

POLITECNICO DI MILANO
Corso di Laurea in Ingegneria Civile
Infrastrutture di trasporto



**IL NUOVO RACCORDO SUD DELL'AEROPORTO DI MILANO
MALPENSA: PROGETTO, COSTRUZIONE E COLLAUDO**

Relatore: Prof. Ing. Maurizio **CRISPINO**

Correlatore: Ing. Emanuele **TORALDO**

Tesi di Laurea di:

Marta Vacatello

725817

Introduzione	pag 4
Capitolo 1: Il progetto	pag 7
1.1: il progetto dal punto di vista geometrico	pag 7
1.2: le opere d'arte	pag 11
1.2.1: le fasi realizzative	pag 16
1.3: le opere idrauliche a difesa della sovrastruttura	pag 20
1.3.1: descrizione delle opere idrauliche di progetto	pag 21
1.3.2: dimensionamento delle opere idrauliche di progetto	pag 23
1.3.3: il sistema di trattamento delle acque di prima pioggia	pag 25
1.4: la pavimentazione di progetto	pag 28
1.4.1: la pavimentazione della taxiway	pag 28
1.4.2: la pavimentazione delle fasce antipolvere	pag 29
1.4.3: la pavimentazione della strada perimetrale	pag 30
1.5: la segnaletica e l'illuminazione	pag 32
1.5.1: la realizzazione della segnaletica e dell'impianto di illuminazione	pag 33
1.5.2: la segnalazione luminosa di asse taxi way	pag 36
1.5.3: la segnalazione luminosa di intermedie	pag 37
1.5.4: la segnaletica verticale di guida al rullaggio	pag 38
1.5.5: adeguamento del sentiero di avvicinamento	pag 39
1.5.6: le opere civili propedeutiche agli impianti AVL	pag 41
1.6: le fasi operative	pag 42

Capitolo 2: La variante	pag 49
2.1: le terre rinforzate	pag 49
2.2: la nuova pavimentazione	pag 55
2.2.1: la verifica strutturale	pag 59
2.2.1.1: caratteristiche dell'aereo critico di progetto	pag 59
2.2.1.2: calcolo del traffico equivalente	pag 61
2.2.1.3: la stratigrafia della pista di rullaggio	pag 64
2.2.1.3.1: caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli strati della Pavimentazione	pag 65
2.2.1.3.2: valori di riferimento assunti nelle verifiche	pag 70
2.2.1.3.3: verifica della sovrastruttura	pag 72
2.2.1.3.4: verifica di resistenza a fatica	pag 74
2.2.1.4: verifica della sovrastruttura delle aree antipolvere	pag 75
2.2.1.4.1: caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti li strati della Pavimentazione	pag 76
2.2.14.2: valori di riferimento assunti nelle verifiche	pag 78
2.2.1.4.3: verifica della sovrastruttura	pag 78
2.2.1.5: verifica della sovrastruttura della strada perimetrale	pag 79
2.2.1.5.1: caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli strati	pag 80
2.2.1.5.2: valori di riferimento assunti nelle verifiche	pag 82
2.2.1.5.3: verifica della sovrastruttura	pag 83
2.2.1.5.4: verifica di resistenza a fatica della pavimentazione	pag 84
Capitolo 3: I materiali	pag 86
3.1: materiali costituenti gli strati legati a	pag 86
3.1.1: il misto cementato ordinario	pag 86
3.1.2: il super misto cementato	pag 92
3.2: le operazioni di stesa degli strati legati a cemento	pag 97
3.3: materiali costituenti gli strati legati a bitume	pag 100
3.3.1: il binder	pag 100
3.3.2: l'usura	pag 104
3.4: le operazioni di stesa degli strati legati a bitume	pag 105

Capitolo 4: I controlli in corso d'opera	pag 107
4.1: verifiche in corso d'opera	pag 107
4.1.1: fondo scavo	pag 108
4.1.2: rilevati e reinterri	pag 109
4.1.3: strato di fondazione in misto granulare stabilizzato	pag 110
4.1.4: strato di fondazione in misto cementato	pag 111
4.1.5: strato di base in super misto cementato	pag 112
4.1.6: strato di base e binder in conglomerato bituminoso	pag 113
4.1.7: strato di binder in conglomerato bituminoso fibrorinforzato	pag 114
4.1.8: strato di usura in conglomerato bituminoso	pag 115
4.2: il collaudo dei ponti	pag 116
4.2.1: i materiali	pag 116
4.2.2: i carichi previsti	pag 117
4.2.3: la geometria dei carrelli e la distribuzione dei carichi	pag 117
4.3: il collaudo	pag 121
4.4: il collaudo della pavimentazione con il metodo FWD	pag 125
Conclusione	pag 129
Bibliografia	pag 133
Ringraziamenti	pag 134
Allegato 1	pag 135

Introduzione

Il Raccordo Sud, noto anche come Raccordo H, è una sorta di “maniglione” realizzato all’interno dell’aeroporto della Malpensa. Quest’ultimo è il principale del nord Italia e occupa porzioni dei territori comunali di Cardano al Campo, Somma Lombardo, Casorate Sempione, Ferno, Lonate Pozzolo, Samarate e Vizzola Ticino, tutti afferenti alla provincia di Varese. L'aeroporto è costituito da due terminal separati, collegati tramite un servizio di bus-navetta. I voli cargo hanno un grande terminal dedicato, denominato CargoCity. Il Terminal 1 è dedicato a tutti i voli intercontinentali, internazionali, nazionali e ai voli charter. Il Terminal 2 è dedicato esclusivamente al traffico low-cost.

In questo contesto il Raccordo Sud è un enorme "svincolo" (ampio con le fasce laterali fino a 60 metri) all'estremità sud del sedime aeroportuale che consente di connettere in un unico percorso di rullaggio le due piste, lasciando al contempo lo spazio necessario alla prevista terza pista. Fondamentalmente esso è una taxiway che in testata sud delle piste, unisce la taxi Y alla taxi C passando a sud della testata 35 Left. Esso ha una lunghezza di circa 2.500 metri, una larghezza di 60 metri e interessa complessivamente una superficie di circa 14 ettari. In particolare, i primi 300 metri del nuovo raccordo si snodano in adiacenza al piazzale de-icing ed il successivo tratto si sviluppa per circa 1.900 metri, fino al raccordo GE. L'ultimo tratto di collegamento con il raccordo C ha una lunghezza complessiva di 300 metri. Dal punto di vista planimetrico il Raccordo Sud è costituito da 4 rettili opportunamente raccordati mediante delle curve circolari aventi raggio minimo di 75 metri e quello massimo di 100 metri. Per garantire, durante la percorrenza delle curve circolari, il mantenimento del franco libero di 4,5 metri tra il bordo esterno della ruota del carrello principale ed il bordo della pavimentazione portante, sono stati realizzati degli allargamenti detti “fillet”, prendendo come aeromobile di riferimento l'Airbus A-380.

Relativamente al profilo altimetrico, invece, il Raccordo è composto da 7 livellette con pendenze variabili da 0,16 % ad un massimo dell'1%. La successione delle medesime e le motivazioni che hanno portato all'adozione di questi valori verranno successivamente trattati con maggior dettaglio nel capitolo seguente.



Figura 1: Veduta aerea dell'aeroporto di Malpensa

La realizzazione del Raccordo Sud deriva dalla necessità di eliminare gli attraversamenti della RWY 35L/13R (pista 2) da parte degli aeromobili diretti o provenienti dalla pista 1. Questa condizione, infatti, costituiva innanzitutto una criticità dell'aeroporto per quanto riguarda la sicurezza, in quanto, i velivoli erano "obbligati" ad attraversare completamente la pista, inoltre generava tempi di attesa, e quindi "intoppi" nella circolazione aerea, riducendone la capacità. Intuibili quindi i vantaggi derivati dalla realizzazione del Raccordo, in particolare si parla di un aumento della capacità del sistema infrastrutturale del 20% circa e una riduzione di più di 40.000 attraversamenti/anno . Inoltre con la realizzazione di questo progetto vi è stato un risvolto anche per l'ambiente, in quanto l'opera, ottimizzando i passaggi degli aerei, ha portato ad una riduzione delle code e dei tempi morti, riducendo quindi l'inquinamento generato dai motori accesi in attesa.

Va sottolineato che l'opera comprende una serie di lavorazioni e di aspetti di notevole interesse, ma nello sviluppo di questo elaborato verranno affrontati gli aspetti legati alla perizia di variante, presentata come soluzione ad una serie di problemi riscontrati durante le fasi di avanzamento del cantiere, e i controlli, sia per quanto riguarda quelli in corso d'opera che quelli di collaudo.

Capitolo 1

Il progetto

Il progetto del Raccordo ha previsto lo studio, oltre delle opere strettamente legate alla nuova via di rullaggio (scavi, rilevati, pavimentazione ecc...), anche di una serie di strutture ausiliarie necessarie per la corretta realizzazione e il buon funzionamento di detta opera. Tra queste ultime si possono menzionare la sistemazione ed ampliamento della strada perimetrale (necessaria a seguito della ridefinizione dei confini dell'area doganale dell'aeroporto), il sistema di drenaggio delle acque meteoriche e la realizzazione di due ponti di attraversamento della linea ferroviaria. In questo capitolo verranno descritti tutti questi interventi richiesti dal progetto, ponendo particolare attenzione alle opere d'arte, al sistema di drenaggio delle acque a difesa della sovrastruttura e alla realizzazione della pavimentazione vera e propria.

1.1 Il progetto dal punto di vista geometrico

Il nuovo Raccordo Sud è localizzato nella zona sud-est del sedime aeroportuale. Esso ha origine all'intersezione del raccordo Y con il GW e si sviluppa in direzione sud-ovest per circa 2.300m, fino ad innestarsi sulla bretella Charlie (raccordo centrale posto tra le due piste), in corrispondenza del punto attesa denominato "stop GE2" (Figura 2).

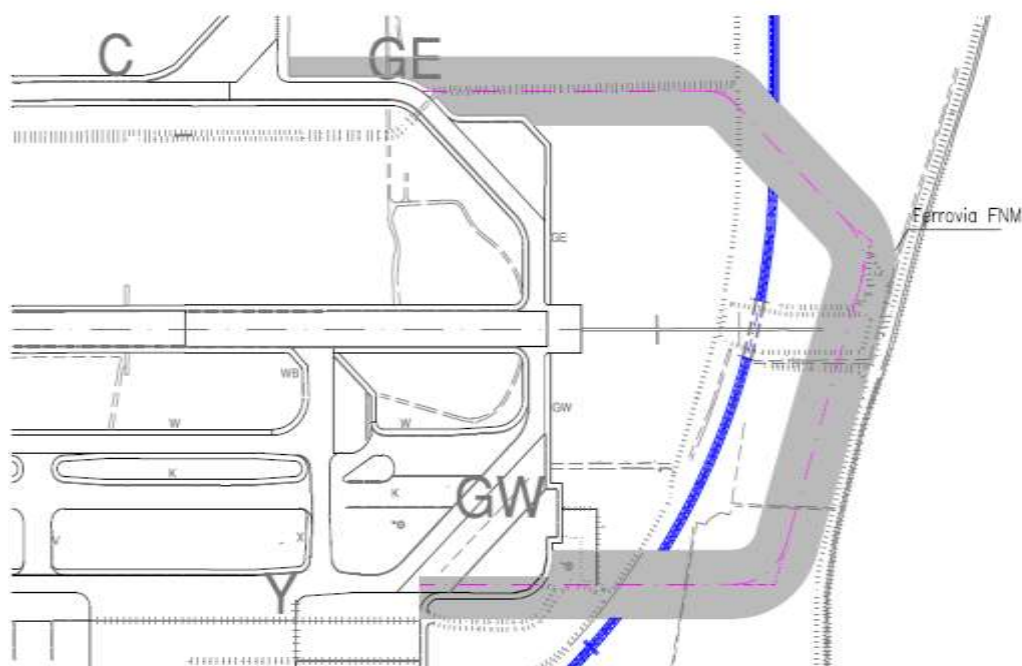


Figura 2: particolare dell'inserimento del Raccordo nell'aeroporto

I primi 330 m del nuovo Raccordo Sud, si snodano in adiacenza al piazzale de-icing la cui pavimentazione era in lastre di calcestruzzo. Il successivo tratto, superato il piazzale de-icing, si sviluppa per circa 1960 m, fino al raccordo GE, su cui si innesta per collegarsi con l'attuale bretella Charlie per ulteriori 300 m circa.

Le caratteristiche geometriche prescelte per il nuovo raccordo sud, conformi alle prescrizioni del regolamento ENAC, sono relative ai raccordi di classe "F", ovvero in grado di permettere il transito in sicurezza di grandi aeromobili, quali ad esempio l'Airbus A 380 (aeromobile di progetto scelto). Le caratteristiche geometriche idonee per tale classe sono:

- ◆ larghezza pavimentazione portante $W_{port}=30$ m;
- ◆ larghezza delle fasce antipolvere (shoulders) $W_{shd}=15$ m su ambo i lati;
- ◆ larghezza complessiva raccordo $W_{tot}=60$ m;
- ◆ pendenza longitudinale non superiore all'1,50%;
- ◆ pendenza trasversale della pavimentazione portante pari all'1,00%;
- ◆ pendenza trasversale delle shoulders pari all' 1,50%.

Il nuovo Raccordo è compreso all'interno di una strip di sicurezza avente una larghezza complessiva pari 115 m le cui pendenze longitudinali e trasversali sono conformi al Regolamento ENAC.

Dal punto di vista della geometria planimetrica, il Raccordo Sud è costituito da 4 rettifili opportunamente raccordati tra loro. Solo una porzione del primo di questi, per una lunghezza di 327 m su 690 m, e alcuni metri dell'ultimo, si sviluppano su aree esistenti. La restante parte della struttura (sia i rimanenti 363 m del primo rettilineo che gli altri tre rettifili) si snoda sulla nuova area del sedime aeroportuale.

I quattro rettifili sopra indicati sono raccordati con tre curve circolari aventi raggio planimetrico minimo in asse di 75 m e massimo di 100 m. Sulla base di tale configurazione geometrica di tracciato le velocità di percorrenza dei raccordi (limitando il coefficiente di aderenza trasversale a 0,133 g, dove "g" è l'accelerazione di gravità) risultano essere:

- | | |
|-----------|-----------|
| - R=75 m | V=35 Km/h |
| - R=100 m | V=40 km/h |

Infine, per garantire durante la percorrenza delle tre curve circolari il mantenimento del franco minimo di 4,50 m, tra il bordo esterno della ruota del carrello principale ed il bordo della pavimentazione portante, sono stati realizzati opportuni allargamenti detti "fillet", prendendo come aeromobile di riferimento l'Airbus A-380.

Relativamente all'andamento altimetrico, il nuovo tracciato è composto da 7 livellette con pendenze variabili da un minimo di 0,16% ad un massimo di 1,00%. La scelta delle pendenze è stata condizionata dal mantenimento di quelle già presenti nel tratto di collegamento con la viabilità esistente, la quale si snoda sull'esistente piazzale de-icing e sul raccordo GE (prima e ultima livelletta), nonché dalla quota impalcato dei due nuovi viadotti di scavalco della linea ferroviaria, rispetto alla quale, l'Amministrazione FNM (Ferrovie Nord Milano), ha richiesto il rispetto del franco minimo di 6,10 m dal piano del ferro.

Le pendenze delle livellette in corrispondenza dell'asse del sentiero, sono state fissate al fine di ottimizzare e limitare i volumi di scavo e le quote di progetto, mantenendo il piano viabile il più vicino possibile al piano campagna.

Pertanto, pur con tali condizionamenti, la scelta progettuale adottata, sia per quanto riguarda la pendenza che i relativi elementi di raccordo verticale, assicura il rispetto dei limiti imposti dalla normativa (pendenza longitudinale $\leq 1,50\%$), oltre a garantire che da qualsiasi punto, posto a 3 m sopra il piano della taxiway (pilot-eye), quest'ultima risulti visibile per una distanza non inferiore a 300 m.

1.2 Le opere d'arte

Le opere d'arte previste dall'intervento di completamento del lato Sud della via di rullaggio in esame, consistono principalmente in due sovrappassi che scavalcano la linea FNM di collegamento tra l'Aerostazione di Malpensa e la Stazione Ferroviaria di Milano Cadorna. Si definirà Ponte Ovest quello più prossimo alla stazione FNM di Malpensa e Ponte Est quello più prossimo a Milano.

Le scelte progettuali hanno previsto la realizzazione di due scavalchi con andamento rettilineo, secante l'andamento curvilineo del tracciato ferroviario, ovvero con asse dei ponti non ortogonale alla secante al tracciato ferroviario. In altri termini si tratta di due ponti obliqui (figura 3). In fase di concezione delle opere erano infatti possibili due scelte operative: disporre le travi parallelamente all'asse della taxiway e appoggiarle sulle spalle con un accentuato angolo di obliquità, oppure disporre le travi ortogonalmente alle stesse, in modo da realizzare un impalcato a pianta rettangolare. Si è scelta la seconda soluzione, sia per motivi strutturali, sia per facilitare le fasi di produzione e di posa. Infatti negli impalcati obliqui le linee di flusso dei momenti tendono a disporsi secondo il minimo percorso tra gli appoggi, ovvero secondo la diagonale minore. Quando infatti l'estensione trasversale dell'impalcato ($2b$) è molto maggiore della luce l (in questo caso $2b/l \cong 5\div 6$), il minor percorso tra gli appoggi tende ad essere quello normale ai muri andatori (spalle). Disponendo le travi ortogonalmente ai muri andatori si è pertanto realizzato un impalcato a pianta rettangolare di luce minima e con la possibilità di intersecare le travi con traversi ortogonali alle travi stesse, semplificando i problemi di allineamento e facilitando la realizzazione dei traversi stessi.



Figura 3: i ponti obliqui

La sezione di dette opere è di tipo scatolare, con larghezza interna netta costante (21.50m per il ponte Ovest e 19.50m per il Ponte Est) e compatibile con la nuova sagoma prevista per il sedime ferroviario. L'ingombro interno è costituito dalle due linee di binario esistenti, e da una prevista terza linea. A lato dei binari, è stata realizzata una via di servizio camionabile, da utilizzare per ispezioni ed interventi di manutenzione (Figura 4). Per quanto riguarda il Ponte Ovest, in una sezione vista da Est si ha, analizzando la sezione da sinistra verso destra, una zona di rispetto di larghezza variabile da 1.80a 4.05m, le tre sedi ferroviarie larghe 4.075m, una zona di rispetto di larghezza variabile da 1.05 a 3.30m, comprendente anche il cordolo di separazione dalla strada di servizio, la strada camionabile di servizio larga 3.375 ed un marciapiede largo 0.80m. I tratti a larghezza variabile sono dovuti alla variabilità delle distanze tra i bordi curvi della sede ferroviaria e le pareti rettilinee dei muri andatori (spalle). Tali variabilità sono ovviamente complementari e tali da rispettare la larghezza costante tra i muri.

