di Compound, alla temperatura di 20 °C.

Per ogni miscela si sono presi in considerazione i 3 provini che presentavano il minor scostamento dal valore medio, in modo da limitare eventuali errori di misura. Si sono ottenuti i seguenti risultati.

- **2,5% di Compound:**

Tabella 5.4-32: Risultati ottenuti dalla Prova di Fatica per la miscela 0 - 8, 2,5% di Compound

Prova Fatica 0-8 tipo ISO 2,5%	
UNI EN 12697-24 – ANNEX E	
	n° Cicli
P1	7487
P2	8365
P3	8192
MEDIA	8015

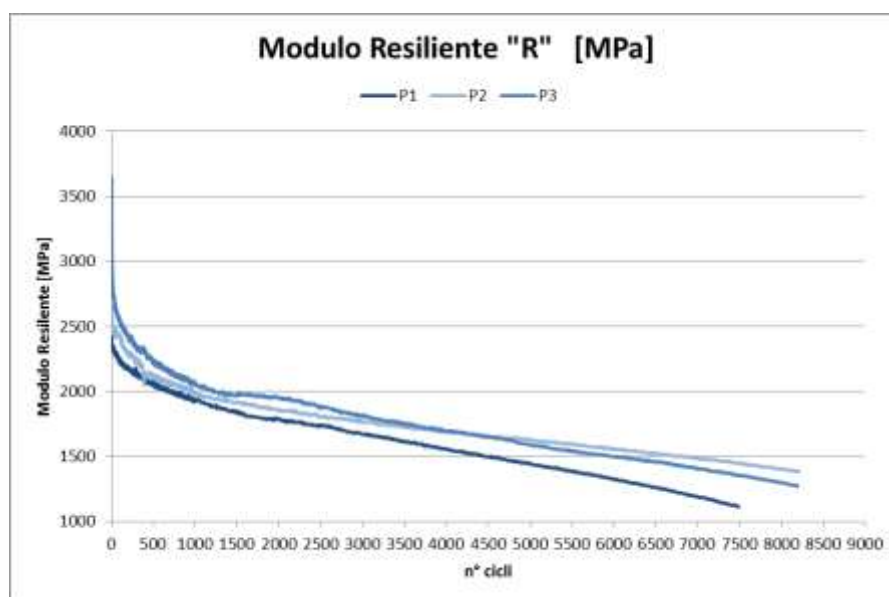


Figura 5.4-11: Andamento del Modulo Resiliente in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound analizzati

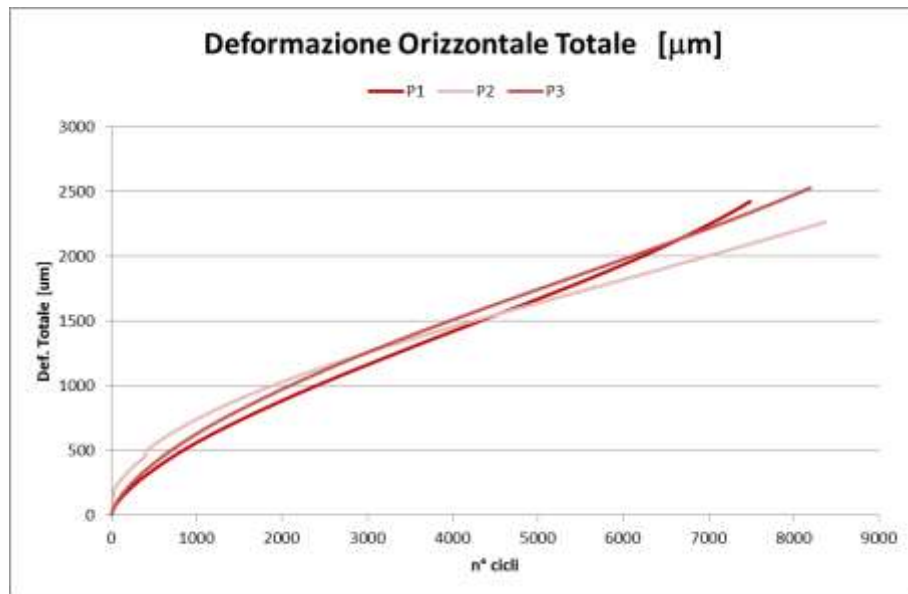


Figura 5.4-12: Andamento della deformazione orizzontale totale in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8, 2,5% di Compound analizzati

- 3% di Compound:

Tabella 5.4-33: Risultati ottenuti dalla Prova di Fatica per la miscela 0 - 8, 3% di Compound

Prova Fatica 0-12 2,5%	
UNI EN 12697-24 – ANNEX E	
	n° Cicli
P1	2021
P2	1736
P3	2109
MEDIA	1955

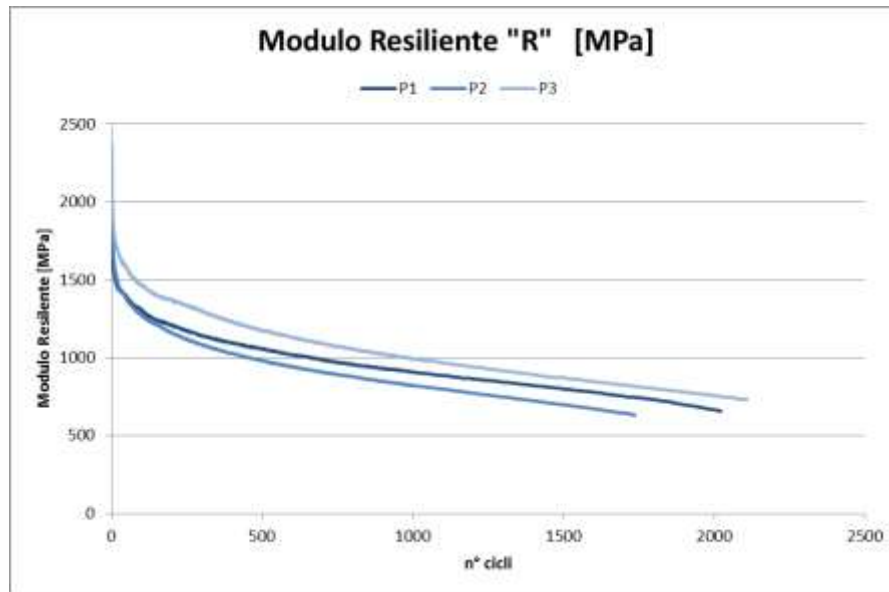


Figura 5.4-13: Andamento del Modulo Resiliente in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8, 3% di Compound analizzati

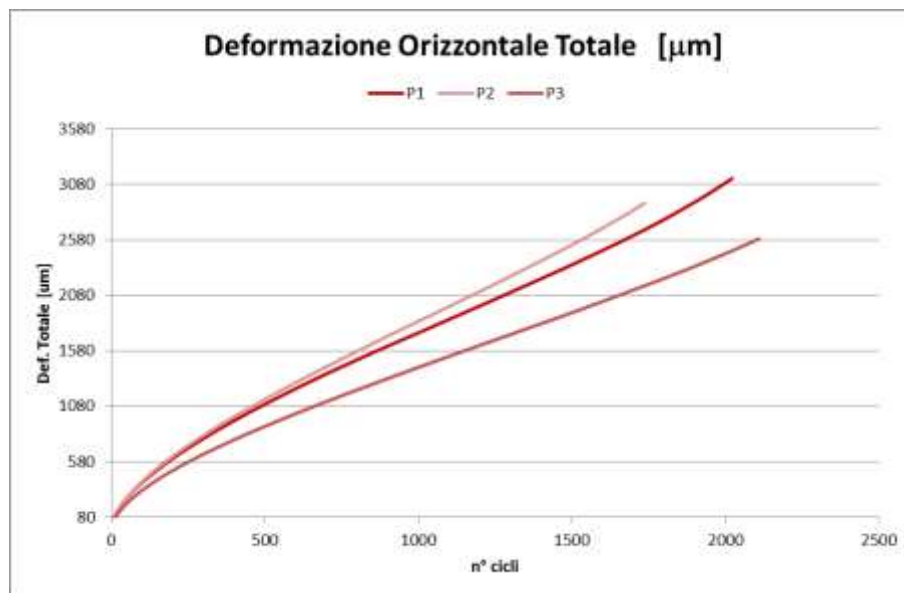


Figura 5.4-14: Andamento della deformazione orizzontale totale in funzione del numero di cicli per i 3 campioni della miscela 0 - 8, 3% di Compound analizzati

Confronto dei risultati.

Confrontando il numero di cicli che causa la rottura per fatica del provino, si nota come utilizzando il 2,5% di Compound la resistenza del conglomerato a fatica sia molto superiore rispetto al caso in cui si utilizzi il 3% dello stesso. Aumentando, quindi, la percentuale di Compound non è automatico il miglioramento della resistenza a fatica del materiale, ma sia la curva granulometrica che la percentuale di bitume utilizzata giocano un ruolo importante.

I risultati ottenuti sono stati i seguenti:

Tabella 5.4-34: Confronto del numero di cicli di resistenza a fatica per le miscele 0 - 8 con il 2,5% e 3% di Compound

	n° Cicli
0-8 2,5%	8015
0-8 3%	1955

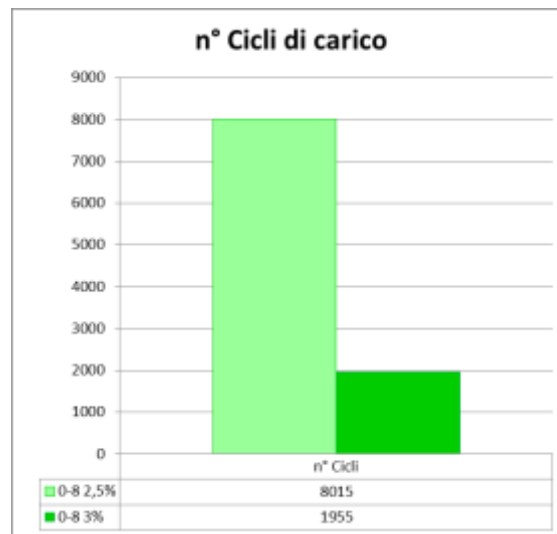


Figura 5.4-15: Confronto grafico del numero di cicli di resistenza a fatica per le miscele 0 - 8 con il 2,5% e 3% di Compound

Confrontando le curve di compattazione è evidente come la pendenza aumenti rapidamente portando al 3% la percentuale di Compound impiegata, segno di una più rapida fratturazione del conglomerato che ne causa la rottura per fatica.

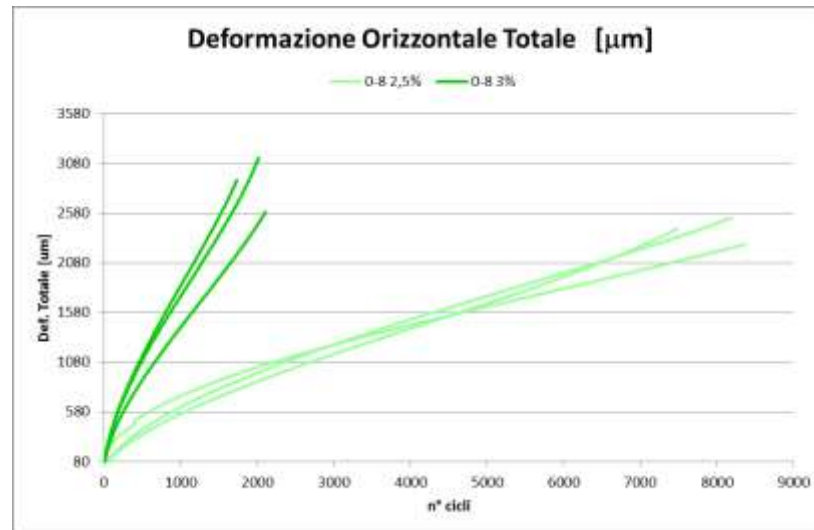


Figura 5.4-16: Confronto grafico delle curve di deformazione orizzontale durante la prova a fatica per le miscele 0 - 8 con il 2,5% e 3% di Compound

La maggiore deformabilità e la poca rigidità del conglomerato contenente il 3% di Compound era già emersa dalle prove effettuate in precedenza, ma durante la prova di rottura per fatica tale caratteristica comporta un forte abbassamento della resistenza del materiale. Non avendo riscontrato ciò nel conglomerato di granulometria 0 – 12 mm studiato in precedenza, questo significa che per garantire una buona resistenza a fatica del conglomerato bituminoso contenente il Compound è fondamentale ottimizzare nel miglior modo possibile la quantità di legante utilizzato in funzione della curva granulometrica scelta. In questo caso, avendo utilizzato una curva con diametro massimo dell'aggregato inferiore ai 12 mm, composta prevalentemente da sabbia, la superficie specifica da ricoprire era maggiore e l'8% di bitume sembra non essere sufficiente per rendere il conglomerato maggiormente performante. Tale considerazione sarebbe da verificare rieffettuando le prove su campioni contenenti una maggiore percentuale di bitume.

5.4.4. ANALISI DEI DATI SPERIMENTALI OTTENUTI

1. Il valore dei vuoti rimane maggiormente elevato nel caso in cui il provino venga compattato tramite compattazione Marshall, di tipo impulsivo. Ciò può essere dovuto sia alla presenza del Compound che ha una maggiore risposta elastica nel caso in cui si utilizzi una compattazione di tipo impulsivo, sia al tipo di curva granulometrica impiegata. Utilizzando la pressa giratoria, infatti, gli aggregati grazie all'inclinazione della compattazione e al movimento rotatorio tendono ad occupare i vuoti nel miglior modo possibile, cosa che non accade con una compattazione tipo Marshall. Se si considerano separatamente le due compattazioni, analizzando i valori ottenuti per le due percentuali di Compound si ha che: Compattazione Marshall: aumentando la percentuale di Compound contenuta nel conglomerato la percentuale di vuoti residui del provino compattato aumenta, anche se di poco. Questo può essere dovuto al fatto che tramite una compattazione impulsiva la maggior percentuale di polverino di gomma contenuto permetta un maggior ritorno del conglomerato tra un colpo e l'altro, riducendo il livello di compattazione ottenuta e, di conseguenza, aumentando la percentuale di vuoti. Anche l'aumento della quantità di materiale impiegato, mantenendo invariata la percentuale di bitume, potrebbe essere il motivo. Entrambe le osservazioni andrebbero verificate aumentando i casi di studio.

Compattazione Pressa Giratoria: il valore dei vuoti diminuisce nonostante aumenti la percentuale di Compound contenuta nella miscela. La motivazione in questo caso si può ricercare nella curva granulometrica e nell'alta percentuale di legante bituminoso, caratteristiche che per questa tipologia di compattazione hanno maggiore influenza rispetto alla presenza del Compound.

2. La lavorabilità del conglomerato diminuisce di non molto aumentando la percentuale di Compound impiegata, rimanendo in entrambi i casi piuttosto bassa. Ciò è dovuto sia all'alto valore di autoaddensamento che rende difficile compattare ulteriormente la miscela, sia all'aumento della viscosità del conglomerato bituminoso a causa della presenza del Compound, come emerso anche dallo studio reologico effettuato sul bitume.

3. Riducendo la percentuale di Compound la stabilità del conglomerato, determinata tramite Marshall Test, è maggiore. Utilizzando il 2,5% dello stesso, inoltre, anche la rigidità è superiore e lo scorrimento è maggiormente contenuto. Il fatto che aumentando la

percentuale di Compound si riduce la rigidità del conglomerato è l'effetto voluto per rendere maggiormente flessibile la pavimentazione e ridurre, così, il rumore di rotolamento veicolare. Il dato, di conseguenza, rispecchia le attese. A livello di prestazioni meccaniche, però, un conglomerato di questo tipo non può garantire sufficiente resistenza. Se confrontati con i requisiti richiesti dal Capitolato fornito dal Ministero dei trasporti, infatti, i valori di rigidità sono inferiori al limite prescritto per entrambe le percentuali di Compound. Spetterà quindi alla Direzione Lavori l'accettazione o meno di tale miscela, considerando il fatto che la poca rigidità è necessaria al fine di ottenere una migliore riduzione del rumore stradale.

4. Se si confrontano i risultati ottenuti si nota come la resistenza a trazione indiretta utilizzando il 3% di Compound sul peso degli aggregati sia inferiore per tutte e tre le temperature di prova rispetto a quella ottenuta utilizzando il 2,5% dello stesso. Anche per quanto riguarda i valori di CTI si può fare la stessa osservazione. Ciò è dovuto al fatto che, oltre a diminuire la resistenza, aumentando la percentuale di Compound all'interno del conglomerato il provino giunge a rottura deformandosi maggiormente. Infine si deve notare che utilizzando il Compound in entrambi i casi il campione, una volta a rottura, non presenta linee di frattura evidenti, bensì una forte deformazione lungo la linea di carico. Questo aspetto è positivo se si considera la situazione che potrebbe verificarsi una volta realizzata la pavimentazione: non si presenteranno fessurazioni evidenti nonostante il conglomerato sia giunto a rottura, evitando un maggior degrado della pavimentazione. Confrontando anche in questo caso i valori ottenuti con quelli prescritti per un'usura speciale come il microtappeto a caldo, inoltre, si nota come utilizzando il 2,5% di Compound i limiti siano rispettati. A causa della forte deformazione a rottura che presenta il conglomerato contenente il 3% del Compound, invece, il valore di CTI risulta inferiore al limite imposto. Come per la prova Marshall, infine, spetterà sempre alla Direzione Lavori la decisione ultima sull'accettazione o meno della miscela, poiché concepita con lo scopo di ridurre il rumore stradale.
5. Utilizzando una minor percentuale di Compound il Modulo di Rigidità E risulta superiore in tutte e tre le temperature di prova. Tale aspetto rispecchia le attese poiché aumentando la percentuale di Compound si introduce all'interno del conglomerato una frazione con rigidità molto bassa poiché la presenza del polverino di gomma contenuto nel Compound riduce la rigidità stessa della pavimentazione. Inoltre ciò può essere

dovuto anche ad una migliore ottimizzazione della percentuale di bitume, fissata all'8%, utilizzando una minore percentuale di Compound. Tale considerazione sarebbe da verificare rieffettuando la prova con una percentuale intermedia di Compound all'interno del conglomerato.

La differenza si nota soprattutto a 5 °C e 20 °C, dove aumentando al 3% la percentuale di Compound impiegata il Modulo di Rigidezza E si riduce di quasi il 50%, indice di una riduzione delle prestazioni meccaniche notevole, il cui motivo non può essere ricercato solamente nella variazione della percentuale dello stesso.

Confrontando il numero di cicli che causa la rottura per fatica del provino si nota come passando dal 2,5% al 3% di Compound sul peso degli aggregati la resistenza del conglomerato diminuisca notevolmente. Di conseguenza, non è sufficiente aumentare la percentuale di Compound per migliorare la resistenza a fatica del materiale, anzi può accadere l'effetto contrario, con una diminuzione delle prestazioni della pavimentazione. Nonostante il polverino di gomma contenuto nel Compound aumenti la componente elastica del conglomerato, se non si ottimizza la percentuale di legante bituminoso in funzione anche della granulometria utilizzata, si ha il decadimento delle prestazioni meccaniche. Infine confrontando le curve di compattazione è evidente come la pendenza aumenti rapidamente portando al 3% la percentuale di Compound impiegata, segno di una più rapida fratturazione del conglomerato che ne causa la rottura per fatica.

5.5. ANALISI COMPARATIVA DEI RISULTATI OTTENUTI

Nei capitoli precedenti sono state analizzate in totale 5 miscele di conglomerato bituminoso, 4 delle quali contenente un Compound di polverino di gomma e polimeri realizzato per la riduzione del rumore stradale, e una suggerita dalla Norma ISO 10844 per ridurre l'inquinamento acustico prodotto dal traffico veicolare. Le miscele analizzate sono state, quindi, nell'ordine:

- 1) *Granulometria 0 – 12 mm, 8% bitume 50/70, 2,5% di Compound sul peso degli aggregati;*
- 2) *Granulometria 0 – 12 mm, 8% bitume 50/70, 3% di Compound sul peso degli aggregati;*
- 3) *Granulometria 0 – 8 mm tipo ISO 10844, 5,85% bitume 50/70;*
- 4) *Granulometria 0 – 8 mm tipo ISO 10844, 8% bitume 50/70, 2,5% di Compound sul peso degli aggregati;*
- 5) *Granulometria 0 – 8 mm tipo ISO 10844, 8% bitume 50/70, 3% di Compound sul peso degli aggregati;*

Analizzando nel complesso tutti i risultati ottenuti si possono paragonare i valori geometrici e meccanici di una pavimentazione concepita con all'interno un Compound contenente polverino di gomma e polimeri con quelli di una pavimentazione a bassa emissione acustica suggerita dalla Normativa ISO 10844. Inoltre, introducendo il Compound all'interno del conglomerato di tipo ISO, si può verificare se la curva granulometrica che ottimizza la tessitura in funzione del rumore di rotolamento può ospitare al suo interno lo stesso Compound senza che insorgano problemi di carattere geometrico o meccanico. Infine, confrontando tutti i risultati si possono analizzare i pro e i contro di ogni tipologia di pavimentazione concepita per la riduzione del rumore stradale.

Di seguito, dunque, verranno prima confrontati i risultati ottenuti dalla caratterizzazione geometrica dei conglomerati e, successivamente, i valori meccanici che li caratterizzano.

5.5.1. CONFRONTO DELLE CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE

Per ciascuna miscela di conglomerato i risultati più importanti dal punto di vista volumetrico e geometrico riguardano la percentuale di vuoti residua del conglomerato compattato, su provini realizzati tramite compattatore Marshall oppure da pressa giratoria, e le caratteristiche di autoaddensamento e lavorabilità ricavabili dai provini realizzati tramite pressa giratoria.

5.5.1.1. PERCENTUALE RESIDUA DI VUOTI DEL CONGLOMERATO COMPATTATO

A seconda del tipo di compattazione il valore di vuoti cambia per ciascun conglomerato bituminoso, come visto precedentemente. Il valore di vuoti residui dei provini compattati tramite pressa giratoria, infatti, è sempre inferiore rispetto a quello determinato per i campioni compattati utilizzando il compattatore Marshall. Questo è dovuto al fatto che la presenza di inclinazione e la tipologia stessa della compattazione permettono maggiore ingranamento tra gli aggregati, riducendo il valore dei vuoti. Se si osservano i risultati ottenuti per le varie miscele di conglomerato nel loro insieme si ha:

TIPO MISCELA	Vuoti Marshall %	Vuoti 100 Cicli %
0-12 2,5%	2,72	2,30
0-12 3%	2,86	2,76
0-8 ISO	2,97	1,87
0-8 2,5%	2,65	1,85
0-8 3%	2,81	1,56

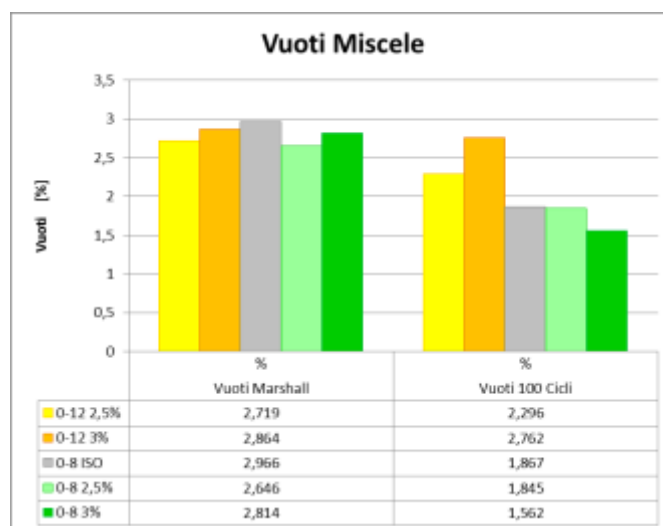


Figura 5.5-1: Confronto % vuoti residui delle miscele analizzate a seconda del tipo di compattazione

Come si vede la differenza è maggiormente evidente per i conglomerati prodotti con curva granulometrica tipo ISO 10844, ossia costituita prevalentemente da sabbia, dove la riduzione è di circa un punto percentuale.

Il valore di vuoti ottenuto per le miscele compattate tramite compattatore Marshall è molto simile, mentre utilizzando la pressa giratoria i conglomerati con curva granulometrica tipo ISO, infatti, presentano un valore di vuoti inferiore. Tra questi, inoltre, si nota come la presenza del Compound, nonostante l'aumento della percentuale di bitume che passa dal 5,85% all' 8% sul peso degli aggregati, permetta di ottenere circa lo stesso valore di vuoti residui, a causa forse del polverino di gomma presente all'interno del Compound che si oppone al carico imposto.

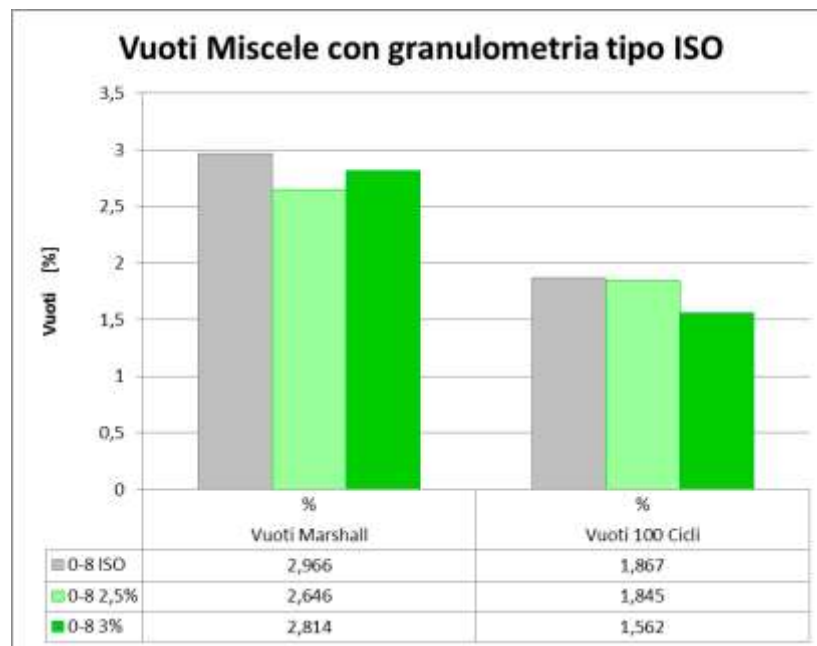


Figura 5.5-2: Confronto % vuoti residui miscele con granulometria tipo ISO 10844 in funzione del tipo di compattazione

Quest'ultima considerazione risulta essere verificata misurando il valore di vuoti residui su un conglomerato tipo ISO con l'8% di legante bituminoso privo del Compound, il quale presenta un valore di vuoti pari a circa 0,5%, molto più basso rispetto a quello ottenuto con la presenza del Compound.

Il fatto che per le miscele con granulometria 0 – 12 e la presenza del Compound all'aumentare della percentuale dello stesso aumenti anche la percentuale di vuoti residui, è sintomo proprio di come il polverino di gomma contenuto si opponga al carico ricevuto. Tale aspetto si dovrà tenere particolarmente in considerazione soprattutto durante la compattazione della pavimentazione in sito affinché il valore di vuoti residui non sia troppo elevato.

5.5.1.2. LA LAVORABILITÀ DEL CONGLOMERATO: I PARAMETRI C_1 E K

Dalle curve di compattazione densità – numero di giri ricavate dalla pressa giratoria si possono ricavare come visto due parametri che identificano la lavorabilità del conglomerato. Il primo è il valore della densità del conglomerato al giro 1, denominato autoaddensamento (C_1), il secondo è la pendenza della curva, denominato lavorabilità (K). Per prima cosa si può effettuare un paragone tra le curve medie realizzate per ciascuna miscela.

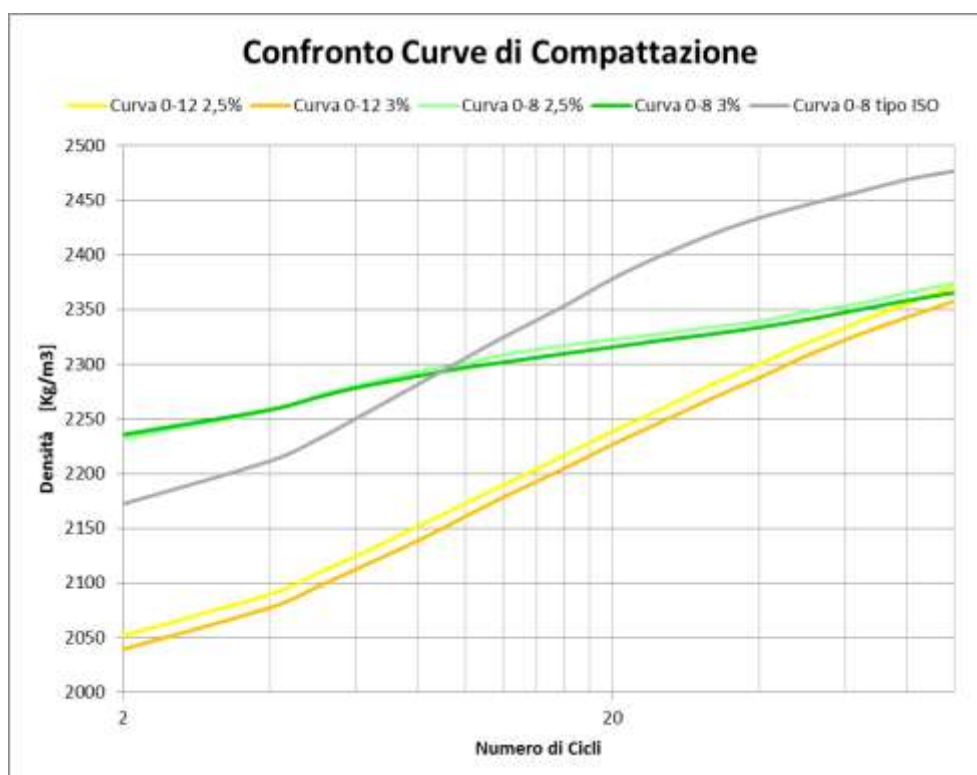


Figura 5.5-3: Confronto delle curve di compattazione delle miscele analizzate

Come si vede in assenza di Compound quello che cambia è soprattutto il valore di densità massima raggiunta al giro numero 100. Questo è dovuto al fatto che il Compound contiene polverino di gomma che presenta una massa volumica apparente, come visto, molto inferiore a quella degli aggregati, riducendo così il valore massimo teorico di densità raggiungibile. Si nota inoltre una forte riduzione di pendenza passando da una curva granulometrica 0 – 12 mm ad una 0 – 8 mm con all'interno il Compound. Ciò è indice di una riduzione della lavorabilità del conglomerato.

Se si osservano più nel dettaglio i valori dei parametri C_1 e K si nota proprio questo.

Tabella 5.5-1: Confronto valori di lavorabilità delle miscele analizzate

TIPO MISCELA	K %	C1 %
0-12 2,5%	5,25	84,54
0-12 3%	5,23	85,3
0-8 ISO	5,06	85,98
0-8 2,5%	2,96	93,18
0-8 3%	2,72	93,77

Si nota inoltre come il conglomerato con granulometria 0 – 12 mm contenente il Compound abbia circa le stesse caratteristiche di lavorabilità e autoaddensamento di quello con granulometria 0 – 8 mm tipo ISO 10844, mentre il conglomerato tipo ISO contenente il Compound ha caratteristiche di lavorabilità peggiori, dovute soprattutto ad un forte autoaddensamento iniziale che ne limita l'ulteriore compattazione. A questo punto si può concludere che a parità di Curva granulometrica la presenza del Compound riduca le prestazioni di lavorabilità del conglomerato, dato emerso anche dallo studio reologico effettuato sul bitume, caratteristiche che possono però essere migliorate cambiando curva granulometrica ed aumentando la dimensione massima degli aggregati impiegati.

5.5.2. CONFRONTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MISCELE STUDIATE

Dal confronto dei risultati ottenuti dalle varie prove meccaniche svolte sui conglomerati studiati e riportati in precedenza per ciascuna tipologia di conglomerato, possono emergere aspetti importanti circa i vantaggi e gli svantaggi dell'utilizzo del Compound all'interno della pavimentazione. Di seguito, quindi, verranno riportati i risultati ottenuti dalle seguenti prove:

- 1) *Marshall Test;*
- 2) *Prova di Trazione Indiretta (o Brasiliana);*
- 3) *Calcolo del Modulo di Rigidezza;*
- 4) *Prova di resistenza a fatica;*

Per ciascuna prova verranno messe in risalto le differenze o le somiglianze tra i conglomerati oggetto di studio.

5.5.2.1. MARSHALL TEST

Mettendo a confronto i risultati ottenuti per le varie miscele studiate si nota soprattutto la maggiore rigidezza del conglomerato privo di Compound, ossia della miscela tipo ISO 10844.

Tabella 5.5-2: Confronto dei valori ottenuti dal Test Marshall per le miscele analizzate

MISCELA	ALTEZZA	FATTORE CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO	RIGIDEZZA
			Misurata	Corretta		
[Sigla]	[mm]		[daN]	[daN]	mm	[daN/mm]
0-12 2,5%	64,77	0,97	906,00	881,76	4,57	193,33
0-12 3%	63,84	1	870,33	870,33	5,77	150,85
0-8 ISO	61,78	1,04	1217,67	1266,37	4,80	264,83
0-8 2,5%	64,17	1	646,33	646,33	5,48	118,31
0-8 3%	64,72	0,97	563,33	547,93	6,02	91,07

Anche per quanto riguarda il valore di stabilità il conglomerato tipo ISO presenta il valore più alto, mentre per quanto riguarda lo scorrimento i valori ottenuti sono tutti intorno ai 5 mm.

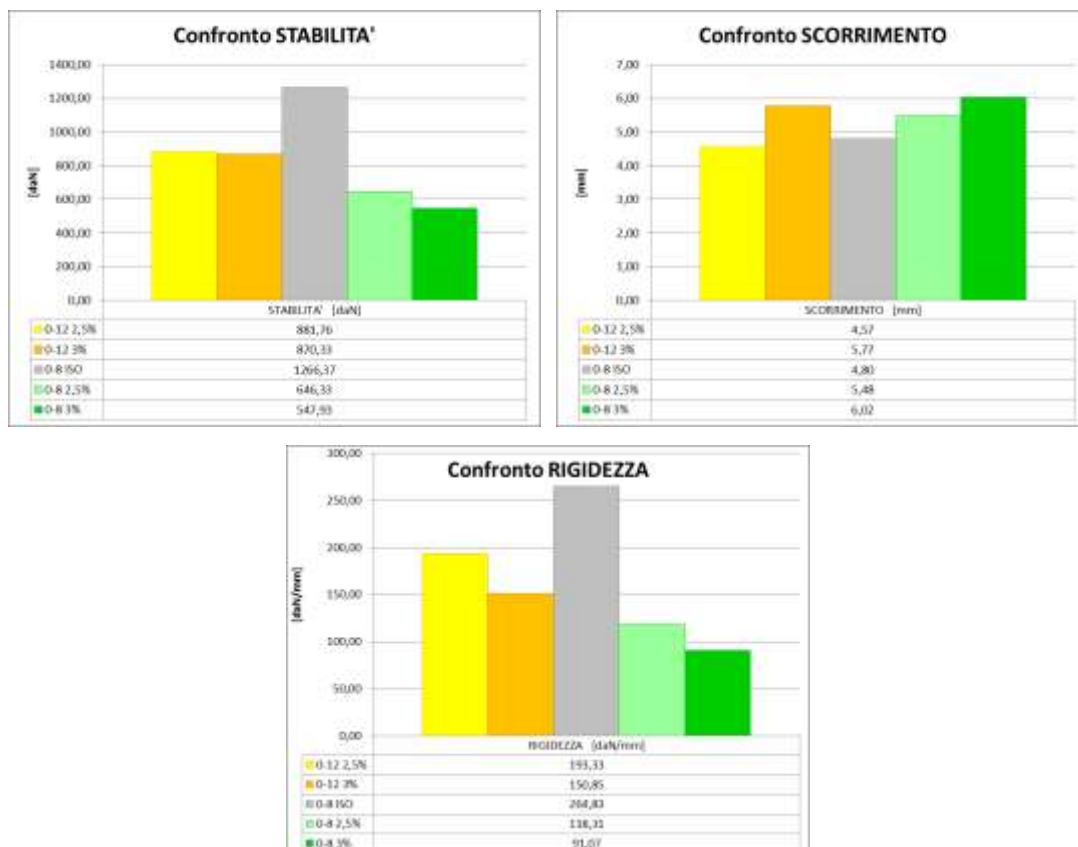


Figura 5.5-4: Confronto grafico tra i parametri ricavati dal Marshall Test per le miscele studiate

La minor rigidità ottenuta per il conglomerato con all'interno il Compound studiato è voluta proprio per ridurre il rumore di rotolamento e ottimizzare l'emissione acustica della pavimentazione. Il conglomerato tipo ISO, invece, sfrutta principalmente la tessitura superficiale e ciò permette di avere rigidità superiori. Si nota poi che la rigidità diminuisce non solo aumentando la percentuale di Compound all'interno del conglomerato ma anche riducendo la curva granulometrica utilizzata.

A parità di Compound, infatti, la rigidità è inferiore nel caso in cui si utilizzi una curva granulometrica tipo ISO.

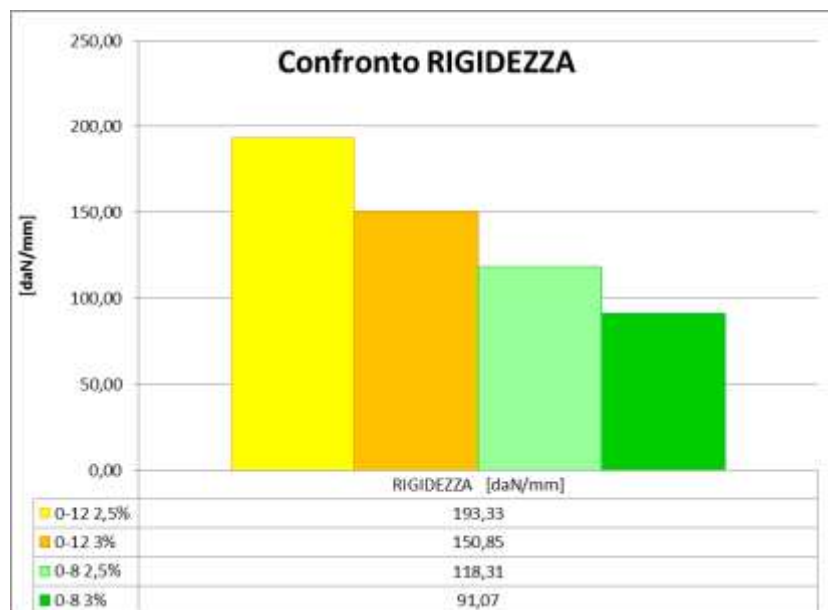


Figura 5.5-5: Confronto del valore di rigidità Marshall ottenuto per le miscele in cui è presente il Compound

Nello stesso modo è evidente come aggiungendo il Compound all'interno della miscela tipo ISO le prestazioni meccaniche si riducano, soprattutto considerando proprio il valore della rigidità, poiché il polverino di gomma contenuto aumenta la flessibilità del conglomerato.

Se, infine, confrontiamo i dati di ciascuna pavimentazione con i limiti imposti per strati d'usura nel Capitolato speciale d'appalto emesso dal Ministero dei trasporti, si nota come, in funzione anche della percentuale di Compound presente, le prescrizioni siano più o meno rispettate.

Per ciascun conglomerato studiato si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.5-3: Confronto dei risultati ottenuti dal Test Marshall con le prescrizioni di Capitolato per differenti tipologie di usure

		0-12 2,5%	0-12 3%	SMA	MICROTAPPETO A CALDO	USURA TRADIZIONALE
STABILITA'	<i>KN</i>	8,82	8,7	> 9	> 6	> 11
RIGIDEZZA	<i>KN/mm</i>	1,93	1,51	1,5 ÷ 3	1,5 ÷ 3	3 ÷ 4,5

		0-8 ISO	SMA	MICROTAPPETO A CALDO	USURA TRADIZIONALE
STABILITA'	<i>KN</i>	12,66	> 9	> 6	> 11
RIGIDEZZA	<i>KN/mm</i>	2,65	1,5 ÷ 3	1,5 ÷ 3	3 ÷ 4,5

		0-8 2,5%	0-8 3%	SMA	MICROTAPPETO A CALDO	USURA TRADIZIONALE
STABILITA'	<i>KN</i>	6,46	5,48	> 9	> 6	> 11
RIGIDEZZA	<i>KN/mm</i>	1,18	0,91	1,5 ÷ 3	1,5 ÷ 3	3 ÷ 4,5

Come si vede anche la pavimentazione tipo ISO presenta una rigidezza inferiore a quella di un'usura tradizionale, ciò a causa della granulometria che compone questo tipo di conglomerato, caratterizzata principalmente della frazione sabbiosa. Per tutti questi tipi di conglomerato, quindi, per i quali non vi sono valori di capitolato studiati esclusivamente per questa tipologia di pavimentazione, la decisione finale sull'adeguatezza o meno dei risultati raggiunti spetterà alla Direzione Lavori, la quale si prenderà la responsabilità o meno della realizzazione del lavoro. Il fatto, però, che i valori ottenuti rientrino nelle specifiche esistenti per altre tipologie di conglomerato speciale, come lo SMA, porta ad ipotizzare che l'utilizzo di un conglomerato con granulometria 0 – 12 mm contenente il Compound studiato sia possibile se lo scopo è proprio quello di ridurre il rumore stradale, meno idoneo sembrerebbe un conglomerato tipo ISO contenente il Compound, per il quale i valori meccanici ottenuti dalla prova Marshall sono ancor più bassi.

5.5.2.2. PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA

Confrontando i valori di resistenza a trazione indiretta delle miscele di conglomerato analizzate si nota come la pavimentazione tipo ISO 10844 priva del Compound presenti un valore maggiore ad ogni temperatura di prova, soprattutto a 20 °C.

Tabella 5.5-4: Confronto dei valori ottenuti dalla Prova di Trazione indiretta a tre temperature per le miscele studiate

T=5°C			T=20°C		
	Rt N/mm2	CTI N/mm2		Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-12 2,5%	2,517	136,124	0-12 2,5%	0,990	46,042
0-12 3%	2,002	108,307	0-12 3%	0,992	40,014
0-8 ISO	3,078	277,614	0-8 ISO	2,162	139,129
0-8 2,5%	2,634	129,621	0-8 2,5%	0,998	32,418
0-8 3%	2,030	88,024	0-8 3%	0,664	17,750

T=40°C		
	Rt N/mm2	CTI N/mm2
0-12 2,5%	0,272	11,167
0-12 3%	0,417	10,096
0-8 ISO	0,626	33,592
0-8 2,5%	0,301	8,259
0-8 3%	0,182	3,840

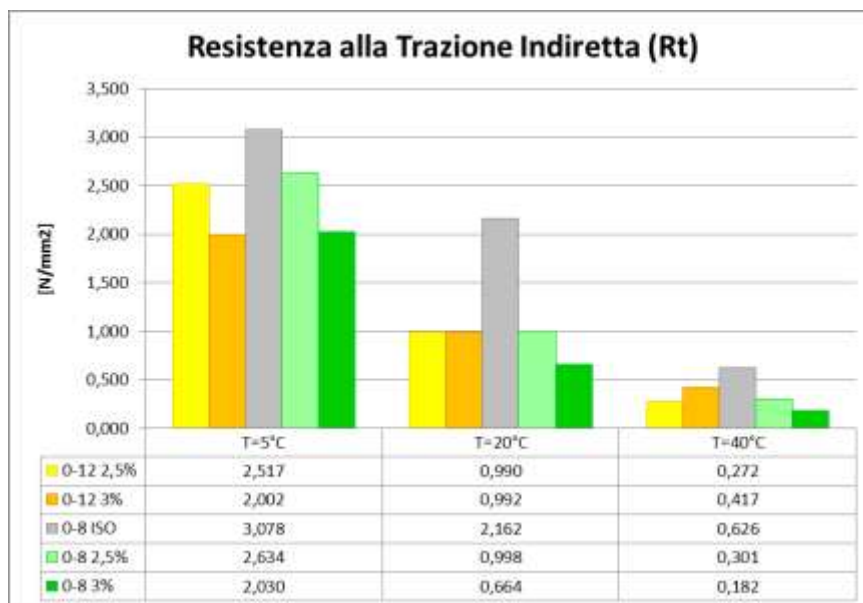


Figura 5.5-6: Confronto del valore di resistenza a trazione indiretta delle miscele studiate a diverse temperature di prova

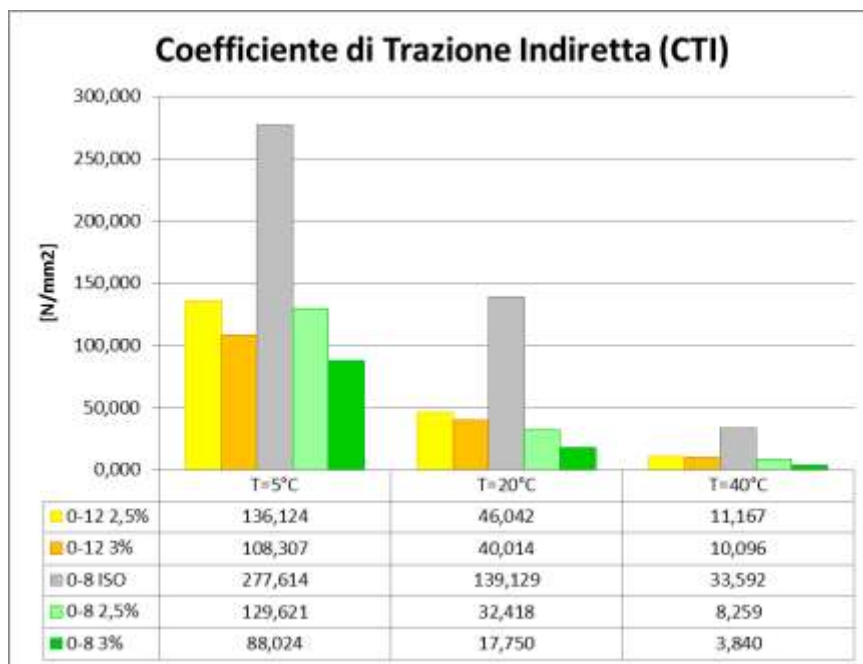


Figura 5.5-7: Confronto del valore di CTI delle miscele studiate a diverse temperature di prova

Tale valore è legato principalmente alla maggiore rigidità del materiale, cosa che emerge soprattutto dall'analisi del coefficiente CTI, legato proprio alla deformazione del prisma a rottura. Come già detto per la prova Marshall, la minore rigidità è voluta per ottimizzare la riduzione del rumore di rotolamento prodotto dal traffico. Se si analizzano solamente i valori di R_t e CTI determinati per le miscele contenenti il Compound, si nota come non vi siano grosse differenze.

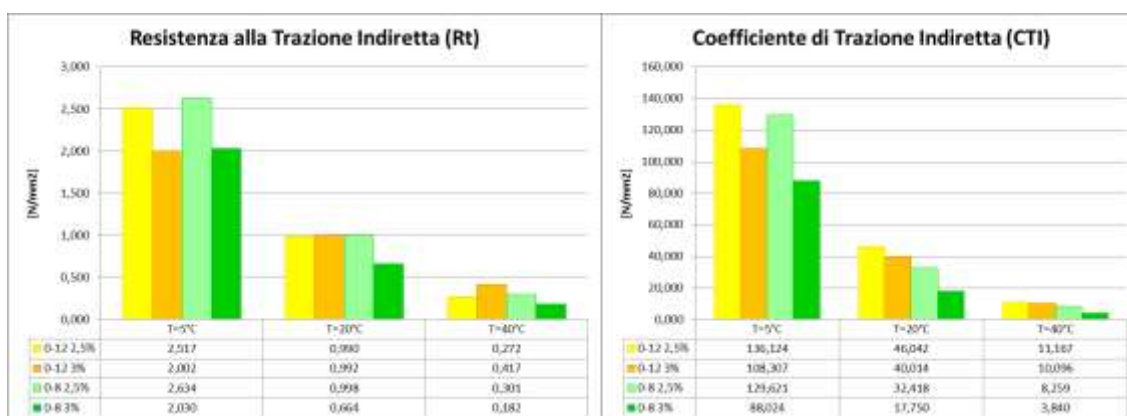


Figura 5.5-8: Confronto dei valori ottenuti dalla Prova di Trazione indiretta a tre temperature per le sole miscele contenenti Compound

Si può osservare solamente come alle basse temperature aumentando la percentuale di Compound diminuisca la resistenza a trazione per entrambi i conglomerati aventi curve granulometriche differenti, mentre alle alte temperature il valore è condizionato soprattutto dall'ottimizzazione della percentuale del legante bituminoso presente.

Tra le 4 miscele contenenti il compound, infatti, quella che presenta valori inferiori è la miscela caratterizzata da una granulometria tipo ISO, contenente il 3% del Compound. Aumentando la percentuale di Compound non vi sono benefici nel caso in cui si utilizzi una curva granulometrica tipo ISO, mentre utilizzando una curva 0 – 12 mm al crescere della temperatura le prestazioni migliorano anche con il 3%. Il motivo è da ricercarsi quindi sia nel tipo di curva granulometrica utilizzata che, conseguenza anche di questo, nella percentuale di legante impiegata per il confezionamento del conglomerato. Analizzando altre miscele ottenute variando la quantità di legante e quella del Compound si potrebbe verificare proprio tale considerazione.

Cosa importante da notare rimane la tipologia di frattura che si innesca una volta che il provino giunge a rottura. Nel caso in cui vi sia la presenza del Compound all'interno del conglomerato, anche alle basse temperature, il provino giunge a rottura senza presentare una linea di frattura marcata, ma solamente una zona deformata lungo la linea di carico, ossia una rottura di tipo duttile. Il conglomerato tipo ISO, invece, presenta una rottura di tipo fragile, con l'insorgere di fratture e fessurazioni. Tale aspetto porta ad ipotizzare che anche una volta realizzata la pavimentazione, questa in assenza del Compound sia maggiormente soggetta, una volta degradata, a presentare fessurazioni anche superficiali, aumentando così la velocità di degrado. Questa ipotesi rimane comunque da verificare nel caso di realizzazioni su larga scala.

Se, infine, come fatto per la prova Marshall, confrontiamo i dati di ciascuna pavimentazione con i limiti imposti per strati d'usura nel Capitolato speciale d'appalto emesso dal Ministero dei trasporti, si nota come, in funzione anche della percentuale di Compound presente, le prescrizioni siano più o meno rispettate.

Per ciascun conglomerato studiato si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 5.5-5: Confronto dei risultati ottenuti dalla prova di Trazione Indiretta con le prescrizioni di Capitolato per differenti tipologie di usure

		0-12 2,5%	0-12 3%	SMA	MICROTAPPETO A CALDO	USURA TRADIZIONALE
Rt	N/mm ²	0,7	0,71	> 0,5	> 0,14	> 0,6
CTI	N/mm ²	32,48	48,95	> 45	> 25	> 50

		0-8 ISO	SMA	MICROTAPPETO A CALDO	USURA TRADIZIONALE
Rt	N/mm ²	1,9	> 0,5	> 0,14	> 0,6
CTI	N/mm ²	285,82	> 45	> 25	> 50

		0-8 2,5%	0-8 3%	SMA	MICROTAPPETO A CALDO	USURA TRADIZIONALE
Rt	N/mm ²	0,82	0,51	> 0,5	> 0,14	> 0,6
CTI	N/mm ²	54,53	14,8	> 45	> 25	> 50

Nel caso in cui si utilizzi il Compound i valori ottenuti sono inferiori a quelli di un'usura tipo ISO 10844, ma spesso comunque conformi ai limiti prescritti dal Capitolato per un'usura tradizionale. Se, poi, si considerano i limiti per un'usura speciale, quale lo SMA o il microtappeto a caldo, i valori ottenuti sono ancor più conformi.

Considerando le miscele contenenti il Compound un conglomerato speciale, realizzato con la funzione di ridurre il rumore stradale, si nota come, soprattutto nel caso della miscela di granulometria 0 – 12 mm, i valori ottenuti rispecchino i limiti imposti anche per altre usure di carattere funzionale. L'unico conglomerato che ha prestazioni non idonee se confrontate anche con quelle prescritte per strati d'usura speciali, è la miscela avente una curva granulometrica tipo ISO 10844 e contenente il 3% del Compound. La motivazione può essere ricercata, come espresso in precedenza, nella percentuale di legante utilizzata, probabilmente non ottimale in funzione della quantità di Compound impiegata. Come riportato anche nell'analisi dei risultati ricavati dalla prova Marshall, per questi tipi di conglomerato per i quali non vi sono valori di capitolato studiati esclusivamente per questa tipologia di pavimentazione, la decisione finale sull'adeguatezza o meno dei risultati raggiunti spetterà alla Direzione Lavori. Il fatto, però, che per alcune di queste si siano ottenuti risultati che sarebbero idonei per altre tipologie di usure speciali, fa sì che i conglomerati contenenti il Compound possano essere utilizzati allo scopo di ridurre il rumore veicolare, così come la stessa pavimentazione tipo ISO 10844.

5.5.2.3. CALCOLO DEL MODULO DI RIGIDEZZA

Poiché il Compound è stato studiato per ridurre la rigidità della pavimentazione in funzione di una riduzione del rumore stradale, il conglomerato che presenta il modulo di rigidità maggiormente elevato è quello caratterizzato da una curva granulometrica di tipo ISO 10844 privo dello stesso. Confrontando i risultati ottenuti dalla prova effettuata sulle 5 miscele a tre differenti temperature il primo dato che emerge è proprio questo.

Tabella 5.5-6: Confronto dei Moduli di Rigidità calcolati a tre temperature delle miscele studiate

	T=5°C	T=20°C	T=40°C
	E MPa	E MPa	E MPa
0-12 2,5%	6862,42	2323,03	368,40
0-12 3%	7384,37	2585,58	473,67
0-8 ISO	18544,87	6811,65	823,75
0-8 2,5%	7315,08	2475,48	373,57
0-8 3%	4247,22	1210,63	274,38

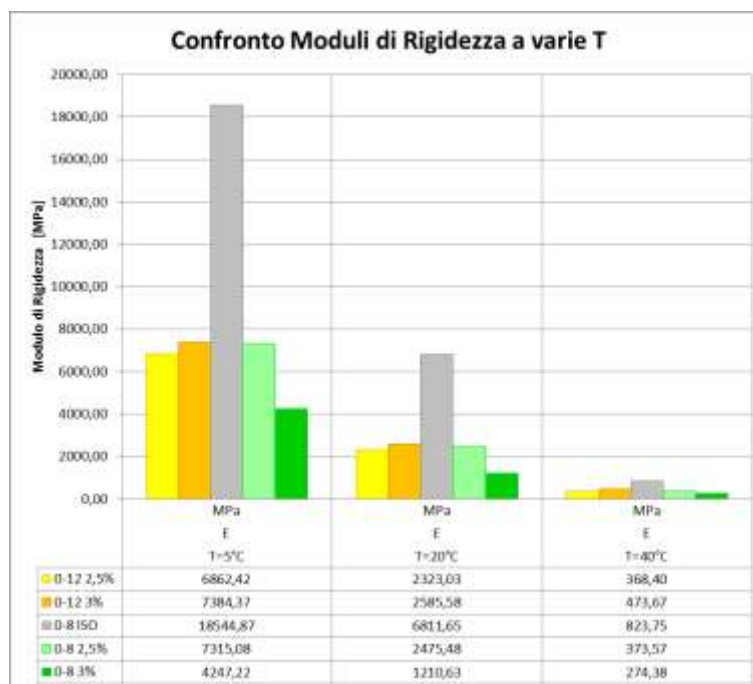


Figura 5.5-9: Confronto grafico dei Moduli di Rigidità calcolati a tre temperature delle miscele studiate

La differenza è maggiormente elevata soprattutto alle basse temperature, dove entra in gioco una maggiore rigidità del legante bituminoso, come riscontrato anche dallo studio reologico del bitume. Alle alte temperature, invece, la viscosità del bitume aumenta e il Modulo di Rigidezza calcolato decresce notevolmente anche per una pavimentazione priva del Compound. Se si considerano solamente i conglomerati con curva granulometrica di tipo ISO, è evidente come, aggiungendo il Compound, il Modulo di rigidità della pavimentazione decresca all'aumentare della percentuale dello stesso. Sicuramente anche l'aumento della quantità di bitume utilizzata comporta una riduzione del Modulo di rigidità. Alle basse temperature, però, la differenza dovrebbe risultare inferiore, cosa che invece non accade utilizzando il Compound.

I dati più importanti, infine, si possono ricavare confrontando i risultati ottenuti per le due miscele di conglomerato contenenti il Compound. In questo caso entrano in gioco sia la curva granulometrica utilizzata che l'ottimizzazione della percentuale di bitume.

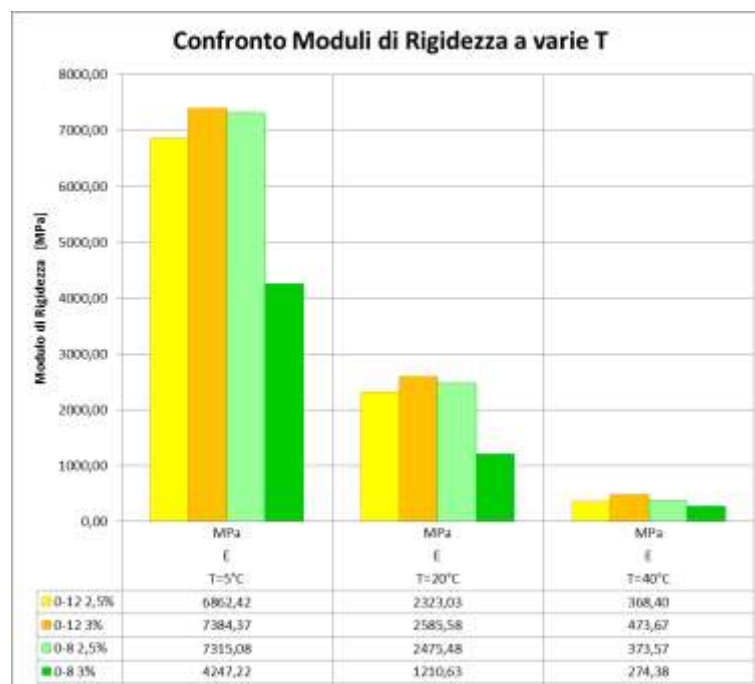


Figura 5.5-10: Confronto dei valori di modulo di rigidità a tre temperature tra le sole miscele contenenti Compound

I valori del Modulo di Rigidezza ottenuti sono simili alle tre temperature per i primi 3 conglomerati presi in esame. Per la miscela avente curva granulometrica tipo ISO contenente il 3% di Compound, invece, il dato ottenuto è molto inferiore. Ciò significa che, avendo utilizzato l'8% di bitume sul peso degli aggregati, modificando la curva granulometrica e aumentando la percentuale di Compound, le prestazioni meccaniche

decregono sensibilmente a causa, probabilmente, di una peggiore ottimizzazione bitume – Compound. Questa ipotesi, già emersa dalle precedenti prove effettuate, rimane sempre da verificare considerando percentuali differenti di legante oppure di Compound.

Di conseguenza, volendo garantire sufficienti prestazioni meccaniche per un conglomerato contenente Compound, sarà importante utilizzare una percentuale di bitume adatta alla quantità impiegata, così come in funzione della curva granulometrica scelta.

Negli altri 3 casi contenenti Compound, comunque, il valore del Modulo di Rigidezza rimane circa intorno ai 7000 MPa, effettuando la prova a 5 °C. La bassa rigidezza del conglomerato alle basse temperature fa sì che la capacità di rendere flessibile la pavimentazione sia garantita in un periodo che sia il più ampio possibile e, inoltre, diminuisce la fragilità del conglomerato a queste temperature, dato riscontrato già nello studio reologico del legante bituminoso, migliorando così la resistenza alla fessurazione termica. Di contro, il valore contenuto alle alte temperature limita le prestazioni meccaniche della pavimentazione stessa, nonostante il valore del Modulo di Rigidezza ottenuto in questo caso non si discosti molto da quello calcolato per il conglomerato tipo ISO 10844 privo del Compound.

5.5.2.4. PROVA DI RESISTENZA A FATICA

Confrontando i risultati ottenuti dalla prova di resistenza a fatica, si nota che il conglomerato caratterizzato da una curva granulometrica tipo ISO 10844, contenente il 2,5% di Compound, presenta il risultato migliore, avendo sopportato un numero di cicli superiore rispetto alle altre miscele.

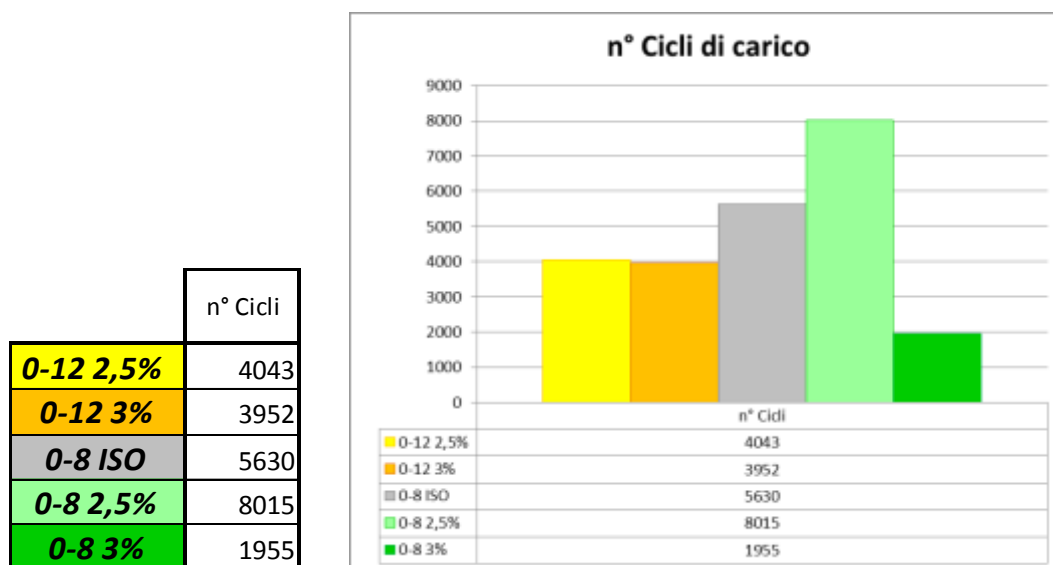


Figura 5.5-11: Confronto dei cicli di carico che comportano la rottura per fatica dei campioni delle varie miscele

Il dato maggiormente rilevante che emerge dal confronto è rappresentato dal fatto che introducendo all'interno del conglomerato di tipo ISO il 2,5% di Compound, aumentando la percentuale di bitume impiegata fino all'8% in modo tale inglobare completamente il polverino di gomma presente, la resistenza a fatica aumenti.

Se si analizzano solamente i conglomerati aventi curva granulometrica di questo tipo si nota proprio quanto detto.

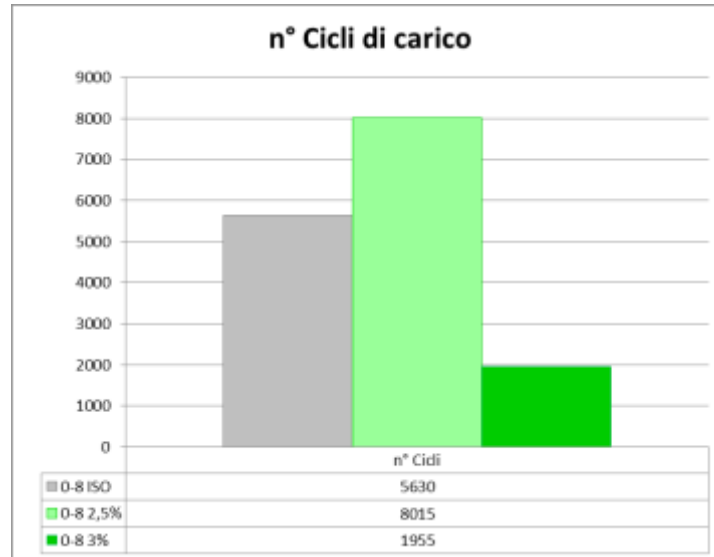


Figura 5.5-12: Confronto dei cicli di carico che comportano la rottura per fatica delle miscele aventi curva granulometrica tipo ISO 10844

Come osservato anche dai risultati delle prove precedenti, il comportamento del conglomerato utilizzando il 3% del Compound sul peso degli aggregati peggiora anche dal punto di vista della resistenza a fatica. Il motivo potrebbe essere sempre la mancata ottimizzazione della quantità di legante, ipotesi che resta da verificare analizzando differenti percentuali sia di legante che di Compound. Si nota, però, che l'impiego del Compound all'interno della pavimentazione, come emerso anche dallo studio reologico precedentemente effettuato, può migliorare la resistenza a fatica del materiale, purché si ottimizzi la quantità di legante utilizzato per l'impasto in funzione della curva granulometrica scelta e della percentuale di Compound impiegata.

Analizzando le curve di deformazione dei provini testati si nota come la pendenza del tratto rettilineo sia simile per tutti conglomerati, eccetto che per quello caratterizzato da una curva tipo ISO e contenente l'8% di Compound, che, come visto, ha un comportamento peggiore rispetto agli altri.

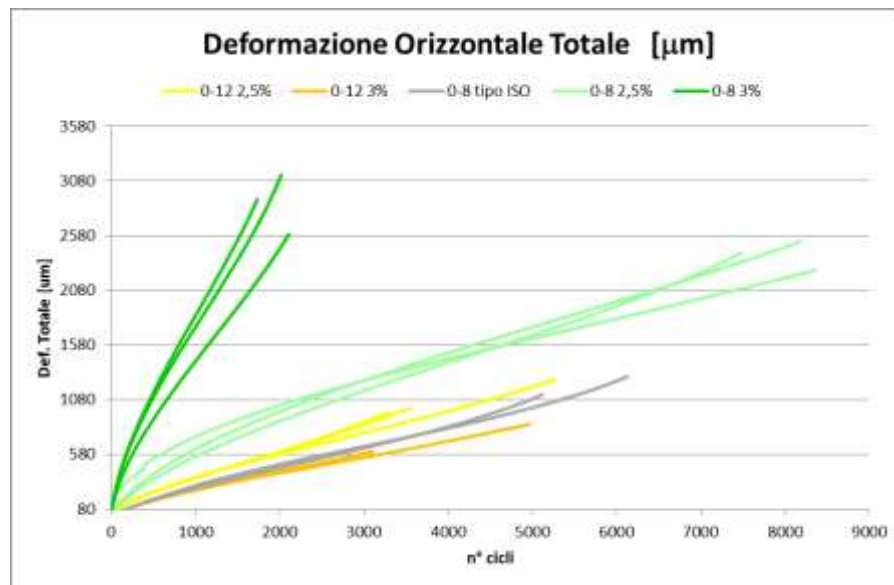


Figura 5.5-13: Confronto andamento curve di deformazione laterale delle miscele studiate

Se si esclude questo dato si possono confrontare in modo migliore le curve dei conglomerati aventi una resistenza a fatica simile.

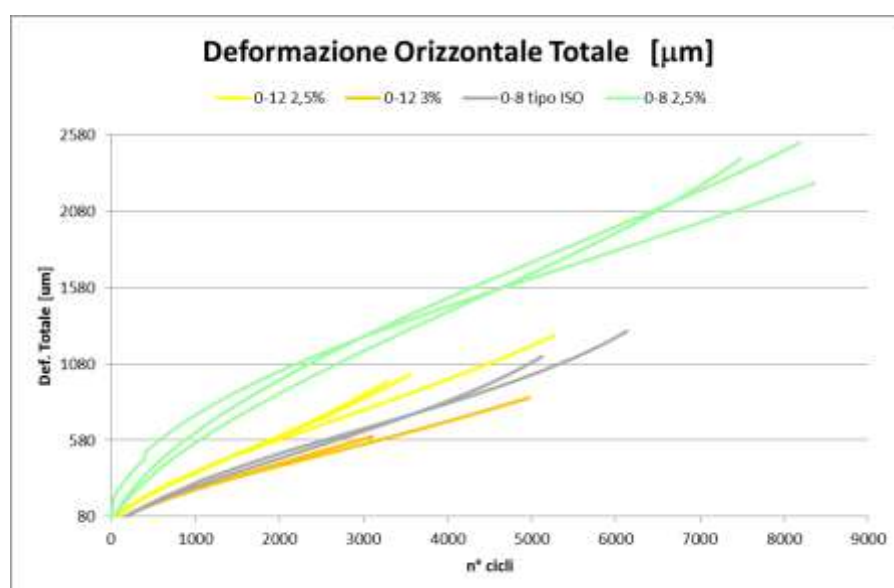


Figura 5.5-14: Confronto andamento curve di deformazione laterale delle miscele studiate esclusa la miscela 0 – 8, 3% di Compound

Nel caso dei campioni contenente il Compound si può osservare che la curva di deformazione non presenta un flesso marcato, caratteristico dell'inizio della frattura all'interno del materiale, nonostante il Modulo si sia dimezzato, cosa che invece accade per la pavimentazione tipo ISO 10844.

Dal punto di vista della resistenza a fatica questo dato potrebbe essere indicativo del fatto che il campione, nonostante la prova venga arrestata poiché la deformazione recuperata raddoppia e, quindi, il Modulo di rigidezza si dimezza, possa andare oltre il valore determinato, migliorando la sua resistenza a fatica. Per verificare tale considerazione, però, si dovrebbe proseguire con la prova, arrendandola solamente alla completa rottura del provino. Il dato che emerge seguendo le prescrizioni della Normativa è che la migliore resistenza a fatica è stata ottenuta dal conglomerato caratterizzato da una curva granulometrica tipo ISO, contenente il 2,5% di Compound sul peso degli aggregati.

CAPITOLO 6

CASO STUDIO:

PROPRIETA' ACUSTICHE DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO AD EMISSIONE ACUSTICA OTTIMIZZATA

Per verificare le proprietà acustiche del conglomerato caratterizzato da una curva granulometrica 0 – 12 mm e contenente il 3% del Compound sul peso degli aggregati, studiato nel capitolo precedente sia dal punto di vista volumetrico che meccanico, è stata realizzata una stesa sperimentale sulla quale, successivamente, verranno verificate le prestazioni acustiche della pavimentazione. Lungo la tratta, infatti, si confronteranno i risultati dei rilievi fonometrici effettuati prima del lavoro, sulla pavimentazione presente precedentemente, con quelli ottenuti successivamente alla realizzazione della pavimentazione ad emissione acustica ottimizzata contenente il Compound studiato.

In questo capitolo, quindi, verranno descritte le caratteristiche del luogo di intervento e della stesa, analizzando la miscela di progetto sia dal punto di vista volumetrico che meccanico e confrontando i risultati ottenuti con quelli ricavati da analisi effettuate sul conglomerato steso in sito. Verranno inoltre analizzati i risultati acustici ottenuti dalle due campagne di rilevamento acustico forniti dalla Provincia di Alessandria, elaborando ulteriormente i dati al fine di caratterizzare in modo completo il comportamento del Compound e della pavimentazione anche dal punto di vista acustico.

6.1. DESCRIZIONE DELL' INTERVENTO

Prima di analizzare i risultati acustici ottenuti, verrà descritto l'intervento realizzato nel suo complesso, partendo dalla descrizione della tratta in cui è stato realizzato e le caratteristiche di traffico che la interessano. Si passerà, quindi, alla caratterizzazione volumetrica e meccanica della miscela di progetto e del conglomerato steso in sito, confrontando i risultati ottenuti.

6.1.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO DI STESA

Per verificare le proprietà di mitigazione acustica del conglomerato studiato, è stata effettuata una stesa sperimentale per la Provincia di Alessandria, più precisamente lungo la S.P. n° 82 “Spinetta-Sale” dal Km. 12+890 al Km 13+470. Si tratta di una stesa di circa 600 metri di lunghezza che ha interessato l’intera larghezza della strada Provinciale, nel tratto che attraversa la frazione di Grava. Prima e dopo l’intervento si sono effettuati rilievi fonometrici in modo continuativo per una settimana, facendo riferimento esclusivamente a quanto indicato nel Decreto 16 marzo 1998: “Tecniche di Rilevamento e di Misurazione dell’Inquinamento Acustico”. Successivamente si è analizzato il monitoraggio così effettuato al fine di quantificare i livelli di rumorosità prodotta dal traffico veicolare per poter poi comparare i dati acquisiti prima e dopo l’intervento.

La zona riguardante l’intervento è la seguente:

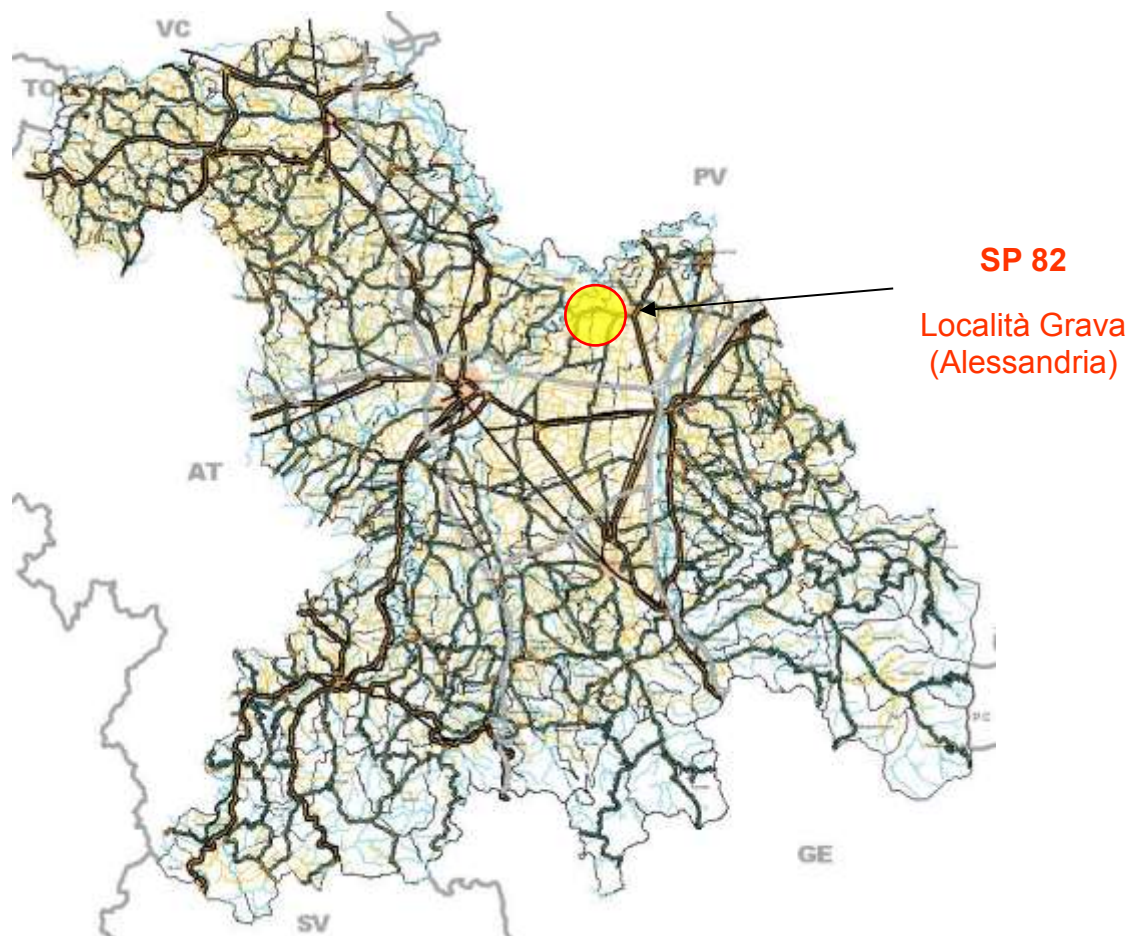


Figura 6.1-1: Localizzazione generale del luogo dell'intervento

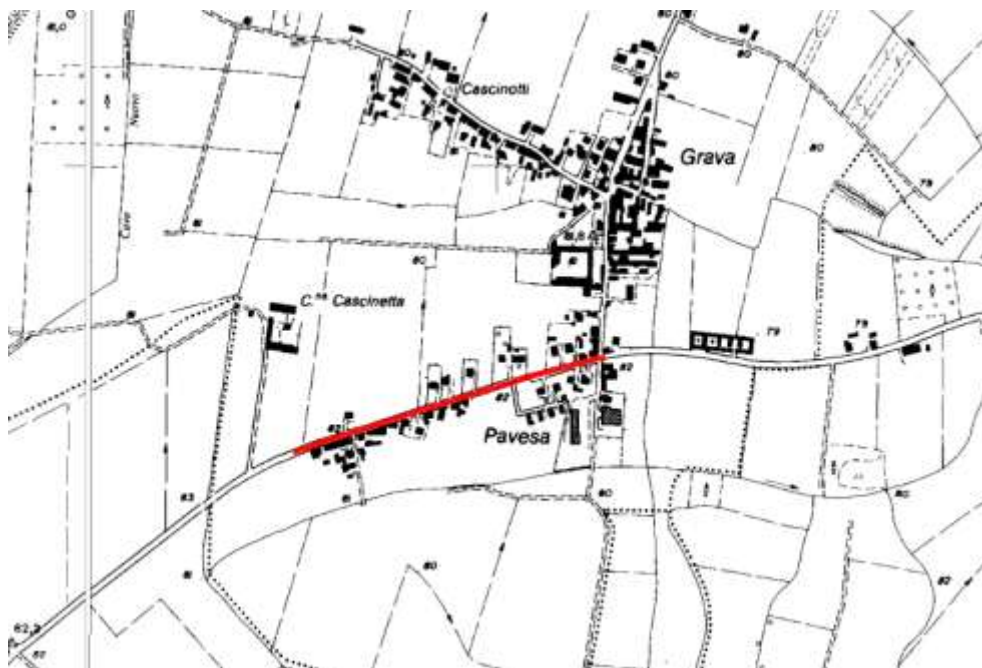


Figura 6.1-2: Cartografia del tratto stradale interessato dall'intervento



Figura 6.1-3: Veduta da satellite del tratto interessato dall'intervento

Da anni il Comune di Alluvioni Cambiò segnalava alla Provincia la presenza di un disagio acustico per i residenti di quella frazione, rilevato anche dall'Arpa attraverso una campagna di misura dei livelli fonometrici che evidenziava, già nel 2009, valori non accettabili.

Tale tratto di strada, infatti, è caratterizzato dalla presenza di numerose abitazioni vicine al margine della carreggiata e da un traffico piuttosto elevato (circa 6500 veicoli/giorno) con il passaggio di numerosi mezzi pesanti (circa il 3,5% sul totale).

Le principali cause del rumore erano ascritte a:

- conformazione dei luoghi;
- traffico ed eccessiva velocità di percorrenza del tratto;
- degrado della pavimentazione;

Come si nota dalla cartina il tratto di Strada Provinciale sottoposta ad intervento, è quasi completamente rettilineo e privo di cambi di pendenza longitudinali.

Le figure sottostanti mostrano come si presentava la sezione interessata prima dell'intervento di rifacimento superficiale della sovrastruttura stradale, e identificano la lunghezza dell'opera:



Figura 6.1-4: Inizio tratta di intervento



Figura 6.1-5: Fine tratta di intervento



Figura 6.1-6: Veduta della tratta dalla strada, direzione Alessandria



Figura 6.1-7: Veduta della tratta dalla strada, direzione Località Sale

Si tratta di una strada di categoria C – Extraurbana Secondaria, per la quale vige il limite di 50 Km/h, proprio a causa della presenza di abitazioni a bordo strada. Per tale tratta, inoltre, si hanno le seguenti limitazioni imposte dalla Normativa Nazionale sull’Inquinamento Acustico:

Tabella 6.1-1: Limitazioni imposte dalla Normativa Nazionale sull'Inquinamento Acustico

STRADE ESISTENTI E ASSIMILABILI (ampliamenti in sede, affiancamenti e varianti)						
<i>Tipo di Strada (secondo codice della strada)</i>	<i>Sottotipi a fini acustici</i>	<i>Ampiezza fascia di pertinenza acustica</i>	<i>Scuole (solo limite diurno), ospedali, case di cura</i>		<i>Altri Ricettori</i>	
			Diurno dB(A)	Notturmo dB(A)	Diurno dB(A)	Notturmo dB(A)
A - autostrada		100 (fascia A)	50	40	70	60
		150 (fascia B)			65	55
B - extraurbana principale		100 (fascia A)	50	40	70	60
		150 (fascia B)			65	55
C - extraurbana secondaria	Ca (strade a carreggiate separate e tipo IV CNR 1980)	100 (fascia A)	50	40	70	60
		150 (fascia B)			65	55
	Cb (tutte le altre strade extraurbane secondarie)	100 (fascia A)	50	40	70	60
		150 (fascia B)			65	55
D - urbana di scorrimento	Da (strada a carreggiate separate e interquartiere)	100	50	40	70	60
	Db (tutte le altre strade urbane di scorrimento)				65	55
E - urbana di quartiere		30	Definiti dai Comuni, nel rispetto dei valori riportati in tabella C allegata al DPCM 14/11/97 e comunque in modo conforme alla zonizzazione acustica delle aree urbane, come della legge n. 447 del 1995.			
F - locale		30				

Ossia:

Tabella 6.1-2: Limiti imposti da Normativa per la tratta in esame

Periodo DIURNO (6:00 – 22.00) [dB]	Periodo NOTTURNO (22.00 – 6.00) [dB]
70	60

6.1.2. DESCRIZIONE DELLE MODALITA' DI POSA IN OPERA

L'intervento realizzato ha visto il rifacimento dello strato d'usura presente, il quale è stato sostituito da uno strato di 3 cm di spessore realizzato con conglomerato bituminoso additivato con l'aggiunta del 3% sul peso degli inerti di un compound contenente polverino di gomma e polimeri.

L'aggiunta del polverino è avvenuta direttamente in impianto, successivamente all'entrata nel mescolatore degli inerti, calcolando il peso corretto in funzione del quantitativo di inerti inseriti. Il tutto è stato poi miscelato insieme al bitume per circa 40 s. Qui di seguito si mostra come si presentava l'impianto e il materiale caricato per il trasporto in sito:



Figura 6.1-8: Fase di produzione in impianto e carico del materiale su Autocarro

Le temperature di miscelazione si sono tenute volontariamente molto alte (intorno ai 200°C) per diminuire la viscosità del conglomerato e agevolare la miscelazione del polverino di gomma presente nell'impasto con gli inerti ed il bitume, al fine di ottenere una distribuzione omogenea all'interno della miscela. Altro motivo che ha influenzato la scelta è stata la distanza che separava la locazione dell'impianto dal luogo della stesa, circa 90 minuti, in modo tale che il conglomerato giungesse in sito abbastanza caldo da avere una lavorabilità migliore e consentire agli operatori di realizzare una stesa a regola d'arte. Il fumo denso che si generava durante il carico è dovuto proprio a tale temperatura.

Il conglomerato una volta in sito è stato steso tramite normale finitrice.



Figura 6.1-9: Finitrice in opera durante la stesa del conglomerato contenente il Compound

La temperatura registrata subito dietro la finitrice del conglomerato era di circa 185°C , misurata tramite sonda termica con puntale:



Figura 6.1-10: temperatura del conglomerato misurata ai lati della finitrice

Il materiale è stato lungamente compattato tramite rullo vibrante del peso di 12 t. La lunga compattazione si è resa necessaria per assicurare che la risposta elastica del polverino contenuto nel compound fosse limitata dal raffreddamento del conglomerato in modo da trattenere i vuoti nel range di percentuali previsto.



Figura 6.1-11: Rullo vibrante durante la compattazione del conglomerato contenente il Compound studiato

Ecco come si presentava il conglomerato appena steso e compattato:



Figura 6.1-12: Dettaglio della tessitura del conglomerato appena compattato

6.1.3. RILEVAMENTO ED ANALISI DEL TRAFFICO VEICOLARE

Conoscere la tipologia di veicoli che transitano mediamente lungo la tratta ed il traffico che producono è utile anche per conoscere quali sono le sorgenti di rumore che producono disturbo e come si distribuiscono nell'arco della giornata.