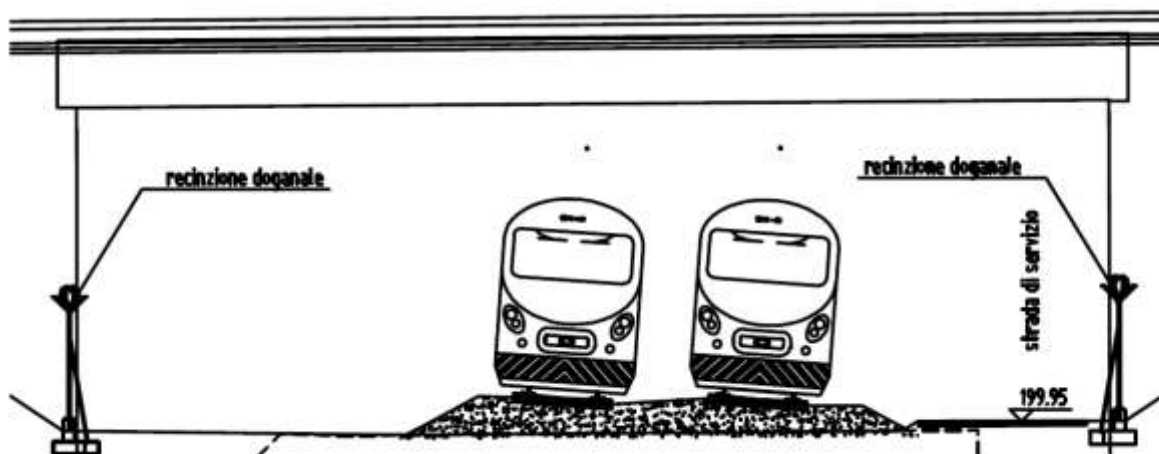


Figura 4: particolare della sezione del ponte ovest

Lo stesso discorso vale per il Ponte Est, nel cui caso però la variabilità delle fasce/zone di rispetto è compresa da 1.59m a 1.82m per il lato sinistro e da 1.29 a 1.51m per il lato destro.

La sezione trasversale presenta una larghezza di 146m per il Ponte Ovest e di 134m per il ponte Est. L'imposta delle fondazioni è a quota costante e pari 196.82m s.l.m. La quota del piano del ferro è a 199.97m s.l.m. per il Ponte Ovest e a 200.04m s.l.m.(+0.07m) per il Ponte Est. Dalle fondazioni a nastro continuo, lunghe quanto la larghezza degli impalcati, si alzano i due muri andatori (spalle, Figura 5), che hanno altezza variabile (Ponte Ovest: Spalla lato Nord fino alle quote 206.160 e 207.050, $h=6.199\div 7.080\text{m}$, Spalla lato Sud fino alle quote 205.980 e 206.860, $h=6.010\div 6.890\text{m}$. Ponte Est: Spalla lato Nord fino alla quote 206.277 e 206.397, $h=6.199\div 6.427\text{m}$, Spalla lato Sud fino alle quote 206.247 e 206.366, $h=6.277\div 6.396\text{m}$). La variabilità dei muri andatori è imputabile all'andamento inclinato del piano di posa delle travi prefabbricate, scelta dettata dalla necessità di garantire le idonee pendenze delle livellette, richieste all'estradosso dei ponti. Le estremità delle spalle dei ponti sono chiuse da pareti di testa che arretrano di 3,50m fino al filo della suola di fondazione.



Figura 5: una delle spalle

Passando ora all'analisi degli elementi strutturali costituenti l'opera, si evidenzia come le fondazioni siano dirette, continue e parallele alla secante il tracciato ferroviario (Figura 6). Le stesse presentano una forma rettangolare con larghezza delle soles di base pari a 6.50m, dei quali 1.50m a sbalzo verso la sede ferroviaria e 3.50m sotto il terrapieno di riempimento ai lati della trincea. Su queste ultime sono stati realizzati i muri andatori, il cui spessore è di 1.50m e la loro altezza media è di 6÷7m. Fondazioni e spalle sono state realizzate in opera.



Figura 6: getto di fondazione

Gli orizzontamenti dei due ponti sono costituiti da solettoni obliqui, realizzati in struttura mista, parte prefabbricata (travi) e parte gettata in opera, traversi e soletta di solidarizzazione. Le travi prefabbricate di impalcato hanno altezza costante e pari a 1.65m e luci di 22.30 m(Ponte Ovest) e di 20.30 m (Ponte Est). Lo spessore di soletta varia da 25 a 49cm.

Le travi prefabbricate, di lunghezza 22.30m per il Ponte Ovest e 20.30 per il Ponte Est, disposte con asse ortogonale ai muri stessi, poggiano sui bordi dei muri andatori. La zona di appoggio è di 40 cm e lascia libera una parte retrostante, fino al raggiungimento del bordo controterra, di 110 cm. In questo volume è stato realizzato, con getto di seconda fase, il traverso di testata. Le travi prefabbricate hanno sezione ad U. Il bordo superiore è stato realizzato in seconda fase e risulta essere parte integrante dalla soletta di completamento. Le singole travi sono collegate tra di loro, oltre che dalla soletta, dai due traversi di testata e da tre traversi di campata. In tal modo, a struttura finita, si è realizzato un impalcato cellulare con forti collegamenti trasversali ed elevata rigidità sia flessionale che torsionale. Con questa scelta si è inteso realizzare un'efficace azione collaborante trasversale tra le diverse travi.

Il getto di seconda fase, che ha riguardato i traversi di campata, di testata e la soletta, realizza la continuità tra impalcato e muri andatori, che, collaborando con la soletta, realizzano una struttura a portale, più rigida che non un sistema in semplice appoggio. L'azione della continuità favorisce inoltre la regolarizzazione dei particolari andamenti di sforzo che si manifestano nelle strutture oblique.

1.2.1 Fasi realizzative

I lavori di cantiere volti alla realizzazione dei due scavalcamenti della linea ferroviaria esistente, sono stati accompagnati da lavorazioni parallele e contemporanee in stabilimento di prebbricazione, per la realizzazione delle travi ad U (N. 73 travi per il Ponte Ovest e N. 67 travi per il Ponte Est, totale 140 travi), ed in cantiere per l'esecuzione delle operazioni di seguito elencate:

- a. Sbancamenti e scavi di fondazione: mediante escavatore si è raggiunti la quota di posa prestabilita (201 m s.l.m.); si è poi passati a sistemare e compattare il terreno con rullo gommato e al getto di un magrone per migliorare la stabilità del piano.
- b. Getto delle soles di fondazione: si sono tracciati i contorni della fondazione da realizzare; successivamente i "ferraioli" hanno assemblato le armature in ferro previste da progetto, facendo attenzione a realizzare le cosiddette "chiamate", ovvero elementi di armature che dovranno fuoriuscire dal getto in corrispondenza dell'elevazione, necessari per il collegamento delle armature tra gli elementi strutturali (Figura 7). A questo punto si sono casserate le pareti di fondazione e si è passati al getto del calcestruzzo mediante l'utilizzo di autopompe. Dopo qualche giorno, tempo per garantire un'ideonea maturazione del calcestruzzo soprattutto nella fase iniziale, sono stati rimossi i casseri e si è passati al reinterro fino a quota di fondazione.



Figura 7: particolare di realizzazione dell'armatura

- c. Getto dei muri andatori: in corrispondenza di una delle due elevazioni è stato prima montato il cassero da una parte del ferro di chiamata e poi il ponteggio dall'altra parte dello stesso. Sono stati fissati dei puntelli (a $1/3$ e a $2/3$ dell'altezza del muro) che hanno permesso il sostegno del cassero stesso (Figura 8).



Figura 8: realizzazione delle spalle

- d. A questo punto sono stati montati i ferri di elevazione, gradualmente, prima longitudinalmente e poi i ripartitori (Figura 9). Una volta che questa elevazione è stata armata, ci si è spostati dall'altra parte e si è proceduto in modo analogo. A questo punto è stata realizzata una chiusura in testata e si è passati al getto. Dopo 28 giorni di maturazione è avvenuto lo scassero e il relativo reinterro alle spalle dei muri.



Figura 9: armatura dei muri si spalla

- e. Montaggio delle travi (Figura 10): si tratta di strutture prefabbricate in cemento armato che sono state poste in sito mediante l'utilizzo di un autosnodato (per il trasporto) e di una autogru (per il sollevamento) che ha permesso di posizzarle a cavallo dei muri prima descritti.



Figura 10: la trave

- f. Getto dei traversi di testata e dei traversi di campata: trasversalmente alle travi sono stati posti dei tiranti (cavi d'acciaio) dotati all'estremità di un disco (testata) che ha permesso il bloccaggio di tutte le travi in sezione. Successivamente, in corrispondenza dei tiranti sono stati posati i traversi la cui sezione è stata poi riempita mediante un getto di calcestruzzo.
- g. Getto della soletta e realizzazione delle pendenze strutturali: si è proceduto realizzando un tavolato in legno per chiudere le travi e la posa di elementi prefabbricati (predalles) per

chiudere il vuoto esistente tra due travi affiancate, in modo da avere un piano uniforme. A questo punto sono state montate le armature e i casseri sui lati del muro e si è passati al getto di inglobamento. Dopo qualche giorno di maturazione è stato possibile procedere alla rimozione delle casseforme e al reinterro.



Figura 11: il getto della soletta

- h. Opere di completamento e finitura: al termine della realizzazione dei ponti si è provveduto al contenimento dei riempimenti dei lati del muro con la realizzazione di muri d'ala. Il criterio di costruzione è il medesimo già descritto per la realizzazione delle elevazioni dei muri andatori con l'unica differenza di avere una sola elevazione centrale.

1.3 Le opere idrauliche a difesa della sovrastruttura

Il progetto in esame richiedeva anche la realizzazione di un nuovo sistema di drenaggio delle acque a difesa della sovrastruttura. Per la sua realizzazione, è stato dapprima necessario stimare le caratteristiche nelle precipitazioni dell'area di Malpensa, facendo ricorso ai risultati dell'analisi regionale delle precipitazioni intense per i Compartimenti del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) di Parma e Genova pubblicato nell'ambito del "Rapporto di sintesi sulla valutazione di piene in Italia".

In tale studio sono stati utilizzati i dati osservati nelle stazioni di misura pluviometriche e pluviografiche del SIMN fino al 1986. Dopo un'analisi di qualità dell'informazione contenute nelle serie storiche registrate, è stato ottenuto un database comprendente 366 stazioni di misura con almeno 20 anni di osservazione e numerosità media di 34 anni.

Nel territorio di studio, l'altezza di pioggia cumulata con il tempo di ritorno T è stata valutata mediante una formula che tiene conto del valore atteso dell'altezza di pioggia massima annuale caduta in un determinato numero di ore successive e di un coefficiente di crescita che è funzione del tempo di ritorno (Tabella 2)

E' stato quindi possibile determinare le curve di possibilità pluviometrica per piogge intense e di breve durata (Grafico 1), adottando dei parametri di calcolo noti per la stazione pluviometrica di Gallarate e considerati validi per l'area di Malpensa (Tabella1).

$\epsilon =$	0,833	
$\alpha =$	0,2	
$k =$	-0,206	
$a1 =$	36,0	mm/h
$n =$	0,297	

Tabella 1: parametri di calcolo per la stazione pluviometrica di Gallarate

Tempo di ritorno	$h = at^n$
Tr= 2 anni	$h=32,7 t^{0,297}$
Tr= 5 anni	$h=42,6 t^{0,297}$
Tr= 10 anni	$h=50,6 t^{0,297}$
Tr= 20 anni	$h=59,5 t^{0,297}$

Tabella 2: altezza di pioggia cumulata con un tempo di ritorno T

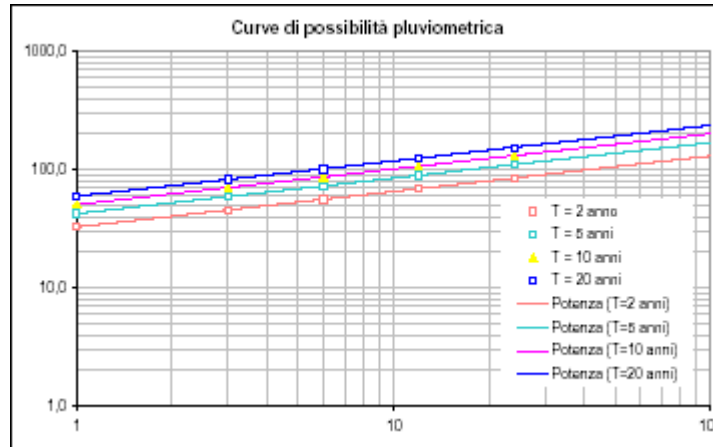


Grafico 1: curve di possibilità pluviometrica

1.3.1 Descrizione delle opere idrauliche di progetto

Le opere idrauliche di progetto del nuovo Raccordo Sud sono finalizzate alla raccolta delle acque meteoriche, al trattamento delle acque di prima pioggia ed allo smaltimento delle stesse nel suolo mediante l'uso di pozzi disperdenti.

Il sistema di drenaggio si compone di canalette e collettori di scarico che corrono paralleli alle stesse (Figura 12).



Figura 12: Collettore di scarico

La superficie totale del raccordo da drenare è stata suddivisa in quattro aree, tenendo conto delle pendenze di progetto del raccordo sia in senso longitudinale che trasversale. Tale criterio

progettuale è stato adottato per limitare sia il dimensionamento dei sistemi di disoleazione di progetto previsti per il trattamento delle acque di prima pioggia sia le dimensioni ed il numero dei gruppi di pozzi disperdenti, che hanno la funzione di smaltire nel suolo le acque meteoriche drenate.

La soluzione progettuale adottata prevede per ciascuna area individuata la realizzazione delle seguenti opere:

- canalette con dimensioni interne altezzaxlarghezza 60x30 cm e 90x30 cm;
- collettori di scarico con funzionamento a gravità in cls, diametro Φ 800-1200;
- collettori di scarico con funzionamento a gravità in Pead (polietilene ad alta viscosità) con diametro Φ 250;
- 1 vasca di accumulo delle acque di prima pioggia con volume variabile tra 160 o 240 m³ (Figura 13);
- 1 disoleatore a coalescenza, caratterizzato da filtri a coalescenza che grazie ad un processo di natura prettamente fisica e meccanica, garantisce la totale disoleazione delle acque;
- pozzi disperdenti dimensionati per smaltire ciascuno una portata di 200 l/sec.



Figura 13: vasca di accumulo delle acque

1.3.2 Dimensionamento delle opere idrauliche di progetto

Il sistema di drenaggio si compone di canalette e di collettori di scarico che corrono paralleli al bordo del raccordo. Le canalette sono del tipo in c.a. autoportante composte da monoblocchi di lunghezza standard con testate ad incastro per la tenuta stagna. Le griglie delle canalette sono in ghisa sferoidale, classe F 900 K secondo le norme DIN EN 124 / DIN 1229. Le canalette sono disposte lungo il bordo shoulder e scaricano quando necessario in collettori circolari in cls con diametro variabile da 800 mm a 1200 mm. In corrispondenza dei punti di scarico sono stati adottati pozzi speciali, costituiti da canalette costruite con forature laterali di diametro pari all'esigenza di smaltimento al fine di permettere l'allontanamento delle acque tramite tubazione. Le acque di prima pioggia drenate sono inviate ai nuovi sistemi di disoleazione, prima del recapito finale nei pozzi disperdenti. Le acque bianche successive a quelle di prima pioggia sono inviate direttamente ai pozzi disperdenti.

Per il dimensionamento della struttura è stato necessario definire la portata massima pluviale di progetto mediante l'altezza di pioggia derivante dalla curva di possibilità pluviometrica, valida per un tempo di ritorno pari a 10 anni. Da questa è stato possibile definire la portata di pioggia che ciascuna area è in grado di fornire e, quindi, valutare la portata affluente ai diversi canali di progetto in funzione di diversi parametri quali:

- estensione della superficie scolante (A);
- pioggia effettiva che raggiunge le canalette (j);
- ritardo che la lama d'acqua, generata sulla superficie stessa, impiega a ricadere nei dispositivi predisposti alla sua raccolta (canali di drenaggio) e da questi nei collettori per effetto della pendenza trasversale dell'area scolante (y_r);
- intensità di pioggia, per durate pari a 15 minuti (piogge intense e di breve durata).

Nella tabella 3 è riportato il calcolo delle portate totali (riferite cioè alle superfici scolanti), che devono essere drenate dalle singole canalette.

Tratto di canaletta	Superficie scolante complessiva (mq)	ϕ	ψ_r	tc tempo di pioggia (minuti)	$h=50,6 tc^{0,30}$ (mm)	$i=h/tc$ (mm/cra)	Portata (l/sec)
A11	13.112	0,9	0,71	15	39	134	310,78
A12	8.085	0,9	0,71	15	39	134	191,63
A21	16.421	0,9	0,71	15	39	134	389,2
A22	6.324	0,9	0,71	15	39	134	149,89
A31	5.400	0,9	0,71	15	39	134	127,99
A32	1.800	0,9	0,71	15	39	134	42,66
A33	26.321	0,9	0,71	15	39	134	623,87
A34	14.174	0,9	0,71	15	39	134	340,17
A35	7.855	0,9	0,71	15	39	134	186,17
A41	9.836	0,9	0,71	15	39	134	233,14
A42	8.529	0,9	0,71	15	39	134	202,15

Tabella 3: Portate totali di progetto per le singole canalette

Il dimensionamento e la verifica dei diversi rami delle canalette a griglia continua e dei relativi collettori di scarico con funzionamento a gravità sono stati effettuati attraverso la formula di Chèzy, funzione dell'area della sezione occupata dall'acqua (A), del coefficiente di Gaukler-Strickler (assunto pari a 85/90), del raggio idraulico definito come rapporto A/C (con C= contorno bagnato) e della pendenza del fondo.

La portata in eccesso rispetto alla capacità della canaletta adottata viene scaricata mediante collettori adeguatamente posizionati. Questa soluzione risulta soddisfacente in quanto per i collettori di scarico sono state adottate tubazioni in cls con diametro variabile da 1000 mm a 1200 mm; le portate di progetto per i collettori con diametro 1200 mm sono variabili tra 250 l/sec e 1320 l/sec; tali collettori sono stati posti in opera con una pendenza longitudinale media di 0,005 m/m. Da ciò risulta che in corrispondenza ad un grado di riempimento del 75%, il collettore è in grado di far transitare una portata di circa 3.000 l/sec.

Le portate di progetto per i collettori con diametro di 1000 mm sono variabili tra 150 l/sec e 520 l/sec. Tali collettori sono stati posti in opera con una pendenza longitudinale media di 0,005 m/m. Da ciò risulta che in corrispondenza ad un grado di riempimento del 75% il collettore è in grado di far transitare una portata di circa 1.900 l/sec. Pertanto i collettori adottati sono sufficienti a far defluire le suddette portate di progetto scaricate dalle canalette.