6.1.3.1. RIPARTIZIONE DEI VEICOLI – TRAFFICO GIORNALIERO MEDIO (TGM)

Prima della realizzazione dell'intervento è stata effettuata una campagna di rilevazione del traffico veicolare e della velocità di percorrenza della tratta. Tale indagine ha avuto la durata di una settimana, dal lunedì alla domenica, ed ha permesso di caratterizzare il traffico sia in termini di caratteristiche dello stesso, che di numero di veicoli. E' stato inoltre possibile una sua suddivisione in classi di velocità, in modo da verificare anche quale fosse la velocità di percorrenza.

Ogni giornata di rilevazione, inoltre, è stata suddivisa in intervalli orari, in modo tale che per ciascuna ora si avessero a disposizione i dati di traffico e di velocità.

Per ciascun giorno di rilevazione si sono potuti ottenere i seguenti risultati:

Tabella 6.1-3: Riassunto rilievi di traffico della giornata di lunedì

Intervallo	Veicoli Leggeri				Veicoli Pesanti				TOTALI
	0 - 5 m		5 - 7,5 m		7,5 - 10 m		10 - 19 m		
	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	
h 0 / 1	41	79	0	0	0	0	0	0	120
h 1 / 2	15	52	0	0	0	0	0	0	67
h 2 / 3	9	24	0	0	0	0	1	0	34
h 3 / 4	4	11	0	1	0	0	1	0	17
h 4 / 5	4	15	0	0	0	0	1	0	20
h 5 / 6	24	29	0	0	2	6	1	3	65
h 6 / 7	100	78	0	2	4	2	11	7	204
h 7 / 8	202	310	5	6	5	7	5	6	546
h 8 / 9	239	296	7	6	4	4	5	8	569
h 9 / 10	167	197	5	5	7	5	5	5	396
h 10 / 11	154	175	1	7	11	4	5	4	361
h 11 / 12	159	149	3	6	4	5	4	8	338
h 12 / 13	186	119	2	0	1	2	9	3	322
h 13 / 14	171	170	3	1	9	7	8	5	374
h 14 / 15	193	173	1	5	4	5	8	7	396
h 15 / 16	169	159	3	3	4	3	9	5	355
h 16 / 17	199	180	3	2	0	6	8	5	403
h 17 / 18	261	209	0	4	8	4	6	3	495
h 18 / 19	271	227	1	1	2	0	3	2	507
h 19 / 20	183	158	1	1	1	3	1	1	349
h 20 / 21	113	121	0	0	0	1	1	1	237
h 21 / 22	158	59	0	0	0	0	0	0	217
h 22 / 23	99	50	0	0	0	0	0	0	149
h 23 / 24	47	48	0	0	1	0	0	0	96
TOT. LUNEDI'	3168	3088	35	50	67	64	92	73	6637

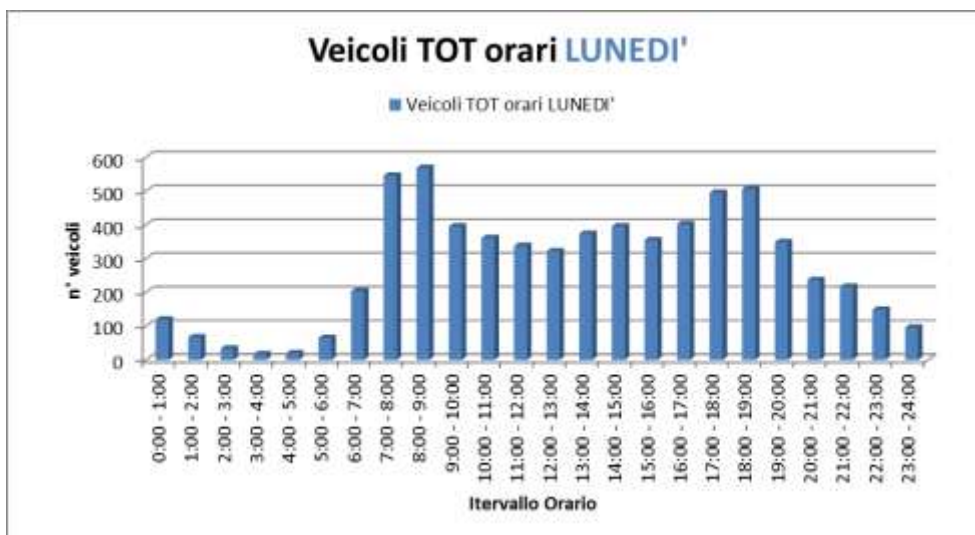


Figura 6.1-13: Descrizione grafica del traffico orario della giornata di Lunedì

L'andamento orario per ciascun giorno del numero di veicoli transitante può così essere rappresentato:

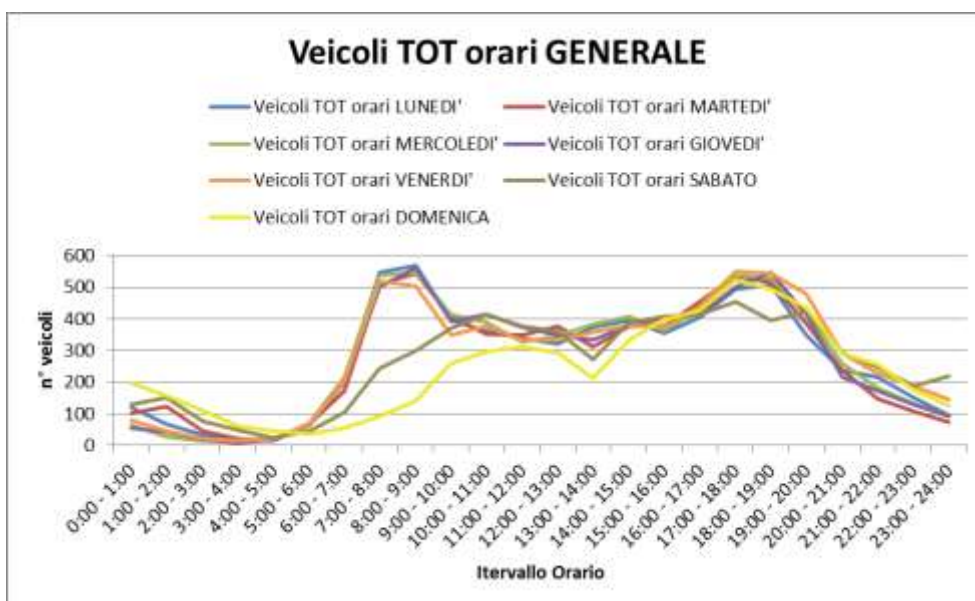


Figura 6.1-14: Confronto andamento traffico orario per ciascuna giornata di rilevamento

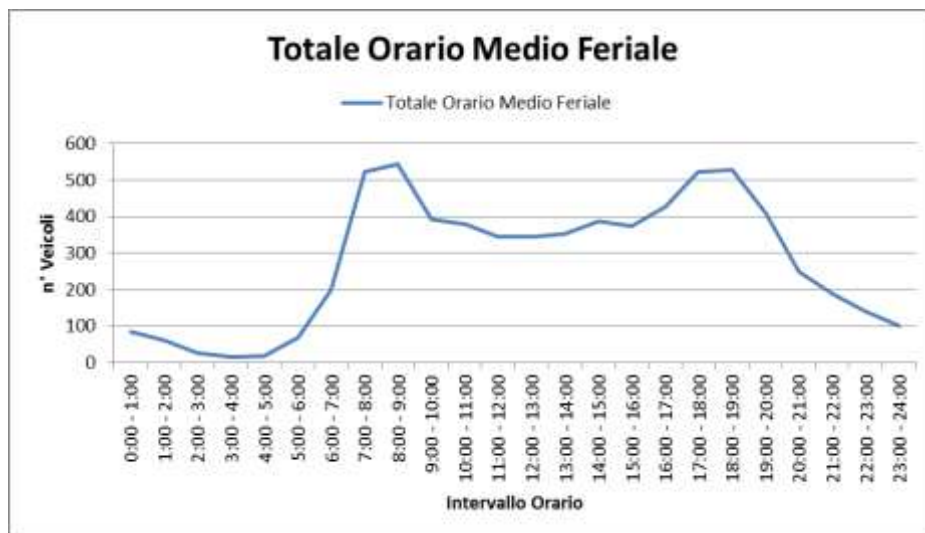
Come si può notare l'andamento è molto simile soprattutto dal lunedì al venerdì, ossia nei giorni feriali. Si possono così rappresentare i valori medi orari giornalieri, i quali possono essere considerati rappresentativi della situazione che si verifica quotidianamente lungo la tratta. Si è suddiviso l'andamento medio feriale da quello festivo e si sono ottenuti i seguenti risultati:

- Andamento MEDIO FERIALE:

Tabella 6.1-4: Ricostruzione del traffico medio orario per una giornata feriale media

TRAFFICO ORARIO MEDIO FERIALE										
Intervallo Rilevazione		Veicoli Leggeri				Veicoli Pesanti				TOTALI
		0 - 5 m		5 - 7,5 m		7,5 - 10 m		10 - 19 m		
		Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	
h	0 / 1	27	56,2	0,2	0,2	0,4	0	0	0,2	84,2
h	1 / 2	15,6	44,4	0	0,2	0	0	0,2	0,2	60,6
h	2 / 3	6,8	18	0	0	0	0,6	1,4	0	26,8
h	3 / 4	7	6,2	0	0,2	0	0	0,6	0,2	14,2
h	4 / 5	5,8	10,2	0,2	0	0	0,4	0,6	0,4	17,6
h	5 / 6	26,4	30,6	0,2	0,2	2,4	3,6	1	2,8	67,2
h	6 / 7	97,6	75,6	0,6	3	4,4	2,2	7,2	8,2	198,8
h	7 / 8	202,8	290,8	4,2	4,2	5,2	4,8	4,6	5,2	521,8
h	8 / 9	236,4	276,6	5	5,8	4,2	4,4	5	7,6	545
h	9 / 10	188,8	176,2	3	3,2	4,2	5,2	5,6	5,8	392
h	10 / 11	175,8	169,4	2,8	5,6	8,8	3,8	6,4	5,6	378,2
h	11 / 12	158,8	157	2,8	4	4	5,4	6	5,4	343,4
h	12 / 13	170	155	2,2	1	3,2	2,6	7,6	3,6	345,2
h	13 / 14	159,4	161	1,8	3,6	6,6	5,6	8,2	6,2	352,4
h	14 / 15	184	175	3,2	4,2	5,8	2,8	5,6	6,8	387,4
h	15 / 16	178,8	169	3,6	3,4	5,4	3	6	4,4	373,6
h	16 / 17	201	197	4,6	1,4	2,6	6	8,6	6	427,2
h	17 / 18	279,6	220,4	1,2	2,2	5,4	3,4	7,6	3,8	523,6
h	18 / 19	284	229,8	0,8	1,6	3,8	0,6	4,4	3,2	528,2
h	19 / 20	208,8	187,4	0,4	0,2	2,2	4	4	1,8	408,8
h	20 / 21	114,8	129	0,2	0	0,4	1	1,2	1,4	248
h	21 / 22	103,6	83,2	0	0,2	0	0,2	0,8	0,6	188,6
h	22 / 23	81,2	58,6	0	0	0,4	0	0	0,8	141
h	23 / 24	48,2	50,2	0	0	0,2	0,2	0,2	0	99
TOT. FERIALE		3162,2	3126,8	37	44,4	69,6	59,8	92,8	80,2	6672,8
%		47,39	46,86	0,55	0,67	1,04	0,90	1,39	1,20	

Tabella 6.1-5: Andamento del traffico medio orario per una giornata feriale media



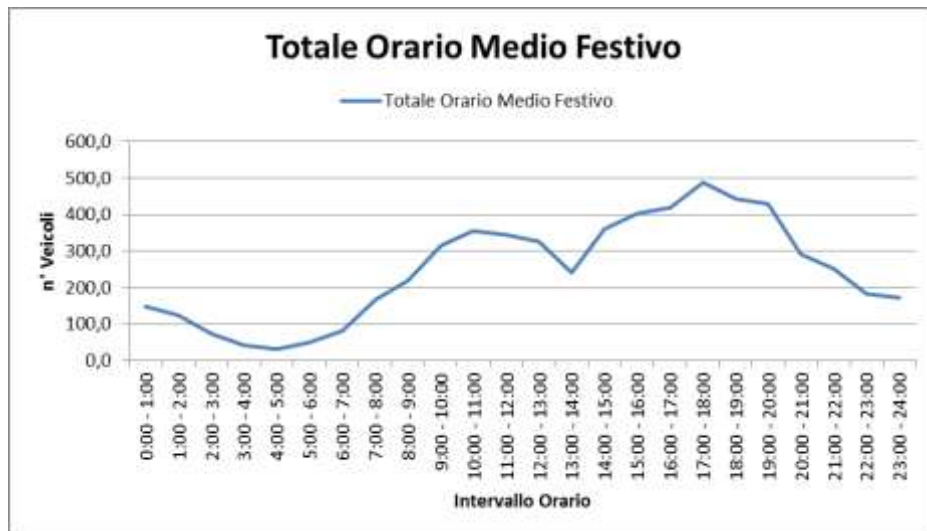
I picchi di traffico si hanno tra le 7:00 e le 9:00 e tra le 17:00 e le 19:00, ossia nelle classiche fasce orarie di punta giornaliera, dove si registra un flusso orario pari a circa 550 veicoli/ora. Il traffico rimane comunque sostenuto anche durante le ore del giorno, oscillando intorno ai 400 veicoli/ora, mentre decresce notevolmente nel periodo notturno, ossia dopo le 22:00.

- Andamento MEDIO FESTIVO:

Tabella 6.1-6: Ricostruzione del traffico medio orario per una giornata festiva media

TRAFFICO ORARIO MEDIO FESTIVO										
Intervallo Rilevazione	Veicoli Leggeri				Veicoli Pesanti				TOTALI	
	0 - 5 m		5 - 7,5 m		7,5 - 10 m		10 - 19 m			
	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->		
h	0 / 1	56	92,7	0	0	0	0	0	0	148,7
h	1 / 2	32,7	92	0	0	0	0	0	0	124,7
h	2 / 3	17	56,3	0	0	0	0	0,3	0	73,7
h	3 / 4	14	27	0	0,3	0	0,3	1	0	42,7
h	4 / 5	8	20,7	0,3	0	0	0,3	0,3	0	29,7
h	5 / 6	17,7	25,3	0	0	1	2,7	0,3	1,67	48,7
h	6 / 7	42	35,5	0	0,5	1	0,5	0,5	0,5	80,5
h	7 / 8	85	74	1	0	1,5	1	2,5	2	167
h	8 / 9	117,5	94	1	1,5	0,5	0,5	1	3,5	219,5
h	9 / 10	163,5	145,5	0,5	1	1,5	0,5	0,5	1	314
h	10 / 11	184,5	164,5	0,5	0	0,5	1	2	1	354
h	11 / 12	171,5	169	1	0,5	1,5	0,5	0	0,5	344,5
h	12 / 13	160	161,5	0	0	1	1	1	2,5	327
h	13 / 14	117	120,5	0,5	0	1	1,5	0	1	241,5
h	14 / 15	192	165	0	0	2	0,5	0,5	1	361
h	15 / 16	214	185,5	0	0	1	0,5	0,5	0,5	402
h	16 / 17	228,5	189,5	1	0	0	0,5	0,5	0	420
h	17 / 18	236,5	247	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	2	488
h	18 / 19	206,5	235	0,5	0	0,5	0	0	1,5	444
h	19 / 20	188,5	238	0	0,5	0	1	0	1	429
h	20 / 21	167,5	125	0	0	0	0	0	0	292,5
h	21 / 22	144	106	0	0	0	0	0,5	0	250,5
h	22 / 23	90,5	90,5	0	0	0	0	0,5	0	181,5
h	23 / 24	81,5	91	0	0	0	0	0	0	172,5
FESTIVO		2935,8	2951,0	6,8	4,8	13,5	12,8	12,5	19,7	5957,0
%		49,28	49,54	0,11	0,08	0,23	0,22	0,21	0,33	

Tabella 6.1-7: Andamento del traffico medio orario per una giornata festiva media



Si nota come, invece, nei giorni festivi, circolino meno veicoli, soprattutto nella fascia mattutina.

Il picco si registra tra le 17:00 e le 19:00, dove si raggiunge un flusso di circa 500 veicoli/ora.

Si può notare, inoltre, che, a differenza di quanto accadeva nei giorni feriali, durante il periodo notturno il valore di traffico orario è considerevole. Si è registrato un valore pari a circa 200 veicoli/ora nell'intervallo tra le 22:00 e le 2:00 del giorno successivo, ossia un valore circa raddoppiato rispetto a quello misurato nei giorni feriali.

Analizzando questi primi dati, in conclusione, si può notare come l'andamento orario medio del traffico festivo differisca da quello feriale soprattutto nella fascia oraria mattutina, dove si conta un numero di veicoli minore rispetto a quelli che caratterizzano una qualsiasi giornata lavorativa, e nelle prime ore del periodo notturno, nel quale si sono misurati valori di traffico orario superiori.

Altro dato fondamentale che si può calcolare è il TRAFFICO GIORNALIERO MEDIO, o TGM. Per prima cosa si deve fare riferimento al totale giornaliero per ciascun giorno della settimana. Si ha quindi:

Tabella 6.1-8: Calcolo del traffico totale giornaliero

GIORNO SETTIMANA	Veicoli Leggeri				Veicoli Pesanti				TOTALI
	0 - 5 m		5 - 7,5 m		7,5 - 10 m		10 - 19 m		
	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	
LUNEDI'	3168	3088	35	50	67	64	92	73	6637
MARTEDI'	3081	3179	29	36	62	62	65	77	6591
MERCOLEDI'	3172	3125	49	45	68	60	101	89	6709
GIOVEDI'	3092	3131	36	40	79	55	83	78	6594
VENERDI'	3298	3111	36	51	72	58	123	84	6833
SABATO	3083	3141	9	8	26	18	21	32	6338
DOMENICA	2837	2865	5	1	0	5	2	6	5721
TOTALI SETTIMANA	21731	21640	199	231	374	322	487	439	45423

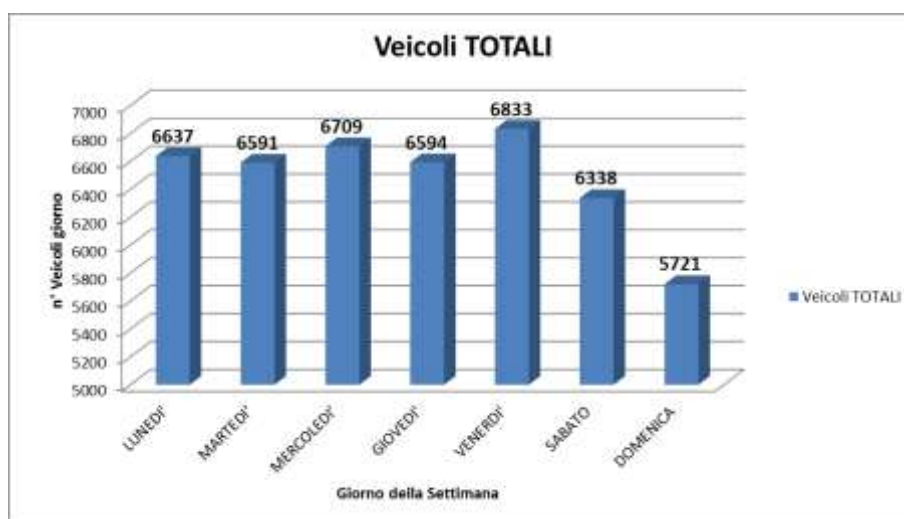


Figura 6.1-15: Confronto grafico del traffico totale giornaliero

Come si nota, durante i giorni feriali della settimana il traffico è pressoché costante, mentre decresce nei giorni festivi di circa il 10%.

Il TGM per la tratta di interesse sarà quindi:

TGM	6489	<i>Veicoli/giorno</i>
------------	-------------	-----------------------

Il ché vuol dire che si contano in media, quindi, circa 6500 veicoli al giorno transitanti lungo la strada interessata sommando entrambi i sensi di marcia, ossia un numero considerevole, che ha il suo picco durante i giorni feriali.

6.1.3.2. RIPARTIZIONE DEL TRAFFICO PESANTE

Altro dato importante che si può ricavare all'analisi dei dati è la percentuale di traffico pesante transitante durante la giornata. In funzione delle loro dimensioni, per ogni giornata si può individuare la percentuale di veicoli transitanti, suddividendoli in 4 classi:

- a. 0 – 5 m;
- b. 5 – 7,5 m;
- c. 7,5 – 10 m;
- d. 10 – 19 m;

I veicoli delle classi “a” e “b” fanno parte del gruppo dei *veicoli leggeri*, mentre i veicoli delle altre classi fanno parte dei *veicoli pesanti*.

Per ciascun giorno si può così definire come si ripartiscono le varie classi di veicoli transitanti.

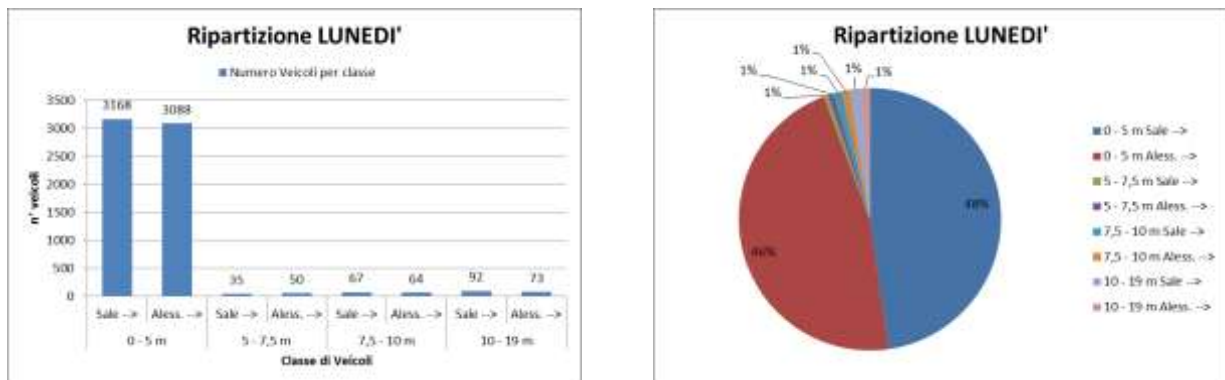


Figura 6.1-16: Ripartizione veicoli per classi di dimensione lunedì

Si può analizzare la situazione facendo riferimento al traffico orario medio feriale e festivo. In questo caso si può mettere in evidenza quella che è la situazione che si verifica generalmente durante l'anno lungo la tratta in esame. Da questa analisi emergono i seguenti risultati:

- Andamento MEDIO FERIALE:

Analizzando i dati è stato possibile ricostruire l'andamento orario medio del traffico leggero e di quello pesante in una giornata feriale media:

Tabella 6.1-9: Calcolo della percentuale di veicoli leggeri e pesanti di una giornata feriale media

Giornata FERIALE		Veicoli LEGGERI		Veicoli PESANTI	
Intervallo		Veicoli	%	Veicoli	%
h	0 - 1	83,6	99,3	0,6	0,7
h	1 - 2	60,2	99,3	0,4	0,7
h	2 - 3	24,8	92,5	2,0	7,5
h	3 - 4	13,4	94,4	0,8	5,6
h	4 - 5	16,2	92,0	1,4	8,0
h	5 - 6	57,4	85,4	9,8	14,6
h	6 - 7	176,8	88,9	22,0	11,1
h	7 - 8	502,0	96,2	19,8	3,8
h	8 - 9	523,8	96,1	21,2	3,9
h	9 - 10	371,2	94,7	20,8	5,3
h	10 - 11	353,6	93,5	24,6	6,5
h	11 - 12	322,6	93,9	20,8	6,1
h	12 - 13	328,2	95,1	17,0	4,9
h	13 - 14	325,8	92,5	26,6	7,5
h	14 - 15	366,4	94,6	21,0	5,4
h	15 - 16	354,8	95,0	18,8	5,0
h	16 - 17	404,0	94,6	23,2	5,4
h	17 - 18	503,4	96,1	20,2	3,9
h	18 - 19	516,2	97,7	12,0	2,3
h	19 - 20	396,8	97,1	12,0	2,9
h	20 - 21	244,0	98,4	4,0	1,6
h	21 - 22	187,0	99,2	1,6	0,8
h	22 - 23	139,8	99,1	1,2	0,9
h	23 - 24	98,4	99,4	0,6	0,6
TOTALE		6370,4		302,4	

Da cui si può ricostruire la ripartizione oraria dei veicoli pesanti:

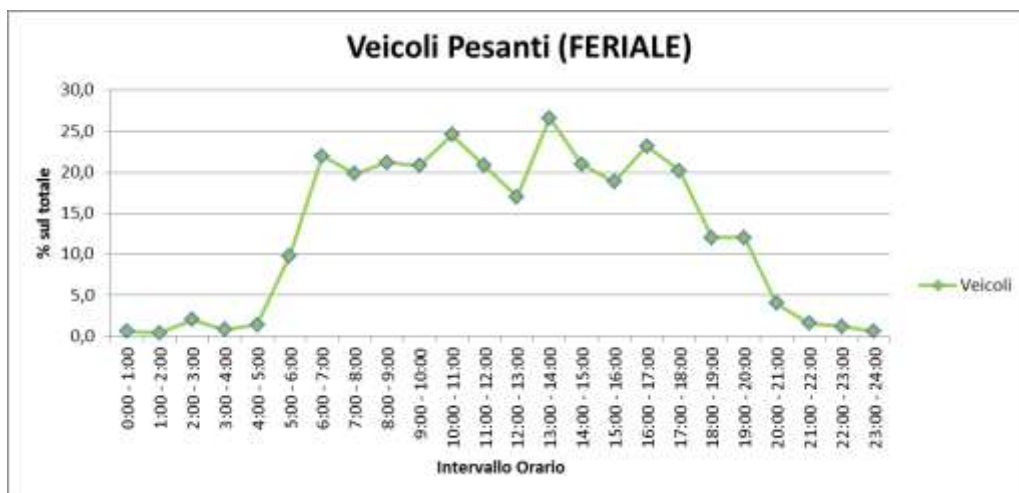


Figura 6.1-17: variazione oraria della percentuale di veicoli pesanti transitanti in una giornata feriale media

Si nota come il traffico pesante sia presente soprattutto nel periodo diurno, ripartito in modo omogeneo in ciascun intervallo orario, mentre cala vistosamente nel periodo notturno.

In una giornata media feriale si può così individuare la percentuale di traffico leggero rispetto a quello pesante come segue:

Tabella 6.1-10: ripartizione traffico leggero - pesante in una giornata feriale media

	Veicoli Leggeri				Veicoli Pesanti			
	0 - 5 m		5 - 7,5 m		7,5 - 10 m		10 - 19 m	
	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->
TOT. FERIALE	3162,2	3126,8	37	44,4	69,6	59,8	92,8	80,2
%	47,39	46,86	0,55	0,67	1,04	0,90	1,39	1,20
	95,47				4,53			
	%				%			

Ripartiti come segue:



Figura 6.1-18: Numero di veicoli transitanti per classe in una giornata feriale media

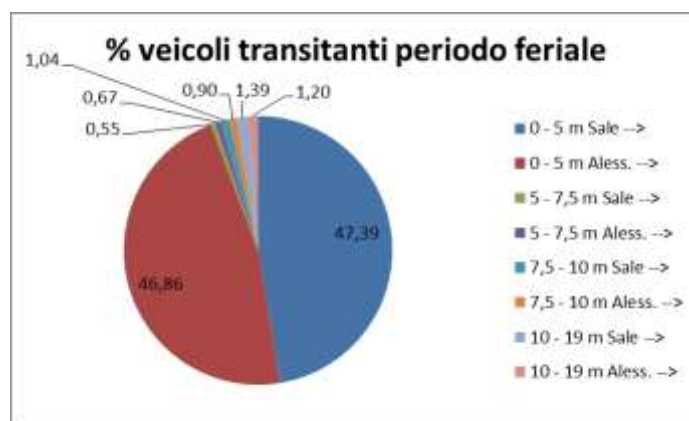


Figura 6.1-19: percentuale di veicoli transitanti per classe in una giornata feriale media

Si può notare come nei giorni feriali la percentuale di veicoli pesanti transitante sia intorno al 5% sul totale, ripartita in modo abbastanza omogeneo tra le due classi di veicoli 7,5 – 10 m e 10 – 19 m.

- Andamento MEDIO FESTIVO:

In una giornata festiva media, invece, si è potuto ricostruire il seguente andamento:

Tabella 6.1-11: Calcolo della percentuale di veicoli leggeri e pesanti di una giornata festiva media

Giornata FESTIVA		Veicoli LEGGERI		Veicoli PESANTI	
Intervallo		Veicoli	%	Veicoli	%
h	0 - 1	148,7	100,0	0,0	0,0
h	1 - 2	124,7	100,0	0,0	0,0
h	2 - 3	73,3	99,5	0,3	0,5
h	3 - 4	41,3	96,9	1,3	3,1
h	4 - 5	29,0	97,8	0,7	2,2
h	5 - 6	43,0	88,4	5,7	11,6
h	6 - 7	78,0	96,9	2,5	3,1
h	7 - 8	160,0	95,8	7,0	4,2
h	8 - 9	214,0	97,5	5,5	2,5
h	9 - 10	310,5	98,9	3,5	1,1
h	10 - 11	349,5	98,7	4,5	1,3
h	11 - 12	342,0	99,3	2,5	0,7
h	12 - 13	321,5	98,3	5,5	1,7
h	13 - 14	238,0	98,6	3,5	1,4
h	14 - 15	357,0	98,9	4,0	1,1
h	15 - 16	399,5	99,4	2,5	0,6
h	16 - 17	419,0	99,8	1,0	0,2
h	17 - 18	484,5	99,3	3,5	0,7
h	18 - 19	442,0	99,5	2,0	0,5
h	19 - 20	427,0	99,5	2,0	0,5
h	20 - 21	292,5	100,0	0,0	0,0
h	21 - 22	250,0	99,8	0,5	0,2
h	22 - 23	181,0	99,7	0,5	0,3
h	23 - 24	172,5	100,0	0,0	0,0
TOTALE		5898,5		58,5	

Da cui si può ricostruire la ripartizione oraria dei veicoli pesanti:

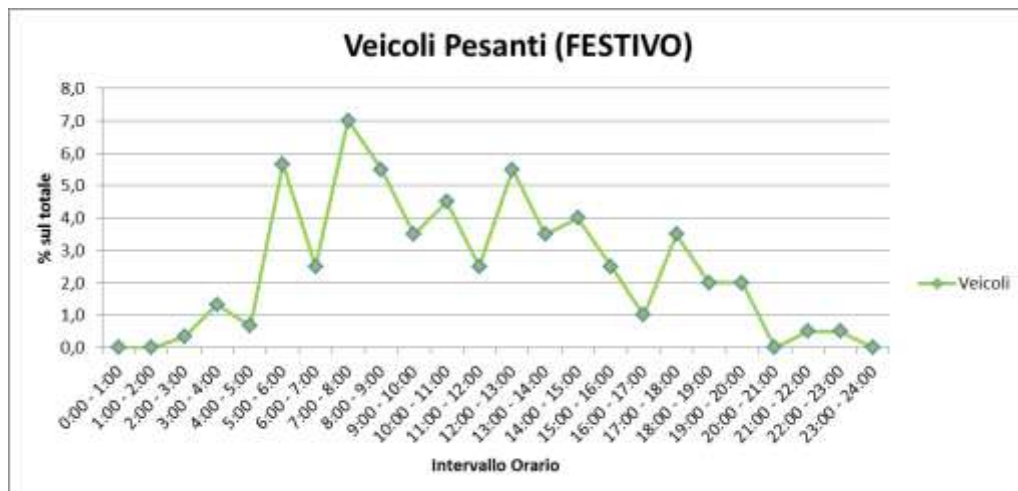


Figura 6.1-20: variazione oraria della percentuale di veicoli pesanti transitanti in una giornata festiva media

In un giorno medio festivo il numero di veicoli pesanti cala notevolmente, ma si può comunque individuare lo stesso andamento che si ha in un giorno feriale medio, ossia con la loro concentrazione nel periodo diurno.

In una giornata media festiva, quindi, si ha la seguente percentuale di veicoli leggeri rispetto a quelli pesanti:

Tabella 6.1-12: ripartizione traffico leggero - pesante in una giornata festiva media

	Veicoli Leggeri				Veicoli Pesanti			
	0 - 5 m		5 - 7,5 m		7,5 - 10 m		10 - 19 m	
	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->
TOT. FERIALE	2935,8	2951,0	6,8	4,8	13,5	12,8	12,5	19,7
%	49,28	49,54	0,11	0,08	0,23	0,22	0,21	0,33
	99,02 %				0,98 %			

Di seguito la ripartizione tra le classi:



Figura 6.1-21: Numero di veicoli transitanti per classe in una giornata festiva media

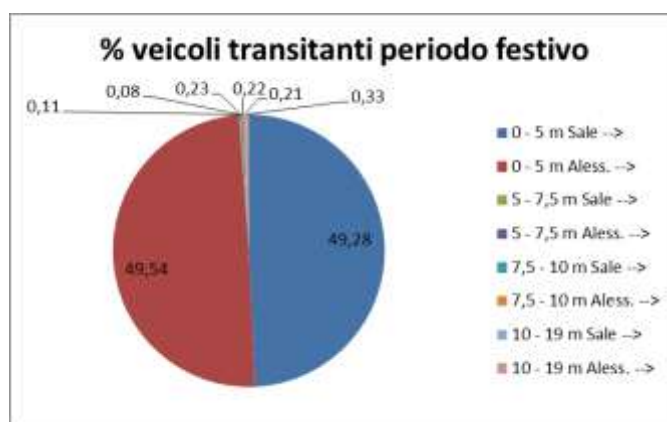


Figura 6.1-22: Percentuale di veicoli transitanti per classe in una giornata feriale media

Nei giorni festivi si nota come la percentuale di veicoli pesanti transitanti cali notevolmente, attestandosi intorno all' 1% circa sul totale. Durante questo periodo, quindi, la grande maggioranza del traffico è dovuta alla presenza di veicoli leggeri.

Per quanto riguarda il traffico pesante, infine, si può ottenere un confronto tra giorno feriale medio e festivo medio:

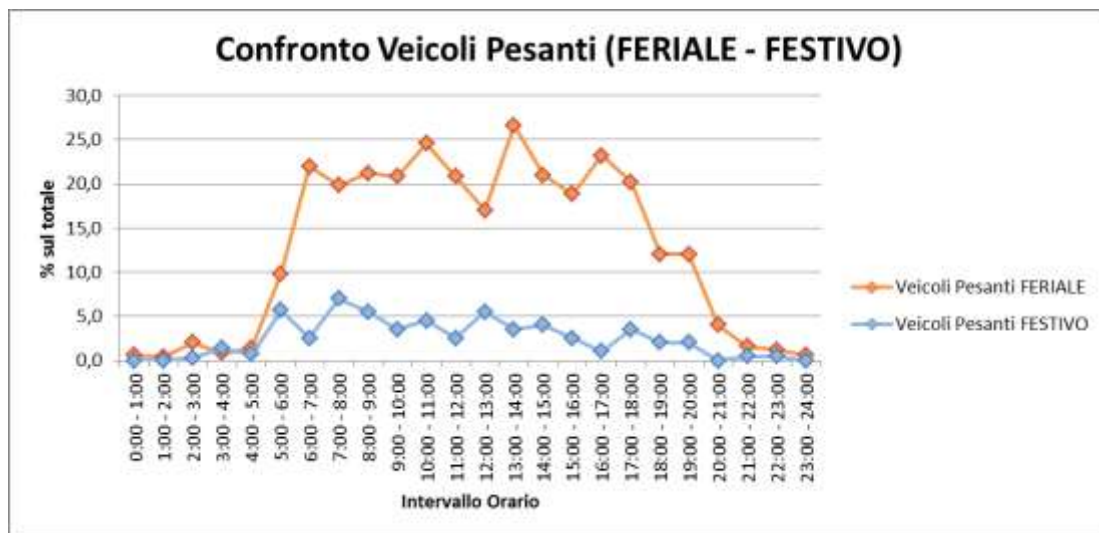


Figura 6.1-23: Confronto della variazione oraria percentuale di veicoli pesanti transitanti in una giornata festiva media e feriale media

Si nota per prima cosa la riduzione notevole di veicoli pesante nei giorni festivi, ma si può evidenziare anche un andamento simile tra i due grafici, con i veicoli pesanti concentrati soprattutto nel periodo diurno, calando vistosamente in quello notturno.

6.1.3.3. TRAFFICO DELL'ORA DI PUNTA

Altro dato importante da analizzare è il TRAFFICO DELL'ORA DI PUNTA. Per prima cosa si evidenzia come l'ora di punta sia differente a seconda che si consideri un giorno feriale o un giorno festivo. Dall'analisi nota che l'intervallo orario da considerare è:

Tabella 6.1-13: Ora di punta per una giornata feriale media e per una festiva media

GIORNO FERIALE	8:00 – 9:00
GIORNO FESTIVO	17:00 – 18:00

Si sono ricavati i seguenti valori di traffico durante l'ora di punta:

Tabella 6.1-14: Valori del traffico dell'ora di punta per ciascun giorno della settimana

GIORNO SETTIMANA	Veicoli Leggeri				Veicoli Pesanti				TOTALI	% SUL TOT.
	0 - 5 m		5 - 7,5 m		7,5 - 10 m		10 - 19 m			
	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->		
LUNEDI'	239	296	7	6	4	4	5	8	569	8,57
MARTEDI'	252	263	8	5	0	4	4	7	543	8,24
MERCOLEDI'	227	282	4	7	5	4	8	11	548	8,17
GIOVEDI'	247	279	2	5	9	5	5	9	561	8,51
VENERDI'	217	263	4	6	3	5	3	3	504	7,38
MEDIA ORARIA GIORNALIERA FERIALE	236,4	276,6	5	5,8	4,2	4,4	5	7,6	545	8,40
SABATO	207	240	1	1	1	1	0	4	455	7,18
DOMENICA	266	254	0	0	0	0	1	0	521	9,11
MEDIA ORARIA GIORNALIERA FESTIVA	236,5	247	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	2	488	7,52

Durante i giorni feriali si ha un traffico orario durante l'ora di punta pari a circa 550 veicoli/ora, pari a circa l'8,5% dell'intero traffico giornaliero, mentre nel corso di una giornata festiva si registra un traffico orario pari a quasi 500 veicoli/ora, che rappresenta il 7,5% del traffico di una giornata festiva. Si evidenzia, quindi, come durante l'ora di punta della giornata, lungo la tratta di interesse, si registri un traffico molto elevato, pari a circa 1 veicolo transitante ogni 7 secondi. Una frequenza di transito molto alta e, quindi, la presenza di sorgenti di rumore molto frequenti.

Se si considera il traffico dei veicoli pesanti durante l'ora di punta si ha:

Tabella 6.1-15: % di veicoli pesanti transitanti durante l'ora di punta della gironata

GIORNO SETTIMANA	Veicoli Leggeri				Veicoli Pesanti				TOT. VEIC. PESANTI	% VEIC. Pesanti
	0 - 5 m		5 - 7,5 m		7,5 - 10 m		10 - 19 m			
	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->	Sale -->	Aless. -->		
LUNEDI'	239	296	7	6	4	4	5	8	21	3,69
MARTEDI'	252	263	8	5	0	4	4	7	15	2,76
MERCOLEDI'	227	282	4	7	5	4	8	11	28	5,11
GIOVEDI'	247	279	2	5	9	5	5	9	28	4,99
VENERDI'	217	263	4	6	3	5	3	3	14	2,78
MEDIA ORARIA GIORNALIERA FERIALE	236,4	276,6	5	5,8	4,2	4,4	5	7,6	21,2	3,89
SABATO	207	240	1	1	1	1	0	4	6	1,32
DOMENICA	266	254	0	0	0	0	1	0	1	0,19
MEDIA ORARIA GIORNALIERA FESTIVA	236,5	247	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	2	3,5	0,72

Si nota come la percentuale di veicoli pesanti durante l'ora di punta sia inferiore a quella media calcolata durante la giornata. Per i giorni feriali si passa dal 4,5% al 3,9%, mentre nei giorni festivi dall'1% allo 0,7%. Quello che cresce, però, è il numero dei veicoli pesanti, che è superiore rispetto agli altri intervalli orari della giornata. Durante l'ora di punta nei giorni feriali si ha il transito del 7% circa dei veicoli pesanti dell'intera giornata, mentre durante i giorni festivi è intorno al 6%.