Lungo le canalette, in corrispondenza dei punti di scarico, è stata realizzata una serie di pozzetti in c.a in cui confluiscono le canalette ed i collettori di scarico per permettere lo smaltimento delle acque di drenaggio del nuovo raccordo.

1.3.3 Il sistema di trattamento delle acque di prima pioggia

La soluzione progettuale adottata, realizza per ciascuna area di progetto le seguenti opere:

- 1 manufatto sfioratore;
- 1 vasca di accumulo delle acque di prima pioggia;
- 1 disoleatore.

Lo schema dell'impianto è riportato nella figura 14.

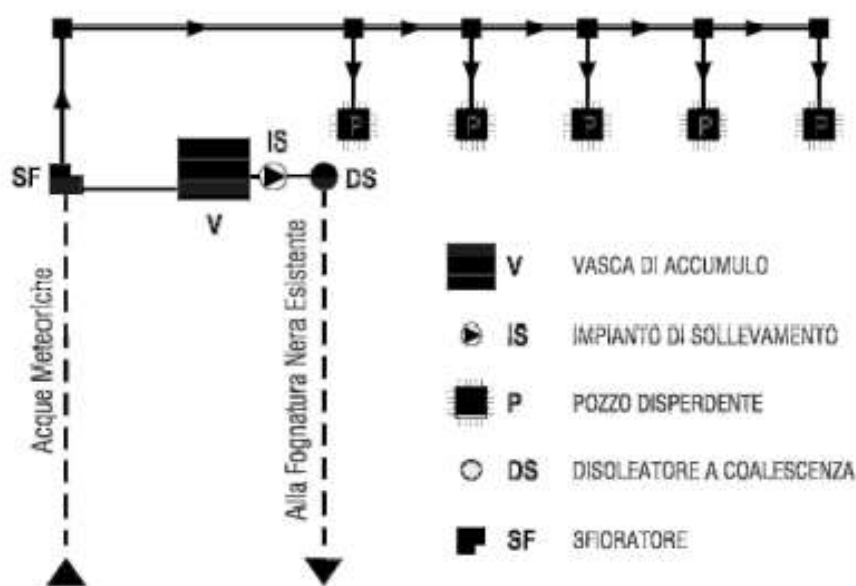


Figura 14:schema dell'impianto di trattamento delle acque

Per il calcolo delle portate massime relative alle acque di prima pioggia da inviare alle vasche di accumulo ci si è riferiti alla legge della Regione Lombardia n.62/85, assumendo, quindi, una pioggia di 5 mm caduta in 15 minuti, cui corrisponde una intensità massima di:

$$i_d = h/T = 5 \text{ mm} / 0.15 \text{ ore} = 20 \text{ mm/h}$$

Per il calcolo delle portate è stato introdotto il coefficiente udometrico (u_d) (metodo De Martino), il cui valore (ponendo cautelativamente pari a 1 il prodotto del coefficiente di deflusso per il coefficiente di ritardo) risulta pari a:

$$u_d = 10/3,6 \times i_d = 55,56 \text{ l/s/ha.}$$

Si è così potuto calcolare le portate delle acque di prima pioggia da inviare alle vasche di accumulo per le aree da drenare.

A monte della vasca di accumulo avviene la separazione fra deflussi di prima pioggia e deflussi ordinari mediante un apposito manufatto sfioratore, che consente il transito solo degli afflussi di prima pioggia.

Le portate successive a quelle di prima pioggia vengono sfiorate da una soglia e recapitata direttamente ai pozzi disperdenti (Figura 15), mentre l'acqua da disoleare viene inviata, attraverso un impianto di sollevamento, nel disoleatore posto a valle della vasca di accumulo.



Figura 15: pozzetti disperdenti

Nel disoleatore avvengono i processi di sedimentazione delle sabbie e di separazione degli idrocarburi e degli olii. Le acque trattate in uscita dal disoleatore sono inviate attraverso una condotta in Pead a gravità, con diametro 250 mm alla fognatura nera esistente.

Il dimensionamento del disoleatore è stato definito in modo che lo svuotamento della vasca di accumulo della acque di prima pioggia avvenga entro le 48 ore successive al verificarsi dell'evento meteorico, assumendo tale periodo come intervallo minimo tra due eventi consecutivi.

L'impianto è in grado di separare idrocarburi con densità fino a 0,95 gr/cc e con concentrazione residua non superiore a 5 ppm, come previsto dal D.Lgs n. 152/99.

L'impianto è stato dimensionato secondo la norma DIN 1999 RN 858 ed è costituito da un separatore gravimetrico con sezione a coalescenza e dispositivo di chiusura automatica, al raggiungimento del massimo livello di accumulo degli idrocarburi.

L'impianto è di tipo prefabbricato e la sua capacità di trattamento è pari ad un valore di portata di 6 l/sec e quindi è largamente sufficiente allo svuotamento delle vasca di accumulo nelle 48 ore successive all'accumulo. Infatti, nella situazione più gravosa in cui il volume totale di prima pioggia è di 240 mc, lo svuotamento può avvenire in $240\text{mc} / 0.006\text{mc}/\text{sec} = 40.000 \text{ sec}$ pari a 11 ore.

Per lo smaltimento delle acque meteoriche non disoleate, che vanno in dispersione nel suolo, è stata prevista la realizzazione di pozzi disperdenti, ciascuno in grado di smaltire una portata di 200l.

1.4 La pavimentazione di progetto

Questo paragrafo ha per oggetto il dimensionamento/verifica della pavimentazione realizzata in corrispondenza del nuovo Raccordo Sud. Nel caso in esame, considerando le elevate sollecitazioni a cui sono sottoposti gli strati superficiali delle pavimentazioni, si è ritenuto opportuno utilizzare, per il confezionamento dei conglomerati degli strati di usura e binder, bitume modificato.

Il tipo di modifica è stata scelta in modo da elevare il modulo elastico e conferire alla miscela un'elevata stabilità al variare della temperatura.

Il dimensionamento/verifica delle nuove pavimentazioni è stato effettuato utilizzando la teoria del multistrato elastico che ha consentito di introdurre gli schemi di carico (carrello principale) dei velivoli più recenti, tipo Boeing B-777 ed Airbus A-380.

Si analizzano ora separatamente la pavimentazione della pista di volo (Taxiway), quella realizzata in corrispondenza delle fasce antipolvere e quella in corrispondenza della strada doganale.

1.4.1 La pavimentazione della Taxiway

La nuova pavimentazione flessibile del raccordo può essere rappresentata secondo la figura 16 sottostante:

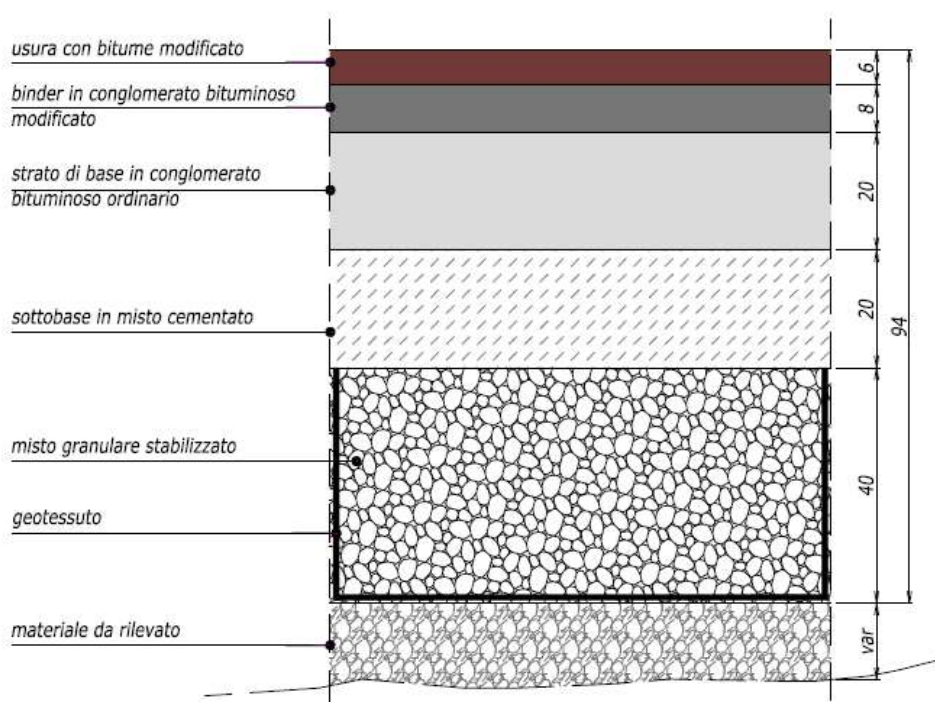


Figura 16: pavimentazione di progetto taxiway

La verifica è stata condotta facendo ricorso alla legge di fatica di Miner secondo la relazione:

$$f = \sum_i [n_{i,amm} / N_{i,progetto}] = 1$$

dove $n_{i,amm}$ numero di ripetizioni previste dalla i -esima condizione di carico,

$N_{i,amm}$ numero di ripetizioni ammissibili per la i -esima condizione di carico.

Gli strati sottoposti a verifica sono stati lo strato di base, lo strato in misto cementato ed il sottofondo, per i quali sono stati valutati i massimi livelli relativamente allo stato tensionale e deformativo.

Per quanto riguarda lo strato di Base, la verifica ha fornito un esito positivo in quanto la somma dei contributi a fatica per ogni singolo aeromobile ha dato valore inferiore a 1 (verifica eseguita per temperatura media dell'aria di 25°C).

Per lo strato in Misto Cementato la verifica, supponendo lo strato non fessurato ed integro, ha fornito un esito negativo in quanto la somma dei contributi a fatica per ogni singolo aeromobile ha dato valore superiore a 1; al contempo ripetendo la verifica ma supponendo lo strato fessurato, e dunque assimilabile ad un ottimo misto granulare, ha fornito un esito positivo in quanto la somma dei contributi a fatica per ogni singolo aeromobile ha dato valore inferiore a 1.

Per lo strato di Sottofondo la verifica ha fornito un esito positivo in quanto la somma dei contributi a fatica per ogni singolo aeromobile ha dato valore inferiore a 1.

1.4.2 La pavimentazione delle Fasce Antipolvere

Il dimensionamento/verifica della pavimentazione costituente le fasce antipolvere del raccordo (dette anche Shoulder), è stato eseguito considerando che su tale porzione di raccordo possa avvenire il transito di automezzi pesanti in dotazione agli addetti aeroportuali, con particolare riferimento ai mezzi di soccorso antincendio dei Vigili del Fuoco.

La nuova pavimentazione flessibile del raccordo può essere rappresentata secondo la figura 17 sottostante:

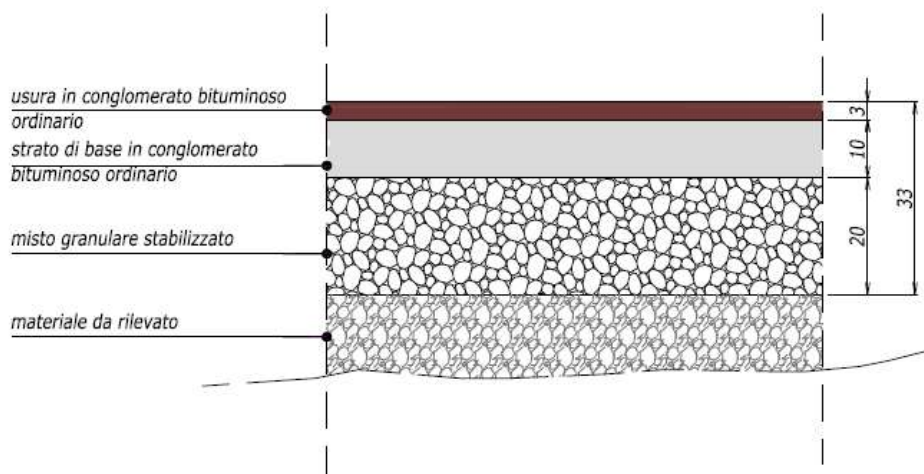


Figura 17: pavimentazione di progetto delle shoulders

Gli strati sottoposti a verifica sono stati lo strato di base ed il sottofondo, per i quali sono stati valutati i massimi livelli relativamente allo stato tensionale e deformativo.

La verifica a fatica ha portato alle seguenti considerazioni

	Strato di base	Sottofondo
Deformazione ϵ	0,000417	0,000442
Ripetizioni di carico ammissibili N	150.000	$5,30 \cdot 10^4$

Poiché su tale porzione di raccordo i passaggi sono considerati occasionali, gli spessori della pavimentazione delle shoulder sono del tutto adeguati, durante la loro vita utile pari a 20 anni, a sopportare il passaggio occasionale di mezzi pesanti.

1.4.3 La pavimentazione della strada Perimetrale

Il dimensionamento/verifica della pavimentazione costituente la strada perimetrale, è stato condotto considerando che su tale porzione di raccordo possa avvenire il transito di automezzi pesanti in dotazione agli addetti aeroportuali, con particolare riferimento ai mezzi di soccorso antincendio dei Vigili del Fuoco.

La nuova pavimentazione flessibile della strada perimetrale può essere rappresentata secondo la figura 18 sottostante:

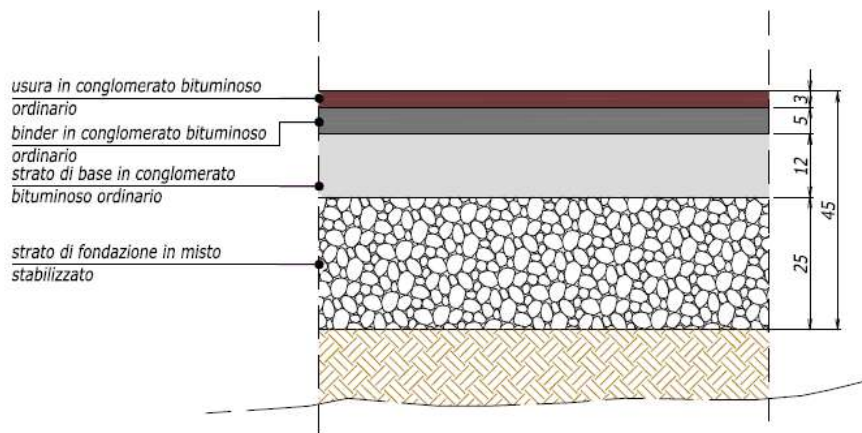


Figura 18: pavimentazione di progetto della strada perimetrale

La verifica è stata condotta mediante l'utilizzo della legge di fatica di Miner secondo la relazione:

$$f = \sum_i [n_{i,amm} / N_{i,progetto}] = 1$$

dove

$n_{i,amm}$ numero di ripetizioni previste dalla i -esima condizione di carico $n=1.000.000$ di ripetizioni,

$N_{i,amm}$ numero di ripetizioni ammissibili per la i -esima condizione di carico.

Gli strati sottoposti a verifica sono stati lo strato di base ed il sottofondo, per i quali sono stati valutati i massimi livelli relativamente allo stato tensionale e deformativo. Dai risultati ottenuti è stato osservato che, per lo strato di Base la verifica ha fornito un esito positivo in quanto il valore f di Miner ha dato valore inferiore a 1 (verifica eseguita per temperatura media dell'aria di 25°C) e per il Sottofondo la verifica ha fornito un esito positivo in quanto il valore f di Miner ha dato valore inferiore a 1.

1.5 La segnaletica e l'illuminazione

Nell'ambito degli interventi relativi alla costruzione del nuovo Raccordo Sud è stata realizzata anche la struttura a servizio degli impianti AVL, oltre all'adeguamento del profilo longitudinale dell'esistente sentiero di avvicinamento della pista 35L. I nuovi impianti AVL comprendono:

- Realizzazione della segnaletica luminosa di asse taxiway;
- Realizzazione della segnalazione luminosa per sei intermedie holding position;
- Opere propedeutiche alla installazione di sei barre di arresto, in corrispondenza delle intermedie holding position;
- Realizzazione della segnaletica verticale luminosa di guida al rullaggio;
- Adeguamento del profilo longitudinale del sentiero luminoso di avvicinamento in testata 35 L.

Laddove si è provveduto al risanamento ed alla risagomatura della pavimentazione esistente è stato opportuno, per le attività che interferiscono con gli impianti luminosi di asse taxiway, provvedere alla rimozione delle apparecchiature esistenti e la successiva reinstallazione.

Le linee guida poste alla base dello studio sono ispirate a soluzioni che minimizzano, in fase di costruzione, le penalizzazioni all'operatività aeroportuale, nel rispetto dei parametri di sicurezza e di efficienza richiesti.

Gli studi sono stati sviluppati nel rispetto delle prescrizioni di cui alla Legge 109/94 e successive integrazioni e modificazioni, del DPR 554/99, nonché del "Regolamento per la Costruzione e l'Esercizio degli Aeroporti" – ENAC-II Ed. e delle Normative Internazionali ICAO ed FAA.

Particolare attenzione è stata posta nella scelta dei componenti di nuova generazione, privilegiando, per motivi di manutenzione, quelli di usuale produzione con disponibilità di parti di ricambio.

Lo scopo fondamentale del progetto è quello di dotare la nuova taxiway della segnalazione luminosa di asse, delle intermedie holding position, della segnaletica verticale luminosa di guida al rullaggio nonché dell'adeguamento del profilo longitudinale del sentiero di avvicinamento della pista 35L.

Nell'ambito delle suddette finalità, sono stati individuati i seguenti ulteriori criteri per una corretta e completa progettazione:

- realizzazione di un impianto che possa soddisfare i livelli prestazionali richiesti dal Regolamento, per operazioni in CAT III;
- riduzione sensibile dei consumi energetici;
- semplificazione delle reti di alimentazione e di trasmissione dati per agevolare le attività di gestione e manutenzione.

Nel 2008, anno di realizzazione del Raccordo, gli sviluppi dei prodotti tecnologici per gli impianti voli notte riguardavano i segnali che adottano come sorgente luminosa diodi led colorati, in alternativa alle comuni lampade a filamento. Tale tecnologia consente una significativa minimizzazione dei consumi energetici. Inoltre erano in una fase avanzata di definizione e sviluppo i sistemi di alimentazione di tipo parallelo che possono essere utilizzati anche come supporto per la trasmissione dati. Tali opportunità hanno consentito una notevole semplificazione dei cablaggi ed una riduzione dei componenti installati in campo, con conseguente notevole semplificazione delle attività di manutenzione.

Alla luce di quanto sopra, è stata studiata una configurazione finale dell'impianto di center line della taxiway che comprende, da un lato, l'utilizzo di segnali con sorgente luminosa a diodi led (colorati) e da altro lato un sistema di alimentazione, di tipo parallelo, la cui rete è utilizzabile come supporto per la trasmissione dei dati.

Quanto sopra ha consentito di realizzare un impianto tecnologicamente molto innovativo, sia per quanto attiene alle tecnologie impiegate per la realizzazione delle varie apparecchiature, che per gli aspetti di manutenzione e di risparmio energetico mantenendo, comunque, la disponibilità dell'impianto ai massimi livelli.