6.1.3.4. RIPARTIZIONE PER CLASSI DI VELOCITÀ

In ultima analisi è stato diviso il traffico in classi di velocità in modo da poter suddividere i veicoli transitanti a seconda della loro velocità di percorrenza della tratta. Le classi di suddivisione sono le seguenti:

- 0 – 50 Km/h;
- 50 – 70 Km/h;
- 70 – 90 Km/h;
- 90 – 130 Km/h;

Per ogni giornata di indagine si sono ottenuti i seguenti risultati, suddivisi in intervalli orari:

Tabella 6.1-16: Ripartizione traffico orario in classi di velocità lunedì

Intervallo	Transito veicoli per classi di velocità											
	0 - 50 Km/h			50 - 70 Km/h			70 - 90 Km/h			90 - 130 Km/h		
	Sale -->	Aless. -->	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	% sul tot.
h 0 / 1	12	15	22,50	12	41	44,17	9	19	23,33	8	4	10,00
h 1 / 2	5	10	22,39	2	17	28,36	7	18	37,31	1	7	11,94
h 2 / 3	1	4	14,71	6	8	41,18	2	11	38,24	1	1	5,88
h 3 / 4	2	3	29,41	2	3	29,41	0	5	29,41	1	1	11,76
h 4 / 5	0	4	20,00	2	5	35,00	1	3	20,00	2	3	25,00
h 5 / 6	4	7	16,92	10	16	40,00	6	10	24,62	7	5	18,46
h 6 / 7	35	17	25,49	30	55	41,67	34	14	23,53	16	3	9,31
h 7 / 8	91	143	42,86	83	159	44,32	30	27	10,44	13	0	2,38
h 8 / 9	120	178	52,37	105	101	36,20	27	35	10,90	3	0	0,53
h 9 / 10	138	167	77,02	37	34	17,93	9	10	4,80	0	1	0,25
h 10 / 11	135	169	84,21	32	18	13,85	4	2	1,66	0	1	0,28
h 11 / 12	134	145	82,54	33	22	16,27	3	1	1,18	0	0	0,00
h 12 / 13	95	57	47,20	77	46	38,20	16	19	10,87	10	2	3,73
h 13 / 14	88	85	46,26	69	75	38,50	31	21	13,90	3	2	1,34
h 14 / 15	115	82	49,75	75	89	41,41	14	16	7,58	2	3	1,26
h 15 / 16	169	134	85,35	16	35	14,37	0	1	0,28	0	0	0,00
h 16 / 17	194	162	88,34	14	28	10,42	1	2	0,74	1	1	0,50
h 17 / 18	258	189	90,30	15	28	8,69	1	1	0,40	1	2	0,61
h 18 / 19	167	122	57,00	82	79	31,76	22	26	9,47	6	3	1,78
h 19 / 20	69	72	40,40	86	57	40,97	27	28	15,76	4	6	2,87
h 20 / 21	26	47	30,80	46	48	39,66	32	26	24,47	10	2	5,06
h 21 / 22	32	19	23,50	78	20	45,16	42	16	26,73	6	4	4,61
h 22 / 23	20	10	20,13	34	21	36,91	39	15	36,24	6	4	6,71
h 23 / 24	8	11	19,79	18	13	32,29	15	21	37,50	7	3	10,42
TOT. VEIC. LUNEDI'	1918	1852	56,80	964	1018	29,86	372	347	10,83	108	58	2,50

E' stato possibile ricostruire l'andamento orario di ciascuna di queste classi per ciascuna giornata come segue:

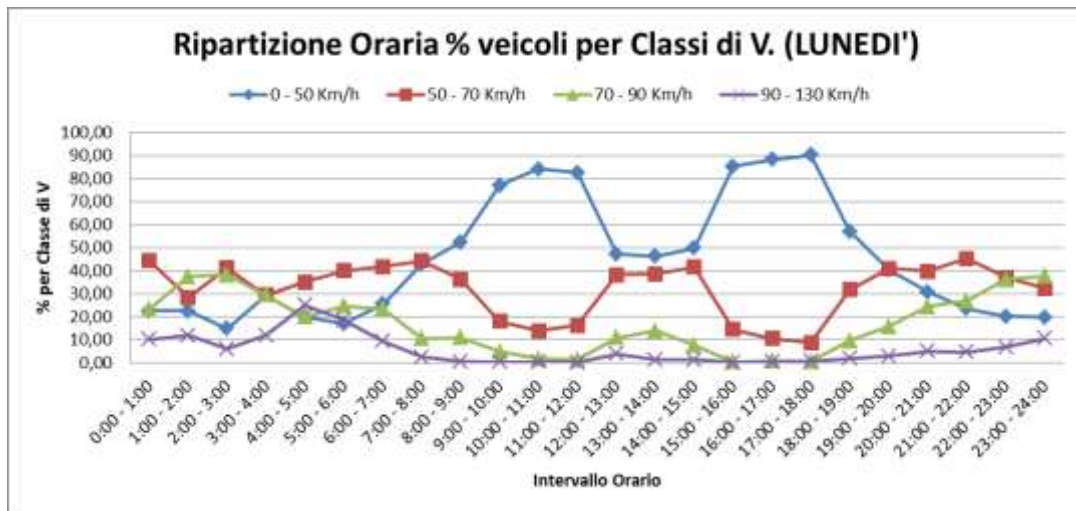


Figura 6.1-24: Ripartizione oraria dei veicoli suddivisi per classi di velocità il lunedì

In percentuale si ha la seguente ripartizione:

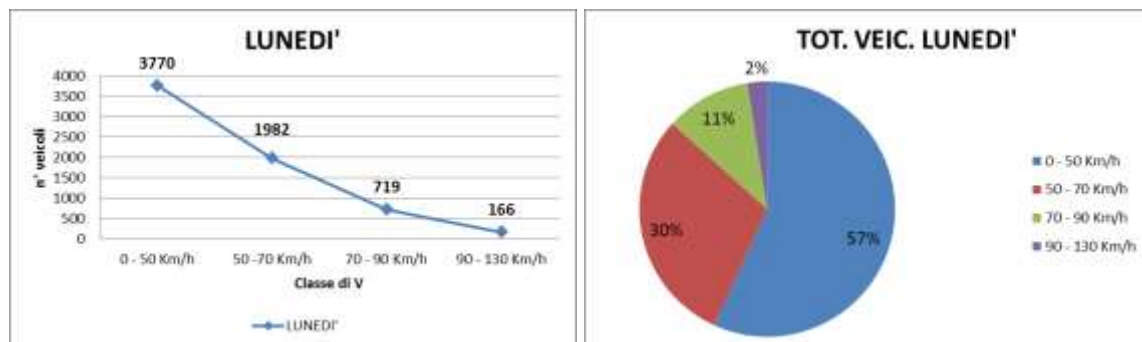


Figura 6.1-25: Suddivisione percentuali di veicoli per classe di velocità il lunedì

Come fatto in precedenza si può far riferimento alla situazione media feriale e a quella festiva, in modo da considerare un giorno feriale medio ed uno festivo medio di riferimento. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

- Andamento MEDIO FERIALE:

L'andamento medio orario nei giorni feriali è il seguente:

Tabella 6.1-17: Calcolo della ripartizione del traffico orario in classi di velocità per un giorno feriale medio

Intervallo	Transito veicoli per classi di velocità												TOTALI
	0 - 50 Km/h			50 - 70 Km/h			70 - 90 Km/h			90 - 130 Km/h			
	Sale -->	Aless. -->	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	% sul tot.	
h 0 / 1	5,8	9,4	18,05	8,2	22,8	36,82	9,2	17	31,12	4,4	7,4	14,01	84,2
h 1 / 2	3	6	14,85	3,8	17,6	35,31	5,8	16,6	36,96	3,2	4,6	12,87	60,6
h 2 / 3	1,2	2,6	14,18	2,8	7,4	38,06	3,4	6,4	36,57	0,8	2,2	11,19	26,8
h 3 / 4	0,8	0,8	11,27	2	1,8	26,76	2,6	2,8	38,03	2,2	1,2	23,94	14,2
h 4 / 5	1	1,4	13,64	1,8	2,4	23,86	1,6	5	37,50	2,2	2,2	25,00	17,6
h 5 / 6	5,4	9,8	22,62	10,2	10,2	30,36	8,8	11	29,46	5,6	6,2	17,56	67,2
h 6 / 7	26,6	14	20,42	36,4	46	41,45	32,2	22,2	27,36	14,6	6,8	10,76	198,8
h 7 / 8	80	113,8	37,13	90,2	135,4	43,22	37,8	50,8	16,97	9	5	2,68	522
h 8 / 9	109,8	137,8	45,43	108,6	113,8	40,81	29	37,8	12,26	3,2	5	1,50	545
h 9 / 10	158,8	146,6	77,91	36,6	36,4	18,62	5,6	7	3,21	0,6	0,4	0,26	392
h 10 / 11	152,2	145,8	78,79	36	32,2	18,03	4,8	5,2	2,64	0,8	1,2	0,53	378,2
h 11 / 12	144,2	154,8	87,07	24,8	15,6	11,76	2	1,2	0,93	0,6	0,2	0,23	343,4
h 12 / 13	104,4	85	54,87	60	53,2	32,79	13,8	20,6	9,97	4,8	3,4	2,38	345,2
h 13 / 14	83,6	79,4	46,25	64	65,6	36,78	24,6	28,4	15,04	3,8	3	1,93	352,4
h 14 / 15	101,2	86,8	48,53	76	82,2	40,84	19,2	18,6	9,76	2,2	1,2	0,88	387,4
h 15 / 16	164,8	152,6	84,96	26,4	25,8	13,97	2	1	0,80	0,6	0,4	0,27	373,6
h 16 / 17	183	182,4	85,57	30	23,2	12,46	2,6	4	1,55	1,2	0,6	0,42	427
h 17 / 18	253	192,4	85,06	35,4	30,4	12,57	4	4,8	1,68	1,4	2,2	0,69	523,6
h 18 / 19	143,8	116	49,19	110,8	89,6	37,94	34,2	25,4	11,28	4,2	4,2	1,59	528,2
h 19 / 20	76,8	64,2	34,49	95,4	80,6	43,05	38,4	40,2	19,23	4,8	8,4	3,23	408,8
h 20 / 21	33,2	43,2	30,81	46,6	49,8	38,87	29	32,4	24,76	7,8	6	5,56	248
h 21 / 22	23,4	19,6	22,80	41,6	29,2	37,54	31	28,8	31,71	8,4	6,6	7,95	188,6
h 22 / 23	31,8	22	38,16	26,8	20,4	33,48	19	13,4	22,98	4	3,6	5,39	141
h 23 / 24	22,6	22,6	45,66	13,2	14	27,47	9,8	10,2	20,20	3	3,6	6,67	99
MEDIA FERIALE	1910,4	1809	55,74	987,6	1005,6	29,87	370,4	410,8	11,71	93,4	85,6	2,68	6672,8

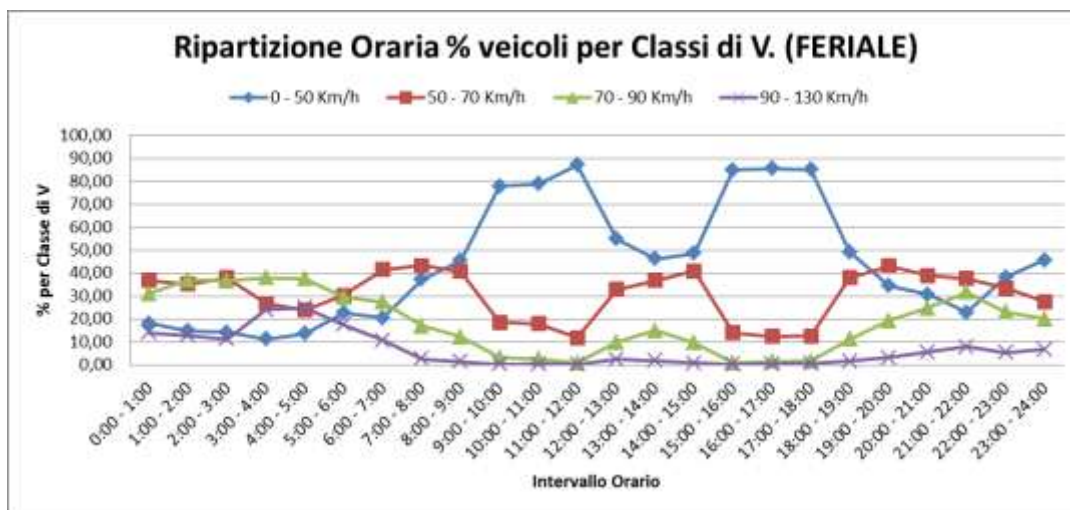


Figura 6.1-26: Ripartizione oraria dei veicoli suddivisi per classi di velocità in un giorno feriale medio

Si nota come si abbia prevalenza della classe di velocità 0 – 50 Km/h proprio a ridosso delle fasce oraria in cui si ha la presenza del maggior numero di veicoli, indice di una forte presenza di traffico che causa rallentamenti lungo la Provinciale. Nelle ore notturne, invece, vista la bassa presenza di veicoli, le velocità di percorrenza della tratta si mantengono più elevate, con una forte presenza di veicoli transitanti oltre il limite di 50 Km/h fissato per questo tratto di strada.

La media giornaliera dei risultati ottenuti dai rilievi effettuati durante i giorni feriali ha dato i seguenti risultati:

Tabella 6.1-18: Media giornaliera dei veicoli transitanti per classi di velocità in una giornata feriale media:

GIORNO	Transito veicoli per classi di velocità															
	0 - 50 Km/h				50 - 70 Km/h				70 - 90 Km/h				90 - 130 Km/h			
	Sale -->	Aless. -->	SOMMA	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	SOMMA	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	SOMMA	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	SOMMA	% sul tot.
LUNEDI'	1918	1852	3770	56,80	964	1018	1982	29,86	372	347	719	10,83	108	58	166	2,50
MARTEDI'	1788	1889	3677	55,79	1054	1027	2081	31,57	321	361	682	10,35	74	77	151	2,29
MERCOLEDI'	1843	1532	3375	50,31	983	1038	2021	30,12	460	595	1055	15,73	105	153	258	3,85
GIOVEDI'	2002	1862	3864	58,60	902	989	1891	28,68	304	369	673	10,21	82	84	166	2,52
VENERDI'	2001	1910	3911	57,24	1035	956	1991	29,14	395	382	777	11,37	98	56	154	2,25
TOT. FERIALE	9552	9045	18597	55,74	4938	5028	9966	29,87	1852	2054	3906	11,71	467	428	895	2,68
MEDIA FERIALE	1910,4	1809	3719,4	55,74	987,6	1005,6	1993,2	29,87	370,4	410,8	781,2	11,71	93,4	85,6	179	2,68

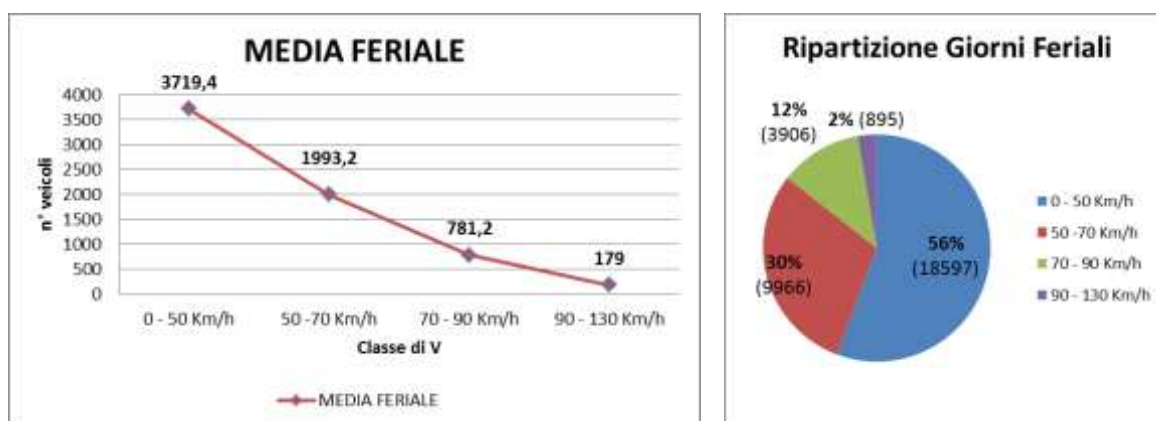


Figura 6.1-27: Suddivisione percentuali di veicoli per classe di velocità in una giornata feriale media

Si può notare come durante un giorno feriale più del 50% dei veicoli transiti entro il limite di velocità prescritto per la tratta, ossia a velocità inferiori dei 50 Km/h.

- Andamento MEDIO FESTIVO:

Nei giorni festivi si ha in media la seguente distribuzione oraria dei veicoli per classi di velocità:

Tabella 6.1-19: Calcolo della ripartizione del traffico orario in classi di velocità per un giorno festivo medio

Intervallo	Transito veicoli per classi di velocità												TOTALI
	0 - 50 Km/h			50 - 70 Km/h			70 - 90 Km/h			90 - 130 Km/h			
	Sale ->	Aless. ->	% sul tot.	Sale ->	Aless. ->	% sul tot.	Sale ->	Aless. ->	% sul tot.	Sale ->	Aless. ->	% sul tot.	
h 0 / 1	26,5	35,5	38,04	23,5	43,5	41,10	11	18	17,79	2,5	2,5	3,07	163
h 1 / 2	19	46,5	42,67	13,5	43	36,81	5,5	18	15,31	3,5	4,5	5,21	153,5
h 2 / 3	9,5	32,5	44,92	4,5	21	27,27	4	15	20,32	3	4	7,49	93,5
h 3 / 4	4	5	16,22	7	12,5	35,14	5,5	12,5	32,43	3,5	5,5	16,22	55,5
h 4 / 5	4,5	3,5	23,19	2,5	8	30,43	2,5	11	39,13	1	1,5	7,25	34,5
h 5 / 6	2	6,5	20,99	4	7	27,16	6	8,5	35,80	3	3,5	16,05	40,5
h 6 / 7	11	9,5	25,47	14,5	9,5	29,81	12	14,5	32,92	6	3,5	11,80	80,5
h 7 / 8	29,5	31	36,23	38	26,5	38,62	18	16,5	20,66	4,5	3	4,49	167
h 8 / 9	40,5	34,5	34,17	49,5	42	41,69	26,5	20,5	21,41	3,5	2,5	2,73	219,5
h 9 / 10	74	58	42,04	64,5	68,5	42,36	25	19,5	14,17	2,5	2	1,43	314
h 10 / 11	116	104,5	62,29	49	47	27,12	20	13	9,32	2,5	2	1,27	354
h 11 / 12	85	89,5	50,65	66,5	55	35,27	21	21,5	12,34	1,5	4,5	1,74	344,5
h 12 / 13	57	67	37,92	64,5	66,5	40,06	34,5	25	18,20	6	6,5	3,82	327
h 13 / 14	42	33	31,06	41	52	38,51	30,5	29,5	24,84	5	8,5	5,59	241,5
h 14 / 15	101	90,5	53,05	68,5	59,5	35,46	21	15	9,97	4	1,5	1,52	361
h 15 / 16	83,5	77,5	40,05	97	77	43,28	30,5	28,5	14,68	4,5	3,5	1,99	402
h 16 / 17	94	72,5	39,64	100,5	89,5	45,24	30	26,5	13,45	5,5	1,5	1,67	420
h 17 / 18	85	80	33,81	119	127	50,41	28	38	13,52	6	5	2,25	488
h 18 / 19	86	76	36,49	83	111	43,69	35,5	45,5	18,24	3	4	1,58	444
h 19 / 20	60,5	73,5	31,24	84	113,5	46,04	38	46	19,58	6	7,5	3,15	429
h 20 / 21	44	45	30,43	74,5	39,5	38,97	41	34	25,64	8	6,5	4,96	292,5
h 21 / 22	47	38,5	34,13	52,5	37	35,73	38,5	24	24,95	6,5	6,5	5,19	250,5
h 22 / 23	44	45	49,04	28,5	26	30,03	14,5	17	17,36	4	2,5	3,58	181,5
h 23 / 24	38,5	44	47,83	29,5	32,5	35,94	11	14	14,49	2,5	0,5	1,74	172,5
MEDIA FERIALE	1204	1199	39,85	1179,5	1214,5	39,70	510	531,5	17,27	98	93	3,17	6029,5

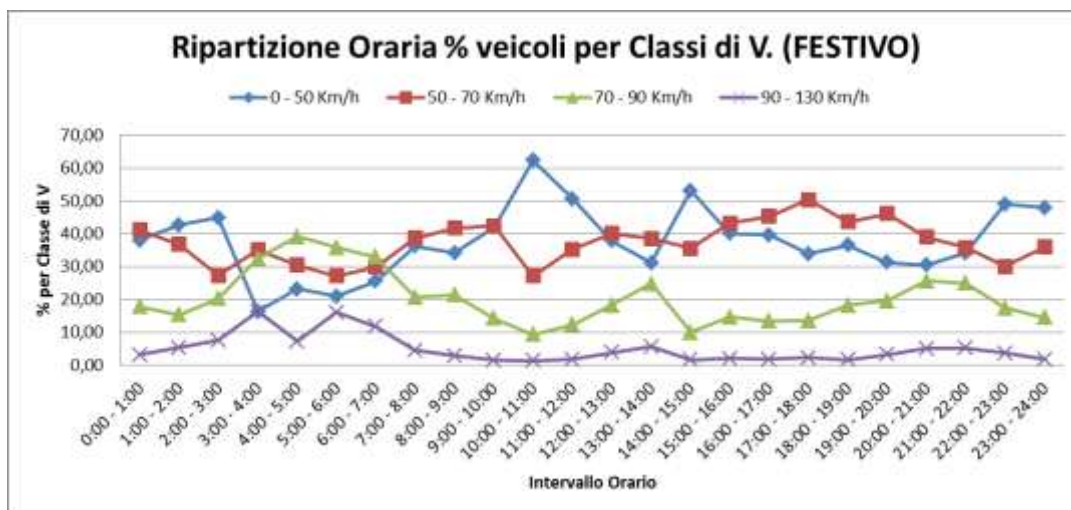


Figura 6.1-28: Ripartizione oraria dei veicoli suddivisi per classi di velocità in un giorno festivo medio

A differenza della situazione precedente, si nota come nei giorni festivi mediamente le due classi di velocità 0 – 50 Km/h e 50 – 70 Km/h siano presenti in egual modo lungo la tratta considerata. Questo può essere dovuto sia alla minor presenza di traffico che al ridotto numero di mezzi pesanti transitanti durante i giorni festivi. Si nota, inoltre, come nelle ore notturne prevalgano le alte velocità, soprattutto tra le 2:00 e le 6:00.

La media giornaliera dei risultati ottenuti dai rilievi effettuati durante i giorni festivi ha dato i seguenti risultati:

Tabella 6.1-20: Media giornaliera dei veicoli transitanti per classi di velocità in una giornata festiva media:

GIORNO	Transito veicoli per classi di velocità															
	0 - 50 Km/h				50 - 70 Km/h				70 - 90 Km/h				90 - 130 Km/h			
	Sale -->	Aless. -->	SOMMA	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	SOMMA	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	SOMMA	% sul tot.	Sale -->	Aless. -->	SOMMA	% sul tot.
SABATO	1536	1590	3126	49,32	1093	1103	2196	34,65	430	429	859	13,55	80	77	157	2,48
DOMENICA	872	808	1680	29,37	1266	1326	2592	45,31	590	634	1224	21,39	116	109	225	3,93
TOT. FESTIVI	2408	2398	4806	39,85	2359	2429	4788	39,70	1020	1063	2083	17,27	196	186	382	3,17
MEDIA FESTIVI	1204	1199	2403	39,85	1179,5	1214,5	2394	39,70	510	531,5	1041,5	17,27	98	93	191	3,17

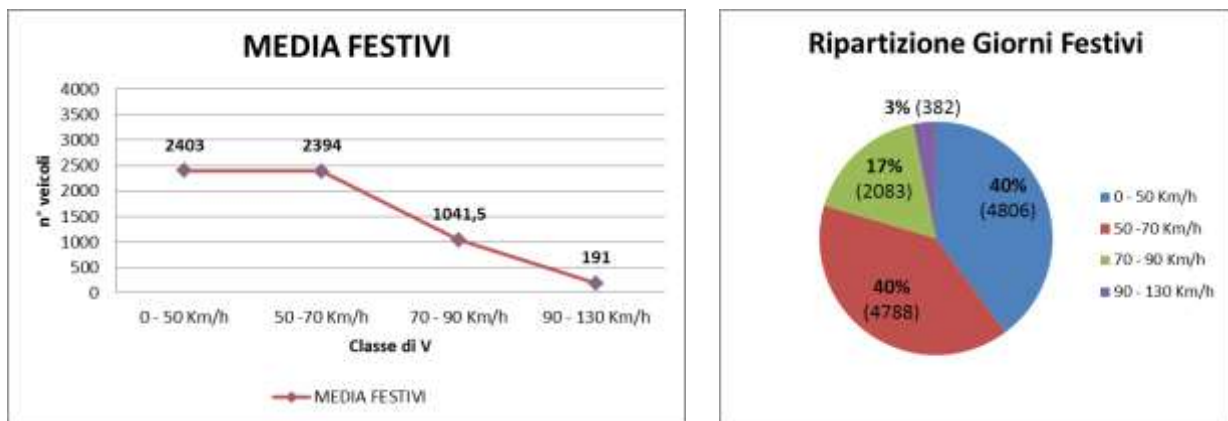


Figura 6.1-29: Suddivisione percentuali di veicoli per classe di velocità in una giornata festiva media

E' evidente come in un qualunque giorno festivo si abbia una distribuzione omogenea dei veicoli tra le classi di velocità 0 – 50 Km/h e 50 – 70 Km/h, il ché denota il fatto che i veicoli transitano a velocità più elevate. Ciò può essere ricondotto al fatto che vi sia un traffico minore durante i giorni festivi ed una presenza ridotta di veicoli pesanti che rallentano la circolazione.

Infine si può analizzare la distribuzione dei veicoli per classi di velocità durante l'ora di punta, ossia nell'intervallo orario in cui vi è la presenza del maggior numero di veicoli. Confrontando la situazione dei giorni feriali con quella dei giorni festivi si ha:

Tabella 6.1-21: Calcolo della distribuzione dei veicoli per classi di velocità durante l'ora di punta

Intervallo Rilevazione	Transito veicoli per classi di velocità												TOTALI	INTERVALLO
	0 - 50 Km/h			50 - 70 Km/h			70 - 90 Km/h			90 - 130 Km/h				
	Sale ->	Aless. ->	SOMMA	Sale ->	Aless. ->	SOMMA	Sale ->	Aless. ->	SOMMA	Sale ->	Aless. ->	SOMMA		
LUNEDI'	120	178	298	105	101	206	27	35	62	3	0	3	569	8:00 - 9:00
MARTEDI'	108	150	258	122	113	235	32	12	44	2	4	6	543	8:00 - 9:00
MERCOLEDI'	72	84	156	128	130	258	38	76	114	6	14	20	548	8:00 - 9:00
GIOVEDI'	142	131	273	97	129	226	23	33	56	1	5	6	561	8:00 - 9:00
VENERDI'	107	146	253	91	96	187	25	33	58	4	2	6	504	8:00 - 9:00
MEDIA ORARIA FERIALE	109,8	137,8	247,6	108,6	113,8	222,4	29	37,8	66,8	3,2	5	8,2	545	8:00 - 9:00
SABATO	84	89	173	91	113	204	25	39	64	9	5	14	455	17:00 - 18:00
DOMENICA	86	71	157	147	141	288	31	37	68	3	5	8	521	17:00 - 18:00
MEDIA ORARIA FESTIVA	85	80	165	119	127	246	28	38	66	6	5	11	488	17:00 - 18:00

Ossia si ha il seguente andamento:

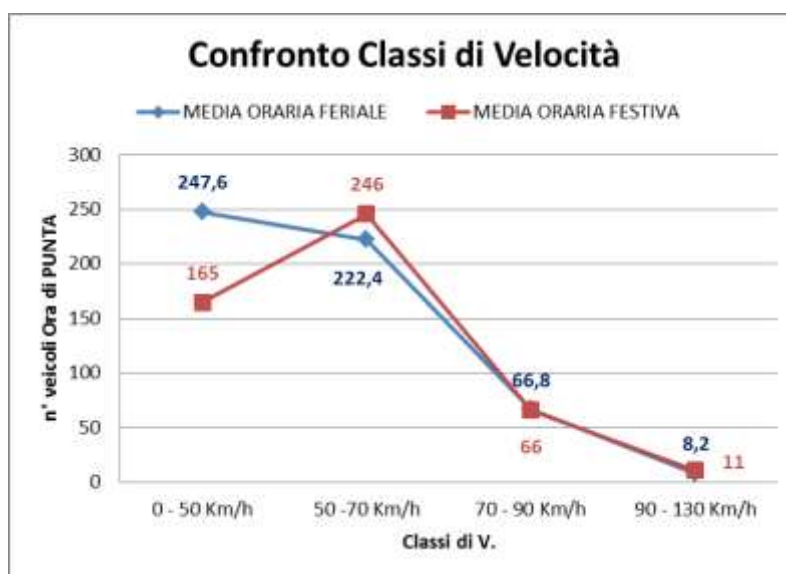


Figura 6.1-30: Confronto numero di veicoli per classi di velocità nell'ora di punta tra una giornata feriale media e una festiva media

Si nota come, mentre nei giorni feriali durante l'ora di punta prevalgono i veicoli facenti parte della classe 0 – 50 Km/h, nei giorni festivi la classe di velocità maggiormente presente sia 50 – 70 Km/h. Ciò evidenzia la grande importanza sia del numero di veicoli transitante che della presenza di veicoli pesanti. Nell'ora di punta dei giorni festivi la quasi assenza di veicoli pesanti e la riduzione del traffico consente il passaggio lungo la Provinciale a velocità maggiormente sostenute rispetto a quello che accade durante un giorno feriale medio.

6.1.4. STUDIO DI PREQUALIFICA DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO DI PROGETTO

In funzione degli inerti e del bitume che l'Impresa appaltatrice avrebbe utilizzato, è stato effettuato uno studio per il confezionamento della corretta miscela e per la verifica delle proprietà volumetriche e meccaniche del conglomerato che poi sarebbe stato effettivamente messo in opera.

La miscela avrebbe dovuto avere le seguenti caratteristiche:

1. fuso granulometrico 0 – 12 mm;
2. percentuale di bitume pari all' 8% sul peso degli aggregati;
3. percentuale di Compound pari al 3% sul peso degli aggregati;

Come si vede, il conglomerato bituminoso utilizzato ha le stesse caratteristiche della miscela ad emissione acustica ottimizzata contenente il 3% di Compound sul peso degli aggregati studiato in precedenza in questo Lavoro.

Il conglomerato bituminoso così realizzato dovrà rispettare le prescrizioni della Direzione Lavori realizzate in funzione dell'opera in esame per tale commessa.

Tabella 6.1-22: Prescrizione della Direzione Lavori circa le caratteristiche meccaniche da rispettare per il conglomerato realizzato per lo strato d'usura ad emissione acustico ottimizzata

Caratteristiche	Normativa	Prescrizioni
Tenore di bitume (calcolato sulla miscela)	UNI EN 12697-1	$B_{\min 7}$ (fra 7% e 9%)
METODO MARSHALL		
Stabilità Marshall (75 colpi/faccia- EN 12697-30)	UNI EN 12697-34	$S_{\min 7} > 7$ kN
Caratteristica dei vuoti Marshall (vuoti residui -75 colpi/faccia - EN 12697-30)	UNI EN 12697-8	$V_{\min 3} - V_{\max 8}$ fra 3% e 8%
Vuoti riempiti con bitume		$VFB_{\max 80} < 80\%$
METODO VOLUMETRICO		
Caratteristica dei vuoti con pressa giratoria (vuoti residui) Costipamento EN 12697-31	UNI EN 12697-8	A 10 rotazioni 10-15% A 100 rotazioni 2-6 % A 180 rotazioni >2%
Resistenza a trazione indiretta Costipazione provini con pressa giratoria	UNI EN 12697-23	$\geq 0,45$ N/mm ² 100 rotazioni

6.1.4.1. STUDIO DEGLI AGGREGATI E DELLA CURVA GRANULOMETRICA

Per prima cosa si è ricostruita la curva granulometrica della miscela partendo dalle curve delle singole pezzature e variandone le percentuali affinché rientrasse all'interno del fuso granulometrico prestabilito.

Le pezzature utilizzate sono state le seguenti:

1. **GRANIGLIA 8 – 12 mm;**
2. **GRANIGLIA 3 – 8 mm;**
3. **SABBIA 0 – 4 mm;**
4. **SABBIA 0 – 1 mm;**

Ciascuna pezzatura aveva la seguente curva granulometrica:

- Graniglia 8 – 12 mm:

GRANIGLIA 8 - 12			
apertura setac.	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
mm			
16,000	0,00	0,00	100,00
12,500	113,25	11,31	88,69
8,000	487,23	48,65	51,35
4,000	997,58	99,60	0,40
2,000	997,72	99,61	0,39
0,500	998,31	99,67	0,33
0,250	998,80	99,72	0,28
0,063	1000,60	99,90	0,10
PASS.	1001,60	100,00	0,00

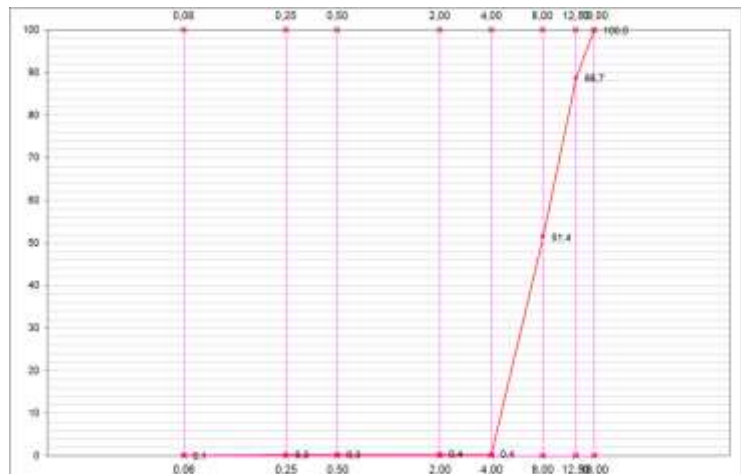


Figura 6.1-31: Curva granulometrica della frazione di graniglia 8 - 12 mm

- Graniglia 3 – 8 mm:

GRANIGLIA 3 - 8			
apertura setac.	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
mm			
16,000	0,00	0,00	100,00
12,500	0,00	0,00	100,00
8,000	3,80	0,38	99,62
4,000	742,95	74,30	25,71
2,000	994,40	99,44	0,56
0,500	997,10	99,71	0,29
0,250	997,20	99,72	0,28
0,063	998,20	99,82	0,18
PASS.	1000,00	100,00	0,00

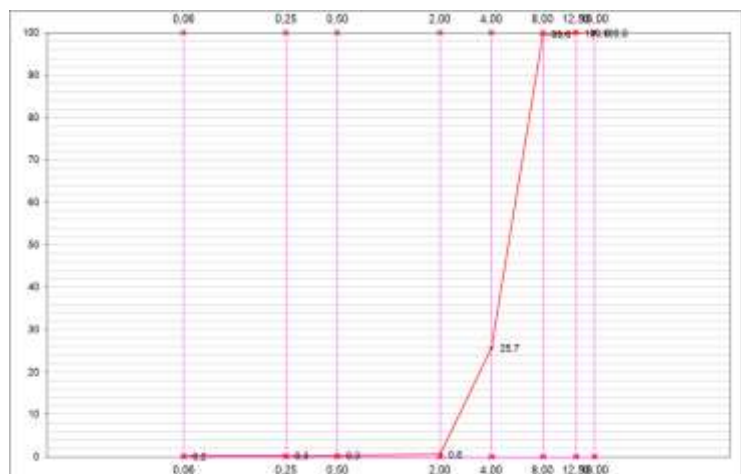


Figura 6.1-32: Curva granulometrica della frazione di graniglia 3 - 8 mm

- Sabbia 0 – 4 mm:

SABBIA 0 - 4			
apertura setac.	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
16,000	0,00	0,00	100,00
12,500	0,00	0,00	100,00
8,000	0,00	0,00	100,00
4,000	2,24	0,45	99,55
2,000	107,42	21,51	78,49
0,500	355,95	71,28	28,72
0,250	432,34	86,58	13,42
0,063	489,53	98,03	1,97
PASS.	499,36	100,00	0,00

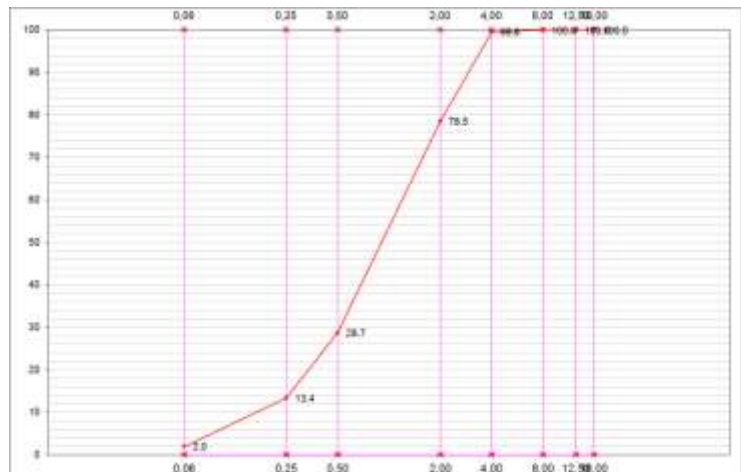


Figura 6.1-33: Curva granulometrica della frazione di sabbia 0 - 4 mm

SABBIA 0 - 1			
apertura	[g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
16,000	0,00	0,00	100,00
12,500	0,00	0,00	100,00
8,000	0,00	0,00	100,00
4,000	0,00	0,00	100,00
2,000	1,24	1,24	98,76
0,500	2,89	2,89	97,11
0,250	3,58	3,58	96,42
0,063	10,25	10,25	89,75
PASS.	100,00	100,00	0,00

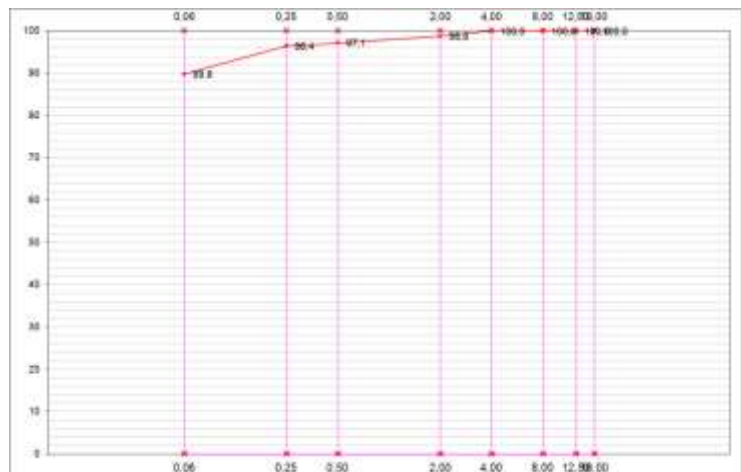


Figura 6.1-34: Curva granulometrica della frazione di sabbia 0 - 1 mm

Da tali frazioni granulometriche è stato possibile ricostruire la curva granulometrica del conglomerato da utilizzare miscelando nelle giuste percentuali ciascuna componente. Il fuso granulometrico scelto è stato il seguente:

Tabella 6.1-23: Fuso granulometrico scelto per lo strato d'usura ad emissione acustica ottimizzata da realizzare

apertura setac.	FUSO	
	INF.	SUP.
[mm]	[% pas]	[% pas]
16	100	100
12,5	80	100
8	55	82
4	25	52
2	15	30
0,500	8	20
0,250	6	15
0,063	4	9

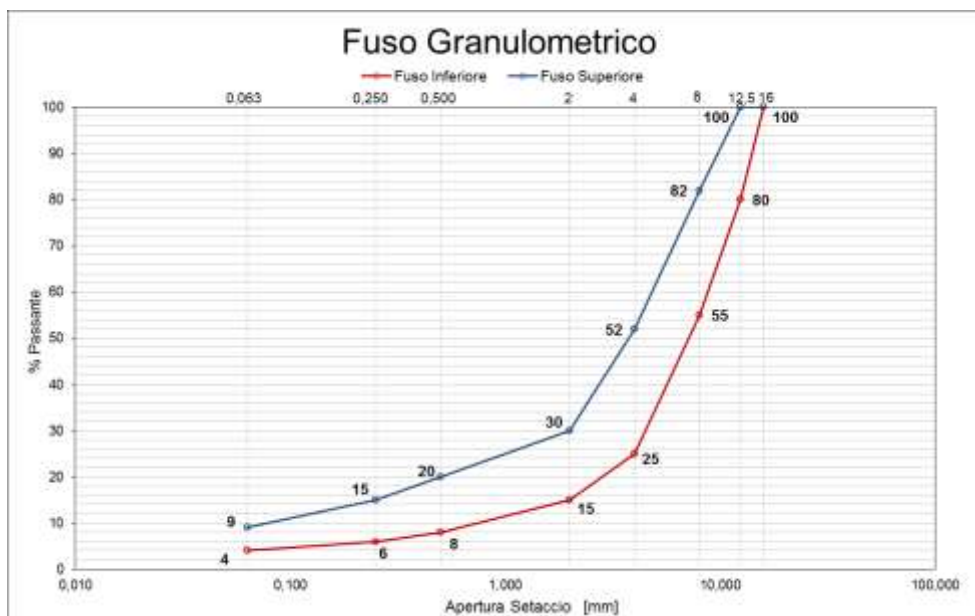


Figura 6.1-35: Rappresentazione grafica del fuso granulometrico utilizzato

Ossia lo stesso fuso utilizzato precedentemente per il conglomerato bituminoso di granulometria 0 – 12 mm contenente il 3% di Compound, analizzato nei capitoli precedenti.

Si è ottenuto, così, il seguente risultato:

Tabella 6.1-24: Percentuali delle frazioni granulometriche utilizzate per la curva di progetto

GRANIGLIA 8 - 12	GRANIGLIA 3 - 8	SABBIA 0 - 4	SABBIA 0 - 1
60,0%	13,0%	20,0%	7,0%

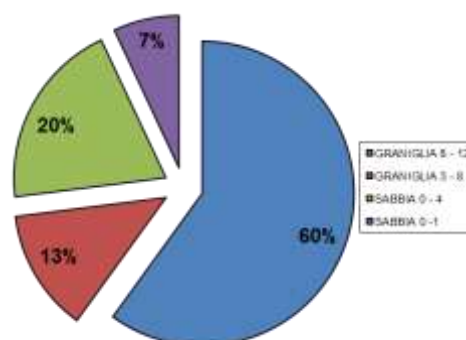


Figura 6.1-36: Rappresentazione grafica delle percentuali di frazioni utilizzate per la curva granulometrica di progetto

Che ha portato alla realizzazione della seguente curva granulometrica:

apertura setac. [mm]	CURVA GRAN.	
	Tratt. [%]	Pass. [%]
16,0	0,0	100,0
12,5	6,8	93,2
8,0	29,2	70,8
4,0	69,5	30,5
2,0	77,1	22,9
0,500	87,2	12,8
0,250	90,4	9,6
0,063	93,2	6,8
PASS.	100,0	0,0

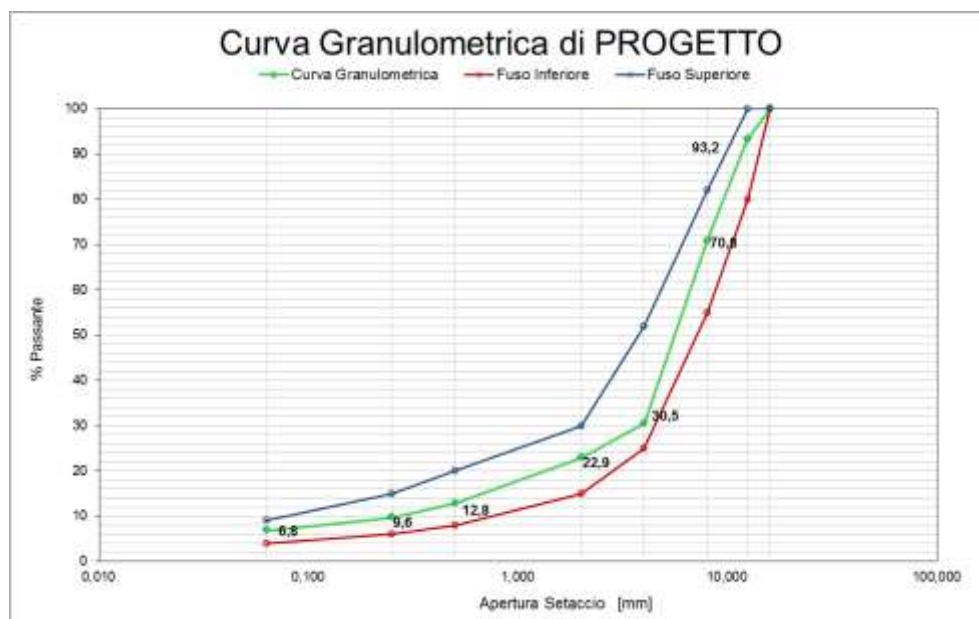


Figura 6.1-37: Rappresentazione della curva granulometrica di progetto

Ossia, come si può notare, miscelando opportunamente le singole frazioni, si è ottenuta una curva granulometrica di progetto che rientrava correttamente all'interno del fuso previsto, nonché molto vicina alla curva utilizzata per lo studio della miscela 0-12 contenente il 3% del Compound.