Relativamente all'impianto di segnaletica verticale luminosa ed all'impianto del sentiero di avvicinamento sono state adottate tipologie d'impianto tradizionali, ovvero circuiti di alimentazione in serie con trasformatori d'isolamento.

1.5.1 La realizzazione della segnaletica e dell'impianto di illuminazione

Passiamo ora ad analizzare nel dettaglio le lavorazioni richieste da questa realizzazione. Gli impianti necessari sono:

- Realizzazione della segnalazione luminosa delle sei intermedie holding positions;
- Realizzazione delle predisposizioni per la realizzazione di sei barre di arresto cubicate con le intermedie holding positions;

- Realizzazione di segnaletica verticale luminosa di guida al rullaggio;
- Ripristino della segnalazione luminosa di asse taxi dei raccordi "Y" e "GE" in corrispondenza dell'attacco del nuovo Raccordo Sud;
- Adeguamento del profilo longitudinale del sentiero di avvicinamento della pista 35L;
- Realizzazione di tutte le opere civili propedeutiche per gli impianti AVL.

Per quanto attiene alla segnalazione luminosa di asse della nuova taxiway è stata realizzata l'installazione di segnali bidirezionali di colore verde/verde, installati su basi alte di tipo FAA L 868 da 12", mediante l'impiego di un anello adattatore. Tutte le basi sono connesse, lungo l'asse del raccordo, con un cavidotto in PVC del diametro di 125mm in cui sono state installate le reti elettriche di alimentazione parallela (Figura 19).



Figura 19: particolare del cavidotto in PCV

Le basi sono state installate su idonei basamenti inglobati nello strato di misto stabilizzato (tratto della taxiway) mentre sui viadotti la prima sezione della base è stato inglobato nella soletta di completamento della struttura del cavidotto (figura 20).



Figura 20: particolare delle basi

Lungo la taxiway sono stati realizzati sei punti attesa, finalizzati alla protezione delle intersezioni con altre vie di circolazione ed alla gestione del traffico. Ciascuna intermedia ha tre segnali incassati uni o bidirezionali di colore giallo.

In corrispondenza di ciascun punto attesa è stata condotta l'installazione di basi profonde tipo FAA L 868 per la futura installazione di impianti di barre di arresto da realizzare sempre con le stesse metodologie di installazione degli altri impianti.

Lungo il bordo della taxi è stata installata una serie di tabelle luminose di guida al rullaggio. Le tabelle sono di tipo location ed information e sono state installate su idonei basamenti in calcestruzzo completi di cassetta porta presa.

In corrispondenza del punto di collegamento del nuovo raccordo con le vie di circolazione esistenti "Y" e "GE" ed in considerazione del fatto che la pavimentazione è stata riqualificata, sono stati rimossi gli esistenti segnali luminosi con le relative basi FAA; successivamente, dopo il ripristino della pavimentazione si è provveduto al riposizionamento dei segnali luminosi.

Per il sentiero di avvicinamento luminoso della pista 35L è stata condotta la riconfigurazione del profilo longitudinale, per consentire il superamento dell'ostacolo mobile presente sulla taxiway in

corrispondenza del prolungamento dell'asse del sentiero, mediante l'installazione di tralicci frangibili di varie altezze e configurati per sostenere due o tre luci a seconda delle situazioni.

1.5.2 La segnalazione luminosa di asse Taxiway

L'impianto è stato realizzato con segnali luminosi di nuova generazione che utilizzano come sorgente luminosa diodi (led colorati) ad alta efficienza, in luogo delle lampade a filamento. Ciò ha consentito di raggiungere due importantissimi obiettivi: innanzitutto una riduzione della potenza di ciascun segnale a circa il 30% del corrispondente segnale con lampade a filamento, in secondo luogo un aumento della vita media della sorgente luminosa da 2000 a 50.000 ore.

I segnali sono stati installati in posizione disassata di 30 cm rispetto all'asse della taxi way e con una interdistanza di 15 metri nei tratti dritti e 7.50 metri nei tratti curvilinei. In tali settori la spaziatura di 7,50 metri si estende per 60 metri oltre il punto di tangenza. I segnali sono stati installati su basi FAA L 868 da 12", mediante l'impiego di un anello di adattamento, costituite da due sezioni, una inferiore posta su idoneo basamento in calcestruzzo e completa di fori per l'ingresso dei cavidotti ed una superiore, completa di anello superiore per l'adattamento al segnale, da installare dopo la realizzazione degli strati di pavimentazione.

L'alimentazione all'impianto è fornita da quattro alimentatori a tensione costante a cui sono connessi altrettanti circuiti in parallelo che, attraverso i nuovi cavidotti, raggiungono la taxiway in corrispondenza del punto di intersezione con il prolungamento del sentiero di avvicinamento. Da questo punto, attraverso il cavidotto posto in asse al raccordo, due circuiti alimentano il tratto di taxiway denominato HE e due alimenteranno il tratto denominato HW.

All'interno di ciascuna base FAA è stato installato un box di derivazione dell'alimentazione, completo di presa tripolare per la connessione della spina di cui è dotato il segnale luminoso.

I cavi sono del tipo FG7G 0.6/1kV, con sezione da 3x4mmq e sono stati installati all'interno dei nuovi cavidotti dedicati (Figura 21).



Figura 21: particolare dei cavidotti

Il sistema di terra dell'impianto comprende la rete equipotenziale, che è costituita da un dispersore orizzontale in corda di rame nudo della sezione di 50mm^2 installato sull'estradosso dei cavidotti e connesso alle basi FAA e, in alcuni pozzetti di bordo, al collettore di terra dello stesso.

1.5.3 La segnalazione luminosa di Intermedie

Per i segnali luminosi da installarsi in corrispondenza dei sei punti di attesa valgono le considerazioni già descritte nel precedente paragrafo ai segnali di asse taxiway.

Ciascun punto di attesa è costituito da una barra con segnali luminosi bi/unidirezionali, di color giallo della stessa tipologia descritta per l'impianto di asse raccordo.

La barra gialla è costituita da tre segnali incassati ed interdistanti 1.50 m, disposti in modo simmetrico rispetto all'asse del raccordo e su un allineamento ortogonale allo stesso asse.

La predisposizione per la barra rossa, spostata di 0.50 m rispetto alla barra gialla, è costituita da 11 segnali incassati unidirezionali rossi interdistanti 3.00 m, disposti in modo simmetrico rispetto all'asse del raccordo e su un allineamento ortogonale allo stesso. Inoltre ciascuna barra è dotata di

due luci integrative sopraelevate installate sullo stesso allineamento della barra luminosa, ad una distanza dall'ultimo segnale di circa 4,00 m.

Per quanto attiene alle caratteristiche dei materiali ed alle modalità di installazione dei vari componenti, valgono tutte le considerazioni fatte nella corrispondente sezione del paragrafo precedente.

1.5.4 La segnaletica verticale di guida al rullaggio

Lungo il percorso del raccordo è stata effettuata l'installazione di una serie di tabelle luminose di indicazione e di posizione. Esse sono state posizionate ad una distanza dal bordo della pavimentazione portante di 18 metri; le tabelle di indicazione sono state installate in corrispondenza delle intersezioni con altre vie di circolazione, mentre le tabelle di posizione sono installate in corrispondenza dei punti attesa ed in corrispondenza del cambio di denominazione della taxiway.

Tutti i caratteri delle tabelle hanno una altezza di 400 mm e sono di colore giallo su sfondo nero quelle di posizione e viceversa quelle di indicazione (Figura 22).



Figura 22: la segnaletica verticale

L'alimentazione è derivata da due circuiti serie, uno a servizio del tratto di raccordo "HE" ed uno al servizio del tratto "HW". I cavi primari sono installati sui cavidotti di bordo e sono di tipo RG7H1R 3.6/6kV della sezione di 10mmq. I cavi secondari sono di tipo FG7G 0.6/1kV della sezione di

1x4mm² e sono stati installati all'interno di piccoli tratti di cavidotti secondari che raccordano il pozzetto di dorsale al basamento della tabella.

Le tabelle sono state posizionate su idonei basamenti in calcestruzzo, completi di scivoli di sicurezza e di cassetta porta prese. In corrispondenza di ciascuna tabella è stato installato un pozzetto a due sezioni nel quale sono stati posti i trasformatori d'isolamento, il collettore di terra ed il cestello porta apparecchiature. Il collettore di terra è stato poi collegato alla rete generale di terra che corre sull'estradosso del cavidotto; dal collettore è stata derivata la connessione equipotenziale alla cassetta porta prese del basamento delle tabelle e da questa alla tabella stessa. Le connessioni sono state realizzate con cavo tipo N07V-K di colore giallo/verde della sezione di 1x25mmq.

A questo punto è stato necessario seguire una fase di ripristino della segnalazione di asse sui raccordi Y e GE.

Gli interventi relativi sono stati i seguenti:

- Rimozione dei segnali luminosi e delle basi relative, ricadenti nella zona d'intervento, rimozione dei cavi primari e by pass dei circuiti per mantenere la continuità di servizio;
- Successivamente al completamento dello strato di sottofondazione della pavimentazione bituminosa, installazione della prima sezione della base FAA, e relativa costruzione del basamento di supporto e realizzazione del cavidotto di asse;
- Reinstallazione dei cavi primari nei nuovi cavidotti di asse;
- Successivamente alla completa realizzazione della pavimentazione, realizzazione dei carotaggi, installazione della seconda sezione della base FAA e installazione dei segnali luminosi e dei relativi accessori elettrici.

Poiché le basi FAA e quindi i segnali luminosi dovevano essere installati nelle stesse posizioni originali, prima di procedere alla rimozione degli stessi si è proceduto ad un accurato rilievo topografico.

1.5.5 Adeguamento del sentiero di avvicinamento

Data la presenza dell'ostacolo mobile (aeromobile in transito sul raccordo sud) in corrispondenza del prolungamento del sentiero di avvicinamento, si è reso necessario modificare l'esistente profilo longitudinale del piano delle luci del sentiero di avvicinamento della pista 35L.

Considerata la variabilità dell'altezza dell'ostacolo mobile e viste le diverse quote altimetriche nonché i riferimenti normativi che concorrono alla determinazione del profilo delle luci, è stato realizzato un profilo con una pendenza pari al massimo valore consentito dal Regolamento ENAC.

I risultati conseguenti a tale scelta evidenziano due situazioni particolari: alcuni timoni di coda degli aeromobili in transito sulla taxiway "forano" il piano ideale delle luci; gli ostacoli censiti (alberi) sulle carte AIP interagiscono in modo significativo con il piano ideale delle luci.

La prima situazione non risulta modificabile per consentire di rientrare nei limiti consentiti dalle norme e quindi le autorità competenti hanno dovuto esprimere il loro parere circa le modalità operative da adottare, anche in relazione alle varie condizioni di visibilità.

Per quanto attiene la seconda condizione, la Società di gestione si è subito attivata per procedere alla rimozione degli ostacoli costituiti da alberi ad alto fusto.

Il progetto prevedeva solo la modifica del profilo longitudinale e quindi i segnali luminosi sono stati mantenuti esattamente nelle posizioni esistenti. Ne consegue che la installazione dei nuovi supporti, in alcuni casi, interferisse con questi. Stante tale situazione, per l'esecuzione dei lavori è stato previsto di disattivare, per un periodo molto breve, la parte di sentiero sopraelevato e quindi di eseguire i lavori nei periodi di buona visibilità.

La disattivazione è stata preceduta dalle opere propedeutiche e dall'installazione di tutti i supporti frangibili che non interferivano con le preesistenze. Terminata questa prima fase, si è disattivata la parte d'impianto, si sono smontati i supporti e segnali luminosi esistenti ed i relativi cavi secondari e si sono installati i nuovi supporti mancanti e quindi si sono riposizionati i segnali luminosi con relativi accessori elettrici.

I supporti frangibili sono del tipo ribaltabile, idonei a supportare due o tre luci. Per l'installazione delle nuove strutture sono state necessarie le seguenti attività:

- Installazione dei tirafondi di ancoraggio dei nuovi supporti, completi di piastra di centraggio sulla struttura in calcestruzzo esistente;
- Realizzazione del nuovo impianto di terra ed allaccio delle piastre tirafondi;
- Installazione dei nuovi supporti ribaltabili, delle relative vie cavi e reti elettriche secondarie;
- Installazione e regolazione delle altezze e degli orientamenti dei segnali luminosi.

L'intervento sull'impianto di avvicinamento, oltre all'installazione dei supporti frangibili e delle strutture di supporto, comprendeva anche tutte le riconessioni alla rete di terra e la sostituzione delle reti secondarie fino ai trasformatori d'isolamento. Erano anche compresi i connettori secondari a spina e prese bipolari.

1.5.6 Le opere civili propedeutiche agli impianti AVL

Le opere civili propedeutiche agli impianti hanno interessato i cavidotti, i pozzetti ed i basamenti di supporto per i segnali luminosi.

I cavidotti sono stati tutti realizzati con tubazioni in PVC rigido, del tipo a barre con giunto a bicchiere. Si sviluppano a partire dalla cabina elettrica in due direzioni, una verso il piazzale deicing e l'altra verso il punto di intersezione tra l'asse del raccordo sud ed il prolungamento dell'asse pista. Da questa ultima posizione percorrono tutto il bordo interno ed esterno della taxiway, fino a ricollegarsi con i cavidotti già esistenti al momento dell'intervento, in corrispondenza dei raccordi Y e GE. Questi ultimi sono costituiti da due sezioni, una sezione per le reti MT ed una per le reti BT/TLC.

Lungo tutto l'asse della taxiway è stato realizzato un cavidotto che interconnette tutte le basi FAA. Quest'ultimo è dedicato all'installazione delle reti parallele di alimentazione dei segnali dell'asse, mentre i restanti cavidotti sono destinati, sia ad alloggiare i cavi dei circuiti paralleli che i cavi dei circuiti primari per l'alimentazione delle tabelle luminose.

I pozzetti sono essenzialmente di una sola tipologia, a sezione rettangolare con dimensioni in pianta di 75x150 cm, dotate di chiusino in ghisa sferoidale apribile a sezioni e di classe F900. Sono posti lungo il cavidotto a due sezioni e sono fruibili sia per l'installazione delle apparecchiature che per il semplice sfilaggio dei cavi. Una seconda tipologia di pozzetti, delle dimensioni di 200x200cm, è stata installata in corrispondenza dell'attraversamento dei viadotti con i cavidotti delle reti elettriche.

I basamenti sono stati realizzati in calcestruzzo ad hanno forme e dimensioni diverse in relazione alla destinazione.

1.6 Le fasi operative

La prima operazione realizzata concretamente è stata la Bonifica del territorio da Ordigni Bellici. Con il termine “bonifica” si intendono tutte le attività finalizzate alla ricerca, disinnesco e/o rimozione di ordigni bellici di qualsiasi natura delle aree interessate dai lavori di costruzione.

Le fasi di lavoro da svolgere per effettuare la bonifica sono le seguenti:

- rimozione della vegetazione;
- esplorazione del terreno;
- scavo per il recupero degli ordigni bellici;
- rimozione degli ordigni bellici.

Per ordigni bellici, si intendono: mine, bombe, proiettili, ordigni esplosivi, masse ferrose e residuati bellici di qualsiasi natura.

Si è poi passati all'indagine geognostica, atta ad evidenziare le caratteristiche geotecniche dei terreni sui quali era prevista la realizzazione delle lavorazioni. L'indagine si è sviluppata con l'esecuzione di: scavi stratigrafici, prove penetrometriche, prove di carico su piastra e prelievo di alcuni campioni di terreno da sottoporre a prove di laboratorio.

L'aeroporto di Malpensa si sviluppa a quota 205-230 m.s.m. ed occupa la superficie di un antico terrazzo morfologico fluvio-glaciale del fiume Ticino. Dal punto di vista litologico, i depositi che caratterizzano l'area in esame sono costituiti da alluvioni ciottolose e ghiaiose-sabbiose. Si tratta di una formazione omogenea nel suo complesso, molto poco alterata in superficie.

Per quanto riguarda l'aspetto idrogeologico, la superficie libera della falda si trova a 50 m.

Attraverso una serie di sondaggi è stato possibile ricostruire la litologia stratigrafica dell'area ed è stato possibile osservare che fondamentalmente da 0 a 2 m circa si trova limo con rara ghiaia e ciottoli, mentre da 2 m a 4 m si trova ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa.

Per quanto riguarda le prove penetrometriche, esse sono state condotte con penetrometro dinamico pesante, montato su automezzo a 6 ruote a trazione integrale. La prova consiste nel misurare il numero di colpi necessario all'infissione delle aste per una profondità di 30 cm, seguite da tubi di rivestimento per evitare attrito tra aste e terreno. I risultati sono stati poi riportati su dei grafici che hanno in ascissa il valore del numero dei colpi in funzione della profondità, sia dell'avanzamento delle aste, sia di quello dei tubi.

Il materiale è stato poi sottoposto a prove di Carico su Piastra che consiste nell'appoggiare una piastra con area di 700 cm² sulla superficie del terreno da testare, e applicare carichi crescenti

per un intervallo di tempo complessivo di 5 minuti. Vengono quindi effettuate le letture dei cedimenti che la piastra ha subito dopo 1, 3 e 5 minuti; al termine dell'intervallo di tempo considerato si passa ad un gradino di carico superiore. Una volta arrivati alla massima pressione prevista dalla normativa si "scarica" la piastra dalla pressione applicata attendendo 1 o 3 minuti per la lettura dei cedimenti parziali. Dall'interpretazione dei risultati ottenuti si possono ricavare il Modulo di Compressione, o Deformazione Md, e il Modulo di Elasticità E.

Il materiale in esame è stato anche sottoposto ad Analisi Granulometrica, Limiti di Atterberg, Umidità naturale, prova di Costipamento Proctor AASHTO Modificata, CBR (per definire la portanza del sottofondo).

L'indagine eseguita ha permesso di verificare la natura granulometrica e l'addensamento dei depositi fino ad una profondità di 4,2 m circa, le caratteristiche elastiche e gli indici CBR alla profondità di 1 e 2,5 m. Dal piano campagna alla profondità di circa 1,6-4 m vi è materiale rimaneggiato o di riporto, oltre ad un sottilissimo strato superficiale di terreno vegetale ricco di sostanza organica. I valori della prova penetrometrica sono variabili, ma di norma inferiori a 5. Questo primo livello ha mostrato caratteristiche di addensamento e di compattazione mediocri; inoltre la presenza di limo e di sabbia in quantità non trascurabili fa preferire la completa asportazione di tale strato.

Dalla base dello strato precedente fino alla massima profondità raggiunta si tratta di depositi fluvioglaciali poco o per niente alterati, costituiti da ghiaia e ciottoli con sabbia. A causa del forte addensamento di questo strato non è stato possibile condurre le prove penetrometriche per tutta la profondità di estensione dello stesso. Le prove per la determinazione del peso di volume in sito hanno mostrato, in modo uniforme e regolare, ottime caratteristiche geotecniche, sia dal punto di vista della granulometria, che da quello dell'addensamento. Questi risultati hanno portato a presupporre l'utilizzo di questo Livello Stratigrafico come terreno di sottofondo per i diversi strati di fondazione e base della pavimentazione del raccordo Sud.

In conclusione la natura e le pessime caratteristiche geotecniche dei Livelli stratigrafici superficiali hanno fatto ipotizzare un difficile utilizzo di tali terreni come "sottofondazioni" per l'opera in progetto. D'altra parte la bonifica di gran parte dell'area rende tale intervento particolarmente oneroso. Poiché le pressioni che verranno applicate sulle pavimentazioni avranno una limitata propagazione in profondità, si è deciso di valutare una bonifica dei terreni per uno spessore massimo di 2 metri. Per uniformare il più possibile il piano di posa del pacchetto di pavimentazione di bonifica si dovrà avere cura di: asportare eventuali livelli limo argillosi perché

particolarmente scadenti, asportare resti organici di grosse dimensioni, asportare eventuali resti ferrosi, trattare il piano di posa a -2 m con un minimo di vibrointasamento.

Dopo tale bonifica il progettista ha valutato l'ipotesi di posare uno strato di geotessuto con funzione di contenimento delle particelle più fini asportabili con eventuali percolazioni di acqua. È stato poi riportato materiale arido alluvionale per almeno 1 m, mediante stesa di uno strato di misto granulare stabilizzato da cava e successiva rullatura con compattatore cilindrico vibrante fino all'assorbimento del terreno in sito; in caso di completo assorbimento è stato necessario procedere con un ulteriore strato di ciottoli. Questo procedimento è stato ripetuto fino a che per passate successive sull'ultimo strato di ciottoli steso non si sono apprezzati cedimenti o assorbimenti significativi.

A questo punto si è potuto tracciare il confine di cantiere e procedere alla fase di cantierizzazione che consiste nell'organizzazione materiale del cantiere, come vie di circolazione, varchi, depositi, uffici, ecc...

Per quanto riguarda la descrizione delle fasi operative seguite per la realizzazione concreta delle operazioni, si pone l'attenzione sulle procedure condotte per la costruzione della sola pavimentazione, avendo già descritto in precedenza le operazioni necessarie per la realizzazione delle opere d'arte e dei drenaggi.

La realizzazione concreta del progetto è iniziata con scavi di sbancamento e di fondazione, i primi necessari per lo spianamento del terreno su cui sono sorte le costruzioni, i secondi comprendono quelli incassati ed a sezione ristretta necessari per dar luogo ai muri o plinti di fondazione propriamente detti.

Per la realizzazione degli scavi si è proceduto in questo modo:

- Scavo iniziale del solo strato di terreno vegetale in modo da poterlo depositare in luogo separato dal materiale degli strati più profondi;
- Scavo degli strati più profondi che dovranno essere miscelati fra loro con altri materiali provenienti dal riciclaggio dei materiali di risulta delle demolizioni, per essere poi reimpiegati nella formazione di rilevati e sottofondi di pavimentazioni;
- Immediato trasporto a rifiuto del materiale di cui non è previsto il riutilizzo;
- Immediato riutilizzo, se possibile, del rimanente materiale, o suo deposito provvisorio.
- Cernita con vagliatura del terreno vegetale per ricavare quello migliore per il successivo reimpiego per la formazione della coltre vegetale nella quantità necessaria. Trasporto a rifiuto del materiale di cui non è previsto il reimpiego e deposito di quello da riutilizzare.

A questo punto si è passati alla sistemazione del piano di fondo con compattazione mediante rullo ed eventuali riempimenti e reinterri, se necessari. Successivamente è stato steso un telo di tessuto non tessuto che ha fondamentalmente due funzioni, la prima è quella di evitare la risalita capillare e la seconda è quella di impedire la compenetrazioni tra gli strati a contatto tra loro (infatti se si verificasse questo fenomeno si potrebbe assistere ad un “contagio” tra i diversi materiali aventi caratteristiche differenti). Questo telo ha una larghezza di 4-6 m e viene posato in sito manualmente.

E' stata iniziata la concretizzazione dello strato di fondazione in misto granulare stabilizzato granulometricamente, proporzionando e mescolando i vari materiali costituenti in appositi mescolatori. La miscela così ottenute è stata trasportata in sito mediante degli automezzi a 4 assi e posata in sito. Una volta sistemata è risultata pronta per il costipamento mediante il rullo gomma/ferro (Figura 23).



Figura 23: il rullo ferro/gomma

A questo punto, sullo strato appena sono state condotte le prove richieste da Capitolato e si è passati immediatamente alla stesa del Misto Cementato Ordinario. Questo materiale è stato confezionato in un apposito impianto di mescolamento, il KMA. Poiché la miscela doveva

raggiungere il luogo di stesa praticamente nelle stesse condizioni in cui si trovava al momento della partenza dell'impianto di mescolamento, sono stati impiegati mezzi che evitassero la separazione degli aggregati grossi dai fini, come un autocarro a 4 assi con cassone.

La superficie su cui è stato steso il misto cementato, è stata preventivamente ben umidificata. Il misto cementato è stato quindi steso con vibro finitrice e costipato al grado richiesto con l'impiego dei rulli costipatori più idonei al tipo di materiale impiegato (rullo dinamico vibrante). A questo punto si è passati alla conduzione delle prove e dei prelievi necessari all'approvazione dell'opera e al posizionamento di uno strato di emulsione bituminosa per proteggere la superficie appena conclusa dall'attacco degli agenti atmosferici ed evitare un'eccessiva evaporazione dell'acqua per permettere una buona maturazione del materiale.

Successivamente, dove previsto, è stato realizzato lo strato in Super cementato. La procedura operativa è esattamente la medesima appena descritta, l'unica differenza consiste nel proporzionamento della miscela.

Per quanto riguarda il conglomerato utilizzato per gli strati di base, binder e di usura, sia quello ordinario che quello fibrorinforzato, la stesa è stata realizzata a mezzo di apposita macchina finitrice e rulli compattatori, in strati successivi con lo spessore indicato dalla Direzione Lavori. La rullatura è stata condotta mediante rulli leggeri da 5÷8 tonn. a rapida inversione di marcia, ed in seguito con rulli più pesanti statici e gommati del peso di 10÷12 tonn.

In corrispondenza dei tratti di interruzione dei lavori, si è proceduto, prima di stendere il conglomerato, ad una spalmatura con bitume a caldo, allo scopo di assicurare l'adesione alle superfici di contatto (Figura 24).



Figura 24: la stesa del conglomerato

Una volta terminate le operazioni richieste dal progetto è stata realizzata la segnaletica orizzontale (Figura 25); concretamente sono state seguite le fasi sotto descritte:

- Spolvero e lavaggio delle pavimentazioni in modo da garantire la perfetta aderenza della pellicola di vernice che sarà stesa successivamente;
- Tracciamento dei segnali mediante apparecchiature tacheometriche e rotelle traccianti.
- Spruzzature di due strati di pittura catarifrangente gialla, bianca o rossa secondo le indicazioni di progetto sulle pavimentazioni mediante l'impiego di macchine semoventi; la stesa è stata eseguita in modo tale che l'adesione dello strato alla superficie di supporto sia tale da resistere alle azioni tangenziali di strappamento, operato dagli pneumatici degli aerei in corsa.



Figura 25: la segnaletica orizzontale

Terminate tutte le lavorazioni di realizzazione dell'opera, si è passati alla smobilizzazione del cantiere e di tutti i suoi apparati annessi, e infine, al collaudo.

Capitolo 2

La variante di progetto

Durante la realizzazione dei lavori sono emersi alcuni problemi non previsti che hanno portato a dei ritardi nei tempi di lavorazione programmati. Tra questi si è riscontrato che in conseguenza alle scarse caratteristiche dei terreni costituenti le scarpate era necessario trovare un metodo di contenimento delle terre. Quindi, a causa della necessità della Committente di poter disporre in tempi brevi e accelerati della funzionalità del Raccordo Sud, avendo dovuto protrarre le lavorazioni più del dovuto e trovandosi di fronte al periodo invernale, caratterizzato da temperature poco favorevoli alle stese, e avendo evidenziato il problema legato all'instabilità dei terreni di scarpata, è stato necessario valutare la realizzazione di una Variante di progetto a sostituzione del progetto originario descritto nel capitolo precedente.

In questo capitolo affronteremo la Variante nel dettaglio, analizzando dapprima la problematica legata ai terreni, per poi passare a quella legata alle temperature ambientali delle lavorazioni e alla nuova pavimentazione.

2.1 Le terre rinforzate

La profilatura delle alte scarpate ai due lati della linea ferroviaria di accesso all'aerostazione di Malpensa, ha interessato terreni in sito di scarsa consistenza e coesione per la prevalente costituzione di ghiaia e sabbia con scarsissima presenza di leganti limosi o argillosi. In più occasioni durante i lavori si sono susseguiti franamenti e scoscendimenti, poi risolti e contrastati mediante la costruzione delle ampie spalle di sostegno laterale dei due manufatti di attraversamento.

In corrispondenza però dei quattro imbocchi, siti ai due estremi di ciascun manufatto, le operazioni di scavo, sia delle fondazioni profonde sia degli spazi operativi a ridosso delle spalle, hanno intaccato profondamente la stabilità delle scarpate determinando una generale situazione di dissesto delle stesse.

In pratica per una estensione di una cinquantina di metri a ridosso dei quattro imbocchi, e su entrambi i lati della profonda trincea ferroviaria, sussistevano le seguenti condizioni di pericolo:

- ♦ perdita di planarità delle scarpate con formazione di rigonfiamenti e scucchiamenti da connettere ad una passata successione di smottamenti localizzati e sommari tentativi di sistemazione;
- ♦ profonde erosioni diffuse a causa di incontrollato flusso delle acque meteoriche con asportazione generalizzata della parte fine del terreno in sito e conseguente instabilità accelerata in caso di pioggia;
- ♦ diffusione sino al suolo di superfici di rottura dei materiali terrosi, con distacco di ammassi prossimi alla ferrovia nei riguardi del terreno latistante, distacco aggravato dall'infiltrazione meteorica;
- ♦ instabilità generalizzata di cospicue masse terrose con rischio di franamento a ridosso della linea ferroviaria.

Per rimediare a tale situazione, ed evitarne l'aggravamento ulteriore nei successivi mesi, è risultato necessario consolidare con urgenza le scarpate mediante la tecnica delle terre rinforzate, in modo da creare sulla superficie di scarpata un blocco resistente a contrasto delle forze di franamento del vicino terreno fessurato e disgregato in profondità.

La tecnologia delle terre rinforzate ha consentito di ottenere risultati simili ad una tradizionale muratura di contenimento, garantendo l'efficacia del sostentamento di scarpate sia con minori costi, sia sfruttando (con reti e tiranti) le restaurate situazioni di autoportanza dei terreni manomessi. Si è potuto così offrire allo stesso tempo anche una più elevata compatibilità ambientale rispetto alle soluzioni massicce di murature.

Quindi, in prossimità dei viadotti per aeromobili che scavalcano la trincea ferroviaria, si è condotta la realizzazione di muri in terra rinforzata in trincea in sostituzione delle scarpate naturali, con il sistema TIPO POLYWALL (Figura 26).

Esso è una tecnologia di costruzione di alta qualità con la quale è possibile condurre opere di sostegno permanenti con una durata nel tempo pari a quella di costruzioni ordinarie ad alto livello di sicurezza (70-100 anni).



Figura 26: le terre rinforzate

Il principio di funzionamento delle terre armate è quello di mobilitare un sistema di forze interne, mediante l'inserimento di rinforzi (geocompositi) lungo piani generalmente orizzontali e paralleli, così da riequilibrare lo stato di equilibrio di una scarpata artificiale. In questo modo si sfrutta sia la resistenza di tipo frizionale allo sfilamento del geosintetico del terreno, sia l'effetto di pseudo-coesione (lo stato tensionale interno del terreno viene modificato per la presenza di rinforzi) e, con tutta probabilità questo è l'effetto prevalente nel meccanismo resistente delle terre rinforzate.

La realizzazione del sistema TIPO POLYWALL è avvenuta secondo le seguenti fasi operative:

- Posa di un cassero metallico a perdere, per ottenere la superficie della scarpata omogenea e avere quindi la possibilità di compattare il terreno fino alla parte frontale della stessa (Figura 27);
- Posa di un particolare geocomposito sul piano orizzontale, che svolge la funzione di aratura, costituito da un tessuto multi filamento in poliestere ad alta tenacità, unito meccanicamente a un geotessile non tessuto a filamenti continui 100% in polipropilene. Esso possiede un'elevata resistenza ai solventi e ai microrganismi, è stabile all'azione dei raggi UV e ha inerzia chimica per ambienti acidi o basici (Figura 27).



Figura 27: particolare dell'armatura delle terre rinforzate

- Posa del feltro per la vegetazione, ovvero una griglia in fibra di vetro che permette all'apparato radicale della semina di penetrare nello strato di riempimento, prevenendo, quindi, l'erosione e il dilavamento della parte fine del terreno vegetale della scarpata e permettendo l'attecchimento della semina;
- Riempimento dello strato con materiale idoneo compatto;
- Semina finale del paramento.

I materiali da impiegare nella costruzione di opere in terra rinforzata devono rientrare nelle classi A1, A3, A2-4 o A2-5 e non devono contenere elementi di pezzatura superiore a 200 mm. Essi sono stati posti in opera in strati orizzontali di 0,30 m di spessore (scaricati dai dumpers sul filo interno della struttura, evitando che i mezzi passassero direttamente sopra i teli) e compattati con rulli vibranti lisci o a piedi piramidali di peso statico pari a 40 kN per asse.

L'inerbimento delle superfici a forte acclività delle strutture in terra rinforzata è stato ottenuto mediante un procedimento a due stadi: inizialmente viene spruzzata sul paramento una miscela di terreno vegetale, silicati, fibre vegetali, alginato sodico (con funzione di creare una massa idrofila in grado di accumulare acqua restituendola poi lentamente alla vegetazione) e concime organico per intasare le cavità esistenti tra rilevato compatto e rete di contenimento. Successivamente è stato spruzzato sul paramento una pacciamatura contenente fibre di

cotone e cellulosa, un fertilizzante micronizzato e trattato con resine per ritardarne la diffusione, misto a semi di specie erbacee e arbustive.

Prima della realizzazione concreta di questa procedura è stato necessario condurre una relazione di calcolo che permettesse di definire in modo certo gli aspetti legati a questo tipo di intervento. Essa ha coinvolto le seguenti operazioni:

- Verifica del valore ammissibile di compressibilità del piano di posa;
- Verifica dello scorrimento;
- Verifica al ribaltamento;
- Verifica interna;
- Verifica di stabilità globale esterna.

Per quanto riguarda la compressibilità della fondazione, il piano di posa doveva garantire dei valori minimi di portanza ammissibili e un modulo di compressibilità. In particolare era stato necessario che il peso aderente fosse maggiore o al più uguale al peso agente.

Per quanto riguarda la verifica allo scorrimento del rilevato TIPO POLYWALL era necessario che si verificasse che il coefficiente di sicurezza, funzione del peso rilevato in terra rinforzata, della forza di attrito sul piano di fondazione e della spinta attiva proiettata sul piano di fondazione, fosse maggiore o al più uguale a 1,30.

La verifica al ribaltamento non era significativa in quanto il meccanismo di collasso è rotazionale e non ribaltante.

Il dimensionamento della struttura è avvenuto con due tipi di verifica e precisamente stabilità interna del terreno rinforzato e stabilità globale del rilevato. La prima è stata condotta utilizzando il metodo di Ruggier, che si basa sulle classiche equazioni di equilibrio della meccanica delle te, considerando per il terreno un comportamento alla Mohr-Coulomb. Sono stati così considerati due meccanismi di rottura: a) rottura lungo un piano di scorrimento ripido; b) rottura con un meccanismo a doppio corpo.

Il primo meccanismo ha analizzato la sicurezza interna del terrapieno supponendo che il corpo di gravità lungo piani ripidi di scorrimento fosse in equilibrio con l'ammontare delle forze mobilitate dai rinforzi.

Nella rottura con un meccanismo a doppio corpo, invece, si è considerato il fatto che la massa di terra posteriore preme con spinta attiva sul corpo del rilevato, al di sopra del piano di

scorrimento. In questo caso, per il calcolo, si è analizzata la spinta attiva del cuneo di terra che premeva sul paramento posteriore del corpo del rilevato al di sopra del piano di scorrimento. Si sono calcolate quindi le forze necessarie per evitare la rotture lungo detti piani e si sono confrontate con quelle ammissibili fornite dai rinforzi di armatura.

Infine la stabilità globale del rilevato è stata analizzata con i tradizionali metodi di verifica della stabilità dell'equilibrio limite, utilizzando sia superfici circolari che superfici poligonali, mediante un programma di calcolo specifico. I metodi utilizzati sono quelli di Bishop, Jambu semplificato e Spencer. La stabilità del pendio corrisponde alla ricerca, tra tutte le possibili superfici di scivolamento, di quella a cui compete il minimo coefficiente di sicurezza che in accordo con D.M.11.03.1988 deve garantire un valore pari a 1,30.

Il contributo dei rinforzi di armatura alla stabilità è stato valutato o introducendo nelle analisi i contributi della forza ammissibile (funzione della lunghezza di ancoraggio della curva di scivolamento e del carico geostatico gravante), oppure in modo semplificato usando una coesione apparente.

2.2 La nuova pavimentazione

Come già accennato, durante le lavorazioni si sono presentate notevoli problematiche legate alla concretizzazione della pavimentazione di progetto posta a base di gara dovute soprattutto alle condizioni impreviste riscontrate che hanno protratto le operazioni più del dovuto, portando il cantiere alla condizione di dover affrontare alcune fasi lavorative in presenza di temperature poco favorevoli alla stesa di conglomerati bituminosi. Infatti gli strati bituminosi previsti per la pavimentazione non erano compatibili con il regime di temperature dei mesi di gennaio-marzo in cui avrebbero dovuto eseguirsi. Solo lo strato di usura, immaginato all'estremo limite temporale della durata contrattuale, poteva ritenersi ancora possibile secondo le ipotesi di progetto originario.

Il repentino abbassamento di temperatura del conglomerato bituminoso, una volta posto a contatto con il sottofondo gelato e la convezione anemometrica superficiale, induce notoriamente uno stato di sollecitazione intenso con formazione non soltanto di profonde ed estese fessurazioni ma anche di mazzature e altre asperità superficiali, non eliminabili con tempestiva rullatura a motivo dell'indurimento del bitume. La compattazione risulta altresì difficoltosa con conseguente porosità del materiale e significativa riduzione delle prestazioni e della durabilità.