In funzione di tale composizione si è calcolato il peso specifico dell'intera miscela di aggregati, secondo la metodologia suggerita dalla Normativa UNI EN 1097 – 6:

$$Ps = 2,769 \frac{g}{cm^3}$$

6.1.4.2. CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLA MISCELA

Si è realizzata una miscela di progetto che avesse la curva granulometrica precedentemente studiata, l'8% di bitume 50/70 e il 3% del Compound utilizzato per lo studio. E' stato previsto il confezionamento di 8 campioni di tale conglomerato, di cui 4 compattati tramite compattazione Marshall e 4 compattati tramite pressa giratoria a 100 giri.

A seconda del tipo di compattazione si è ottenuto il seguente valore di vuoti della miscela di progetto, calcolato mediante Norma AASHTO T166 tramite la seguente formula:

$$V\% = \left(1 - \frac{GMB}{GMM}\right) \cdot 100$$

Dove:

- V% è la percentuale di vuoti residua [%];
- GMM è la massa volumica apparente massima del conglomerato in esame, ossia avente una percentuale di vuoti residua pari allo 0 [Kg/m³];
- GMB è la massa volumica apparente del conglomerato bituminoso compattato [Kg/m³];

Di seguito vengono riportati i valori medi ottenuti nel primo caso da 4 campioni compattati con compattatore Marshall a 75 colpi per faccia, nel secondo caso da 4 campioni compattati tramite pressa giratoria a 100 giri.

Tabella 6.1-25: Percentuale di vuoti residui per i campioni prodotti tramite Compattatore Marshall e Pressa giratoria

MASSA VOLUMICA MASSIMA DEL CONGLOMERATO (GMM) AASHTO T 209				
		Marshall	100 cicli	MEDIA
Percentuale aggregati	%	92,6	92,6	92,60
Percentuale bitume	%	7,4	7,4	7,40
Peso specifico aggregati	gr/cm3	2,77	2,77	2,77
Peso specifico bitume	gr/cm3	1,02	1,02	1,02
GMM (peso specifico miscela bitumata)	gr/cm3	2,436	2,436	2,436

MASSA VOLUMICA DELLA MISCELA BITUMATA COMPATTATA (GMB) AASHTO T 166				
		Marshall	100 cicli	MEDIA
Peso del campione in aria	gr	1203,8	1187,1	1195,5
Peso del campione in acqua	gr	694,1	694,95	694,5
Peso campione saturo	gr	1205,9	1188,7	1197,3
GMB	gr/cm3	2,352	2,404	2,378
Vuoti Miscela	% vol.	4,021	1,893	2,957

Come si nota si sono ottenuti i seguenti valori:

Tabella 6.1-26: Riassunto della percentuale di vuoti residui ottenuta per la miscela di progetto

<u>Tipo di compattazione</u>	<u>Vuoti [%]</u>
Compattazione MARSHALL	4
Compattazione PRESSA GIRATORIA (100)	1,9

E' evidente come il tipo di compattazione utilizzato influenzi il valore di vuoti. La compattazione Marshall è di tipo impulsivo e non consente una perfetta occupazione degli spazi vuoti degli aggregati. Ciò porta ad avere un valore maggiore di vuoti rispetto alla compattazione con pressa giratoria che prevede anche una componente tangenziale della forza durante l'applicazione del carico.

6.1.4.3. MARSHALL TEST

I 4 campioni compattati con metodo Marshall, sono stati poi portati a rottura tramite Marshall Test alla temperatura di 60°C. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 6.1-27: Valori ottenuti dal Test Marshall sul conglomerato bituminoso di progetto prodotto in laboratorio

0-12 3% COMPOUND PROGETTO						
PROVINO	ALTEZZA	FATTORE CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO	RIGIDEZZA
			Misurata	Corretta		
[Sigla]	[mm]		[daN]	[daN]	mm	[daN/mm]
P1	64,28	1	856	856	6,13	139,6
P2	64,87	1	822	822	5,96	137,9
P3	64,52	1	809	809	6,35	127,4
P4	64,39	1	875	875	6,22	140,7
MEDIA	64,52		841	841	6,17	136,4

Nonostante si sia ottenuto un valore di rigidezza pari a **1,36 KN/mm**, ossia piuttosto basso, si considera ugualmente corretta la miscela di progetto poiché l'obiettivo non è quello di migliorare le caratteristiche meccaniche del conglomerato, ma quello di ottenere una riduzione dell'impatto acustico. Diminuendo la percentuale del Compound la rigidezza aumenterebbe ma si ridurrebbero i vantaggi di riduzione del rumore.

Inoltre, confrontando il valore ottenuto con le prescrizioni suggerite dalla Direzione Lavori per l'opera da realizzare, si è ottenuto un valore di stabilità, pari a **8,41 KN**, superiore al limite imposto.

Tabella 6.1-28: Prescrizioni della Direzione Lavori sul valore di Stabilità Marshall

METODO MARSHALL		
Stabilità Marshall (75 colpi/faccia- EN 12697-30)	UNI EN 12697-34	S _{min7} > 7 kN

6.1.4.4. PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA)

I 4 campioni compattati tramite pressa giratoria a 100 cicli sono stati poi portati a rottura tramite Prova Brasiliana, in modo da poter calcolare il valore di resistenza a trazione indiretta (Rt) e il coefficiente di trazione indiretta legato alla prova (CTI) della miscela di progetto. Si sono ottenuti i seguenti risultati, alla temperatura di prova di 25 °C.

Tabella 6.1-29: Valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sul conglomerato bituminoso di progetto prodotto in laboratorio

0-12 3% COMPOUND PROGETTO							
T=25°C	h MEDIO [mm]	d MEDIO [mm]	N [KN]	ΔV [mm]	ΔH [mm]	Rt [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	68,35	100	8,054	3,327	1,65	0,753	35,418
P2	67,78	100	8,102	3,489	1,53	0,761	34,263
P3	69,13	100	8,356	3,984	1,32	0,768	30,342
P4	68,00	100	8,221	3,591	1,41	0,764	33,667
MEDIA	68,31	100,00	8,183	3,598	1,478	0,762	33,422

Si può notare anche da questa prova come la presenza del Compound porta ad avere un Rt pari a **0,762 N/mm²** e un CTI di **33,422 N/mm²**. Anche in questo caso, però, la miscela di progetto si ritiene ugualmente idonea poiché il valore ottenuto è accettato dalla Direzione Lavori per la funzione che dovrà svolgere il conglomerato bituminoso in sito.

Tabella 6.1-30: Prescrizioni della Direzione Lavori sul valore di Resistenza a Trazione Indiretta (Rt)

METODO VOLUMETRICO		
Resistenza a trazione indiretta	UNI EN 12697-23	≥0,45 N/mm ²
Costipazione provini con pressa giratoria		100 rotazioni

6.1.5. ANALISI DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO STESO IN SITO – VERIFICA DELLE CARATTERISTICHE RISPETTO ALLA MISCELA DI PROGETTO.

Una volta effettuata la stesa si è proceduto alla raccolta del conglomerato dalla finitrice per poi analizzarlo in laboratorio, in modo tale da verificare che le caratteristiche volumetriche e meccaniche del conglomerato bituminoso messo in opera non si discostassero eccessivamente da quelle della miscela di progetto.

6.1.5.1. ESTRAZIONE DEL LEGANTE ED ANALISI GRANULOMETRICA

Per prima cosa si è proceduto con l'estrazione e il calcolo della quantità di legante utilizzato, e la ricostruzione della curva granulometrica della miscela.

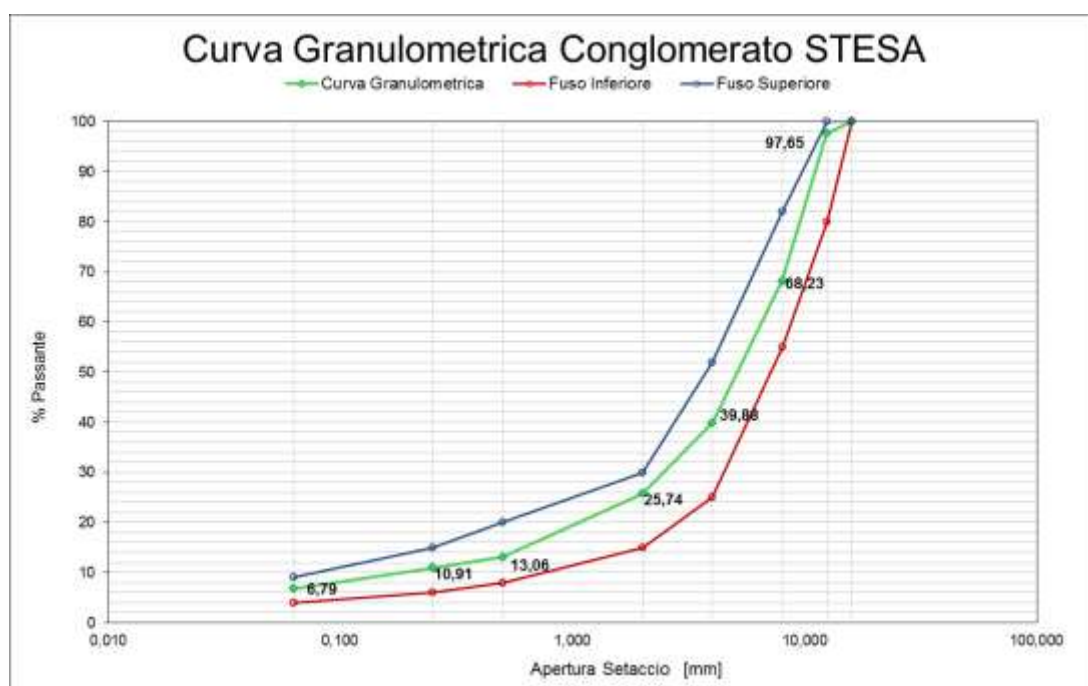
Tabella 6.1-31: Percentuale di bitume recuperata dal conglomerato steso in sito

Recupero filler alla centrifuga e calcolo Bitume		
Peso contenitore	gr.	192,41
Peso contenitore + filler	gr.	229,79
Filler recuperato alla centrifuga	gr.	37,38
Bitume totale nell'impasto %	%	7,52
Bitume totale sul peso inerti %	%	8,13

Dall'estrazione del legante si è ricavato che la quantità di bitume utilizzata per il conglomerato bituminoso steso in sito è pari al 7,52% sul peso della miscela, ossia l'8,13% sul peso degli inerti. Ciò significa che la quantità di bitume utilizzata per il conglomerato realizzato è molto vicina a quella prevista da progetto, ossia pari all'8% sul peso degli inerti. Di conseguenza, per quanto riguarda la quantità di bitume utilizzata, si può ritenere la miscela realizzata in sito corrispondente a quella di progetto poiché lo scostamento dal valore previsto rientra nei limiti.

Una volta estratto il legante e recuperato il filler tramite centrifuga si è potuta ricostruire la curva granulometrica utilizzata per il conglomerato steso in sito.

ESTRAZIONE 0-12 3%			
apertura setac. [mm]	Peso [g]	Tratt. [%]	Pass. [%]
16	0,00	0,00	100,00
12,5	29,16	2,35	97,65
8	394,19	31,77	68,23
4	745,87	60,12	39,88
2	921,28	74,26	25,74
0,5	1078,60	86,94	13,06
0,25	1105,20	89,09	10,91
0,063	1156,32	93,21	6,79
PASS.	1240,60	100,00	0,00



Come si può notare, le differenze con la curva di progetto sono minime. L'unica osservazione che si può fare è la presenza di una piccola parte di inerte di pezzatura superiore ai 12,5 mm, il che porta ad avere una curva che differisce da quella di progetto, la quale non presentava inerti trattenuti al setaccio 12,5 mm. Questa differenza, però, è minima ed irrilevante in quanto la curva granulometrica trovata rientra largamente all'interno del fuso previsto, così come, del resto, quella di progetto.

6.1.5.2. CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE DELLA MISCELA

Con il conglomerato prelevato dalla finitrice durante la stesa si sono confezionati n. 8 campioni di cui 4 compattati tramite compattatore Marshall e 4 compattati tramite pressa giratoria a 100 giri, così come era stato fatto per la miscela di progetto. Di tutti i provini realizzati si è calcolata la percentuale di vuoti, il peso specifico della miscela bitumata teorico e quello reale. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 6.1-32: Percentuale di vuoti residui per i campioni prodotti tramite Compattatore Marshall e Pressa giratoria con il conglomerato prelevato dalla stesa

MASSA VOLUMICA MASSIMA DEL CONGLOMERATO (GMM) AASHTO T 209				
		Marshall	100 cicli	MEDIA
Percentuale aggregati	%	92,6	92,6	92,60
Percentuale bitume	%	7,4	7,4	7,40
Peso specifico aggregati	gr/cm ³	2,77	2,77	2,77
Peso specifico bitume	gr/cm ³	1,02	1,02	1,02
GMM (peso specifico max miscela bitumata)	gr/cm³	2,436	2,436	2,436

MASSA VOLUMICA DELLA MISCELA BITUMATA COMPATTATA (GMB) AASHTO T 166				
		Marshall	100 cicli	MEDIA
Peso del campione in aria	gr	1200,4	1201,3	1200,85
Peso del campione in acqua	gr	692,18	698,82	695,5
Peso campione saturo	gr	1203,1	1203,4	1203,3
GMB	gr/cm³	2,349	2,381	2,365
Vuoti Miscela	% vol.	3,539	2,254	2,897

Come si nota si sono ottenuti i seguenti valori:

Tabella 6.1-33: Riassunto della percentuale di vuoti residui ottenuta per il conglomerato steso in sito

<u>Tipo di compattazione</u>	<u>Vuoti [%]</u>
Compattazione MARSHALL	3,5
Compattazione PRESSA GIRATORIA (100)	2,3

Tali valori sono prossimi a quelli ottenuti per la miscela di progetto, poiché il loro scostamento non supera il +/- 0,5%. Anche dal punto di vista volumetrico, quindi, la miscela bituminosa realizzata per la stesa rispecchia i requisiti richiesti da progetto.

6.1.5.3. MARSHALL TEST

Anche in questo caso i 4 campioni compattati con metodo Marshall sono stati poi analizzati tramite Marshall Test alla temperatura di 60°C. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 6.1-34: Valori ottenuti dal Test Marshall sul conglomerato bituminoso steso in sito

CONGLOMERATO STESA						
PROVINO	ALTEZZA	FATTORE CORREZIONE	STABILITA'		SCORRIMENTO	RIGIDEZZA
			Misurata	Corretta		
[Sigla]	[mm]		[daN]	[daN]	mm	[daN/mm]
P1	63,10	1	1090	1090	3,17	343,8
P2	63,00	1	1112	1112	3,09	359,9
P3	62,90	1	1036	1036	2,86	362,2
P4	63,10	1	1079	1079	3,02	357,3
MEDIA	63,03		1079	1079	3,04	355,8

Per il conglomerato realizzato per la stesa si è ottenuto dalla prova uno scorrimento pari a 3,04 mm, inferiore a quello ottenuto per il conglomerato di progetto, e un stabilità di 10,79 KN, superiore a quella della miscela progettata. Ciò comporta una rigidezza superiore, pari a **3,56 KN/mm**, rispetto al valore ottenuto in precedenza. Tale risultato si può motivare considerando il fatto che il conglomerato prelevato durante la stesa dalla finitrice, raffreddandosi per poi essere successivamente riscaldato e compattato, ha subito un primo processo di ossidazione che ha portato ad un aumento della rigidezza stessa. Il fatto, comunque, che lo scostamento tra i valori ottenuti per il conglomerato di progetto e quello analizzato prelevato in sito sia ridotto, ma soprattutto che i risultati ottenuti nel secondo caso siano migliori, porta a considerare più che accettabile il conglomerato bituminoso realizzato per la stesa in sito dall'impresa realizzatrice dell'opera. Se si paragonano, inoltre, i valori ottenuti dalla prova con le prescrizioni di Capitolato scelto per il lavoro, si ha che i limiti imposti sono rispettati.

Tabella 6.1-35: Prescrizioni della Direzione Lavori sul valore di Stabilità Marshall

METODO MARSHALL		
Stabilità Marshall (75 colpi/faccia- EN 12697-30)	UNI EN 12697-34	S _{min7} > 7 kN

6.1.5.4. PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (BRASILIANA)

Come per la miscela di progetto, anche in questo caso i 4 campioni compattati tramite pressa giratoria a 100 cicli sono stati poi portati testati tramite prova di trazione indiretta, in modo da poter calcolare il valore di R_t e di CTI della miscela prelevata. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 6.1-36: Valori ottenuti dalla Prova di Trazione Indiretta sul conglomerato bituminoso steso in sito

CONGLOMERATO STESA							
T=25°C	h MEDIO [mm]	d MEDIO [mm]	N [KN]	ΔV [mm]	ΔH [mm]	R_t [N/mm ²]	CTI [N/mm ²]
P1	66,1	100	7,41	2,568	0,94	0,714	43,654
P2	66,1	100	7,24	2,341	0,89	0,697	46,788
P3	66,6	100	7,59	2,824	1,06	0,726	40,356
P4	66,3	100	7,39	2,692	0,98	0,710	41,405
MEDIA	66,28	100,00	7,408	2,606	0,968	0,712	43,051

Si nota come, rispetto ai risultati ottenuti per la miscela di progetto, il valore di R_t sia praticamente lo stesso, **0,712 N/mm²**, mentre il valore di CTI, indicativo della rigidità del conglomerato, cresce anche se lievemente, raggiungendo i **43,051 N/mm²**. L'aumento del valore del CTI anche in questo caso si può ricondurre all'ossidazione del conglomerato prelevato in sito.

I valori ricavati dal Test di Trazione Indiretta per il conglomerato bituminoso utilizzato durante la stesa si possono considerare accettabili in quanto rientrano nei limiti prescritti dal Capitolato preso come riferimento per il lavoro, nonché accettati dalla Direzione Lavori.

Tabella 6.1-37: Prescrizioni della Direzione Lavori sul valore di Resistenza a Trazione Indiretta (R_t)

METODO VOLUMETRICO		
Resistenza a trazione indiretta	UNI EN 12697-23	$\geq 0,45$ N/mm ²
Costipazione provini con pressa giratoria		100 rotazioni

6.1.6. CONCLUSIONI SUL LAVORO REALIZZATO

Confrontando i risultati ottenuti dallo studio del conglomerato steso in sito con quelli ricavati sulla miscela di progetto si nota come lo scostamento sia ridotto, sia dal punto di vista geometrico che meccanico. La maggiore rigidità del conglomerato prelevato dalla finitrice rispetto a quello prodotto in laboratorio può essere motivata dal fatto che nel primo caso per il confezionamento dei provini il materiale è stato riscaldato più volte, subendo un primo processo di ossidazione che in parte ha contribuito a tale aumento.

In entrambi i casi, comunque, i valori ottenuti sono rientrati all'interno delle prescrizioni volute dalla Direzione Lavori per un conglomerato che avesse principalmente la funzionalità di riduzione del rumore stradale.

Infine, avendo utilizzato un conglomerato che presenta la stessa curva granulometrica e le stesse percentuali di bitume e Compound studiate in precedenza per una pavimentazione ad emissione acustica ottimizzata, le considerazioni fatte nei capitoli precedenti, sia dal punto di vista geometrico che meccanico, possono riguardare anche il conglomerato impiegato in questo lavoro. Infatti i valori ottenuti dalle prove effettuate sul conglomerato realizzato per la stesa, se confrontati con quelli ottenuti sulla stessa miscela studiata nei capitoli precedenti, si nota come siano molto vicini tra loro.

6.2. CARATTERIZZAZIONE ACUSTICA DEL MATERIALE: ANALISI DEI RISULTATI FONOMETRICI

Prima e dopo l'intervento realizzato, sono stati effettuati rilievi fonometrici al fine di quantificare i livelli di rumorosità prodotta dal traffico veicolare in modo da poter comparare i dati acquisiti. I rilievi sono stati eseguiti in modo continuativo, consentendo di individuare i livelli di rumorosità orari, ed hanno avuto in entrambi i casi la durata di una settimana.

Per la metodologia di misure ed analisi si fa riferimento esclusivamente a quanto indicato nel Decreto 16 marzo 1998: "Tecniche di Rilevamento e di Misurazione dell'Inquinamento Acustico".

I dati raccolti, inoltre, sono stati messi in relazione con il traffico medio transitante lungo la tratta in modo da verificare l'esistenza di una correlazione e identificare in modo migliore l'apporto del Compound nella riduzione del rumore stradale.

Infine si sono confrontati i valori ottenuti prima e dopo l'intervento con le prescrizioni dettate dalla Normativa Nazionale e si è calcolata la riduzione del livello acustico dovuta all'intervento di mitigazione effettuato.

6.2.1. **DECRETO 16 MARZO 1998: “TECNICHE DI RILEVAMENTO E DI MISURAZIONE DELL’INQUINAMENTO ACUSTICO”**

Il presente decreto stabilisce le tecniche di rilevamento e misurazione dell’inquinamento da rumore.

a) **Strumentazione:**

- le misure di livello equivalente dovranno essere effettuate direttamente con un fonometro conforme alla classe 1 delle norme EN 60651/1994 e EN 60804/1994;
- i filtri e i microfoni utilizzati per le misure devono essere conformi, rispettivamente, alle norme EN 61260/1995 (IEC 1260) e EN 61094-1/1994, EN 61094-2/1993, EN 61094-3/ 1995, EN 61094-4/1995. I calibratori devono essere conformi alle norme CEI 29-4;
- le misure fonometriche eseguite sono valide se le calibrazioni effettuate prima e dopo ogni ciclo di misura, differiscono al massimo di 0.5 dB;

b) **Modalità di misura:**

- la misura dei livelli continui equivalenti di pressione sonora ponderata "A" nel periodo di riferimento (LAeq) può essere eseguita *per integrazione continua*. Il valore di LAeq viene ottenuto misurando il rumore ambientale durante l'intero periodo di riferimento, con l'esclusione eventuale degli intervalli in cui si verificano condizioni anomale non rappresentative dell'area in esame;
- la metodologia di misura rileva valori di LAeq rappresentativi del rumore ambientale nel periodo di riferimento, della zona in esame, della tipologia della sorgente e della propagazione dell'emissione sonora. La misura deve essere arrotondata a 0,5 dB;
- il microfono da campo libero deve essere orientato verso la sorgente di rumore;
- nel caso di edifici con facciata a filo della sede stradale, il microfono deve essere collocato a 1 m dalla facciata stessa. Nel caso di edifici con distacco dalla sede stradale o di spazi liberi, il microfono deve essere collocato nell'interno dello spazio fruibile da persone o comunità e, comunque, a non meno di 1 m dalla facciata dell'edificio. L'altezza del microfono sia per misure in aree edificate che per misure in altri siti, deve essere scelta in accordo con la reale o ipotizzata posizione del ricettore;
- le misurazioni devono essere eseguite in assenza di precipitazioni atmosferiche, di nebbia e/o neve; la velocità del vento deve essere non superiore a 5 m/s. Il microfono deve essere comunque munito di cuffia antivento;

6.2.2. RILIEVI FONOMETRICI REALIZZATI

La metodologia di misure ed analisi fa riferimento a quanto indicato nel Decreto 16 marzo 1998 prima descritto. Come da Normativa, il microfono utilizzato per i rilievi fonometrici è stato posizionato in corrispondenza del *ricettore sensibile* ad una distanza di almeno 1 metro dalla facciata dell'edificio e ad una quota da terra di almeno 4 metri.



Figura 6.2-1: Collocazione del microfono utilizzato per i rilievi fonometrici



Figura 6.2-2: Posizionamento del microfono lungo la tratta da esaminare

Inoltre, la posizione del microfono è stata scelta, come si può vedere, circa a metà dell'intervento da realizzare, in modo che il microfono non risentisse dei disturbi provenienti dal tratto precedente e successivo della strada, realizzato con conglomerato differente.

È stato stabilito un ciclo di misura di una settimana, e durante tutto il tempo è stato rilevato il livello equivalente orario di rumore sulle 24 ore. Inoltre, dai singoli dati di livello orario giornalieri sono stati calcolati i livelli equivalenti medi diurni (6:00 – 22:00) e notturni (22:00 – 6:00) per ogni giorno della settimana e, da questi, i livelli medi settimanali diurni e notturni, arrotondati di 0,5 dB come da Normativa.

I risultati forniti dalle indagini per ciascuna giornata di misurazioni sono espressi tramite i valori di L_{eq} e di SEL utilizzando la Curva di Ponderazione “A” ossia, riportando anche le definizioni della Normativa:

- **Curva di Ponderazione “A”**: Per misurare i suoni come li percepisce l’orecchio umano occorre correggere il livello di pressione sonora recepito dallo strumento di misura (fonometro) mediante un fattore di correzione funzione della frequenza, determinato in base alle curve isofoniche.

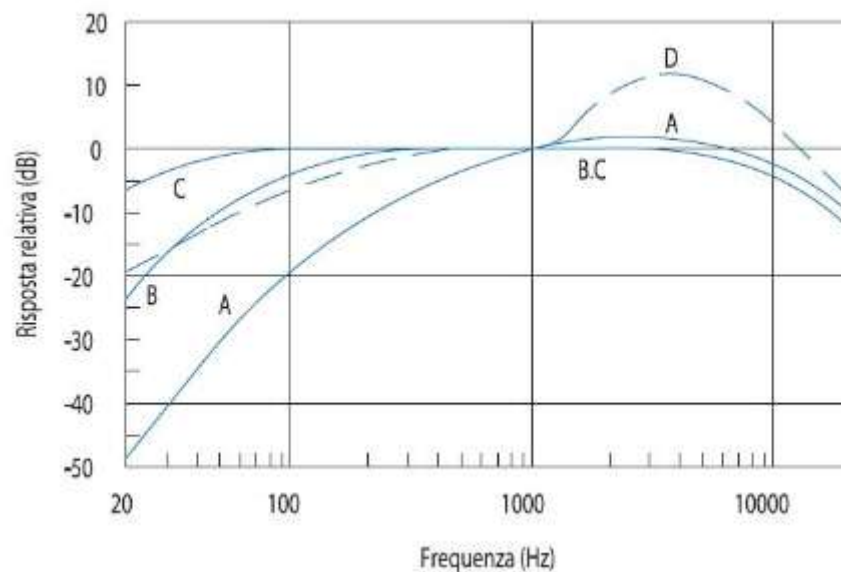


Figura 6.2-3: Curve di ponderazione acustica

Tale curva tiene conto delle variazioni di frequenza sull’orecchio umano, attribuendo maggior peso alla banda media.

- **Livello continuo equivalente di pressione sonora ponderata "A"**: valore del livello di pressione sonora ponderata "A" di un suono costante che, nel corso di un periodo specificato T, ha la medesima pressione quadratica media di un suono considerato, il cui livello varia in funzione del tempo

$$L_{Aeq,T} = 10 \log \left[\frac{1}{t_2 - t_1} \int_0^t \frac{p_A^2(t)}{p_0^2} dt \right] \text{ dB(A)}$$

Dove:

- L_{Aeq} è il livello continuo equivalente di pressione sonora ponderata "A" considerato in un intervallo di tempo che inizia all'istante t_1 e termina all'istante t_2 ;
- $p_A(t)$ è il valore istantaneo della pressione sonora ponderata "A" del segnale acustico in Pascal (Pa);
- $p_0 = 20$ microPa, è la pressione sonora di riferimento;

Più precisamente, dato un rumore reale, di livello fluttuante nel tempo, e considerando un periodo temporale T, il livello equivalente è il livello di un rumore costante che nel periodo considerato presenterebbe lo stesso contenuto di energia sonora.

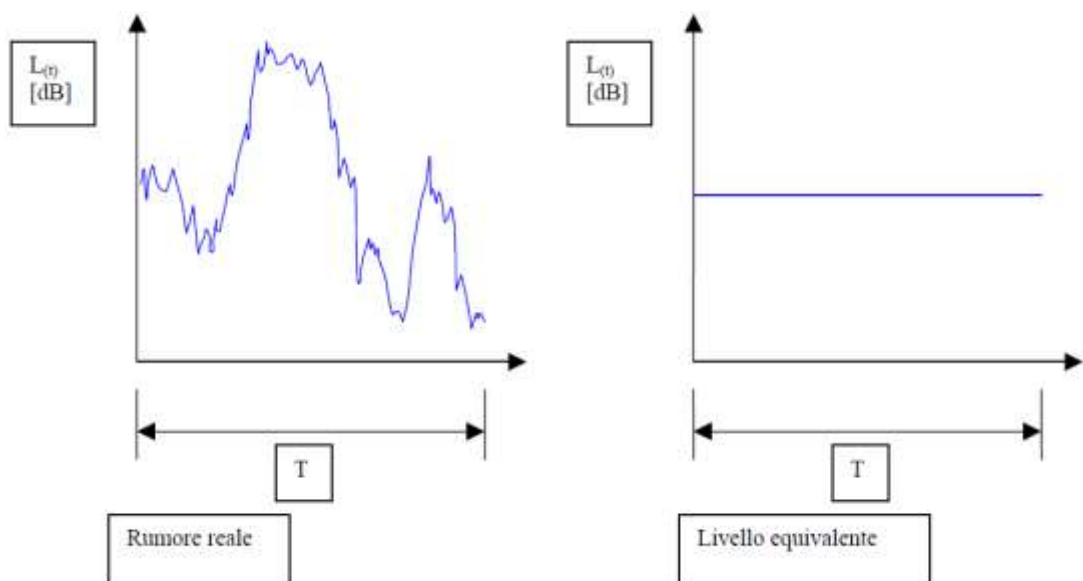


Figura 6.2-4: Confronto tra il livello di rumore reale e il livello equivalente su un dato periodo temporale T

Se si conosce il livello di rumore equivalente in diversi periodi di tempo (o se il rumore è di livello costante e noto negli stessi periodi), il livello equivalente totale nel periodo

complessivo si può ricavare usando le regole della somma logaritmica dei livelli sonori. L'utilizzo di questo parametro, infine, consente di esprimere un giudizio sulle potenzialità nocive o disturbanti di un rumore perché ne considera l'apporto energetico durante la sua durata.

- **Livello sonoro di un singolo evento** L_{AE} , (*SEL*) è dato dalla formula:

$$SEL = L_{AE} = 10 \log \left[\frac{1}{t_0} \int_{t_1}^{t_2} \frac{p_A^2(t)}{p_0^2} dt \right] \text{ dB(A)}$$

Dove:

- a) $t_2 - t_1$ è un intervallo di tempo sufficientemente lungo da comprendere l'evento;
- b) t_0 è la durata di riferimento (1s)

Esso è in genere riferito ad eventi sonori di breve durata (episodici) che possono riscontrarsi nel periodo di interesse: passaggio di un singolo veicolo su una strada, di un treno o di un aereo.

Il SEL è definito come il livello di rumore continuo, della durata di un secondo, che possiede lo stesso contenuto energetico dell'evento considerato, ovvero il livello sonoro che avrebbe il singolo evento se la sua energia sonora fosse concentrata nella durata di un secondo.

Per ciascuna giornata di misurazioni si sono potuti così ricavare i valori orari dei due parametri, raggruppabili poi nelle due fasce di interesse, “diurna” e “notturna”, come nell’esempio riportato:

Tabella 6.2-1: Valori ottenuti dai rilievi fonometrici per ciascuna giornata di misurazioni

INTERVALLO	Leq [dB(A)]	SEL [dB(A)]
0:00 - 1:00	67	102,6
1:00 - 2:00	64,6	100,2
2:00 - 3:00	62,9	98,5
3:00 - 4:00	60,6	96,1
4:00 - 5:00	56,9	92,5
5:00 - 6:00	60,6	96,2
6:00 - 7:00	66,3	101,9
7:00 - 8:00	70,5	106,1
8:00 - 9:00	73,4	109
9:00 - 10:00	71,6	107,2
10:00 - 11:00	70,9	106,5
11:00 - 12:00	69,4	105
12:00 - 13:00	70,3	105,9
13:00 - 14:00	69,7	105,3
14:00 - 15:00	70,5	106,1
15:00 - 16:00	69,8	105,4
16:00 - 17:00	69,7	105,3
17:00 - 18:00	70,4	106
18:00 - 19:00	70,8	106,4
19:00 - 20:00	71,2	106,8
20:00 - 21:00	69,4	104,9
21:00 - 22:00	68,6	104,2
22:00 - 23:00	68,1	103,7
23:00 - 24:00	66,5	102,1

DIURNO
NOTTURNO
NOTTURNO

Da questi valori orari si è potuto ricavare, per ciascuna giornata, il valore di L_{eq} diurno e di L_{eq} notturno tramite la formula:

$$L_{Aeq,TR} = 10 \log \left[\frac{1}{T_R} \sum_{i=1}^n (T_0)_i 10^{0.1 L_{Aeq,(T_0)_i}} \right] \text{ dB(A)}$$

Dove T_R rappresenta il numero di ore contenute nell’intervallo diurno (6:00 – 22:00) o notturno (22:00 – 6:00), mentre T_0 l’intervallo orario considerato.

E' stato così possibile esprimere il risultato di ogni giornata di rilevamento come segue:

Tabella 6.2-2: Espressione del Livello acustico equivalente per ciascuna giornata

	G 1
Leq Notte [dB(A)]	64,9
Leq Giorno [dB(A)]	70,4

Successivamente da tali grandezze si sono potuti determinare i valori di riferimento settimanali, diurno e notturno, da confrontare con i limiti dettati dalla Normativa, sempre facendo riferimento alla formula prima esposta, dove, in questo caso, T_R rappresentava il numero di giorni considerato mentre T_0 il giorno di riferimento.

6.2.3. ELABORAZIONE E RISULTATI DELLE ANALISI ACUSTICHE EFFETTUATE

Avendo a disposizione i rilievi fonometrici orari di ciascuna giornata, è stato possibile rilevare l'andamento orario del rumore da traffico, diurno e notturno, feriale e festivo, da confrontare con l'andamento del traffico rilevato per la tratta, sia prima che dopo il rifacimento dello strato superficiale d'usura.

E' stato possibile, inoltre, confrontare i risultati ottenuti prima e dopo l'intervento per verificare l'efficacia della tecnologia sperimentata.

6.2.3.1. RILIEVI PRE-INTERVENTO

I rilievi acustici effettuati prima del rifacimento del manto stradale hanno permesso di caratterizzare per ciascuna giornata l'andamento orario del livello di L_{eq} e di SEL, diurno e notturno.

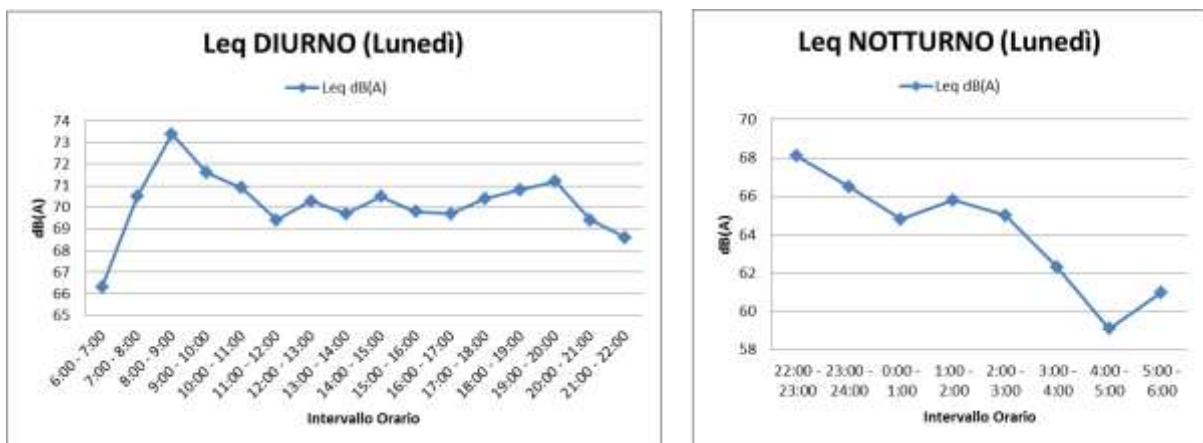


Figura 6.2-5: Andamento del valore di L_{eq} diurno e notturno per la giornata di lunedì prima dell'intervento

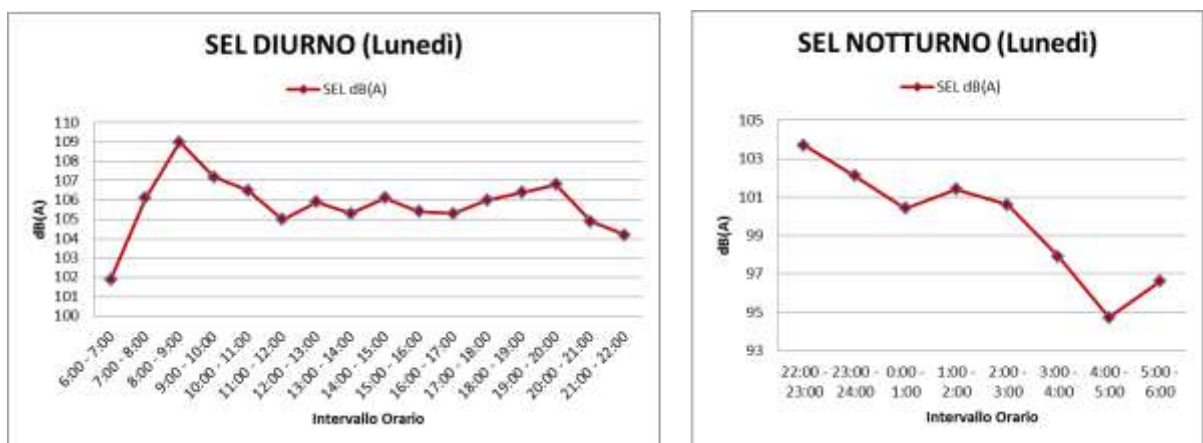


Figura 6.2-6: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per la giornata di lunedì prima dell'intervento

Come si nota l'andamento dei due parametri è del tutto simile, quello che cambia è il valore del dato, ossia si sono ottenuti valori di SEL più elevati rispetto ai valori di L_{eq} , come era prevedibile.

Analizzando i valori di ciascuna giornata è stato possibile ricavare l'andamento medio feriale (Lunedì – Venerdì) e quello festivo (Sabato – Domenica), in modo tale da poter fare delle considerazioni a livello generale sul rumore associato a quella tratta. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

- *Andamento Medio Feriale:*

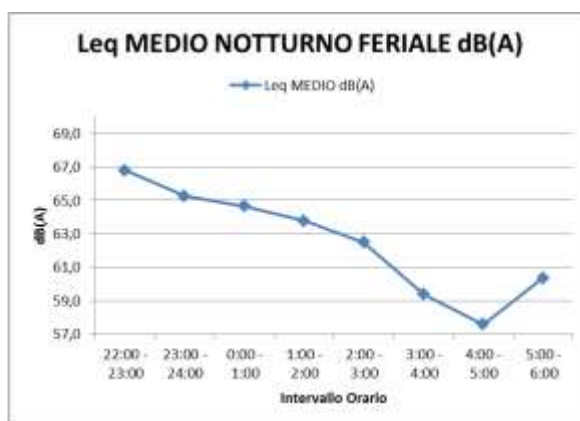
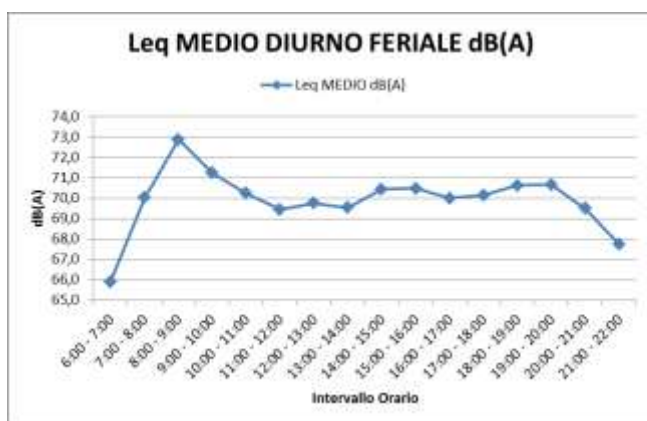


Figura 6.2-7: Andamento del valore di L_{eq} diurno e notturno per una giornata feriale media prima dell'intervento

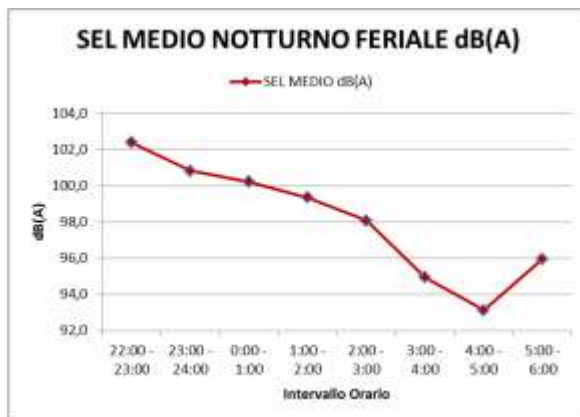
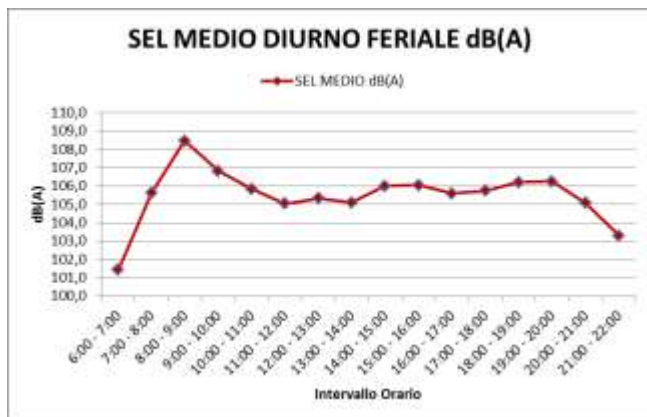


Figura 6.2-8: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per una giornata feriale media prima dell'intervento

Si può notare come in una giornata feriale sia presente un picco del livello acustico misurato nell'intervallo orario 8:00 – 9:00, dove il L_{eq} raggiunge il valore di quasi 73 dB(A).

Tale intervallo corrisponde all'ora di punta, ossia all'ora in cui si registra il maggior numero di veicoli transitante. Nelle restanti ore della giornata il livello acustico si mantiene pressoché invariato, intorno ai 70 dB(A), con un calo solamente dopo le 20:00. Nel periodo notturno il valore di L_{eq} presenta un calo costante tra le 22:00 e le 5:00, dovuto soprattutto alla riduzione del traffico veicolare transitante, ma rimane comunque su valori elevati considerando la fascia oraria, spesso superiori ai 60 dB(A) fissati da Normativa.

- *Andamento Medio Festivo*

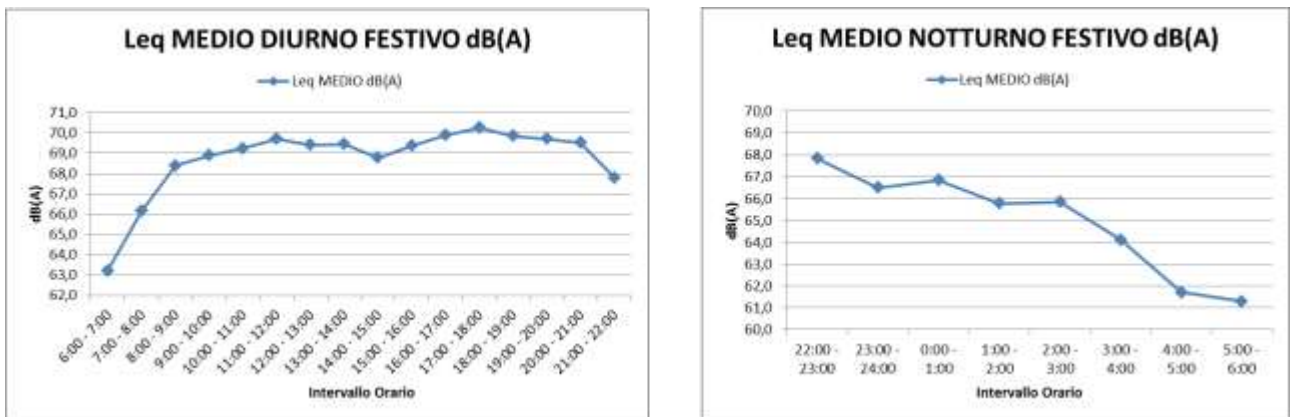


Figura 6.2-9: Andamento del valore di L_{eq} diurno e notturno per una giornata festiva media prima dell'intervento



Figura 6.2-10: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per una giornata festiva media prima dell'intervento

In una giornata festiva, soprattutto nelle prime ore della fascia diurna (6:00 – 9:00), si registrano bassi valori di L_{eq} , il quale cresce in queste ore fino a raggiungere un valore pressoché costante intorno ai 69 – 70 dB(A). Nella fascia notturna, in questo caso, si registra un calo del livello acustico costante tra le 22:00 e le 6:00, caratterizzato però da valori di L_{eq} sempre superiori ai 60 dB(A), quindi piuttosto elevati visto il periodo orario considerato.

- Confronto Feriale – Festivo:

Confrontando i due risultati si possono mettere in evidenza le differenze esistenti tra il livello acustico registrato in una giornata feriale media con quello di una giornata festiva media:

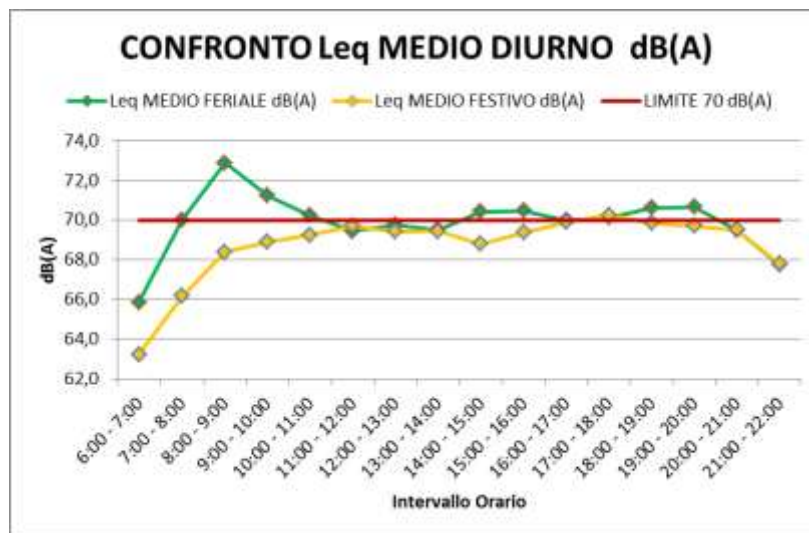


Figura 6.2-11: Confronto tra i valori di Leq diurno tra una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento

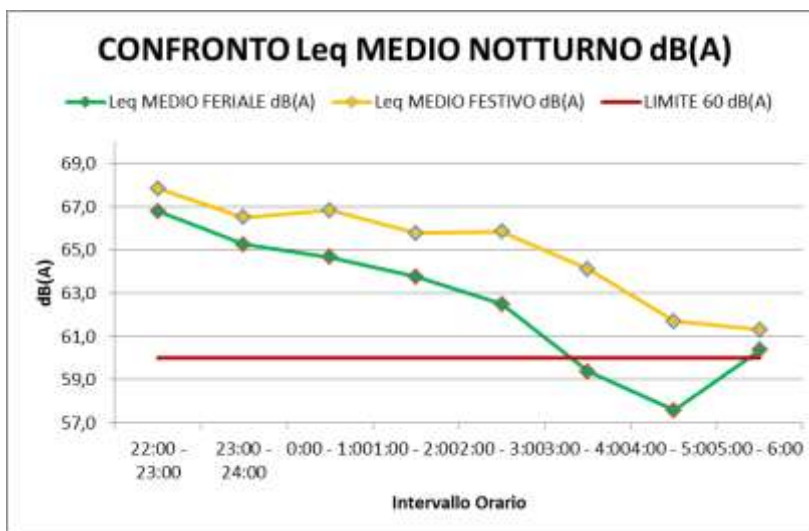


Figura 6.2-12: Confronto tra i valori di Leq notturno tra una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento

Come si vede, una giornata feriale è caratterizzata da valori di L_{eq} maggiori, rispetto a una giornata festiva, nella fascia mattutina (6:00 – 11:00) e, con minor evidenza, in quella del primo pomeriggio (15:00 – 17:00), mentre nei restanti periodi della giornata i valori sono circa gli stessi, sempre intorno ai 70 dB(A), limite fissato anche dalla Normativa.

Questo significa che nelle prime ore del periodo diurno per una giornata feriale si ha superamento del limite di Legge, mentre successivamente i valori rientrano attestandosi proprio intorno a questo dato. Una giornata festiva, invece, presenterà valori di L_{eq} notturni sempre superiori a quelli registrati in una giornata feriale, nonostante l'andamento delle due curve sia simile. In entrambi i casi, però, il limite di 60 dB(A) fissato per il periodo notturno è superato, soprattutto in una giornata festiva media.

Per meglio motivare i dati raccolti si è deciso di relazionarli con il traffico medio feriale e festivo transitante lungo la strada. Essendo la scala dei Decibel una scala logaritmica, mettere in relazione il valore di L_{eq} a quello di traffico non sarebbe stato possibile. Per far ciò si è ricorso al concetto di Intensità Acustica (I) [W/m^2], ossia la potenza acustica emessa da una sorgente che raggiunge una superficie normale alla direzione di propagazione. L'intensità acustica è espressa come:

$$I = \frac{p^2}{\rho c} \quad \left[\frac{W}{m^2} \right]$$

dove:

- p = pressione sonora [Pa];
- ρ = densità del mezzo [Kg/m^3];
- c = velocità del suono nel mezzo [m/s]

Essendo l'intensità acustica proporzionale al quadrato della pressione sonora, ricavando quest'ultima si può risalire al valore di I .

Nel nostro caso, avendo a disposizione i dati di L_{eq} orario, è stato possibile risalire alla pressione sonora equivalente oraria, p_{eq} , da cui poi ricavare l'intensità acustica equivalente, I_{eq} .

Il L_{eq} può essere visto come il livello di pressione sonora p_{eq} costante nell'intervallo di misurazione, dato dalla relazione:

$$L_{eq} = 10 \log \left(\frac{p_{eq}}{p_0} \right) \quad [dB(A)]$$

Dove:

- p_{eq} = pressione sonora oraria equivalente;
- p_0 = pressione sonora di riferimento = $2 \cdot 10^{-5}$ Pa;

Dalla formula inversa si è potuto risalire, quindi, al valore di P_{eq} . A questo punto, considerando che:

$$L_I = 10 \log \left(\frac{I}{I_0} \right) = 10 \log \left(\frac{p^2}{\rho c} \right) - 10 \log \left(\frac{p_0^2}{\rho c} \right)$$

Si è ricavato che:

$$L_I = L_P$$

Da cui:

$$L_{I_{eq}} = L_{P_{eq}} = L_{eq}$$

Noto il valore di L_{eq} orario, dalla formula inversa, si è potuto ricavare il valore di I_{eq} orario, da correlare al valore di traffico registrato:

$$I_{eq} = 10^{-12} * 10^{\left(\frac{L_{eq}}{10}\right)} \quad \left[\frac{W}{m^2} \right]$$

Essendoci una grossa differenza tra l'ordine di grandezza del traffico e quella dell'intensità acustica equivalente, si è optato per rappresentare i risultati come percentuale sul massimo valore registrato nel periodo di interesse, ossia diurno o notturno. In questo modo è stato possibile raffigurare sul medesimo grafico e nella stessa scala l'andamento delle due grandezze al variare dell'intervallo orario. Si è potuta effettuare così la seguente analisi:

- In una giornata media **Feriale** si è ricavato che:

Tabella 6.2-3: Calcolo dei valori di intensità acustica equivalente per una giornata feriale media prima dell'intervento

INTERVALLO	Leq [dB(A)]	leq [W/m ²]	VEICOLI TOTALI
0:00 - 1:00	64,6	2,92E-06	84
1:00 - 2:00	63,8	2,38E-06	60
2:00 - 3:00	62,5	1,77E-06	27
3:00 - 4:00	59,4	8,67E-07	14
4:00 - 5:00	57,6	5,74E-07	17
5:00 - 6:00	60,4	1,09E-06	64
6:00 - 7:00	65,9	3,86E-06	191
7:00 - 8:00	70,0	1,00E-05	517
8:00 - 9:00	72,9	1,94E-05	537
9:00 - 10:00	71,2	1,33E-05	386
10:00 - 11:00	70,2	1,06E-05	373
11:00 - 12:00	69,4	8,79E-06	338
12:00 - 13:00	69,8	9,44E-06	342
13:00 - 14:00	69,5	8,97E-06	346
14:00 - 15:00	70,4	1,11E-05	381
15:00 - 16:00	70,5	1,12E-05	369
16:00 - 17:00	70,0	9,98E-06	421
17:00 - 18:00	70,1	1,03E-05	520
18:00 - 19:00	70,6	1,15E-05	525
19:00 - 20:00	70,7	1,17E-05	407
20:00 - 21:00	69,5	8,90E-06	247
21:00 - 22:00	67,7	5,95E-06	188
22:00 - 23:00	66,8	4,76E-06	140
23:00 - 24:00	65,3	3,35E-06	99

Come si nota l'ordine di grandezza dell'intensità acustica equivalente durante una giornata feriale media è intorno a 10^{-6} W/m² e l'andamento orario rispecchia quello del L_{eq}. Il massimo valore registrato è di circa $2 \cdot 10^{-5}$ W/m², valore molto alto rispetto a $1 \cdot 10^{-12}$ W/m² preso come valore minimo di riferimento ricavato dal valore di p₀.

Calcolando le percentuali rispetto al valore massimo raggiunto nel periodo considerato, ossia diurno o notturno, si ha:

Tabella 6.2-4: Confronto tra le percentuali di veicoli orari sulla valore massimo registrato in periodo diurno e notturno di una giornata feriale media rispetto alle percentuali dell'intensità acustica equivalente prima dell'intervento

INTERVALLO	% VEICOLI	% leq
0:00 - 1:00	59,9	61,3
1:00 - 2:00	43,1	50,0
2:00 - 3:00	19,1	37,3
3:00 - 4:00	10,0	18,2
4:00 - 5:00	12,3	12,0
5:00 - 6:00	45,9	22,8
6:00 - 7:00	35,5	19,9
7:00 - 8:00	96,1	51,8
8:00 - 9:00	100,0	100,0
9:00 - 10:00	71,9	68,6
10:00 - 11:00	69,3	54,5
11:00 - 12:00	62,9	45,4
12:00 - 13:00	63,6	48,7
13:00 - 14:00	64,4	46,3
14:00 - 15:00	70,8	57,0
15:00 - 16:00	68,7	57,6
16:00 - 17:00	78,4	51,5
17:00 - 18:00	96,7	53,4
18:00 - 19:00	97,7	59,6
19:00 - 20:00	75,7	60,2
20:00 - 21:00	45,9	45,9
21:00 - 22:00	35,0	30,7
22:00 - 23:00	100,0	100,0
23:00 - 24:00	70,6	70,4

Diagrammando i risultati si ha:

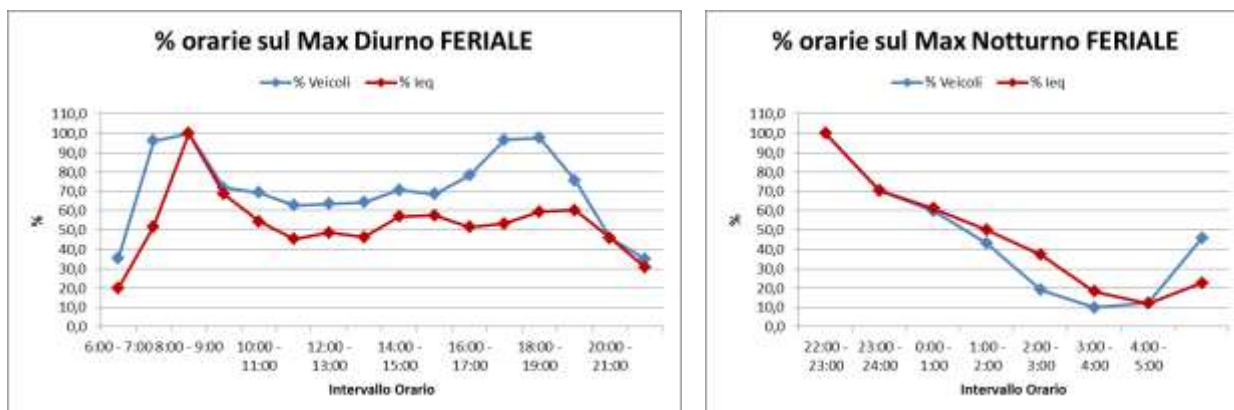


Figura 6.2-13: Confronto dell'andamento orario tra le percentuali di veicoli e quelle dell'intensità acustica di una giornata feriale media calcolate prima dell'intervento

Confrontando l'andamento dei due parametri si nota come sia del tutto simile. All'aumentare del traffico si verifica un aumento anche dell' I_{eq} e, viceversa, quando il numero di veicoli transitante lungo la tratta diminuisce anche il livello acustico equivalente subisce una riduzione. Si può notare, poi, come il valore di I_{eq} massimo raggiunto durante il periodo diurno e durante quello notturno coincida con il massimo valore di traffico registrato. Questo significa che livello di rumore registrato lungo la strada è strettamente correlato al livello di traffico che interessa la tratta, questo sia di giorno che di notte.

Si nota, inoltre, come durante il periodo diurno, raggiunto un picco di intensità nell'intervallo orario 8:00 – 9:00, l'intensità acustica equivalente si riduca notevolmente, attestandosi intorno al 50% rispetto a quel valore.

- In una giornata media **Festiva** si è ricavato che:

Tabella 6.2-5: Calcolo dei valori di intensità acustica equivalente per una giornata festiva media prima dell'intervento

INTERVALLO	Leq [dB(A)]	I Medio [W/m ²]	VEICOLI TOTALI
0:00 - 1:00	66,8	4,83E-06	149
1:00 - 2:00	65,8	3,78E-06	125
2:00 - 3:00	65,8	3,84E-06	74
3:00 - 4:00	64,1	2,58E-06	43
4:00 - 5:00	61,7	1,48E-06	30
5:00 - 6:00	61,3	1,35E-06	49
6:00 - 7:00	63,2	2,11E-06	81
7:00 - 8:00	66,2	4,14E-06	167
8:00 - 9:00	68,4	6,93E-06	220
9:00 - 10:00	68,9	7,77E-06	314
10:00 - 11:00	69,3	8,43E-06	354
11:00 - 12:00	69,7	9,36E-06	345
12:00 - 13:00	69,4	8,74E-06	327
13:00 - 14:00	69,5	8,82E-06	242
14:00 - 15:00	68,8	7,57E-06	361
15:00 - 16:00	69,4	8,66E-06	402
16:00 - 17:00	69,9	9,77E-06	420
17:00 - 18:00	70,3	1,06E-05	488
18:00 - 19:00	69,9	9,67E-06	444
19:00 - 20:00	69,7	9,35E-06	429
20:00 - 21:00	69,5	8,97E-06	293
21:00 - 22:00	67,8	6,03E-06	251
22:00 - 23:00	67,8	6,07E-06	182
23:00 - 24:00	66,5	4,47E-06	173

Anche durante una giornata festiva media l'intensità acustica equivalente è dell'ordine di grandezza di 10^{-6} W/m², ma il valore massimo raggiunto è di circa $1 \cdot 10^{-5}$ W/m², ossia circa la metà rispetto al valore che si era registrato per una giornata feriale media. Come in precedenza si sono calcolate le variazioni dei due valori in percentuali sul periodo di interesse:

Tabella 6.2-6: Confronto tra le percentuali di veicoli orari sulla valore massimo registrato in periodo diurno e notturno di una giornata festiva media rispetto alle percentuali dell'intensità acustica equivalente prima dell'intervento

INTERVALLO	% VEICOLI	% leq
0:00 - 1:00	81,9	79,5
1:00 - 2:00	68,7	62,2
2:00 - 3:00	40,6	63,2
3:00 - 4:00	23,5	42,4
4:00 - 5:00	16,3	24,4
5:00 - 6:00	26,8	22,2
6:00 - 7:00	16,5	19,9
7:00 - 8:00	34,2	39,1
8:00 - 9:00	45,0	65,3
9:00 - 10:00	64,3	73,2
10:00 - 11:00	72,5	79,4
11:00 - 12:00	70,6	88,2
12:00 - 13:00	67,0	82,4
13:00 - 14:00	49,5	83,1
14:00 - 15:00	74,0	71,4
15:00 - 16:00	82,4	81,6
16:00 - 17:00	86,1	92,1
17:00 - 18:00	100,0	100,0
18:00 - 19:00	91,0	91,1
19:00 - 20:00	87,9	88,2
20:00 - 21:00	59,9	84,6
21:00 - 22:00	51,3	56,8
22:00 - 23:00	100,0	100,0
23:00 - 24:00	95,0	73,7

Diagrammando i risultati:

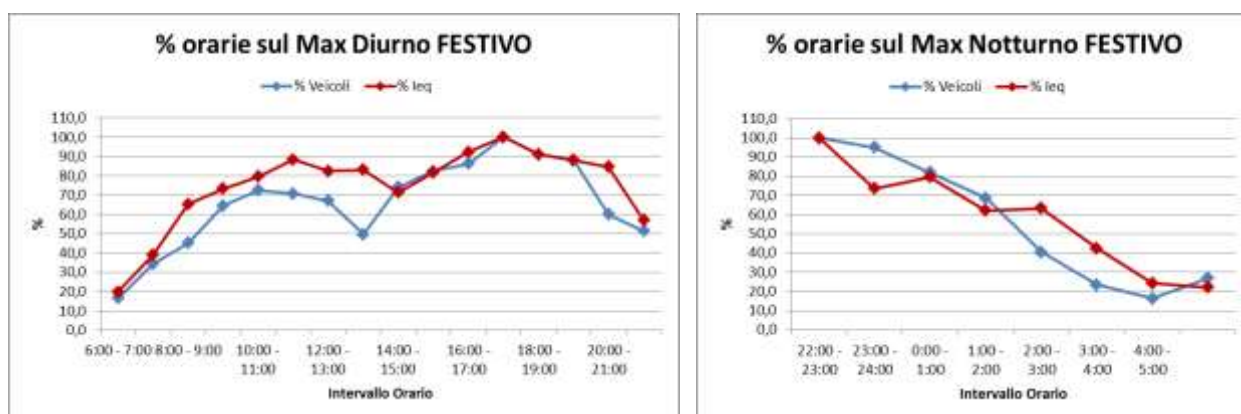


Figura 6.2-14: Confronto dell'andamento orario tra le percentuali di veicoli e quelle dell'intensità acustica di una giornata festiva media calcolate prima dell'intervento

Anche in questo caso è evidente la stretta correlazione tra l'intensità acustica equivalente calcolata ed il traffico medio misurato, ossia la variazione percentuale delle due grandezze presenta un andamento del tutto simile. Si nota inoltre che, così come rilevato in precedenza, il valore massimo di I_{eq} nei due periodi della giornata coincide con il maggiore numero di veicoli transitante, mettendo ancora in evidenza la forte correlazione tra i due parametri.

Rispetto ad una giornata feriale, poi, si può denotare la mancanza di un forte calo di intensità acustica rispetto ad un qualunque intervallo orario, con valori diurni che si aggirano sempre intorno al 75% del valore massimo raggiunto. Questo può essere motivato dal fatto che in una giornata festiva media non si verifichi congestione del traffico, come invece accadeva in quella feriale, e le velocità di percorrenza si mantengano più elevate rispetto a una giornata feriale media, come evidenziato nell'analisi del traffico effettuata.

A conclusione dell'analisi fatta si deve far emergere come dato rilevante non solo la stretta correlazione tra I_{eq} e traffico, ma soprattutto il forte legame tra la velocità di percorrenza, che si riduce all'aumentare del numero di veicoli transitante, e l'intensità acustica equivalente. Più che al numero di veicoli, infatti, il rumore stradale rilevato prima dell'intervento di mitigazione dipende proprio dalla velocità con cui questi transitano in prossimità del ricettore.

- **Confronto:**

Se si effettua un confronto fra le intensità acustiche equivalenti calcolate per una giornata feriale media e per una festiva media si possono mettere in evidenza le differenze che caratterizzano la tratta nei due periodi di interesse:

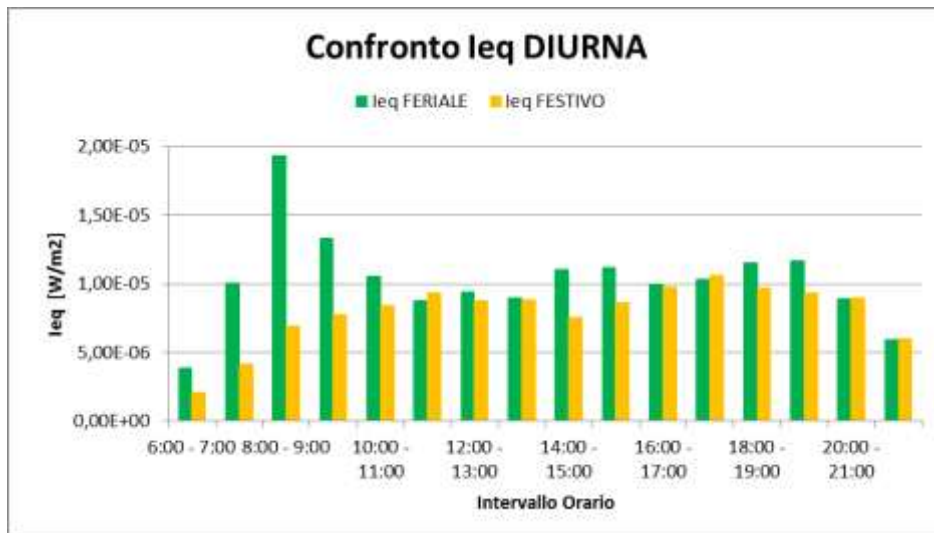


Figura 6.2-15: Confronto del valore di Ieq diurna per una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento

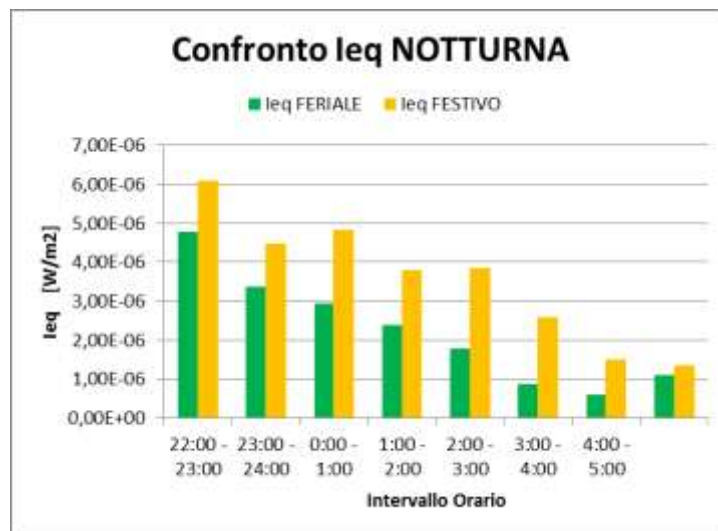


Figura 6.2-16: Confronto del valore di Ieq notturna per una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento

Si nota come durante il periodo diurno l'intensità acustica equivalente di una giornata feriale è quasi sempre maggiore rispetto ad una giornata festiva, situazione che viene capovolta durante il periodo notturno, dove a prevalere è l' L_{eq} calcolata durante una giornata festiva. Soprattutto nella fascia oraria 8:00 – 9:00 l'intensità acustica di una giornata feriale è quasi 3 volte superiore rispetto a quella di un giorno festivo, mentre in periodo notturno, tra le 0:00 e le 5:00, l'intensità acustica calcolata per una giornata festiva è circa il doppio rispetto a quella calcolata per una giornata feriale media.

L'analisi effettuata ha permesso di descrivere quale fosse l'andamento orario del rumore stradale, per una giornata feriale media e per una festiva, e di relazionarlo con il traffico presente lungo la tratta, oltre a quantificarne l'intensità oraria media nei due periodi di interesse.

A livello normativo il parametro che interessa, però, è il L_{eq} Diurno ($L_{eq,D}$) e quello Notturno ($L_{eq,N}$), da confrontare con i limiti imposti in funzione della categoria di strada. Nel nostro caso, come precedentemente descritto, i valori da non superare fissati per Legge in base alla categoria di strada presa in esame sono:

Tabella 6.2-7: Limiti imposti da Normativa del valore di L_{eq} diurno e L_{eq} notturno per la tratta in esame

Periodo DIURNO (6:00 – 22.00) [dB]	Periodo NOTTURNO (22.00 – 6.00) [dB]
70	60

Per ciascuna giornata di rilevamento si sono così calcolati i due parametri tramite la formula prima espressa:

$$L_{Aeq,TR} = 10 \log \left[\frac{1}{T_R} \sum_{i=1}^n (T_0)_i 10^{0.1 L_{Aeq,(T_0)_i}} \right] \text{ dB(A)}$$

Essi sono poi stati confrontati con i valori riportati nella Normativa per verificarne il rispetto o meno nell'arco della giornata e della settimana.

I risultati ottenuti possono così essere riassunti:

Tabella 6.2-8: Valori di L_{eq} diurno e notturno calcolati per ciascuna giornata di rilievi prima dell'intervento

GIORNO SETTIMANA	Leq,D	Leq,N
	dB(A)	dB(A)
LUNEDI'	70,4	64,9
MARTEDI'	70,0	61,7
MERCOLEDI'	69,8	62,6
GIOVEDI'	70,3	62,6
VENERDI'	70,2	66,0
SABATO	69,7	65,6
DOMENICA	68,2	64,8

In rosso vengono messe in evidenza le giornate in cui il valore di L_{eq} registrato supera quello consentito da Normativa. Come si nota durante il periodo notturno di ogni giornata il limite è superato, anche di diversi decibel, mentre durante quello diurno il limite è superato soprattutto durante i giorni feriali dove, anche quando si registrano valori inferiori, ci si avvicina notevolmente. Il limite è rispettato solamente nel periodo diurno delle giornate festive, anche se i valori ottenuti sono comunque sempre molto vicini ai 70 dB(A).

Per meglio chiarire questo aspetto si possono osservare i seguenti grafici:

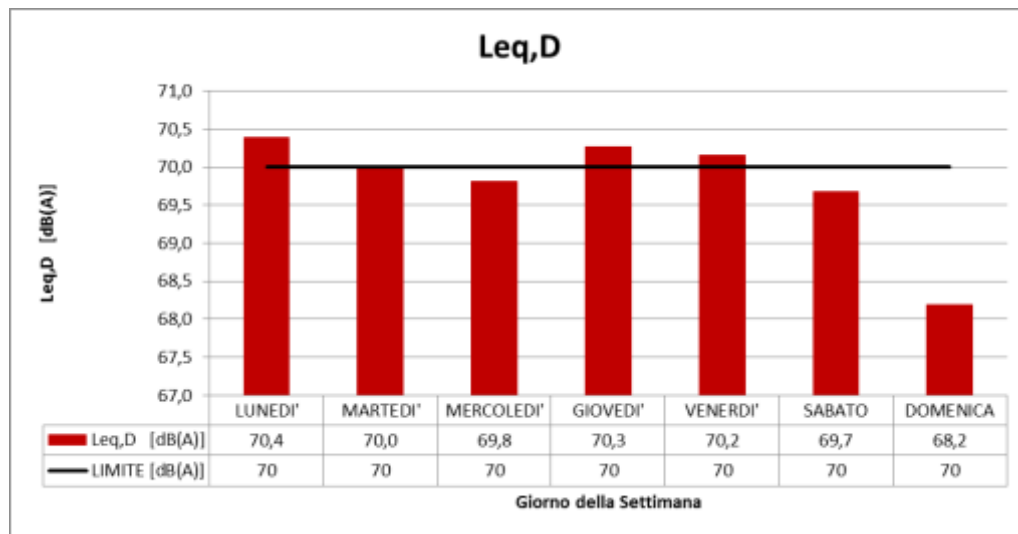


Figura 6.2-17: Valore del Leq diurno per ogni giornata di rilievo prima dell'intervento confrontato con le prescrizioni della Normativa

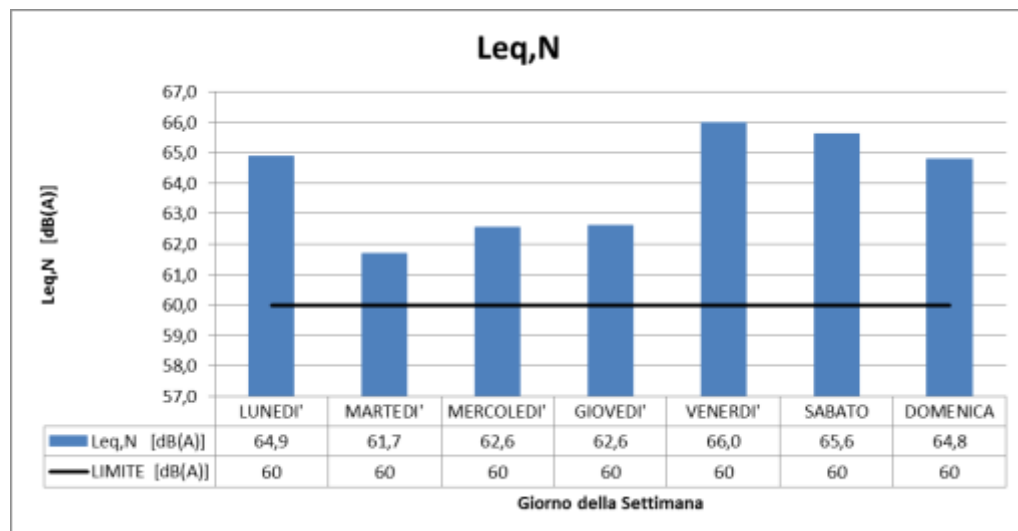


Figura 6.2-18: Valore del Leq notturno per ogni giornata di rilievo prima dell'intervento confrontato con le prescrizioni della Normativa

Confrontando i singoli valori giornalieri con quelli di riferimento fissati dalla Normativa si ha, quindi, un frequente superamento dei limiti imposti, fino ai 6 dB(A) in periodo notturno.

Distinguendo i giorni feriali da quelli festivi, si sono calcolati i valori di L_{eq} per questi periodi ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 6.2-9: Valori di L_{eq} diurno e notturno calcolati per una giornata feriale media e una festiva media prima dell'intervento

PERIODO SETTIMANA	Leq,D	Leq,N
	dB(A)	dB(A)
FERIALE	70,1	63,9
FESTIVO	69,0	65,2

In questo caso appare ancor più evidente come il limite diurno venga superato durante il periodo feriale mentre quello notturno in entrambi i casi, ma con maggior rilevanza durante il periodo festivo, per il quale si registra un superamento di ben 5 dB(A).

Per concludere la verifica del tratto stradale analizzato bisogna considerare il valore di L_{eq} settimanale calcolato in funzione dei dati registrati sull'intera settimana. Partendo dai dati giornalieri si è potuto calcolare il dato sull'intera settimana e si è ottenuto un valore di $L_{eq,D}$ e di $L_{eq,N}$ da confrontare anche in questo caso con i limiti imposti dalla Normativa. Il valore finale così determinato sarà quello da utilizzare al fine di dichiarare il rumore stradale misurato nei limiti di Legge o meno per la tratta presa in esame. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 6.2-10: Valori di L_{eq} diurno e notturno calcolati sull'intera settimana di indagini prima dell'intervento

Periodo DIURNO (6:00 – 22.00) [dB]	Periodo NOTTURNO (22.00 – 6.00) [dB]
69,8	64,3

Si può concludere a questo punto che, prima dell'intervento di mitigazione sonora alla sorgente, le immissioni acustiche prodotte da traffico stradale lungo la tratta in esame, durante il periodi di acquisizione dei dati, presentano valori accettabili in periodo diurno ma non accettabili in periodo notturno. Il fatto di avere un valore inferiore al limite durante il periodo diurno è dovuto al fatto che durante i giorni festivi i valori registrati si mantenevano al di sotto dei 70 dB(A) ma, come visto, tale limite veniva superato durante i giorni feriali. La differenza ottenuta tra il valore diurno settimanale e quello indicato dalla normativa, poi, è esigua ed è possibile, quindi, che vi siano settimane in cui il valore sia superato considerando un'incertezza di +/- 0,5 dB(A).

Situazione molto differente per quanto concerne il periodo notturno, per il quale si verifica un forte superamento del limite imposto da Normativa, circa 4 dB(A).

E' per questo che, analizzando i valori così ottenuti, quindi, è stato ritenuto necessario realizzare un intervento di mitigazione sonora che abbassasse l'immissione acustica prodotta dal traffico veicolare lungo la strada, in modo da riportare entro i limiti di Legge l'inquinamento acustico prodotto dal passaggio dei veicoli.

6.2.3.2. RILIEVI POST-INTERVENTO

Quattro mesi dopo l'intervento di mitigazione acustica tramite l'utilizzo di conglomerato bituminoso contenente il compound studiato si è effettuata una nuova campagna di misurazione acustica, sempre della durata di una settimana, posizionando l'attrezzatura di prova nel medesimo punto utilizzato per il rilevamento anti-intervento, per verificare l'efficacia della tecnologia utilizzata. Anche in questo caso, quindi, è stato possibile, per ciascuna giornata, caratterizzare l'andamento orario dei valori di L_{eq} e di SEL:

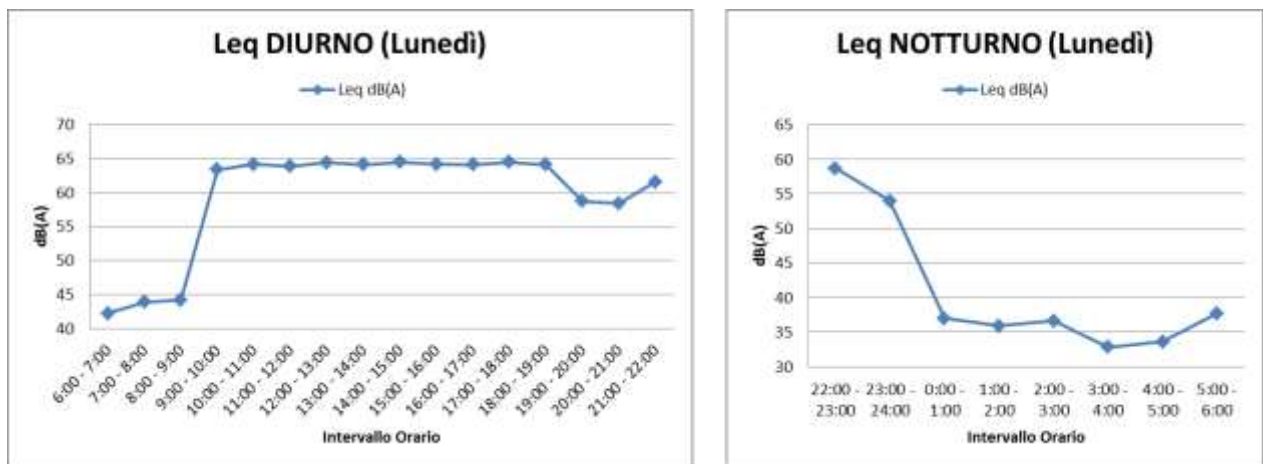


Figura 6.2-19: Andamento del valore di L_{eq} diurno e notturno per la giornata di lunedì dopo dell'intervento

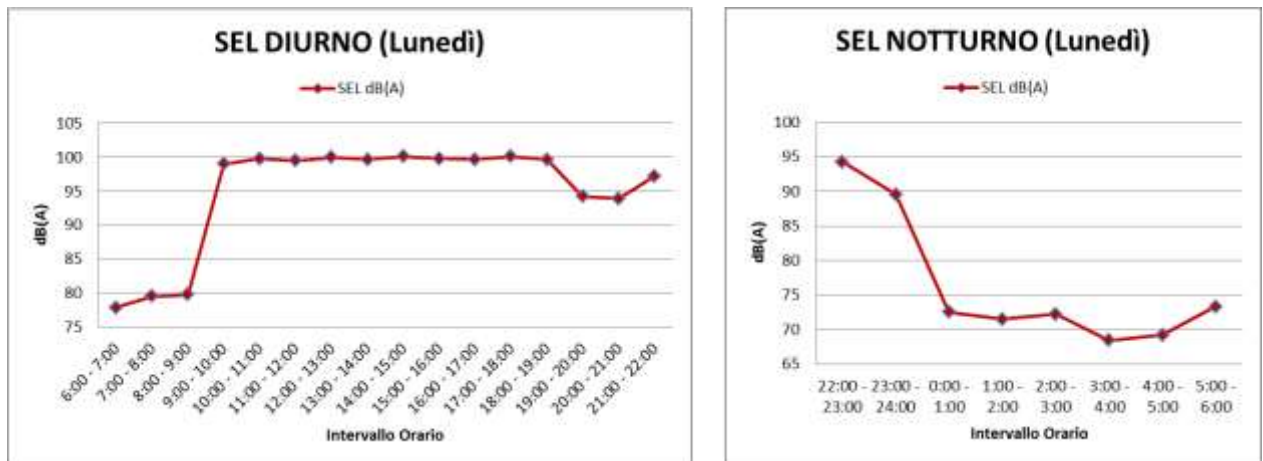


Figura 6.2-20: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per la giornata di lunedì dopo dell'intervento

Per meglio interpretare i risultati, come fatto per i risultati acustici ottenuti dalle analisi pre-intervento, partendo dai valori registrati in ciascuna giornata, si è ricavato l'andamento medio di una giornata ferial e quello per una giornata festiva. In questo modo sarà possibile fare delle

considerazioni più generali sul rumore stradale generato dalla tratta di interesse alla fine dell'intervento.