La soluzione di queste problematiche, per tutti i tout venant bitumati, si è ottenuta sostituendo il legante bituminoso con il legante cementizio, individuando uno strato di alta qualità e portanza che sarà definito nel seguito "supercementato", per le caratteristiche speciali che ne individuano la composizione ed in definitiva le prestazioni; tali caratteristiche si possono riassumere nei seguenti elementi :

- ◆ curva granulometrica con fuso particolarmente accurato e utilizzo di inerti di frantumazione;

- ◆ adozione di percentuali di cemento superiori agli ordinari standard del misto cementato ordinario (che rappresenta la base di appoggio del supercementato);

- ◆ inserimento di fibre reticolari in poliestere all'interno della massa cementizia al duplice scopo di migliorare la resistenza a trazione dell'ammasso e di controllare e contenere eventuali fenomeni di microfessurazione.

L'utilizzo del supercementato in luogo del tout venant bitumato ha consentito anche di sopperire, per la miglior ripartizione dei carichi agenti, a eventuali criticità del piano di appoggio del pacchetto di pavimentazione.

Le scelte progettuali per lo strato di binder miravano a garantirne le caratteristiche attraverso l'impiego di bitumi modificati che si rivelavano particolarmente impegnativi ai fini della lavorazione nei periodi invernali. L'indurimento accelerato del bitume modificato, connesso al fattore tecnico esterno, poneva notevoli criticità per quanto riguardava sia la fase di stesa sia la fase di rullatura, non aiutando assolutamente la scarsa lavorabilità a correggere eventuali problemi di scarso addensamento o di non planarità. Il programma dei lavori, così come contrattualmente definito, poneva la maggior parte della realizzazione del binder nel mese di marzo 2009 e quindi in situazione certamente sfavorevole ma potenzialmente ancora di transizione per i regimi termici ottimali dei conglomerati bituminosi. Si è ritenuto pertanto di poter mantenere la previsione di un binder bituminoso, però caratterizzandolo con i seguenti aspetti:

- ◆ adozione di un bitume più tenero, di classe 80/100 di penetrazione;
- ◆ inserimento di fibre di cellulosa-vetro nell'ammasso bituminoso;
- ◆ impiego di additivi invernali a favore della lavorabilità.

In tal modo si è ottenuto uno strato di maggior qualità rispetto al binder di progetto sia sotto il profilo della lavorabilità (garantita dal bitume più molle e dagli additivi invernali) sia sotto il profilo della resistenza alle microfessurazioni da raffreddamento repentino (garantita dalla diffusione di fibre). Adottando un binder così adeguato alle effettive situazioni di impiego si è potuto raggiungere requisiti di qualità e durabilità per lo strato bituminoso in questione del tutto analoghi, se non addirittura migliorativi, rispetto agli standard progettuali.

Il pacchetto proposto per la pista di rullaggio della pavimentazione portante è stato mutato quindi secondo lo schema seguente (Figura 28):

- ◆ fondazione in misto granulare dello spessore di 30 cm (anziché 40 cm);
- ◆ primo strato di base in misto cementato dello spessore di 25 cm (anziché 20 cm);
- ◆ secondo strato in supercementato dello spessore di 25 cm (anziché 20 cm di tout venant bitumato);
- ◆ binder dello spessore di 8 cm (immutato);
- ◆ tappeto di usura modificato dello spessore di 6 cm (immutato).

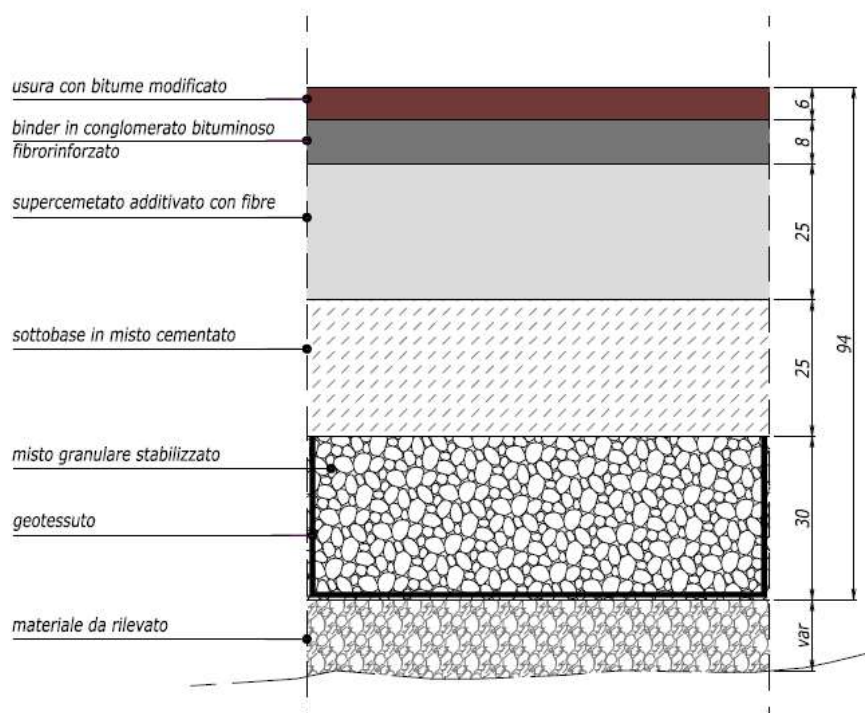


Figura 28: sezione pavimentazione della variante della taxi way

Il pacchetto invece proposto per le fasce antipolvere, non portanti, è stato invece modificato secondo il seguente schema (Figura 29):

- ◆ fondazione in misto granulare dello spessore di 15 cm (anziché 20 cm);
- ◆ strato di base in supercementato dello spessore di 15 cm (anziché 10 di tout venant bitumato);
- ◆ tappeto di usura della spessore di 3 cm (immutato).

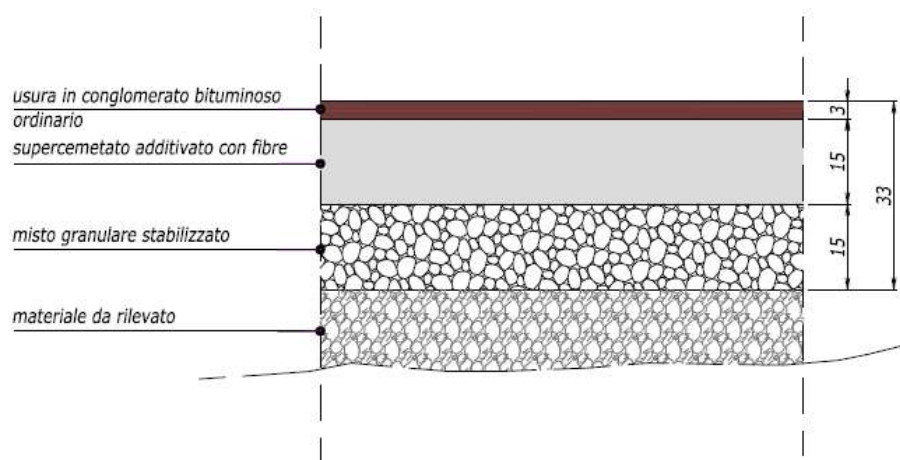


Figura 29: sezione pavimentazione di variante delle shoulders

Anche sulla strada perimetrale e nelle altre pertinenze soggette a carichi meno impegnativi, si è adottato, nel caso di effettiva temporalità invernale di realizzazione, almeno la sostituzione del tout venant bitumato da 12 cm con equivalente strato a legante cementizio (supercementato da 15 cm), oltre a un eventuale miglioramento del binder con le fibre (Figura 30).

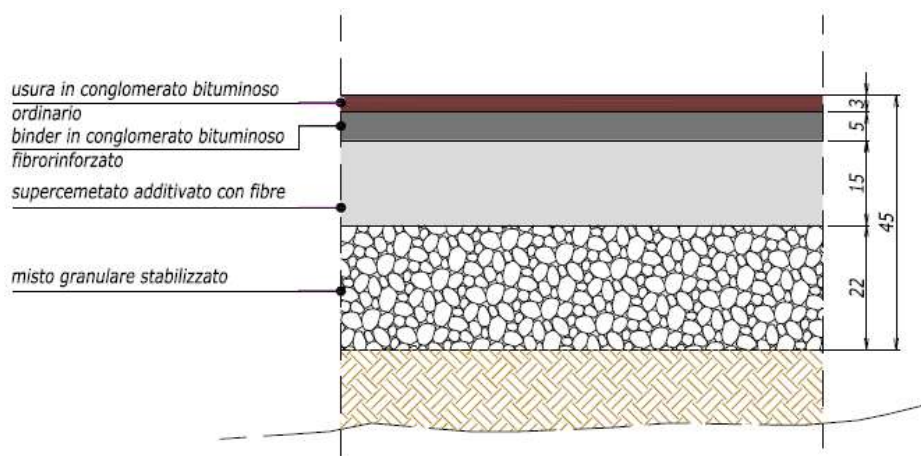


Figura 30: sezione pavimentazione di variante della strada doganale

2.2.1 La verifica strutturale

A questo punto è stata condotta una verifica strutturale che dimostrasse l'equivalenza delle pavimentazioni variate rispetto a quelle originarie.

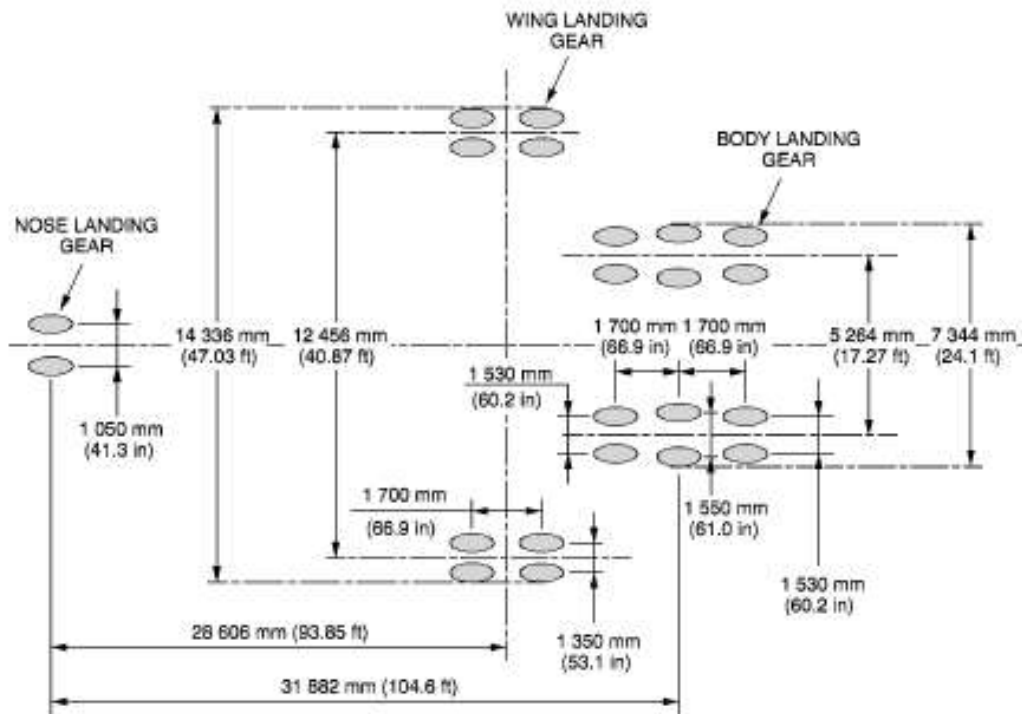
Per quanto riguarda i carichi considerati per le verifiche sono state fatte le seguenti ipotesi (in accordo al progetto a base di gara):

- aereo critico per la pavimentazione della via di rullaggio: Airbus A380;
- traffico transitante sulla pavimentazione della via di rullaggio pari al 25% dei movimenti complessivi degli aeromobili;
- asse standard da 12t per la verifica della pavimentazione delle fasce antipolvere e della strada perimetrale (rappresentativo dei mezzi pesanti di servizio tra cui autocarri e mezzi di soccorso dei vigili del fuoco).

La verifica della sovrastruttura è stata effettuata con un approccio di tipo razionale, attraverso il calcolo degli stati tenso-deformativi dovuti ai carichi di progetto e della resistenza a fatica conseguente, prestando particolare attenzione all'effetto delle possibili condizioni climatiche (temperatura) che influisce notevolmente sulle caratteristiche meccaniche dei diversi strati bituminosi. Sono stati effettuati anche controlli del regime tensionale verticale di compressione in corrispondenza delle interfacce tra gli strati al fine di limitare quanto più possibile gli effetti di cedimento permanente (avvallamenti, ormaimento della superficie).

2.2.1.1 Caratteristiche dell'aereo critico di progetto

Per le verifiche delle pavimentazioni oggetto della perizia di variante al progetto posto a base di gara è stato utilizzato quale aereo critico l'Airbus A380-800, considerato nella condizione di pieno carico al decollo corrispondenti a 562000 Kg. Esso rappresenta l'aeromobile con maggior carico massimo operativo al decollo a transitare sulle pavimentazioni oggetto di verifica. In figura 31 si riporta la disposizione dei carrelli dell'aeromobile considerato; la loro configurazione è a pentaciclo con quattro carrelli principali di cui due di tipo tridem, posizionati sotto la fusoliera (Body Landing Gear), e due di tipo doppio tandem, posizionati sotto le ali (Wing Landing Gear).



L_AC_070200_0_AAM0_01_05

Landing Gear Footprint
A380-800 Model c

Figura 31: Geometria dei carrelli dell'Airbus A380-800

Qui di seguito si riportano i carichi per singola gamba di forza e la pressione dei pneumatici così come specificato anche in figura 32:

- massimo carico operativo: 562.000 Kg;
- carico per gamba di forza (carrello tandem): 112.500 Kg;
- carico per gamba di forza (carrello tridem): 168.750 Kg;
- pressione di gonfiaggio dei pneumatici: 1,5 MPa.

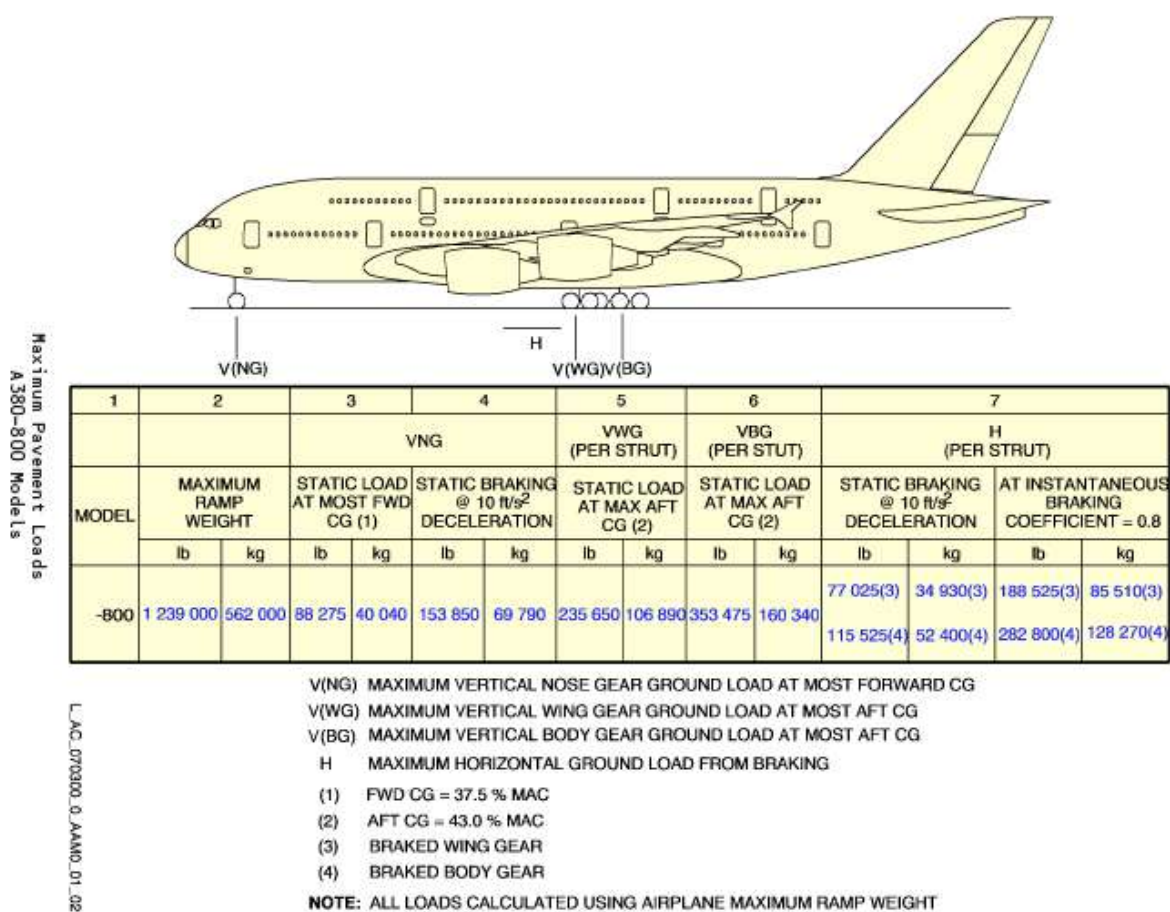


Figura 32: Suddivisione dei pesi sulle gambe di forza dell'Airbus A380-800

Il carico su ogni pneumatico è pari a circa 26.700 Kg, quindi il raggio dell'area d'impronta, considerata circolare, è stato assunto pari a 23,80 cm.

In particolare è stata considerata quale azione di carico gravante sulla pavimentazione quella esercitata dal carrello doppio tandem (Wing Landing Gear) in quanto, rispetto al carrello tridem (Body Landing Gear), a parità di carico per singolo pneumatico, il minor interasse tra i pneumatici del primo dei carrelli, e quindi l'effetto complessivo sulla pavimentazione in termini di sollecitazione, risulta più gravoso.

Essendo la pavimentazione in zona critica si è considerato il carico statico dell'aereo di riferimento secondo il regolamento I.C.A.O. 9157 parte 3 4.2.2.3 (Manuel de Conception des Aérodomes) senza apportare coefficienti correttivi.

2.2.1.2 Calcolo del traffico equivalente

Per la determinazione dei carichi di traffico utilizzati nel dimensionamento di seguito riportato, sono stati utilizzati: lo stesso spettro di traffico e lo stesso aereo critico utilizzati nel

progetto posto a base di gara, mentre è stata definita la quota parte di traffico che transiterà sulla pavimentazione del nuovo raccordo (supposta pari al 25% dei movimenti annui transitanti nello scalo).

Lo spettro di traffico che costituisce la totalità dei transiti sulla pavimentazione è stato ricondotto ad un numero di passaggi equivalenti dell'aereo critico, utilizzando un criterio di trasformazione in accordo con la procedura suggerita dalla FAA (Federal Aviation Administration) e riportata nelle Advisory Circular AC 150/5320 e AC 150/5335.