I risultati sono stati i seguenti:

- *Andamento Medio Feriale:*

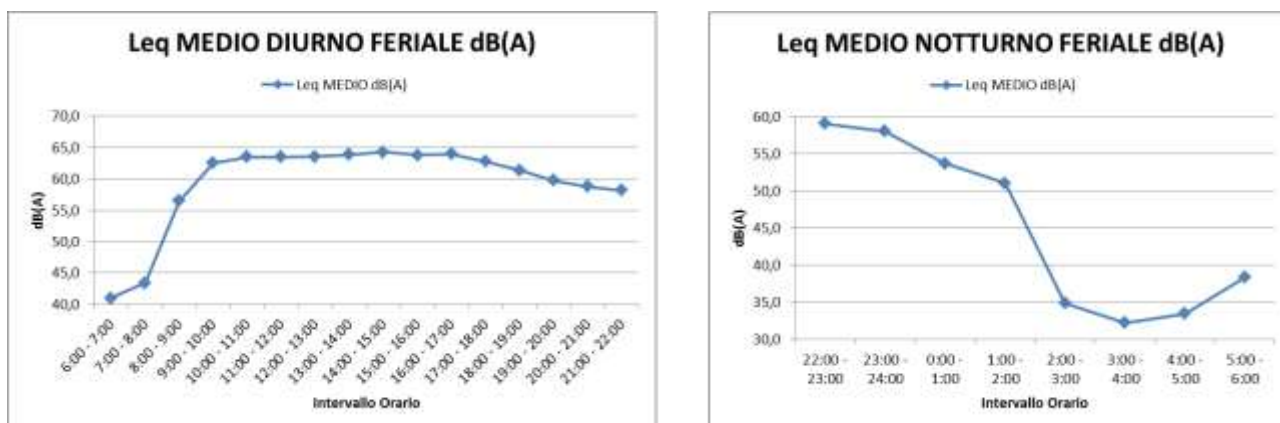


Figura 6.2-21: Andamento del valore di Leq diurno e notturno per una giornata feriale media dopo l'intervento



Figura 6.2-22: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per una giornata feriale media dopo l'intervento

L'andamento orario dei due parametri è del tutto simile, quello che cambia è il valore ottenuto. Come spiegato in precedenza, infatti, si registrano valori di SEL, legati al singolo evento sonoro, superiori a quelli di L_{eq} . Si nota immediatamente che, in una giornata feriale media, l'andamento del valore di L_{eq} è piuttosto costante, soprattutto nella fascia centrale del giorno (10:00 – 18:00) dove si registrano valori intorno ai 65 dB(A), ed è assente il picco che caratterizzava l'ora di punta nei risultati ottenuti dalle analisi pre-intervento. Si può osservare, poi, il fatto che in ogni intervallo orario il livello acustico equivalente calcolato rimanga al di sotto dei 70 dB(A), valore limite per Legge. Per quanto riguarda il periodo notturno si nota un decremento del livello acustico equivalente, che raggiunge i 35 dB(A) nelle ore centrali della nottata (2:00 – 4:00), e,

dato ancor più rilevante, si può osservare come anche in questo periodo il L_{eq} si mantenga sempre al di sotto del limite di 60 dB(A) fissato da Normativa.

- *Andamento Medio Festivo:*

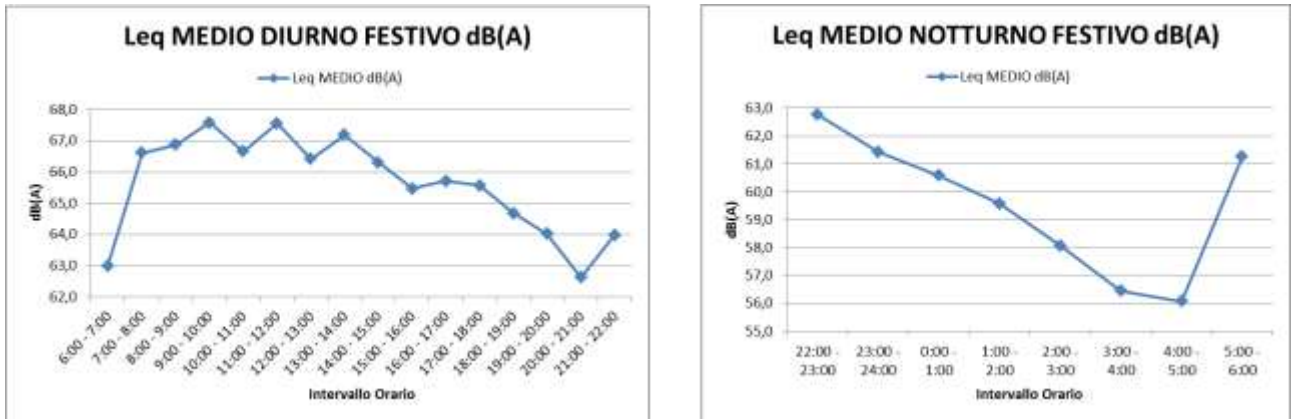


Figura 6.2-23: Andamento del valore di L_{eq} diurno e notturno per una giornata festivo media dopo l'intervento



Figura 6.2-24: Andamento del valore di SEL diurno e notturno per una giornata festivo media dopo l'intervento

In una giornata festiva media, si sono calcolati valori di livello acustico equivalente superiori nella prima parte della giornata rispetto agli intervalli finali del periodo diurno. Si passa, infatti, dai 67 dB(A) circa, rilevati tra le 9:00 e le 14:00, ai 65 dB(A) circa tra le 16:00 e le 19:00. In ogni caso, comunque, anche per una giornata festiva media, i valori di L_{eq} sono inferiori ai 70 dB(A), limite fissato da Normativa per il periodo diurno. Se si analizzano i risultati ottenuti in periodo notturno si nota un andamento simile a quello registrato per una giornata feriale media, ossia una continua diminuzione del valore di livello acustico equivalente che cala fino a raggiungere i circa 55 dB(A) nella fascia oraria 4:00 – 5:00.

- **Confronto Feriale – Festivo:**

Confrontando i due risultati si possono mettere in evidenza le differenze esistenti tra il livello acustico registrato in una giornata feriale media con quello di una giornata festiva media:

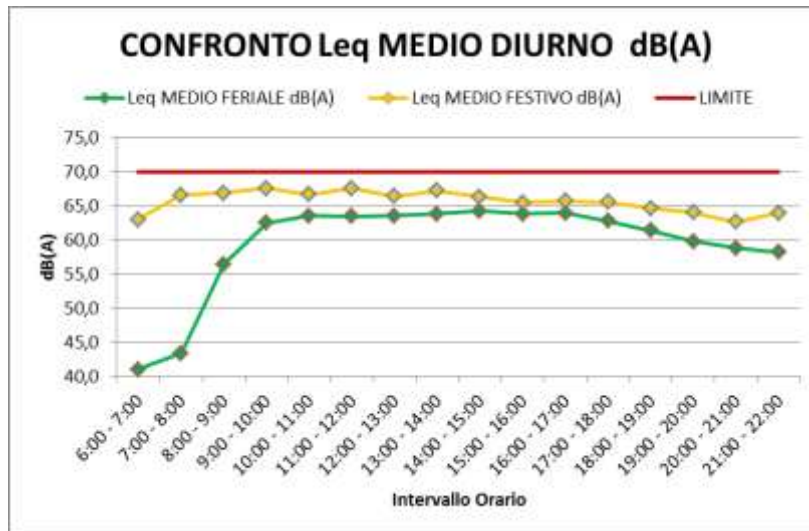


Figura 6.2-25: Confronto tra i valori di Leq diurno tra una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento

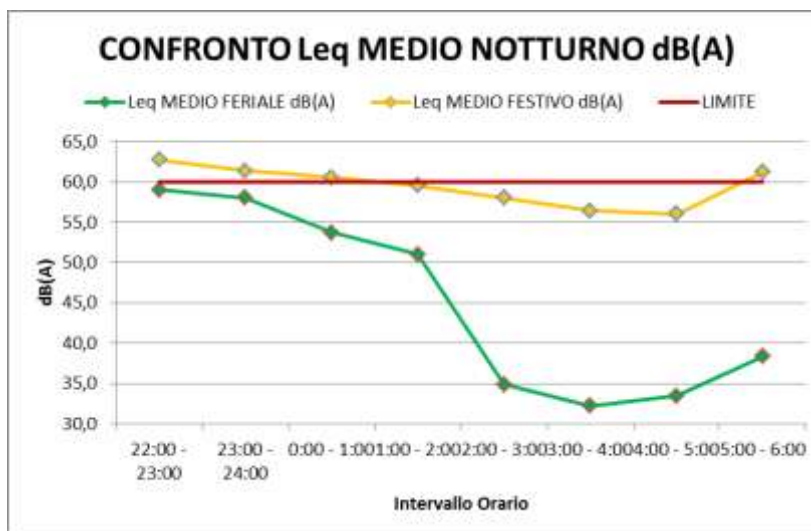


Figura 6.2-26: Confronto tra i valori di SEL diurno tra una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento

L'elemento di maggiore evidenza che emerge dal confronto è il fatto che il L_{eq} calcolato in una giornata festiva media, sia in periodo diurno che notturno, è sempre superiore a quello ricavato per una giornata feriale media.

Questa differenza è evidente soprattutto nelle prime ore della fascia diurna (6:00 – 8:00) e in piena fascia notturna (2:00 – 6:00), probabilmente per il differente numero di veicoli transitante e, soprattutto, per le differenti velocità di transito, come emerso dall'analisi sul traffico effettuata. Altro dato importante è che, nel periodo diurno, i valori di livello acustico equivalente sono sempre inferiori ai 70 dB(A), mentre nel periodo notturno il limite di 60 dB(A) è superato solamente tra le 22:00 e l'1:00 durante una giornata festiva media, mentre in un giorno feriale i L_{eq} misurati si trovano al di sotto di questo valore.

Anche per le analisi acustiche effettuate successivamente all'intervento, i dati raccolti sono stati messi in relazione con il traffico medio feriale e festivo transitante lungo la strada, utilizzando anche in questo la grandezza di intensità acustica equivalente, calcolata come in precedenza, e valutandone la variazione percentuale rispetto al valore massimo raggiunto nel periodo considerato (diurno o notturno) rispetto alla medesima variazione del traffico. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

- In una *giornata media Feriale* si è ricavato che:

Tabella 6.2-11: Calcolo dei valori di intensità acustica equivalente per una giornata feriata media dopo l'intervento

INTERVALLO	Leq [dB(A)]	I Medio [W/m ²]	VEICOLI TOTALI
0:00 - 1:00	53,7	2,36E-07	84
1:00 - 2:00	51,1	1,28E-07	60
2:00 - 3:00	34,9	3,08E-09	27
3:00 - 4:00	32,2	1,66E-09	14
4:00 - 5:00	33,5	2,21E-09	17
5:00 - 6:00	38,3	6,83E-09	64
6:00 - 7:00	41,0	1,25E-08	191
7:00 - 8:00	43,4	2,17E-08	517
8:00 - 9:00	56,5	4,43E-07	537
9:00 - 10:00	62,5	1,78E-06	386
10:00 - 11:00	63,5	2,24E-06	373
11:00 - 12:00	63,5	2,22E-06	338
12:00 - 13:00	63,5	2,26E-06	342
13:00 - 14:00	63,8	2,41E-06	346
14:00 - 15:00	64,3	2,67E-06	381
15:00 - 16:00	63,8	2,40E-06	369
16:00 - 17:00	63,9	2,48E-06	421
17:00 - 18:00	62,8	1,90E-06	520
18:00 - 19:00	61,4	1,37E-06	525
19:00 - 20:00	59,8	9,47E-07	407
20:00 - 21:00	58,8	7,56E-07	247
21:00 - 22:00	58,2	6,61E-07	188
22:00 - 23:00	59,1	8,06E-07	140
23:00 - 24:00	58,0	6,37E-07	99

L'ordine di grandezza ottenuto per l' I_{eq} è di circa 10^{-6} W/m² durante la parte centrale della giornata e di circa 10^{-7} W/m² o inferiore nelle restanti parti del giorno, compreso il periodo mattutino e serale. Il massimo valore che si registra è di circa $2,5 \cdot 10^{-6}$ W/m², proprio in corrispondenza del primo pomeriggio (14:00 – 15:00).

Calcolando la variazione percentuale del traffico e dell'intensità acustica equivalente prima calcolata si ha:

Tabella 6.2-12: Tabella 4.2 6: Confronto tra le percentuali di veicoli orari sulla valore massimo registrato in periodo diurno e notturno di una giornata feriale media rispetto alle percentuali dell'intensità acustica equivalente dopo l'intervento

INTERVALLO	% VEICOLI	% leq
0:00 - 1:00	59,9	29,3
1:00 - 2:00	43,1	15,8
2:00 - 3:00	19,1	0,4
3:00 - 4:00	10,0	0,2
4:00 - 5:00	12,3	0,3
5:00 - 6:00	45,9	0,8
6:00 - 7:00	35,5	0,5
7:00 - 8:00	96,1	0,8
8:00 - 9:00	100,0	16,6
9:00 - 10:00	71,9	66,7
10:00 - 11:00	69,3	84,0
11:00 - 12:00	62,9	83,4
12:00 - 13:00	63,6	84,7
13:00 - 14:00	64,4	90,5
14:00 - 15:00	70,8	100,0
15:00 - 16:00	68,7	89,9
16:00 - 17:00	78,4	92,9
17:00 - 18:00	96,7	71,3
18:00 - 19:00	97,7	51,5
19:00 - 20:00	75,7	35,5
20:00 - 21:00	45,9	28,3
21:00 - 22:00	35,0	24,8
22:00 - 23:00	100,0	100,0
23:00 - 24:00	70,6	79,0

Diagrammando i risultati:

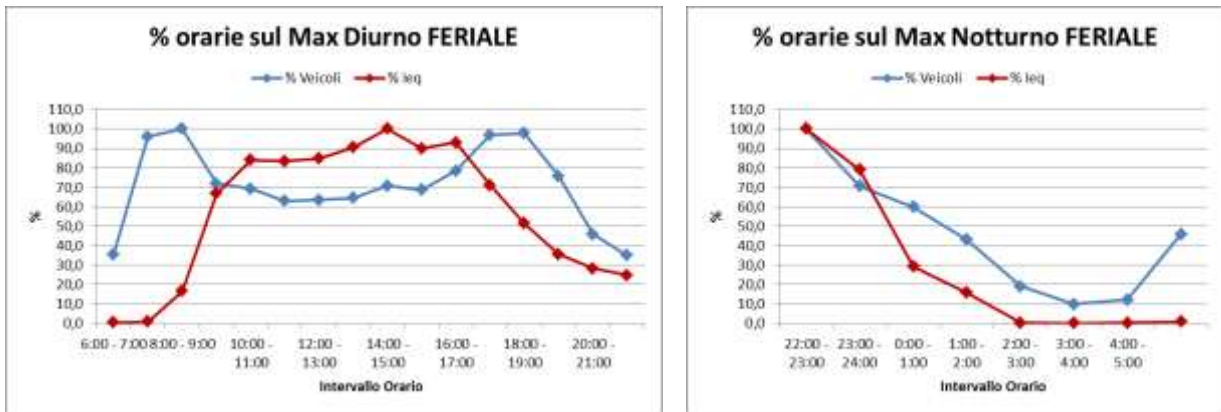


Figura 6.2-27: Confronto dell'andamento orario tra le percentuali di veicoli e quelle dell'intensità acustica di una giornata feriala media calcolate prima dell'intervento

Osservando l'andamento dei due parametri così rielaborato, il primo dato ad emergere è come, in periodo diurno, all'aumentare del traffico medio l'intensità acustica equivalente diminuisca o, per lo meno, minore è la percentuale dei veicoli transitante e maggiore è l' I_{eq} calcolata. Emerge soprattutto come il valore massimo dei due parametri venga raggiunto in intervalli orari diversi, diversamente a quanto accadeva per le analisi prima effettuate. Considerando l'andamento orario del traffico, si può ipotizzare che l'intervento di mitigazione realizzato abbia maggiore efficacia, quindi, proprio quando lungo la tratta transita il maggior numero di veicoli. In periodo notturno questa differenza non si nota ed i due andamenti sono simili. La motivazione, in questo caso, è legata al basso traffico che si registra in questo periodo, ossia riducendosi notevolmente il numero di veicoli anche l'intensità acustica equivalente calerà di conseguenza, indipendentemente dalla velocità di transito.

Si può concludere che dopo l'intervento effettuato l'intensità acustica equivalente non è più correlata al traffico medio ma, viceversa, risulta minore proprio in concomitanza degli intervalli orari in cui si è registrato il maggior transito medio di veicoli.

- In una giornata media *Festiva* si è ricavato che:

INTERVALLO	Leq [dB(A)]	I Medio [W/m2]	VEICOLI TOTALI
0:00 - 1:00	60,6	1,14E-06	149
1:00 - 2:00	59,6	9,07E-07	125
2:00 - 3:00	58,1	6,41E-07	74
3:00 - 4:00	56,4	4,41E-07	43
4:00 - 5:00	56,1	4,04E-07	30
5:00 - 6:00	61,3	1,33E-06	49
6:00 - 7:00	63,0	2,00E-06	81
7:00 - 8:00	66,6	4,58E-06	167
8:00 - 9:00	66,9	4,87E-06	220
9:00 - 10:00	67,6	5,72E-06	314
10:00 - 11:00	66,7	4,64E-06	354
11:00 - 12:00	67,6	5,70E-06	345
12:00 - 13:00	66,4	4,38E-06	327
13:00 - 14:00	67,2	5,23E-06	242
14:00 - 15:00	66,3	4,28E-06	361
15:00 - 16:00	65,5	3,52E-06	402
16:00 - 17:00	65,7	3,73E-06	420
17:00 - 18:00	65,6	3,60E-06	488
18:00 - 19:00	64,7	2,93E-06	444
19:00 - 20:00	64,0	2,52E-06	429
20:00 - 21:00	62,6	1,83E-06	293
21:00 - 22:00	64,0	2,50E-06	251
22:00 - 23:00	62,8	1,89E-06	182
23:00 - 24:00	61,4	1,39E-06	173

Anche in una giornata festiva media si è calcolato che l' I_{eq} è nell'ordine di grandezza di 10^{-6} W/m^2 , il medesimo di una giornata feriale media, ma con un valore massimo di circa $5,5 \cdot 10^{-6}$ W/m^2 , ossia più elevato, circa il doppio di quello ottenuto per un giorno festivo. In periodo notturno, invece, l'intensità acustica equivalente si riduce di circa un ordine di grandezza (10^{-7} W/m^2).

Calcolando la variazione percentuale del traffico e dell'intensità acustica equivalente prima calcolata si ha:

Tabella 6.2-13: Tabella 4.2 6: Confronto tra le percentuali di veicoli orari sulla valore massimo registrato in periodo diurno e notturno di una giornata festiva media rispetto alle percentuali dell'intensità acustica equivalente dopo l'intervento

INTERVALLO	% VEICOLI	% leq
0:00 - 1:00	81,9	60,3
1:00 - 2:00	68,7	47,9
2:00 - 3:00	40,6	33,8
3:00 - 4:00	23,5	23,3
4:00 - 5:00	16,3	21,3
5:00 - 6:00	26,8	70,4
6:00 - 7:00	16,5	34,9
7:00 - 8:00	34,2	80,0
8:00 - 9:00	45,0	85,1
9:00 - 10:00	64,3	100,0
10:00 - 11:00	72,5	81,0
11:00 - 12:00	70,6	99,6
12:00 - 13:00	67,0	76,5
13:00 - 14:00	49,5	91,4
14:00 - 15:00	74,0	74,8
15:00 - 16:00	82,4	61,5
16:00 - 17:00	86,1	65,1
17:00 - 18:00	100,0	63,0
18:00 - 19:00	91,0	51,2
19:00 - 20:00	87,9	44,1
20:00 - 21:00	59,9	32,0
21:00 - 22:00	51,3	43,6
22:00 - 23:00	100,0	100,0
23:00 - 24:00	95,0	73,4

Diagrammando i risultati:



Figura 6.2-28: Confronto dell'andamento orario tra le percentuali di veicoli e quelle dell'intensità acustica di una giornata festiva media calcolate prima dell'intervento

Anche in periodo diurno di una giornata festiva media si osserva come i valori massimi di I_{eq} si abbiano in corrispondenza di valori di traffico minori. Si nota, infatti, come nella prima parte della giornata, in cui si registra un minor transito di veicoli, i valori di intensità acustica

equivalente siano più elevati rispetto a quelli ottenuti negli intervalli orari successivi, dove si ha un aumento del traffico che interessa la tratta. A tal riguardo si possono fare le medesime considerazioni effettuate per la giornata feriale media, ossia una maggiore riduzione dell'intensità acustica equivalente nei periodi della giornata in cui il traffico è maggiore e le velocità di passaggio dei veicoli, quindi, sono inferiori. E' evidente come, anche in questo caso, il valore massimo dei due parametri è raggiunto in intervalli orari differenti.

Quello che accadeva in periodo notturno per una giornata feriale media si verifica anche in questo caso, ossia vi è una stretta correlazione tra il traffico rilevato e l' I_{eq} calcolata nel medesimo intervallo orario. Questo è sempre dovuto al limitato numero di veicoli transitanti in questa fascia oraria, indipendentemente dalle loro velocità di passaggio.

A conclusione dell'analisi fatta si deve far notare la mancata correlazione tra I_{eq} e traffico come invece accadeva prima dell'intervento di mitigazione.

- **Confronto:**

Se si effettua un confronto fra le intensità acustiche equivalenti calcolate per una giornata feriale media e per una festiva media si possono mettere in evidenza le differenze che caratterizzano la tratta nei due periodi di interesse:

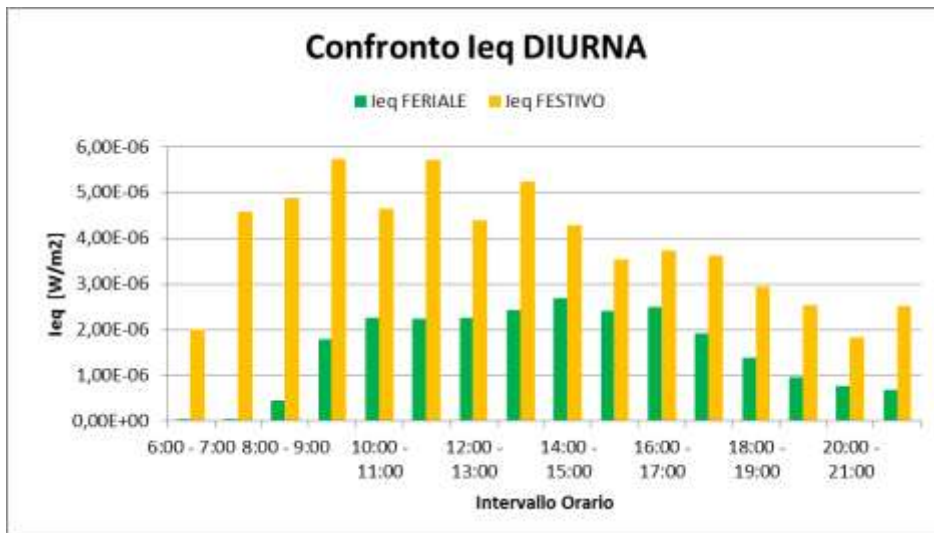


Figura 6.2-29: Confronto del valore di Ieq diurna per una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento

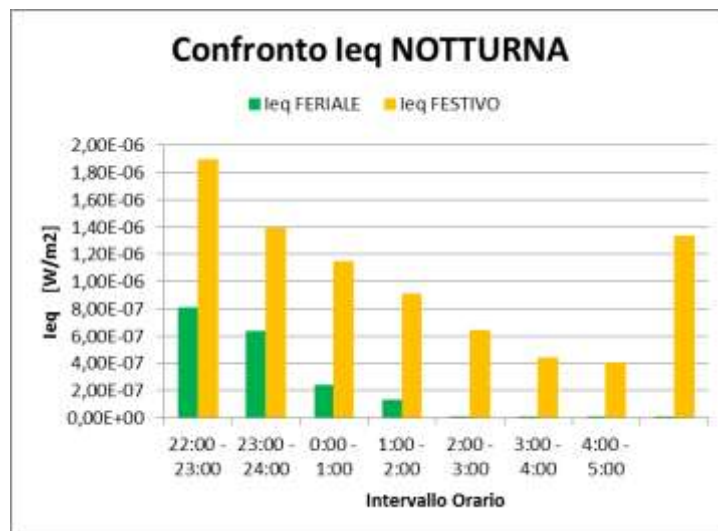


Figura 6.2-30: Confronto del valore di Ieq notturna per una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento

Confrontando l'andamento dell'Ieq emerge come il valore ottenuto per una giornata festiva media sia sempre superiore rispetto a quello di un giorno feriale medio. Tale differenza è evidente soprattutto in periodo notturno e nelle prime ore del periodo diurno dove l'intensità acustica equivalente festiva è di circa 2 – 3 volte superiore a quella feriale. La motivazione può essere ricercata nel fatto che in periodo diurno, soprattutto nei primi intervalli orari, il traffico è più intenso in una giornata feriale rispetto a quando invece accade in una giornata festiva, viceversa, in periodo notturno l'aumento del traffico transigente in una giornata festiva media comporta un aumento dell'intensità acustica equivalente calcolata, nonostante le velocità di passaggio siano paragonabili.

Terminata questa analisi si è passati, anche in questo caso, al calcolo del valore di L_{eq} Diurno ($L_{eq,D}$) e quello Notturno ($L_{eq,N}$), sempre tramite la formula descritta in precedenza:

$$L_{Aeq,TR} = 10 \log \left[\frac{1}{T_R} \sum_{i=1}^n (T_0)_i 10^{0.1 L_{Aeq,(T_0)_i}} \right] \text{ dB(A)}$$

Essi sono poi stati confrontati con i valori riportati nella Normativa per verificarne il rispetto o meno nell'arco della giornata e della settimana.

I risultati ottenuti possono così essere riassunti:

Tabella 6.2-14: Valori di L_{eq} diurno e notturno calcolati per ciascuna giornata di rilievi dopo l'intervento

GIORNO SETTIMANA	Leq,D	Leq,N
	dB(A)	dB(A)
LUNEDI'	61,5	53,6
MARTEDI'	60,2	52,5
MERCOLEDI'	62,7	53,9
GIOVEDI'	62,6	51,0
VENERDI'	61,9	58,4
SABATO	60,9	61,4
DOMENICA	68,2	59,1

E' immediato notare come, dopo l'intervento effettuato, i valori di L_{eq} registrati per ciascuna giornata, diurni e notturni, rientrano quasi completamente nei limiti fissati da Normativa. Si riportano anche in questo caso in rosso i valori che non rientrano nei suddetti limiti. Soprattutto nelle giornate feriale il limite di 70 dB(A) imposto per Legge è ampiamente rispettato, con valori rilevati che si attestano intorno ai 62 dB(A). Nella sola giornata di Domenica si è ottenuto un valore di circa 68 dB(A) che avvicina il massimo imposto ma senza superarlo. Stesse considerazioni si possono effettuare per i dati raccolti in periodo notturno. Nelle giornate feriali si sono rilevati valori di circa 52 dB(A), inferiori ai 60 dB(A) imposti da Normativa, con la sola eccezione del venerdì notte, periodo nel quale si è rilevato un livello equivalente intorno ai 58 dB(A), ma comunque inferiore rispetto al valore massimo di verifica. Questa differenza di $L_{eq,N}$ nella nottata di venerdì è dovuto alla differente quantità e tipologia di traffico, più simile alla nottata di una giornata festiva. Ci si deve soffermare con particolare attenzione ai livelli acustici equivalenti registrati in periodo notturno per una giornata festiva. Nella nottata di sabato, infatti, il valore di $L_{eq,N}$ supera, anche se non di molto, il limite fissato da Normativa, mentre nella nottata di Domenica si registra un valore inferiore, anche se prossimo al valore massimo di 60 dB(A) imposto per Legge. Per meglio chiarire quanto detto vengono riportati i seguenti grafici:

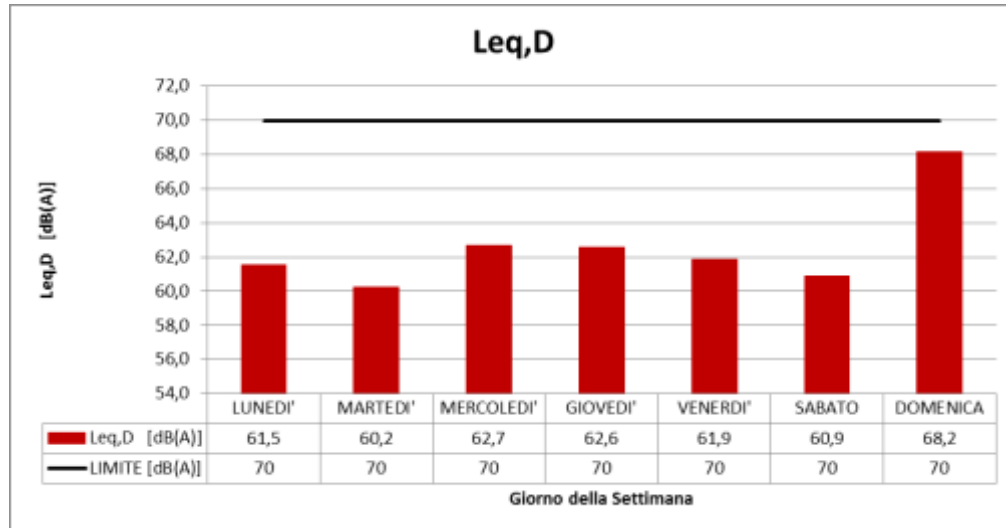


Figura 6.2-31: Valore del L_{eq} diurno per ogni giornata di rilievo dopo l'intervento confrontato con le prescrizioni della Normativa

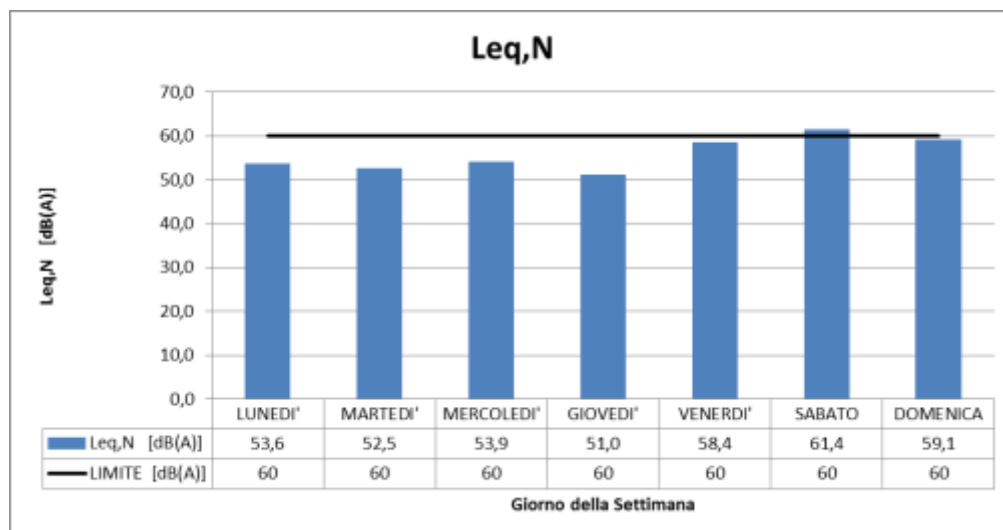


Figura 6.2-32: Valore del L_{eq} notturno per ogni giornata di rilievo dopo l'intervento confrontato con le prescrizioni della Normativa

Confrontando i singoli valori giornalieri con quelli di riferimento fissati dalla Normativa si ha, quindi, un quasi assoluto rispetto dei limiti imposti, fino ai 7 dB(A) in periodo diurno, con la sola eccezione della nottata di Sabato.

Per meglio chiarire alcuni aspetti, distinguendo i giorni feriali da quelli festivi, si sono calcolati i valori di L_{eq} per questi periodi ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 6.2-15: Valori di L_{eq} diurno e notturno calcolati per una giornata feriale media e una festiva media dopo l'intervento

PERIODO SETTIMANA	Leq,D	Leq,N
	dB(A)	dB(A)
FERIALE	61,9	54,7
FESTIVO	65,9	60,4

Da questi valori emerge come in una giornata feriale media i limiti siano ampiamente rispettati. Si sono ottenuti valori di L_{eq} di 8 dB(A) circa inferiori in periodo diurno e di circa 5 dB(A) più bassi in periodo notturno. Valori più elevati si sono trovati per una giornata festiva media, con il superamento del limite imposto da Normativa in periodo notturno, anche se solo di 0,5 dB(A) circa.

Il motivo di tale aumento può essere attribuito al differente traffico che interessa la tratta in una giornata feriale media rispetto ad un giorno festivo medio. O, più semplicemente a un valore anomalo di traffico avuto durante i rilievi nella giornata di domenica.

Anche in questo caso, a conclusione della verifica del tratto stradale analizzato bisogna considerare il valore di L_{eq} settimanale calcolato in funzione dei dati registrati sull'intera settimana. Si è ottenuto un valore di $L_{eq,D}$ e di $L_{eq,N}$ da confrontare anche con i limiti imposti dalla Normativa. Il valore finale così determinato sarà quello da utilizzare al fine di dichiarare il rumore stradale misurato nei limiti di Legge o meno per la tratta presa in esame. Si sono ottenuti i seguenti risultati:

Tabella 6.2-16: Valori di L_{eq} diurno e notturno calcolati sull'intera settimana di indagini dopo l'intervento

Periodo DIURNO (6:00 – 22.00) [dB]	Periodo NOTTURNO (22.00 – 6.00) [dB]
63,4	57,2

Si può concludere a questo punto che, una volta effettuato l'intervento di mitigazione sonora alla sorgente utilizzando il compound studiato, le immissioni acustiche prodotte da traffico stradale lungo la tratta in esame, durante il periodi di acquisizione dei dati, presentano valori accettabili sia periodo diurno che in periodo notturno. Si ha infatti che:

- $L_{eq,D}$ è inferiore di circa 6,5 dB(A) rispetto al valore limite;
- $L_{eq,N}$ è inferiore di circa 3 dB(A) rispetto al valore limite;

Si può così affermare che l'intervento effettuato ha permesso al rumore stradale generato dalla tratta di interesse di rientrare all'interno dei limiti imposti da Normativa, ossia è stato possibile raggiungere lo scopo prefissato ante opera.

6.2.3.3. CONFRONTO E ANALISI RISULTATI

Per meglio chiarire il funzionamento ed i benefici apportati dall'intervento di mitigazione effettuato, contenente il compound studiato, si procede ad un confronto diretto dei risultati ottenuti dalle misurazioni effettuate pre e post intervento, in modo da chiarire gli aspetti di maggior influenza del compound sulla mitigazione acustica.

Per prima cosa si valuta il differente andamento orario del L_{eq} registrato prima e dopo la stesa, in modo tale da avere un paragone sia sul valore assoluto di livello acustico equivalente orario misurato che, più in generale, su come varia nel periodo di interesse, diurno o notturno, feriale o festivo. Si possono così rappresentare i seguenti risultati:

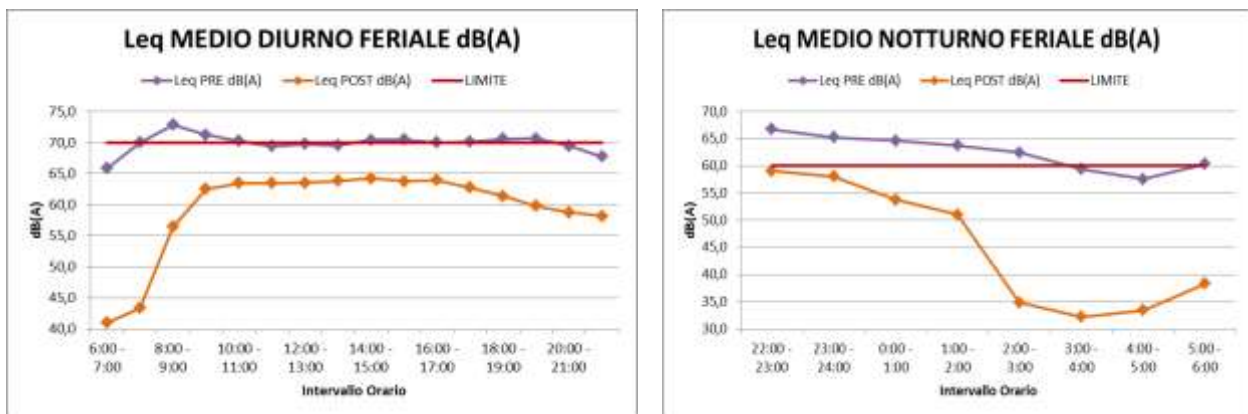


Figura 6.2-33: Confronto dell'andamento del L_{eq} diurno e notturno in una giornata feriale media prima e dopo l'intervento

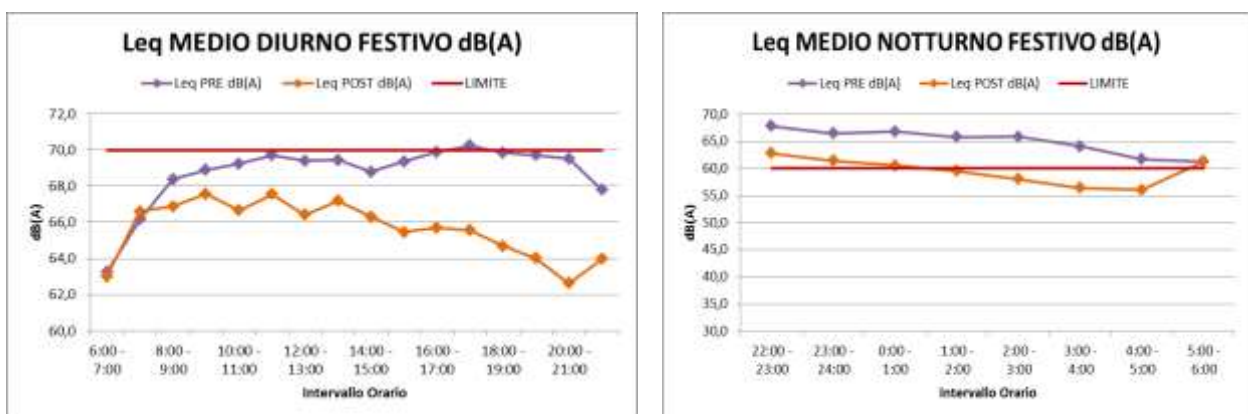


Figura 6.2-34: Confronto dell'andamento del L_{eq} diurno e notturno in una giornata festiva media prima e dopo l'intervento

Come fatto emergere in precedenza, analizzando singolarmente i due rilievi, prima della stesa il livello di L_{eq} registrato era molto frequentemente al di sopra del limite imposto dalla Normativa, soprattutto in periodo notturno, mentre una volta effettuato l'intervento di mitigazione acustica i valori orari registrati rimanevano al di sotto del massimo consentito.

Mettendo a confronto i due risultati, però, emerge immediatamente come vi sia una netta forbice tra i valori ottenuti prima dell'intervento e quelli registrati successivamente, differenza che si nota in particolar modo durante una giornata feriale media.

Se ci concentriamo proprio su quest'aspetto, si ha:

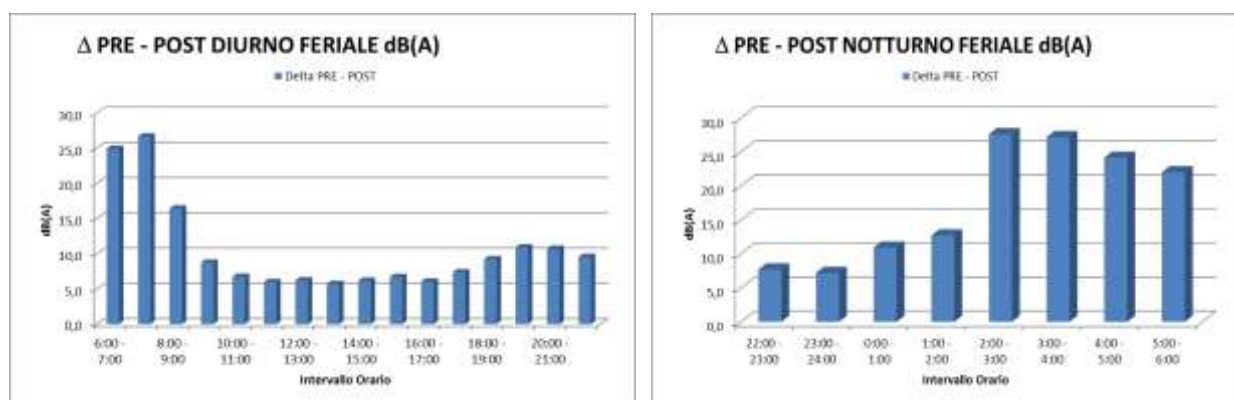


Figura 6.2-35: Variazione del L_{eq} diurno e notturno feriale prima e dopo l'intervento

In una giornata feriale media si registra una differenza di L_{eq} orario sempre superiore ai 5 dB(A), con valori massimi nelle prime ore della giornata (6:00 – 9:00) e verso sera (18:00 – 22:00), in media intorno ai 15 dB(A), in periodo diurno, e durante le ore centrali della nottata (2:00 – 6:00), intorno ai 20 dB(A).

Valori più contenuti, ma comunque sempre rilevanti, si hanno se si considera la differenza di L_{eq} orario, prima e dopo l'intervento, per una giornata festiva media:

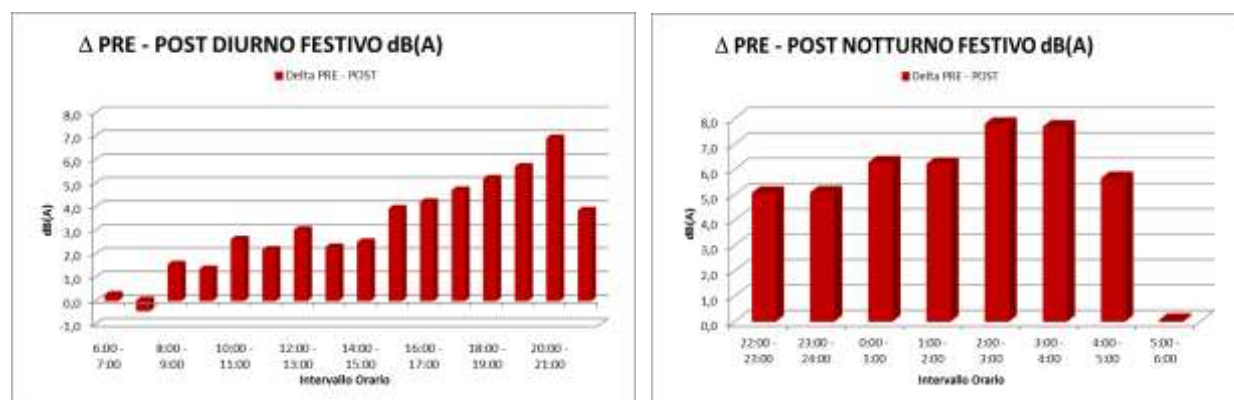


Figura 6.2-36: Variazione del L_{eq} diurno e notturno festivo prima e dopo l'intervento

In questo caso, solamente nelle prime ore del mattino (6:00 – 8:00) non si notano grosse differenze, mentre la forbice aumenta con il trascorrere delle ore fino ad un massimo di 7 dB(A) (20:00 – 22:00). In periodo notturno, invece si verifica una differenza del livello acustico equivalente orario pressoché costante, pari mediamente a circa i 6 dB(A).