Il metodo adottato si basa sulla seguente equazione:

$$\log R_{eq} = (W_i/W_{eq})^{0,5} * \log (C * R_i)$$

dove:

R_{eq} = movimenti equivalenti dell'aereo di progetto;

R_i = movimenti dell'aereo i-esimo;

W_{eq} = carico per ruota dell'aereo di progetto;

W_i = carico per ruota dell'aereo i-esimo;

C è un coefficiente che tiene conto della diversa configurazione dei carrelli fra gli aerei presi in esame (C=1,56 per passaggio da carrello doppio tandem a carrello tridem e C=2,44 per passaggio da carrello tandem a carrello tridem).

In tabella 4 sono riportati i dati di traffico previsti per l'aeroporto di Malpensa (desunti dal progetto a base di gara) nei prossimi 20 anni unitamente alla ripartizione percentuale effettuata in base alla classe di aeromobile. Sono state considerate 4 classi differenti (TL: aerei ultraleggeri; NB: aerei leggeri; MB: aerei di peso medio; WB: aerei di grandi dimensioni).

Anno	Movimenti totali Previsti	Ripartizione % prevista in base alla tipologia di aeromobile			
		Classe TL Carrello Tandem (Tipo ATR)	Classe NB Carrello Tandem (Tipo B737)	Classe MB Carrello Doppio Tandem (Tipo B757)	Classe WB Carrello Tridem (Tipo B747)
1	224136	30,0	53,0	4,0	13,0
2	231981	28,6	52,8	5,3	13,3
3	240101	27,2	52,6	6,6	13,6
4	248504	25,9	52,4	7,8	13,9
5	257202	24,7	52,2	8,9	14,2
6	266204	23,5	52,0	10,0	14,5
7	275521	22,4	51,8	11,0	14,8
8	285164	21,3	51,6	12,0	15,1
9	295145	20,3	51,4	12,8	15,5
10	305475	19,4	51,2	13,6	15,8
11	319221	18,5	51,0	14,3	16,2
12	333586	17,6	50,8	15,1	16,5
13	348598	16,8	50,6	15,7	16,9
14	364285	16,0	50,4	16,3	17,3
15	380677	15,2	50,2	17,0	17,6
16	397808	14,5	50,0	17,5	18,0
17	415709	13,9	49,8	17,9	18,4
18	434416	13,2	49,6	18,4	18,8
19	453965	12,6	49,4	18,8	19,2
20	474393	12,1	49,2	19,0	19,7

Tabella 4: Ripartizione del traffico per tipologie di aeromobile

E' stata poi condotta una previsione sui movimenti degli aeromobili in transito sulla pavimentazione del raccordo Sud (ipotizzando che siano pari al 25% dei movimenti totali annui) unitamente all'elaborazione dei movimenti equivalenti effettuata per ogni classe considerata. Nel calcolo è stata omessa la quota parte degli aeromobili ultraleggeri (TL) in quanto lo scartamento dei carrelli, estremamente più contenuto rispetto a quello dell'aereo critico, esclude possibili

sovrapposizioni di traiettoria dei pneumatici con quelle delle altre tipologie di carrello. Per le restanti tipologie di aeromobile si è considerata una sovrapposizione di traiettorie, nonostante sia presente una elevata dispersione trasversale a causa della differente larghezza di scartamento dei carrelli tra le varie classi, a tutto vantaggio di sicurezza.

Si è stimato un totale di movimenti dell'aereo critico previsti in 20 anni pari a 360.124 movimenti. Nel proseguo della relazione di calcolo di verifica della pavimentazione verrà considerato come unico aereo transitante sulla pavimentazione l'Airbus A380 con un numero di movimenti (equivalente al traffico reale), previsti nei 20 anni di esercizio, pari a 360.142.

2.2.1.3 La stratigrafia della pavimentazione della pista di rullaggio

La stratigrafia della sovrastruttura posta a base di gara è caratterizzata dagli strati riportati in tabella 5:

Tipologia strato:	Spessore (cm)
Strato di usura in conglomerato bituminoso modificato	6
Strato di binder in conglomerato bituminoso modificato	8
Strato di base in conglomerato bituminoso ordinario	20
Strato di sottobase in misto cementato	20
Strato di fondazione in misto stabilizzato	40
Sottofondo	-

Tabella 5: stratigrafia della sovrastruttura posta a base di gara

Nella tabella 6, invece, viene mostrata la stratigrafia della pavimentazione oggetto della proposta alternativa.

Tipologia strato:	Spessore (cm)
Strato di usura in conglomerato bituminoso modificato	6
Strato di binder in conglomerato bituminoso fibrorinforzato	8
Strato di base in supercementato	25
Strato di sottobase in misto cementato	25
Fondazione in misto granulare	30
Sottofondo	-

Tabella 6: stratigrafia della pavimentazione oggetto della proposta alternativa

2.2.1.3.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli strati della pavimentazione

Qui di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli strati di binder ed usura in conglomerato bituminoso che sono stati posti in opera oltre a quelle degli strati di supercementato, misto cementato, fondazione e del sottofondo bonificato.

Si fa notare che, vista la caratteristica degli strati in conglomerato bituminoso di avere proprietà meccaniche fortemente variabili con la temperatura e la frequenza di carico, è stata data particolare attenzione all'assunzione dei valori di riferimento.

In altre parole la verifica della pavimentazione è stata condotta ipotizzando quattro differenti situazioni, caratterizzate ciascuna da differenti temperature di esercizio, identificabili con le quattro stagioni dell'anno, mentre per la frequenza di carico è stato considerato un valore attorno a 2 Hz, associabile al movimento a bassissima velocità degli aeromobili sul tratto di pavimentazione in oggetto.

La distribuzione delle temperature di esercizio all'interno degli strati in conglomerato bituminoso della pavimentazione è stata valutata attraverso la seguente formula (proposta da A. Marchionna):

$$T_{pm}(z) = 1,467 + 0,043 * z + (1,362 - 0,005 * z) * T_{am} \quad \text{con}$$

T_{am} = temperatura media dell'aria e $T_{pm}(z)$ = temperatura alla quota z dello strato.

La temperatura media dell'aria è stata valutata su una serie di dati di 30 anni (1971-2000), rilevati in una stazione meteorologica nei pressi del sedime aeroportuale.

In tabella 7 si riportano i dati riferiti alle medie delle temperature massime e minime mensili

Medie Mensili anni 1971-2000, Aeroporto di Malpensa		
<i>Mese</i>	<i>T max (°C)</i>	<i>T min (°C)</i>
Gennaio	4,6	-1,9
Febbraio	8,2	0,1
Marzo	13,2	3,3
Aprile	17,5	7
Maggio	21,9	11,2
Giugno	26,1	15
Luglio	28,9	17,3
Agosto	27,7	16,7
Settembre	24,3	13,5
Ottobre	17,8	8,4
Novembre	10,2	3,6
Dicembre	5,4	-0,9

Tabella 7: temperature medie

L'analisi dei dati ha fornito i valori delle temperature medie dell'aria nelle 4 stagioni riportati in tabella 8, sempre per la stazione meteo di Malpensa.

Temperatura (°C)			
Inverno	Primavera	Estate	Autunno
2,6	12,4	22,0	13,0

Tabella 8: temperature medie dell'aria

Si procede a questo punto al calcolo del campo delle temperature all'interno degli strati in conglomerato bituminoso in base alla formula di Marchionna (tabella 9).

Temperatura (°C)				
<i>Z (cm)</i>	<i>T inv</i>	<i>T prim</i>	<i>T est</i>	<i>T aut</i>
0	5,0	18,4	31,4	19,2
3	5,1	18,3	31,2	19,1
6	5,2	18,2	31,0	19,0
10	5,3	18,2	30,8	19,0
14	5,4	18,1	30,6	18,9

Tabella 9: Temperature all'interno degli strati in conglomerato bituminoso

Lo strato di usura è stato realizzato impiegando un conglomerato bituminoso modificato, invece per lo strato di collegamento si è utilizzato un conglomerato bituminoso fibrorinforzato. In tabella 10 si riportano le caratteristiche meccaniche di riferimento ottenute da sperimentazioni sui materiali analoghi a quelli considerati in questo progetto, ricavati da prove di determinazione del modulo ad una frequenza di 2 Hz e per diversi valori di temperatura; la frequenza scelta per la verifica della sovrastruttura risulta estremamente bassa in quanto sul raccordo oggetto del dimensionamento la velocità degli aeromobili risulta in genere estremamente modesta.

<i>Temperatura (°C)</i>	10	25	40
	Modulo Elastico [MPa]		
<i>Usura Modificata</i>	8000	4000	850
<i>Binder Fibrorinforzato</i>	8000	3700	700
<i>Coeff. Poisson</i>	0,38	0,43	0,49

Tabella 10: Valori sperimentali di riferimento della rigidità e del coefficiente di Poisson del conglomerato bituminoso al variare della temperatura (frequenza di 2 Hz)

Come temperatura nelle varie stagioni è stata assunta per lo strato di usura quella a una quota di 3 cm, calcolata secondo la relazione di Marchionna (tabella 11):

Temperatura all'interno dello strato di usura (°C)			
<i>Inverno</i>	<i>Primavera</i>	<i>Estate</i>	<i>Autunno</i>
5,1	18,3	31,2	19,1

Tabella 11: *Temperatura all'interno dello strato di usura nelle diverse stagioni*

Come temperatura nelle varie stagioni è stata assunta per lo strato di binder in conglomerato bituminoso quella a una quota di 10 cm, calcolata secondo la relazione (1) (tabella 12):

Temperatura all'interno dello strato di binder (°C)			
<i>Inverno</i>	<i>Primavera</i>	<i>Estate</i>	<i>Autunno</i>
5,3	18,2	30,8	19,0

Tabella 12: *Temperatura all'interno dello strato di binder nelle diverse stagioni*

I moduli elastici del conglomerato bituminoso nelle varie stagioni assunti per la verifica della pavimentazione sono riportati in tabella 13.

E^* (MPa)		
<i>Stagione</i>	<i>Usura Modificata</i>	<i>Binder fibrorinforzato</i>
Inverno	9500	9400
Primavera	5600	5500
Autunno	5600	5500
Estate	3000	2700

Tabella 13: *Modulo elastico del conglomerato bituminoso utilizzato per la verifica della pavimentazione*

I valori così ottenuti sono stati ricavati in base alla temperatura sopra citata al centro dei diversi strati e per una frequenza di carico di 2 Hz.

Il coefficiente di Poisson per lo strato in conglomerato bituminoso è stato assunto pari a 0,35 in tutte le stagioni.

Per lo strato in supercementato si sono assunte nel calcolo le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 14.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
2000*	0,2

Tabella 14: *Caratteristiche meccaniche della base in supercementato*

* Valore che tiene conto degli effetti di micro fessurazione

Alla sommità dello strato di supercementato si è considerato un valore minimo di modulo di deformazione, pari a 250 MPa a 5 giorni dopo la stesa dello strato stesso.

Sotto lo strato in supercementato è stato considerato uno strato di sottobase in misto cementato ordinario, per il quale si sono assunte le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 15.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
1000	0,25

Tabella 15: *Caratteristiche meccaniche della sottobase in misto cementato ordinario*

*Valore riportato in letteratura per strati in misto cementato con micro fessurazione

Alla sommità dello strato di fondazione in misto cementato ordinario si è considerato un valore minimo di modulo di deformazione, pari a 200 MPa a 5 giorni dopo la stesa dello strato stesso.

Sotto lo strato in misto cementato ordinario è stato considerato uno strato di misto granulare. Per tale materiale si sono assunte le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 16.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
210	0,35

Tabella 16: *Caratteristiche meccaniche dello strato in misto granulare*

Per la sommità dello strato di fondazione si è considerato un valore minimo di modulo di deformazione, pari a 120 MPa.

Sotto lo strato in misto granulare si è valutata la presenza del piano di appoggio della pavimentazione. Per tale materiale si sono considerate le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 17.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
80	0,35

Tabella 17: *Caratteristiche meccaniche del sottofondo*

Per la sommità dello strato di sottofondo si è considerato un valore minimo di modulo di deformazione pari a 80 MPa.

2.2.1.3.2 Valori di riferimento assunti nelle verifiche

Per le verifiche di rispondenza strutturale della pavimentazione del raccordo si sono svolte le seguenti valutazioni.

Per lo strato in conglomerato bituminoso è stata valutata la tensione massima radiale di trazione alla base dello strato di binder fibro-rinforzato, poiché essa governa la fessurazione del pacchetto in conglomerato bituminoso.

Per lo strato di binder fibro-rinforzato posto in opera si sono considerati valori di resistenza a trazione indiretta maggiori di 0,5 MPa a 40 °C, 1,5 MPa a 25 °C e di 2,5 MPa a 10 °C.

Interpolando le quantità qui sopra riportate, si è risalito ai valori massimi ammissibili di resistenza a trazione per lo strato di binder alle temperature di esercizio sopra specificate. Questi valori, ridotti ulteriormente del 20 % al fine di cautelarsi nei confronti del fenomeno di innesco e risalita delle fessure all'interno degli strati in conglomerato bituminoso, sono riportati in tabella 18.

<i>Inverno</i> <i>(5,3 °C)</i>	<i>Primavera</i> <i>(18,2°C)</i>	<i>Estate</i> <i>(30,8 °C)</i>	<i>Autunno</i> <i>(19,0 °C)</i>
2,4	1,5	0,9	1,5

Tabella 18: *Resistenza massima a trazione per lo strato di binder fibrorinforzato nelle diverse stagioni dell'anno (MPa)*

Inoltre per la verifica strutturale degli strati in misto cementato e supercementato si sono considerati i parametri meccanici di resistenza a rottura per compressione ($R_{s_{comp}}$) seguenti:

- $R_{s_{comp}}$ resistenza a compressione monoassiale misto cementato = 3,0 MPa.
- $R_{s_{comp}}$ resistenza a compressione monoassiale supercementato = 3,5 MPa.

Al fine di evitare la formazione di ormaie sulla pavimentazione, dovute alla deformazione plastica permanente dello strato di base (supercementato) e sottobase (cementato ordinario), si è dovuto controllare la sollecitazione verticale alla sommità degli strati legati a cemento perciò è stato opportuno applicare dei coefficienti correttivi di sicurezza alle sollecitazioni massime ammissibili del materiale per tener conto degli effetti di ripetizione dei carichi.

Si è fatto pertanto riferimento ad una resistenza ridotta pari a:

$$R_d = R_s \cdot (1 - H \cdot \text{Log} N)^{-1}$$

essendo:

- R_d la resistenza ridotta del materiale dipendente dal numero di ripetizioni di carico;
- R_s la resistenza a rottura del materiale;
- $(1 - H \cdot \text{Log} N)^{-1}$ un coefficiente funzione del numero di applicazioni di carico e del tipo di prova a fatica (a media nulla $H = 0,03$, a media non nulla $H = 0,05$).

Considerando 360.142 applicazioni di carico dell'aereo critico, pari al numero di movimenti a pieno carico previsti durante la vita utile (20 anni) dell'infrastruttura, si ha che:

$$R_d = R_s \cdot (1 - 0,03 \cdot \text{Lg}(360142))^{-1} = R_s \cdot 0,83$$

ovvero, considerando la resistenza a compressione a rottura e moltiplicando per il coefficiente di 0,83 appena calcolato per risalire alla resistenza in condizione di carico ciclico, si ha che le resistenze ammissibili sono pari a:

- $R_{d \text{ comp}}$ (resistenza a compressione monoassiale misto cementato) = 2,5 MPa.
- $R_{d \text{ comp}}$ (resistenza a compressione monoassiale supercementato) = 2,9 MPa.

Le tensioni di compressione verticale all'interfaccia tra lo strato binder e supercementato dovevano pertanto risultare inferiori a 2,9 MPa, mentre tra lo strato di supercementato e lo strato di sottobase in misto cementato ordinario le tensioni verticali di compressione dovevano risultare inferiori a 2,5 MPa.

Inoltre per limitare le deformazioni plastiche sulla sommità della fondazione in misto granulare sono state valutate le sollecitazioni di compressione verticale all'interfaccia tra lo strato di misto cementato e quello in misto granulare in modo che la tensione verticale di compressione fosse, come suggerito in letteratura, inferiore a 0,2 MPa.

Infine, sempre per evitare la formazione di ormaie nella pavimentazione, a seguito di deformazioni verticali plastiche permanenti, si è verificato che la tensione verticale di compressione all'estradosso del piano di posa risultasse inferiore al seguente limitazione:

$$\sigma_z = 0,006 \cdot E_s / (1 + 0,7 \cdot \text{Log}N)$$

dove:

E_s = modulo elastico del sottofondo [MPa];

N = numero dei movimenti dell'aereo critico;

dalla quale per $N = 360.142$ ipotizzati e $E_s = 80$ MPa si ricava:

$$\sigma_z < 0,098 \text{ MPa}$$

2.2.1.3.3 Verifica della sovrastruttura

Qui di seguito si riportano i risultati dell'elaborazione, suddivisi nelle quattro stagioni considerate, derivanti dalla sovrapposizione degli effetti di tutti i pneumatici in corrispondenza dell'asse di carico della ruota R1, asse verticale nel quale si riscontrano le massime sollecitazioni.

In corrispondenza del centro della ruota R1, sono stati calcolati: lo sforzo orizzontale σ_z alle profondità di 14 cm (base dello strato di binder) ed in direzione verticale è stato calcolato lo sforzo σ_v alla profondità di 14 cm (sommità dello strato di base in supercementato), 39 cm (sommità dello strato di misto cementato) 64 cm (sommità dello strato di misto granulare) e 84 cm (piano di appoggio della sovrastruttura).

Ciò è stato fatto al fine di verificare che le sollecitazioni massime causate dal carrello all'interno degli strati della pavimentazione risultassero minori dei valori massimi accettabili per i materiali costituenti la sovrastruttura.

Nella tabella 19 si riportano i risultati derivanti dalla elaborazione.

PARAMETRO	VALORE DI CALCOLO				VALORE LIMITE			
	Inverno	Primavera	Estate	Autunno	Inverno	Primavera	Estate	Autunno
σ_r base strato di binder	0,887	0,146	-0,420	0,146	2,4	1,5	0,9	1,9
σ_v sommità strato di supercementato	-0,965	-1,050	-1,120	-1,050	- 2,9			
σ_v sommità strato misto cementato ordinario	-0,283	-0,306	-0,333	-0,306	- 2,4			
σ_v sommità strato misto granulare	-0,098	-0,104	-0,111	-0,104	- 0,2			
σ_v sommità sottofondo bonificato	-0,065	-0,069	-0,073	-0,069	- 0,098			

Tabella 19: Stato tensionale derivante dal modello di multistrato elastico [espresso in MPa] e valori limite (con il segno meno si indicano i valori di compressione)

La sovrastruttura risulta quindi verificata nei confronti delle azioni dovute al singolo passaggio dell'aeromobile critico. Il controllo degli stati tensionali verticali di compressione alle interfacce tra i diversi strati ha consentito anche la verifica della resistenza della pavimentazione nei confronti delle deformazioni permanenti. E' stato necessario, a questo punto, effettuare delle valutazioni circa la rispondenza della struttura nei confronti delle ripetizioni di carico con riferimento alla resistenza a fatica. Come si può notare la dalla tabella 17 la componente tensionale più critica all'interno della pavimentazione è quella di compressione verticale sul piano sul sottofondo, mentre, la fessurazione a fatica degli strati risulta non critica per la pavimentazione. E' stato quindi necessario cautelarsi da effetti di cedimento differenziale della sovrastruttura (dovuto a inadeguata compattazione dei materiali durante le lavorazioni) verificando che in fase di realizzazione i valori di portanza fossero rispondenti a quelli richiesti. In questo modo è stato possibile garantire una portanza del piano di appoggi della pavimentazione compatibile con i livelli di sollecitazione prodotti dal passaggio dell'aereo critico.