Per ricercare i motivi legati al diverso valore della differenza di L_{eq} orario, si deve analizzare il risultato in raffronto al traffico transitate e, nello specifico, alla velocità di passaggio dei veicoli ed alla loro diversa tipologia a seconda dell'intervallo orario considerato. Come visto precedentemente, per la correlazione si utilizzerà la grandezza dell' I_{eq} , o, più precisamente, la sua variazione rispetto al valore massimo registrato nel periodo di interesse. Confrontando il dato calcolato prima dell'intervento con quello successivo alla stesa si ha:

- In una giornata media **Feriale** si è ricavato che:

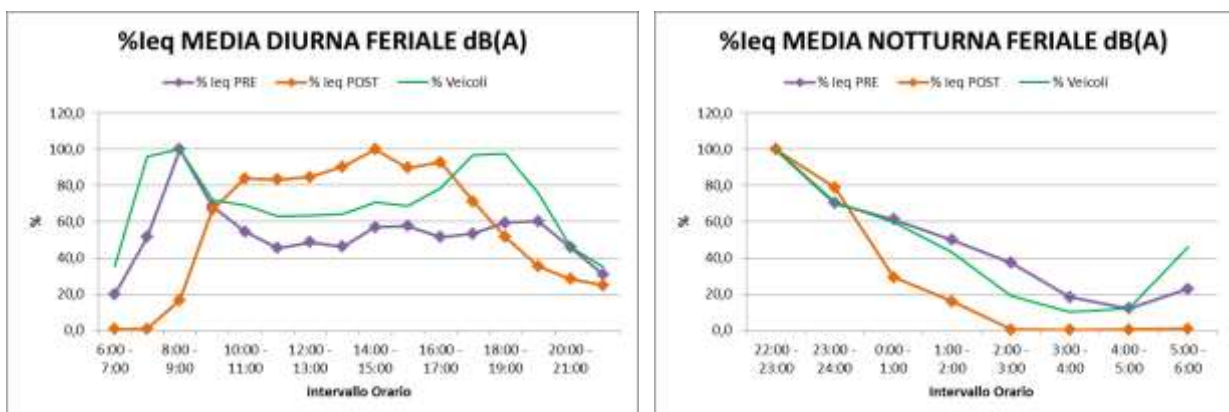


Figura 6.2-37: Confronto tra le % di variazione del traffico e dell' I_{eq} in una giornata media feriale prima e dopo l'intervento

Come si nota vi è una grossa differenza soprattutto in periodo diurno, dove, mentre prima dell'intervento l'andamento orario dell' I_{eq} era simile a quello del numero di veicoli transitanti, dopo la stesa i valori di intensità calcolati hanno una variazione oraria in percentuale molto differente da quella del traffico. Infatti, successivamente all'intervento di mitigazione acustica, i più alti valori di I_{eq} oraria si registrano negli intervalli che presentano un dato di traffico inferiore. Da qui nasce il diverso valore della differenza di L_{eq} calcolata precedentemente, con una forbice maggiore proprio ad inizio mattinata e in corrispondenza della sera. Dal confronto emerge chiaramente come i valori di Intensità acustica massimi calcolati si verificano in diversi intervalli orari a seconda del fatto che si tratti di valori ricavati prima dell'intervento o al termine dello stesso.

Una volta effettuata la stesa di conglomerato contenente il compound studiato il valore di I_{eq} massimo non si registra più in corrispondenza dei periodi in cui vi è il maggior traffico lungo la tratta, ma nei periodi di morbida. Questo significa che, mentre prima il problema relativo al rumore stradale era maggiormente rilevante nelle situazioni di congestione e, soprattutto, nell'ora di punta della giornata, successivamente l'intensità acustica equivalente più gravosa si registra nei periodi di morbida.

Analizzando il tipo di traffico che interessa una giornata feriale media, si può concludere che i benefici maggiori a livello acustico apportati dal compound studiato si verificano nei periodi in cui il traffico è maggiore, con velocità comprese intorno ai 50 – 70 Km/h. In questo caso, entrando nel dettaglio del rumore da rotolamento, la componente predominante è quella vibrazionale, rispetto, ad esempio, all'air-pumping. Di conseguenza i migliori effetti dell'intervento di mitigazione si hanno proprio quando a prevalere sulle altre è proprio questa componente. Viceversa, quando le velocità di transito aumentano e la componente vibrazionale si riduce, persiste un miglioramento rispetto alla situazione antecedente, ma minore in valore assoluto. E' proprio per questo che in periodo notturno, in entrambi i casi, l'andamento della variazione percentuale dell' I_{eq} è simile a quella del traffico. In questo caso, infatti, i veicoli transitanti sono in numero ridotto e le velocità maggiormente elevate rispetto al periodo diurno, facendo risultare la componente vibrazionale del rumore di rotolamento meno influente. Si ottiene quindi il medesimo andamento ma con valori di I_{eq} e, quindi, di L_{eq} orari inferiori dopo la stesa.

- In una *giornata media Festiva* si è ricavato che:

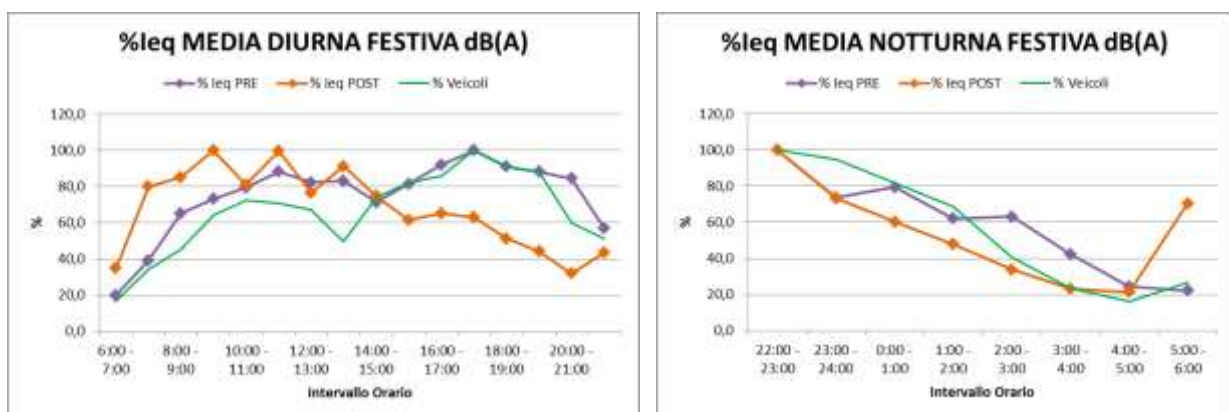


Figura 6.2-38: Confronto tra le % di variazione del traffico e dell' I_{eq} in una giornata media festiva prima e dopo l'intervento

Per una giornata festiva media si possono effettuare le medesime considerazioni fatte in precedenza. In periodo diurno, mentre prima della stesa la variazione percentuale dell' I_{eq} oraria ha un andamento analogo a quello del traffico, una volta effettuato l'intervento di mitigazione acustica utilizzando un conglomerato bituminoso contenente il Compound studiato i valori maggiori di intensità acustica equivalente si registrano negli intervalli orari caratterizzati da un minor numero di veicoli transitanti.

Anche in questo caso, la maggior forbice rilevata tra i valori di L_{eq} prima e dopo l'intervento si può motivare sempre considerando il traffico e i differenti periodi in cui si registrano i valori massimi di I_{eq} . Mentre prima della stesa i valori più alti di intensità acustica equivalente corrispondevano con quelli del traffico, successivamente si ha un'inversione di tendenza, con i massimi che si registrano in corrispondenza degli intervalli orari di morbida. Associando ad essi maggiori velocità di transito si può concludere, come fatto in precedenza, che il compound studiato ha una maggiore efficacia alle basse velocità di percorrenza, ossia quando prevale la componente vibrazionale del rumore di rotolamento, senza dimenticare come i benefici, in valore assoluto, permangano sull'intero arco della giornata, come visto analizzando l'andamento orario del L_{eq} . In periodo notturno si verifica quello che accadeva anche in una giornata feriale media e, quindi, le considerazioni che si possono fare sono le medesime.

Non resta che motivare l'alta differenza ricavata tra i valori di L_{eq} registrati prima dell'intervento durante le ore di punta di una giornata feriale media e quelli di un giorno festivo medio. A parità di numero di veicoli transitante i benefici maggiori dopo la stesa si hanno in periodo feriale. La motivazione si può ricercare nella tipologia di traffico che caratterizza le due giornate tipo. In periodo feriale, infatti, il traffico è caratterizzato, soprattutto nelle ore di punta, da un'alta componente di veicoli pesanti, come emerso dall'analisi del traffico effettuata, mentre in periodo festivo vi è una quasi totale assenza di questa tipologia. Di conseguenza emerge come il compound studiato abbia maggiori benefici non solo quando le velocità di percorrenza sono ridotte, ma anche quando i veicoli che interessano la tratta in esame sono di tipo pesante. Questo può essere motivato dal fatto che la componente vibrazionale del rumore di rotolamento provocato da un veicolo pesante è superiore rispetto a quella di un veicolo leggero e, di conseguenza, lo smorzamento ed i benefici acustici ottenuti tramite il conglomerato bituminoso contenente il compound studiato sono superiori.

Detto questo si può procedere al confronto dei valori di L_{eq} diurno e di L_{eq} notturno prima e dopo la realizzazione dell'intervento di mitigazione acustica. Confrontiamo i risultati ottenuti:

Tabella 6.2-17: Valori di L_{eq} giornalieri diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento

PRE INTERVENTO	Leq,D	Leq,N	POST INTERVENTO	Leq,D	Leq,N
GIORNO SETTIMANA	dB(A)	dB(A)	GIORNO SETTIMANA	dB(A)	dB(A)
LUNEDI'	70,4	64,9	LUNEDI'	61,5	53,6
MARTEDI'	70,0	61,7	MARTEDI'	60,2	52,5
MERCOLEDI'	69,8	62,6	MERCOLEDI'	62,7	53,9
GIOVEDI'	70,3	62,6	GIOVEDI'	62,6	51,0
VENERDI'	70,2	66,0	VENERDI'	61,9	58,4
SABATO	69,7	65,6	SABATO	60,9	61,4
DOMENICA	68,2	64,8	DOMENICA	68,2	59,1

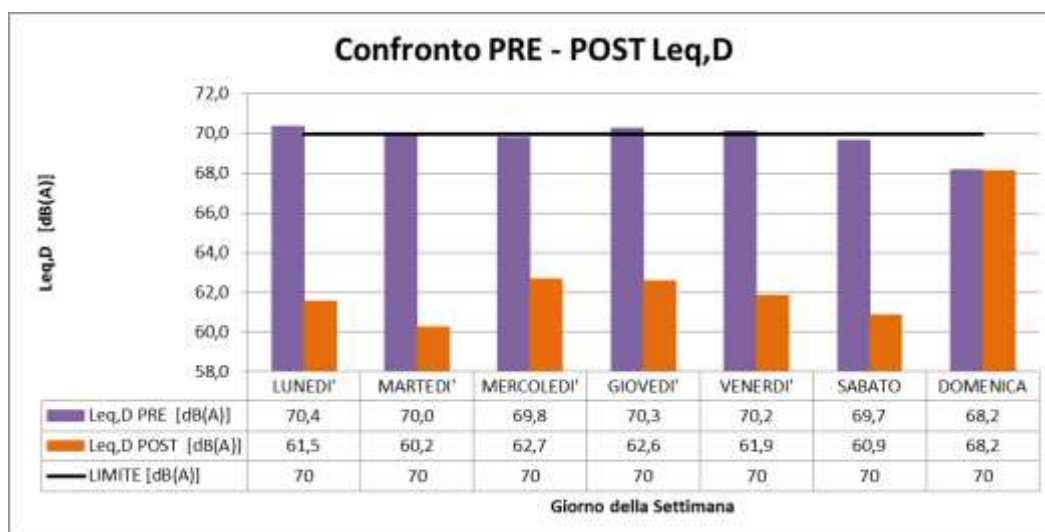


Figura 6.2-39: Confronto dei livelli giornalieri di L_{eq} diurno prima e dopo l'intervento

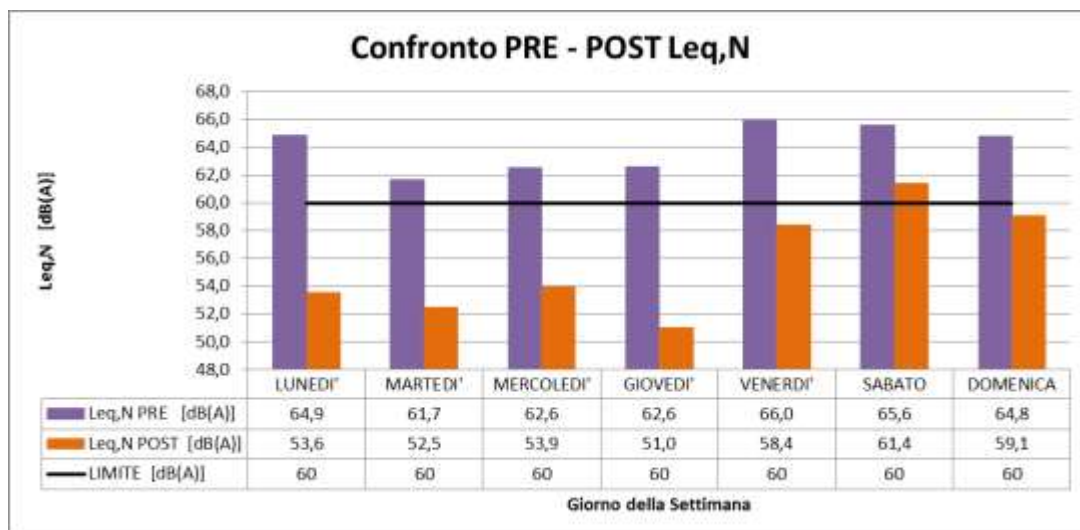


Figura 6.2-40: Confronto dei livelli giornalieri di Leq notturno prima e dopo l'intervento

Si denota immediatamente che, dopo la stesa di conglomerato bituminoso contenente il compound studiato, il Leq giornaliero, diurno e notturno, si riduce notevolmente e che, soprattutto, si rientra nei limiti forniti da Normativa. La variazione registrata può essere rappresentata come segue:

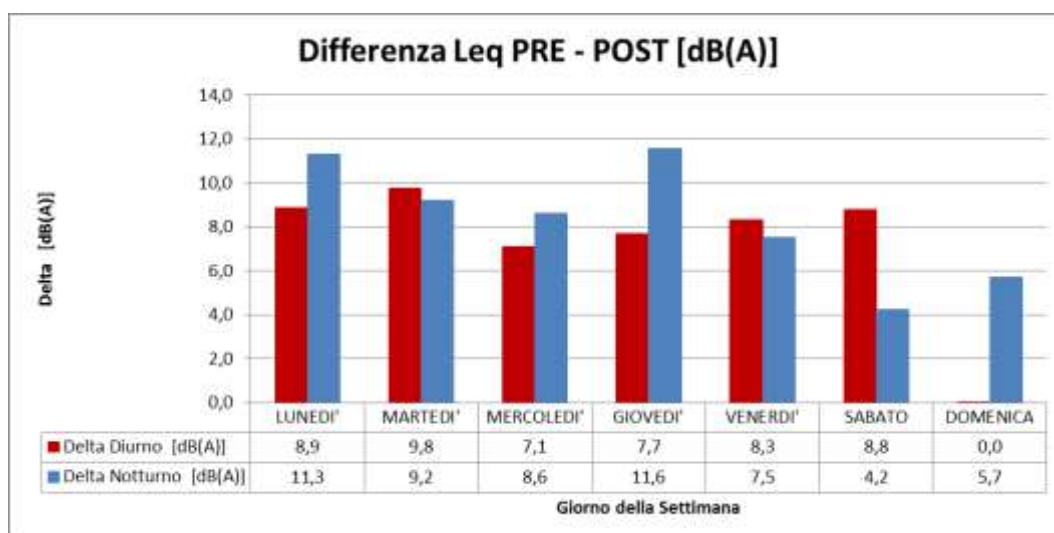


Figura 6.2-41: Differenza dei valori di Leq giornalieri prima e dopo l'intervento

Si nota che la differenza è di almeno 6 dB(A) per un qualunque giorno ferialo della settimana, e raggiunge valori fino a circa 12 dB(A) nella nottata di giovedì. Unica anomalia si riscontra nella giornata di Domenica, dove il L_{eq} diurno registrato prima e dopo l'intervento è il medesimo. Ciò può essere dovuto al tipo di traffico particolare che si ha in una giornata festiva, caratterizzata da basso traffico e velocità di percorrenza piuttosto elevate, con mancanza di veicoli pesanti transitanti lungo la tratta.

Una migliore analisi si può fare considerando la differenza che si ha in un arco temporale medio, ossia considerando una giornata feriale e media ed una festiva media. I risultati prima e dopo l'intervento sono i seguenti:

Tabella 6.2-18: Valori di Leq diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento per una giornata feriale e festiva media

PRE INTERVENTO	Leq,D	Leq,N	PRE INTERVENTO	Leq,D	Leq,N
PERIODO DELLA SETTIMANA	dB(A)	dB(A)	PERIODO DELLA SETTIMANA	dB(A)	dB(A)
FERIALE	70,1	63,9	FERIALE	61,9	54,7
FESTIVO	69,0	65,2	FESTIVO	65,9	60,4

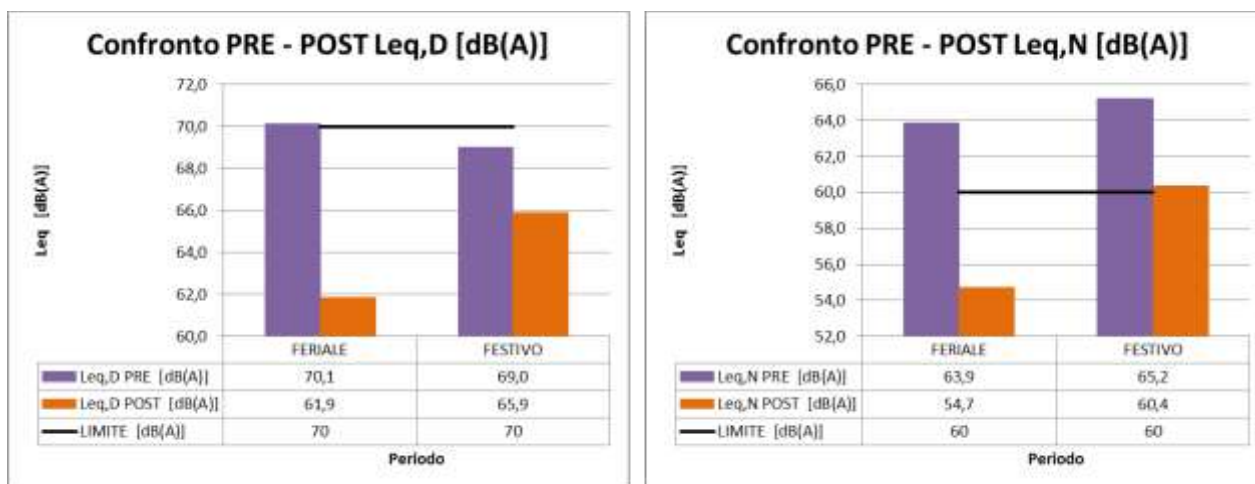


Figura 6.2-42: Confronto tra i valori di Leq diurni e notturni per una giornata feriale e una festiva media prima e dopo l'intervento

Si nota una differenza di almeno circa 8 dB(A) in periodo feriale, superiore rispetto a quella che si ottiene per una giornata festiva media, sia in periodo notturno che diurno. La variazione tra i due periodi può essere rappresentata come segue:

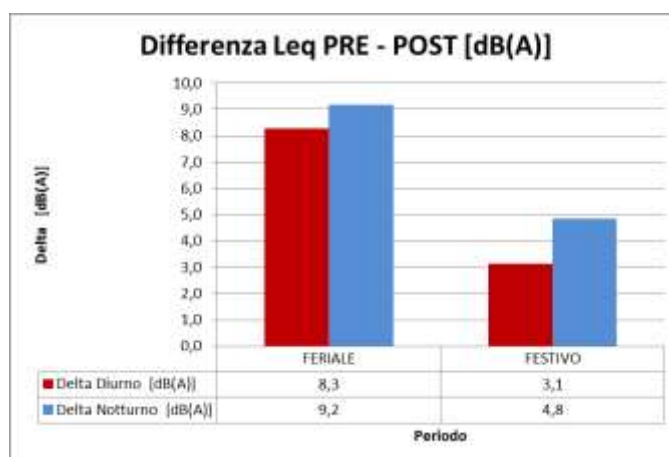


Figura 6.2-43: differenza tra i valori di Leq diurni e notturni per una giornata feriale e una festiva media prima e dopo l'intervento

La differenza maggiore tra il L_{eq} misurato prima e dopo l'intervento si ha per una giornata feriale media. Minore è, invece, la differenza che si riscontra per una giornata festiva. Questo dato non fa altro che rimarcare come il compound utilizzato all'interno del conglomerato bituminoso, al fine di ridurre il rumore stradale, abbia maggiori benefici quando il traffico che sussiste lungo la tratta di interesse è caratterizzato da basse velocità di percorrenza e dalla presenza di traffico pesante, proprio perché, evidentemente, riduce quella che è la componente vibrazionale del rumore di rotolamento, caratteristica preponderante per tale tipologia. Ciò non toglie che in valore assoluto vi siano benefici di carattere generale sull'intero rumore da traffico, come riscontrato dalle analisi.

Per concludere si mettono a confronto i valori di L_{eq} calcolati sulla settimana di misurazioni effettuate:

Tabella 6.2-19: Valori di L_{eq} diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini

PRE INTERVENTO		POST INTERVENTO	
Leq,D	Leq,N	Leq,D	Leq,N
dB(A)	dB(A)	dB(A)	dB(A)
69,8	64,3	63,4	57,2

Cosa importante da notare è il rientro all'interno dei limiti fissati da Normativa, scopo prefissato quando si è scelto l'intervento di mitigazione da effettuare. Questo consente di affermare che il conglomerato bituminoso contenente il compound studiato ha raggiunto l'obiettivo di riduzione del rumore che era stato imposto. Si è così dimostrato adatto ad essere utilizzato come strato della pavimentazione funzionale alla riduzione del rumore prodotto dal traffico veicolare. La riduzione di L_{eq} prodotta è la seguente:

Tabella 6.2-20: Riduzione dei valori di L_{eq} diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini

ΔL_{eq} DIURNO (6:00 – 22.00) [dB]	ΔL_{eq} NOTTURNO (22.00 – 6.00) [dB]
-6,4	-7,1

Si nota come i maggiori effetti si abbiano in periodo notturno, dove si è ottenuta una riduzione di circa 7 dB(A), anche se in periodo diurno la diminuzione non è molto differente, avendo ottenuto un valore di circa 6,5 dB(A) inferiore a quello avuto precedentemente la stesa.

I valori espressi in Decibel potrebbero non chiarire la reale diminuzione apportata dal compound. Se si fa riferimento all'Intensità acustica equivalente, calcolata come in precedenza, i valori ottenuti prima e dopo la stesa, in riferimento all'intera settimana di analisi, sono i seguenti:

Tabella 6.2-21: Valori di I_{eq} diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini

PRE INTERVENTO		POST INTERVENTO	
$I_{eq,D}$	$I_{eq,N}$	$I_{eq,D}$	$I_{eq,N}$
W/m ²	W/m ²	W/m ²	W/m ²
9,5E-06	2,7E-06	2,2E-06	5,2E-07

La diminuzione apportata in termini di I_{eq} è pari a:

Tabella 6.2-22: Riduzione dei valori di I_{eq} diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini

Differenza $I_{eq,D}$ (6:00 – 22.00) [W/m ²]	Differenza $I_{eq,N}$ (22.00 – 6.00) [W/m ²]
$I_{eq,D POST} = \frac{I_{eq,D PRE}}{4,4}$	$I_{eq,N POST} = \frac{I_{eq,N PRE}}{5,1}$

Questo significa che ho una diminuzione dell'intensità acustica equivalente di più di 4 volte di giorno e di 5 volte circa in periodo notturno, quindi molto consistente.

6.2.3.4. ANALISI FINALE DEI RISULTATI ACUSTICI

Dall'analisi effettuata è emerso che:

1. L'utilizzo del compound studiato all'interno del conglomerato bituminoso ha permesso di diminuire il livello di L_{eq} che interessava la tratta fino a 7 dB(A), permettendo così alla zona di rientrare entro i limiti fissati da Normativa, alleviando ai ricettori il fastidio legato all'inquinamento acustico prodotto dal traffico veicolare.
2. I maggiori benefici rilevati dall'utilizzo di questo tipo di conglomerato bituminoso si sono avuti in condizioni di traffico elevato. Ciò significa che in situazioni di congestione, tipiche delle ore di punta, ossia in periodi della giornata nei quali il transito dei veicoli avviene a velocità solitamente di 50 – 70 Km/h, come visto dall'analisi del traffico effettuata, questo intervento di mitigazione acustica si rivela particolarmente efficace. La componente elastica del polverino di gomma contenuto nel compound, infatti, riduce notevolmente la parte relativa alle vibrazioni del rumore di rotolamento, componente che ha il predominio sulle altre per velocità inferiori ai 70 Km/h. Questo consente di affermare che l'utilizzo di uno strato d'usura contenente il compound studiato al fine di ridurre il rumore da traffico è particolarmente efficace in situazioni di traffico urbano, caratterizzato cioè da basse velocità di percorrenza.
3. A prescindere dalla tipologia di traffico, la diminuzione in valore assoluto del livello di pressione acustica equivalente registrato rispetto alla situazione originaria è costante in ogni fase della giornata. Ciò consente di ipotizzare un utilizzo del compound vantaggioso su qualunque tipologia di strada urbana o extraurbana al fine di mitigare l'inquinamento acustico presente.
4. I ricettori interessati interpellati a riguardo confermano che successivamente all'intervento effettuato lungo la tratta si ha una percezione del rumore da traffico e della durata dell'evento sonoro inferiore. Ciò ha procurato loro sollievo soprattutto in periodo diurno e in situazioni in cui si mantenevano le finestre dell'abitazione aperte.

6.2.4. **CONFRONTO DEI RISULTATI ACUSTICI OTTENUTI CON QUELLI DI ALTRE TIPOLOGIE DI CONGLOMERATO DI TIPO CHIUSO.**

Dall'analisi precedentemente effettuata è emerso come l'utilizzo del Compound contenente polverino di gomma e polimeri all'interno della pavimentazione abbia permesso una riduzione del livello acustico equivalente rispetto a quanto registrato prima dell'intervento.

Tabella 6.2-23: Riduzione dei valori di Leq diurni e notturni calcolati prima e dopo l'intervento sulla settimana di indagini

ΔL_{eq} DIURNO (6:00 – 22.00) [dB]	ΔL_{eq} NOTTURNO (22.00 – 6.00) [dB]
-6,4	-7,1

Tale valore è stato calcolato sull'intera settimana di rilevazioni. Se si analizzano i valori giornalieri si ha una riduzione che varia in un range più ampio, a seconda del periodo della giornata preso in considerazione e del tipo di giorno a cui si fa riferimento.

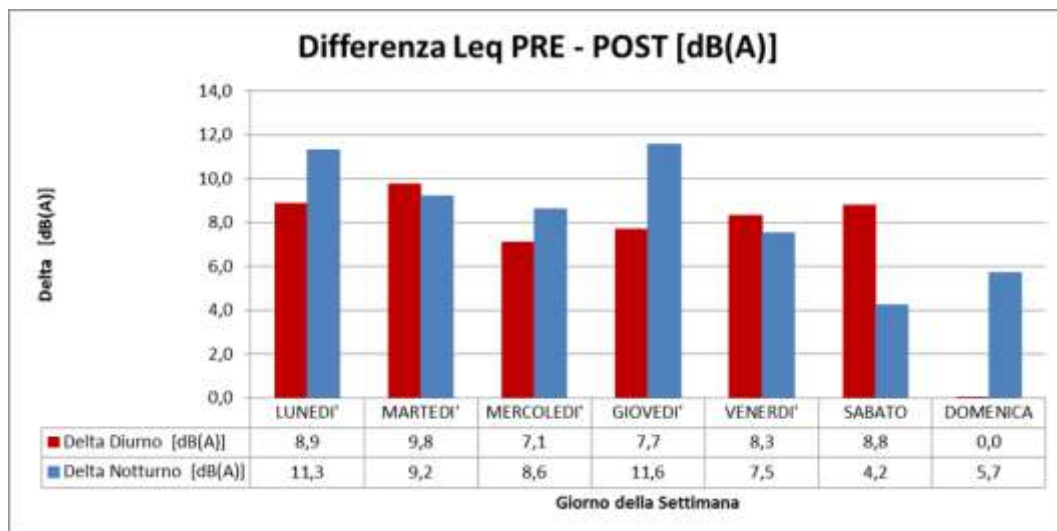


Figura 6.2-44: Differenza dei valori di Leq giornalieri prima e dopo l'intervento

Se si analizza il valore medio giornaliero si ha una riduzione che oscilla tra i 5 dB(A) e i 10 dB(A) circa.

GIORNO SETTIMANA	Δ Leq, Medio Giornaliero
	dB(A)
LUNEDI'	10,5
MARTEDI'	9,4
MERCOLEDI'	8,1
GIOVEDI'	10,3
VENERDI'	7,8
SABATO	5,7
DOMENICA	3,8

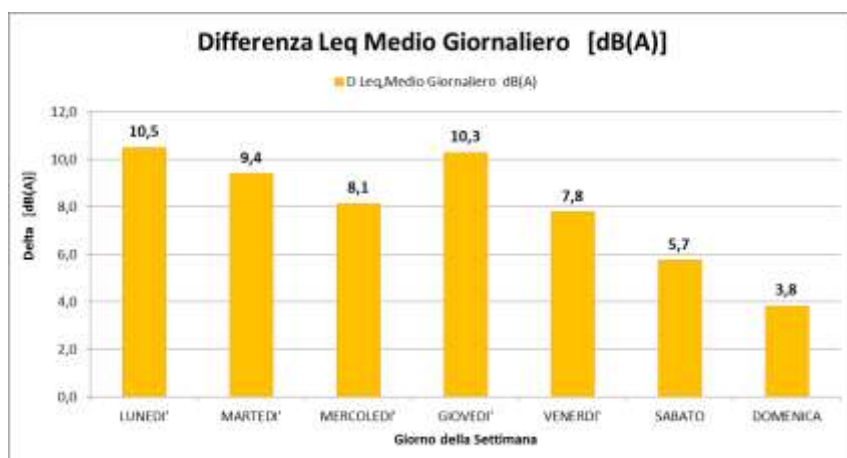


Figura 6.2-45: Variazione giornaliera del Leq misurato prima e dopo l'intervento

Questi dati possono essere confrontati con i valori ottenuti utilizzando altre pavimentazioni di tipo chiuso, prendendo come pavimentazione di riferimento uno strato d'usura tradizionale sempre di tipo chiuso. I valori caratteristici di riduzione del rumore scelti per ciascuna pavimentazione presa in esame sono quelli identificati all'interno del progetto SILVIA, relativo a sperimentazioni europee condotte proprio su varie tipologie di pavimentazioni.

Dal confronto emerge come la pavimentazione contenente il Compound permetta una riduzione superiore del livello acustico equivalente rispetto ad altre pavimentazioni di tipo chiuso.

Tabella 6.2-24: Confronto con i valori di riduzione del Leq utilizzando altre pavimentazioni di tipo chiuso (Progetto SILVIA)

	<i>Usura di riferimento</i>	<i>SMA</i>	<i>Usura sottile</i>	<i>Usura sottile</i>	<i>Usura contenente il Compound</i>
Attenuazione del rumore	/	4 - 6	3 - 6	4 - 6	5 - 10
dB(A)					

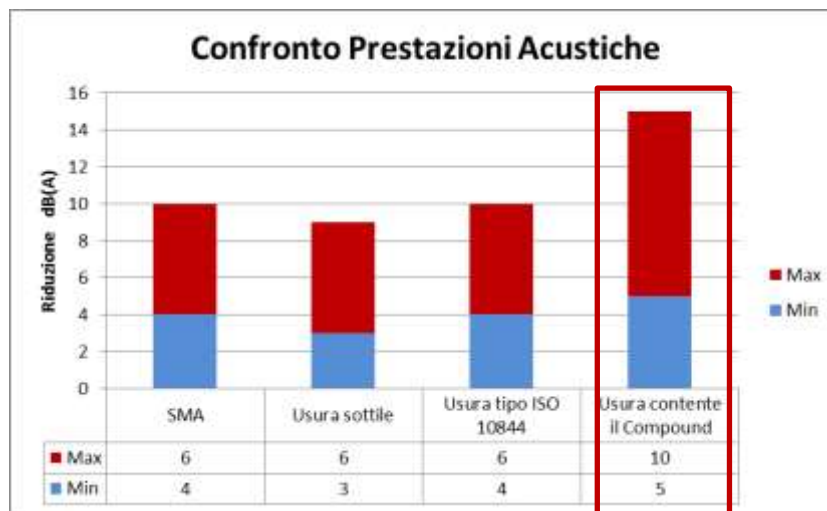


Figura 6.2-46: Confronto grafico tra i valori di riduzione del Leq utilizzando altre pavimentazioni di tipo chiuso (Progetto SILVIA)

Anche rispetto ad una pavimentazione di tipo ISO 10844, studiata precedentemente sia dal punto di vista meccanico che geometrico, la riduzione del livello acustico ottenuta è superiore.

Si possono a questo punto confrontare i risultati ottenuti con quelli relativi all'installazione di barriere acustiche. Tale metodologia di riduzione del rumore stradale è al momento la più utilizzata, soprattutto nel caso di strade ad alta velocità di percorrenza. Le barriere, se efficaci, riducono tipicamente i livelli acustici di 5 – 10 dB(A), non permettendo all'onda sonora di giungere direttamente al ricevitore, ma scomponendola in onda riflessa e rifratta.

Come si vede, quindi, utilizzando un particolare Compound e ottimizzando la curva granulometrica e la percentuale di bitume impiegata, nel caso di studio analizzato si è riuscito a ridurre il rumore stradale di un livello pari a quello solitamente ottenibile tramite installazione di barriere fonoassorbenti. In questo caso, però, vi sono diversi vantaggi:

- non si apportano modifiche al paesaggio interessato dall'attraversamento della strada, mentre la barriera è un ostacolo visivo di forte impatto;
- non si ha occupazione ulteriore di suolo, cosa che invece accade se a bordo strada si posiziona una barriera antirumore;
- l'intervento è efficace per qualsiasi altezza abitativa mentre nel caso delle barriere acustiche spesso l'altezza del ricettore è discriminante, a meno che non si realizzino barriere di altezze elevate a costi superiori;

CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Il lavoro svolto ha messo in risalto i miglioramenti che il Compound contenente polverino di gomma e polimeri apporta al conglomerato bituminoso, sia dal punto di vista meccanico che funzionale.

Dallo studio reologico del legante bituminoso che interagisce con il Compound è emerso come la resistenza a fatica ed a fessurazione termica vengano migliorate rispetto allo stesso bitume tal quale, con una diminuzione della rigidità ed un aumento della componente elastica. Il performance grade del legante, inoltre, aumenta il suo range e si sposta maggiormente a favore delle basse temperature proprio perché il bitume che interagisce con il Compound mantiene una certa duttilità a temperature inferiori rispetto a quanto accade per il legante tal quale.

Utilizzato all'interno del conglomerato può permettere la realizzazione di una pavimentazione in grado di ridurre il rumore prodotto dal traffico stradale.

Confrontando le caratteristiche geometriche e meccaniche del conglomerato bituminoso contenente il Compound, formulato per la realizzazione di uno strato d'usura ad emissione acustica ottimizzata, con quelle di uno strato d'usura proposto dalla Normativa ISO 10844 per la riduzione del rumore, emerge come sia proprio la minor rigidità la caratteristica che lo contraddistingue da quest'ultimo. Dalla caratterizzazione meccanica emerge che entrambe le tipologie di conglomerato rientrano nella categoria degli strati d'usura speciali, ossia concepiti per assolvere a particolari funzioni, a scapito in parte delle prestazioni meccaniche. Nel caso della pavimentazione tipo ISO è la tessitura a rendere possibile la diminuzione del rumore, mentre utilizzando il Compound è proprio la riduzione della rigidità del conglomerato, verificata anche tramite il calcolo del Modulo di Rigidità, ad aumentare la flessibilità della pavimentazione, riducendo il rumore prodotto dalle vibrazioni dello pneumatico, componente che prevale sulle altre, tra cui l'air pumping, nella generazione del rumore di rotolamento generato dal contatto tra ruota e superficie stradale.

Confrontando i risultati acustici ottenuti utilizzando la pavimentazione avente granulometria 0 – 12 mm e il 3% di Compound sul peso degli aggregati, oggetto di studio tra i conglomerati analizzati in questo lavoro, con i valori di riduzione del livello acustico suggeriti all'interno del progetto SILVIA per il conglomerato bituminoso tipo ISO 10844, si nota come la pavimentazione contenente il Compound riesca a garantire risultati addirittura migliori dal punto di vista della riduzione del rumore stradale. I risultati ottenuti, infine, sono paragonabili a quelli che in media si ottengono utilizzando una barriera antirumore che funzioni correttamente, con il vantaggio, però, di avere uno strumento che agisce alla sorgente del rumore.

La caratterizzazione geometrica e meccanica svolta per i conglomerati analizzati in questo lavoro potrà in futuro essere approfondita modificando alcune delle caratteristiche delle miscele esaminate. Si potrebbe, ad esempio, studiare conglomerati contenenti le stesse percentuali di Compound impiegate in questo studio ma con differenti percentuali di legante bituminoso, al fine di determinare la percentuale ottima di bitume per una curva granulometrica scelta sia dal punto di vista meccanico che di abbattimento acustico. Allo stesso modo si potrebbe modificare ulteriormente la curva granulometrica rispetto a quanto fatto in questo lavoro, al fine di determinare l'influenza della granulometria del conglomerato sia sulle caratteristiche geometriche e meccaniche che dal punto di vista funzionale.

Infine, per approfondire la conoscenza dell'influenza di un Compound contenente polverino di gomma e polimeri sulla riduzione del rumore stradale, si potrebbero costruire differenti pavimentazioni ad emissione acustica ottimizzata, tra le quali alcune contenenti il Compound qui studiato, da analizzare in campi prova con differenti metodologie di indagine, come il Test Pass-By o il Close Proximity Method, paragonando i risultati ottenuti, al fine di avere un quadro maggiormente dettagliato così da risalire a quali componenti del rumore stradale siano maggiormente influenzate da ciascun conglomerato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] – AIPCR, Comitato Nazionale Italiano, XXVI Convegno Nazionale Stradale, Attenuazione del rumore stradale, interventi di mitigazione sonora alla sorgente;
- [2] – AIPCR, Comitato Nazionale Italiano, XXIII Convegno Nazionale Stradale, rumore e vibrazioni da traffico, l'influenza delle caratteristiche superficiali delle pavimentazioni;
- [3] – Progetto LEOPOLDO, Rapporto 1.0 – Stato dell'Arte;
- [4] – Andersen B., Kragh J., Bendtsen H., Acoustic Performance of low noise road pavements, SILVIA Project Report;
- [5] – Hanson D., James R., NeSmith C., NCAT Report, Tire/Pavement noise study;
- [6] – Yuen – Ting, Fiona Leung, Evaluation of sound attenuation of various asphalt pavements;
- [7] – Hamet J. F., Klein P., Road texture and tire noise;
- [8] – Kuijpers A., van Blokland G., Simulation tool for road/tire modeling, the influence of road parameters on tire/road noise;
- [9] – Casini, Secchi, Fagotti, Poggi, Rapporto giugno 1998 ARPAT, Prestazioni acustiche di asfalti fonoassorbenti a doppio strato;
- [10] – Haider M., Descornet G., Sandberg U., Road traffic noise emission: Recent developments and future prospects;
- [11] – Descornet G., Noise classification of urban road surface, state of the art;
- [12] – Trentini P., Asfalti Drenanti – fonoassorbenti, misurazione del rumore da rotolamento e valutazione di abbattimento acustico;
- [13] – Greer G., Stone Mastix Asphalt, A review of its noise reducing and early life skid resistance properties;
- [14] – Praticò F., Moro A., Ammendola R., La mitigazione dell'inquinamento acustico nei grandi assi stradali urbani attraverso l'adozione di manti "speciali": indagine teorico-sperimentale;
- [15] Lubrini P., verifica dell'efficacia di pavimentazione stradale "a basso impatto acustico" tramite misura dell'indice SPBI secondo Norma ISO 11819-1;
- [16] – Bellucci P., Calicchia P., Cerchiai M., Giovannetti A., Grecco R, La caratterizzazione acustica delle pavimentazioni antirumore: stato dell'arte;
- [17] – Garai M., Bérengier M., Guidorzi P., L'Hermite P., Procedure for measuring the sound absorption of road surfaces in situ;
- [18] Sohaney R., Rasmussen R, Seybert A., Donovan P., New ISO test track specification for measuring tire and vehicle noise;
- [19] – Haider M., Noise classification Methods for urban road surface, Classification Methodology;
- [20] – van Blokland G., Kuijpers A., Type approval and COP tests for low noise surfaces;
- [21] – Donovan, Comparative measurements of tire/pavements noise in Europe and the United States;
- [22] – Watts G., Abbot P., Tire and Road Surface Parameters affecting tyre/road noise;
- [23] – ECOPNEUS, L'impiego di prodotti da pneumatici fuori uso nelle pavimentazioni stradali;
- [24] – Grignani A., L'impiego di pneumatici fuori uso nella realizzazione di miscele bituminose;

- [25] – Rahman M., University of Nottingham, Characterisation of dry process crumb rubber modified asphalt mixtures;
- [26] – Martinez G., Caicedo B., Gonzalez D., Celis L., Mechanical properties of hot mixture asphalt with crumb rubber and other modifiers;
- [27] – Bocci M., Cerni G., Tattolo S., Caratterizzazione reologica dei leganti nei conglomerati bituminosi riciclati a caldo;
- [28] – Mazzotta F., Università di Bologna, Studio reologico avanzato di bitumi modificati ed addittivati: proposta di una nuova metodologia di aging;
- [29] – Ministero dei Trasporti, Capitolato Speciale d'Appalto Tipo per Lavori Stradali;