2.2.1.3.4 Verifica di resistenza a fatica

Al fine di cautelarsi dagli effetti dovuti alle ripetizioni di carico, è stata valutata la resistenza della pavimentazione nei confronti della risalita di fessure, dovuta allo stato tensionale di trazione che si instaura alla base dello strato di conglomerato bituminoso fibrorinforzato, per effetto delle sollecitazioni indotte dal passaggio degli aeromobili.

Per vita a fatica di una pavimentazione si intende il numero di cicli di carico che producono l'innescò e la fessurazione dello strato di base e la risalita delle fessure negli strati sovrastanti, fino a raggiungere la superficie ed occuparla per una estensione del 10%.

Si è trascurato, a favore di sicurezza, il numero di assi che provoca l'innescò della fessura, essendo esso estremamente ridotto.

In tabella 20 si riporta il calcolo del numero dei passaggi di carico che provocano la risalita della fessura, valutati secondo la formulazione di A. Marchionna.

	Primavera	Estate	Autunno	Inverno
N	1.908.060.278	-	1.908.060.278	18.685.973

Tabella 20: N° delle ripetizioni di carico che provocano la risalita della fessura

Dividendo tutti i valori ottenuti per un fattore pari a 3,77 per tener conto che il grado di affidabilità della formulazione sopra utilizzata è del 50% mentre quello richiesto è pari al 90%, si sono ottenuti i valori riportati in tabella 21.

	Primavera	Estate	Autunno	Inverno
N	4.956.492	506.116.785		506.116.785

Tabella 21: N° di ripetizioni di carico che provocano la fessurazione (con affidabilità del 90%)

Applicando infine la legge di Miner per la valutazione del danno cumulato ed ipotizzando che il traffico sia suddiviso in maniera omogenea nelle stagioni dell'anno (ricordando che affinché la pavimentazione sia verificata nei confronti della fessurazione occorre che il risultato della equazione sia minore di 1) si è ottenuto un valore di 0,025; pertanto la pavimentazione è risultata verificata nei confronti del fenomeno di fessurazione per il periodo considerato della vita utile di 20 anni.

2.2.1.4 Verifica della sovrastruttura delle fasce antipolvere

La pavimentazione semirigida proposta in alternativa a quella di progetto a base di gara per le aree antipolvere a servizio del raccordo sud, è costituita da uno strato di usura in conglomerato bituminoso dello spessore di 3 cm. Lo strato di usura è stato realizzato secondo le specifiche del progetto originario. L'usura poggia su uno strato di supercementato dello spessore di 15 cm (realizzato con fibre sintetiche di rinforzo strutturale) che sostituisce lo strato di base bituminosa (di spessore 10 cm nel progetto originario). Al di sotto si trova uno strato di misto granulare (con caratteristiche analoghe a quelle del progetto a base di gara e spessore ridotto da 20 cm a 15). Si vedano le tabelle 22 e 23.

Per la verifica della pavimentazione si è considerato come carico di riferimento quello dell'asse standard da 12t rappresentativo dei mezzi pesanti di servizio che possono interessare la pavimentazione in oggetto.

Tipologia strato:	Spessore (cm)
Strato di usura in conglomerato bituminoso ordinario	3
Strato di base in conglomerato bituminoso ordinario	10
Strato di fondazione in misto stabilizzato granulometricamente	20
Sottofondo	-

Tabella 22: Stratigrafia della sovrastruttura posta a base di gara.

Tipologia strato:	Spessore (cm)
Strato di usura in conglomerato bituminoso ordinario	3
Strato di base in supercementato	15
Fondazione in mista granulare	15
Sottofondo	-

Tabella 23: Stratigrafia della sovrastruttura oggetto della proposta alternativa.

2.2.1.4.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli strati della pavimentazione

Qui di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli strati della sovrastruttura proposta in alternativa a quella del progetto originario.

Lo strato di usura in conglomerato bituminoso ordinario ha proprietà meccaniche desunte sulla base delle considerazioni relative alle temperature stagionali già riportate precedentemente.

Si procede a questo punto al calcolo del campo delle temperature all'interno degli strati in conglomerato bituminoso in base alla formula di Marchionna (tabella 24).

Temperatura (°C)				
Z (cm)	T _{inv}	T _{prim}	T _{est}	T _{aut}
0	5,0	18,4	31,4	19,2
1,5	5,1	18,3	31,3	19,1
3	5,1	18,3	31,2	19,1

Tabella 24: Temperature all'interno dello strato in conglomerato bituminoso di usura ordinaria nelle varie stagioni dell'anno

Lo strato di usura è stato realizzato impiegando un conglomerato bituminoso ordinario; in tabella 25 si riportano le caratteristiche meccaniche di riferimento ottenute da sperimentazioni sui materiali analoghi a quelli considerati in questo progetto, ricavati da prove di determinazione del modulo di rigidezza ad una frequenza di 2 Hz e in corrispondenza dei valori di temperatura riportati in tabella 24.

<i>E*</i> (MPa)	
<i>Stagione</i>	<i>Usura</i>
Inverno	8000
Primavera	4500
Autunno	4500
Estate	2500

Tabella 25: *Modulo elastico dello strato di usura in conglomerato bituminoso ordinario utilizzato per la verifica della pavimentazione*

Il coefficiente di Poisson per lo strato in conglomerato bituminoso è stato assunto pari a 0,35 in tutte le stagioni.

Per lo strato in supercementato si sono assunte nel calcolo le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 26.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
2000*	0,2

* Valore che tiene conto degli effetti di microfessurazione

Tabella 26: *Caratteristiche meccaniche della base in super cementato*

Sotto lo strato in supercementato si è considerata la presenza di uno strato di misto granulare, per cui si sono assunte le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 27.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
210	0,35

Tabella 27: *Caratteristiche meccaniche dello strato in misto granulare*

Sotto lo strato in misto granulare si è considerata la presenza del terreno di sottofondo in sito, per cui si sono considerate le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 28.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
30	0,35

Tabella 28: Caratteristiche meccaniche del sottofondo

2.2.1.4.2 Valori di riferimento assunti nelle verifiche

Per le verifiche di rispondenza strutturale della pavimentazione del raccordo si sono svolte le seguenti valutazioni:

- lo strato in conglomerato bituminoso di usura non sarà soggetto a sforzi di trazione in nessuna delle stagioni considerate, pertanto tale strato non sarà caratterizzato da fenomeni di rottura per fatica;
- lo strato di supercementato ha un valore di resistenza a compressione ammissibile $Rd_{comp} = 2,96$ MPa calcolato per un valore di passaggi N pari a 150.000 .
- lo strato di misto granulare viene verificato al fine di minimizzare le deformazioni plastiche permanenti, in modo che la tensione verticale di compressione sia, come suggerito in letteratura, inferiore a 0,2 MPa.
- lo strato di sottofondo dovrà sopportare (per evitare cedimenti permanenti) una tensione verticale di compressione all'estradosso del piano di posa inferiore al valore qui di seguito riportato:

$$\sigma_z = 0,006 \cdot Es / (1 + 0,7 \cdot \text{Log}N)$$

dove:

Es = modulo elastico del sottofondo [MPa];

N = numero dei passaggi dell'asse standard da 12 ton;

dalla quale per N = 150.000 ipotizzati e Es = 30 MPa si ricava:

$$\sigma_z < 0,039 \text{ MPa}$$

2.2.1.4.3 Verifica della sovrastruttura

Qui di seguito si riportano i risultati dell'elaborazione, suddivisi nelle quattro stagioni considerate, derivanti dalla sovrapposizione degli effetti di tutti i pneumatici in corrispondenza dell'asse di carico del pneumatico R1 della ruota gemellata di un asse standard da 12 ton, asse verticale nel quale si riscontrano le massime sollecitazioni.

In corrispondenza del centro del pneumatico R1, sono stati calcolati: lo sforzo verticale σ_v alla profondità di 3 cm (sommità dello strato di misto cementato), 18 cm (sommità dello strato di misto granulare) 33 cm (sommità dl sottofondo della sovrastruttura).

Ciò è stato fatto al fine di verificare che le sollecitazioni massime causate dal transito veicolare all'interno degli strati della pavimentazione risultassero minori dei valori massimi accettabili per i materiali costituenti la sovrastruttura.

Nella tabella 29 si riportano i risultati derivanti dalla elaborazione.

PARAMETRO	VALORE DI CALCOLO				VALORE LIMITE			
	Inverno	Primavera	Estate	Autunno	Inverno	Primavera	Estate	Autunno
σ_v sommità strato di supercementato	-0,76	-0,77	-0,77	-0,77	-2,96			
σ_v sommità strato misto granulare	-0,09	-0,10	-0,11	-0,10	- 0,2			
σ_v sommità sottofondo	-0,032	-0,034	-0,037	-0,034	-0,039			

Tabella 29: Stato tensionale derivante dal modello di multistrato elastico [in MPa] e valori limite (con il segno meno si indicano i valori di compressione)

La sovrastruttura è quindi stata verificata nei confronti delle azioni dovute all'asse standard da 12 t. Il controllo degli stati tensionali verticali di compressione alle interfacce tra i diversi strati ha consentito anche la verifica della resistenza della pavimentazione nei confronti delle deformazioni permanenti.

2.2.1.5 Verifica della sovrastruttura della strada perimetrale

La pavimentazione semirigida, proposta in alternativa a quella di progetto a base di gara per la strada perimetrale a servizio del raccordo sud, è costituita da uno strato di usura in conglomerato bituminoso dello spessore di 3 cm. Esso è stato realizzato secondo le specifiche del progetto originario e poggia su uno strato di binder di spessore 5 cm realizzato con fibre sintetiche di rinforzo strutturale (rispetto al binder ordinario del progetto originario), mentre la base

ordinaria in conglomerato bituminoso di spessore 12 cm è stata sostituita con uno strato in supercementato dello spessore di 15 cm (realizzato con fibre sintetiche di rinforzo strutturale). Al di sotto si trova uno strato di misto granulare (con caratteristiche analoghe a quelle del progetto a base di gara e spessore ridotto da 25 a 22 cm). Si vedano le tabelle 30 e 31.

Per la verifica della pavimentazione si è considerato come carico di riferimento quello dell'asse standard da 12t rappresentativo dei mezzi pesanti di servizio che possono interessare la pavimentazione in oggetto.

Tipologia strato:	Spessore (cm)
Strato di usura in conglomerato bituminoso ordinario	3
Strato di binder in conglomerato bituminoso ordinario	5
Strato di base in conglomerato bituminoso ordinario	12
Strato di fondazione in misto stabilizzato granulometricamente	25
Sottofondo	-

Tabella 30: *Stratigrafia della sovrastruttura posta a base di gara.*

Tipologia strato:	Spessore (cm)
Strato di usura in conglomerato bituminoso ordinario	3
Strato di binder fibrorinforzato in conglomerato bituminoso ordinario	5
Strato di base in supercementato	15
Fondazione in mista granulare	22
Sottofondo	-

Tabella 31: *Stratigrafia della sovrastruttura oggetto della proposta alternativa.*

2.2.1.5.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli strati

Qui di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli strati della sovrastruttura proposta in alternativa a quella del progetto originario.

Gli strati di usura e binder in conglomerato bituminoso hanno proprietà meccaniche desunte sulla base delle considerazioni relative alle temperature stagionali già riportate in precedenza.

Si è quindi proceduto al calcolo del campo delle temperature all'interno degli strati in conglomerato bituminoso in base alla formula di Marchionna (tabella 32).

Temperatura (°C)				
<i>Z (cm)</i>	<i>T inv</i>	<i>T prim</i>	<i>T est</i>	<i>T aut</i>
0	5,0	18,4	31,4	19,2
1,5	5,1	18,3	31,3	19,1
3	5,1	18,3	31,2	19,1
5,5	5,2	18,2	31,0	19,0
8	5,3	18,2	30,8	19,0

Tabella 32: Temperature all'interno dello strato in conglomerato bituminoso di usura ordinaria nelle varie stagioni dell'anno

Lo strato di usura è stato realizzato impiegando un conglomerato bituminoso ordinario, mentre lo strato in binder è stato realizzato con un conglomerato bituminoso fibrorinforzato, in tabella 22 si riportano le caratteristiche meccaniche di riferimento ottenute da sperimentazioni sui materiali analoghi a quelli considerati, ricavati da prove di determinazione del modulo di rigidità ad una frequenza di 2 Hz e in corrispondenza dei valori di temperatura riportati in tabella 33 al centro degli strati considerati.

<i>E*</i> (MPa)		
<i>Stagione</i>	<i>Usura</i>	<i>Binder fibrorinforzato</i>
Inverno	8000	9400
Primavera	4500	5500
Autunno	4500	5500
Estate	2500	2700

Tabella 33: Moduli elastici degli strati bituminosi utilizzati per la verifica della pavimentazione

Il coefficiente di Poisson per gli strati in conglomerato bituminoso è stato assunto pari a 0,35 in tutte le stagioni.

Per lo strato in super cementato, si sono assunte nel calcolo le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 34 .

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
2000*	0,2

* Valore che tiene conto degli effetti di micro fessurazione

Tabella 34: *Caratteristiche meccaniche della base in supercementato*

Sotto lo strato in supercementato è stata considerata presenza di uno strato di misto granulare, per tale materiale si sono considerate le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 35.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
210	0,35

Tabella 35: *Caratteristiche meccaniche dello strato in misto granulare*

Sotto lo strato in misto granulare, è stata considerata la presenza del terreno di sottofondo, per tale materiale si sono considerate le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 36.

E (MPa)	Coefficiente di Poisson
30	0,35

Tabella 36: *Caratteristiche meccaniche del sottofondo*

2.2.1.5.2 Valori di riferimento assunti dalle verifiche

Per le verifiche di rispondenza strutturale della pavimentazione del raccordo si sono svolte le seguenti valutazioni:

- per lo strato di binder fibrorinforzato posto in opera si sono considerati valori di resistenza a trazione indiretta maggiori di 2,4 MPa (inverno), 1,5 MPa (primavera, autunno), 0,9 MPa (estate).
- lo strato di supercementato presenta un valore di resistenza a compressione ammissibile $R_{d, comp} = 2,87$ MPa, calcolato per un valore di passaggi N pari a 1.000.000.
- lo strato in misto granulare è stato verificato al fine di minimizzare le deformazioni plastiche permanenti, ovvero la tensione verticale di compressione sia, come suggerito in letteratura, inferiore a 0,2 MPa.

- lo strato di sottofondo dovrà sopportare (per evitare cedimenti permanenti) una tensione verticale di compressione, all'estradosso del piano di posa, inferiore al valore qui di seguito riportato:

$$\sigma_z = 0,006 \cdot E_s / (1 + 0,7 \cdot \text{Log}N)$$

dove:

E_s = modulo elastico del sottofondo [MPa];

N = numero dei passaggi dell'asse standard da 12 ton;

dalla quale per $N = 1.000.000$ ipotizzati e $E_s = 30$ MPa si ricava:

$$\sigma_z < 0,035 \text{ MPa.}$$

2.2.1.5.3 Verifica della sovrastruttura

Qui di seguito si riportano i risultati dell'elaborazione, suddivisi nelle quattro stagioni considerate, derivanti dalla sovrapposizione degli effetti di tutti i pneumatici in corrispondenza dell'asse di carico della ruota R1 della ruota gemellata di un asse standard da 12 ton, asse verticale nel quale si riscontrano le massime sollecitazioni.

In corrispondenza del centro della ruota R1, sono stati calcolati: lo sforzo orizzontale σ_r alla profondità di 8 cm (alla base dello strato di binder), lo sforzo verticale σ_v alla profondità di 8 cm (sommità dello strato di supercementato), 23 cm (sommità dello strato di misto granulare) 45 cm (sommità del sottofondo della sovrastruttura).

Ciò è stato fatto al fine di verificare che le sollecitazioni massime degli strati della pavimentazione causate dal passaggio veicolare all'interno risultassero minori dei valori massimi accettabili per i materiali costituenti la sovrastruttura.

Nella tabella 37 si riportano i risultati derivanti dalla elaborazione.

PARAMETRO	VALORE DI CALCOLO				VALORE LIMITE			
	Inverno	Primavera	Estate	Autunno	Inverno	Primavera	Estate	Autunno
σ_r base strato di binder	0,93	0,23	-0,17	0,23	2,4	1,5	0,9	1,9
σ_v sommità strato di supercementato	-0,50	-0,55	-0,61	-0,55	-2,87			
σ_v sommità strato misto granulare	-0,069	-0,076	-0,085	-0,076	-0,2			
σ_v sommità sottofondo	-0,019	0,020	-0,023	0,020	-0,035			

Tabella 37: Stato tensionale derivante dal modello di multistrato elastico [in MPa] e valori limite (con il segno meno si indicano i valori di compressione)

La sovrastruttura risulta quindi verificata nei confronti delle azioni dovute all'asse standard da 12 t. Il controllo degli stati tensionali verticali di compressione alle interfacce tra i diversi strati ha consentito anche la verifica della resistenza della pavimentazione nei confronti delle deformazioni permanenti.

2.2.1.5.4 Verifica di resistenza a fatica della pavimentazione

Al fine di cautelarsi dagli effetti dovuti alle ripetizioni di carico è stata valutata la resistenza della pavimentazione nei confronti della risalita di fessure, causate dallo stato tensionale di trazione che si instaura alla base dello strato di conglomerato bituminoso fibrorinforzato, per effetto delle sollecitazioni indotte dal passaggio dei veicoli.

Per vita a fatica di una pavimentazione si intende il numero di cicli di carico che producono l'innesco e la fessurazione dello strato di base e la risalita delle fessure negli strati sovrastanti, fino a raggiungere la superficie ed occuparla per una estensione del 10%.

Si è trascurato a favore di sicurezza il numero di assi che provoca l'innesco della fessura, essendo esso estremamente ridotto.

In tabella 38 si riporta il calcolo del numero dei passaggi di carico che provocano la risalita della fessura, valutati secondo la formulazione di A. Marchionna.

	Primavera	Estate	Autunno	Inverno
N	429.045.985	-	429.045.985	15.995.889

Tabella 38: *N° delle ripetizioni di carico che provocano la risalita della fessura*

Dividendo tutti i valori ottenuti per un fattore pari a 3,77 per tener conto che il grado di affidabilità della formulazione sopra utilizzata è del 50% ,mentre quello richiesto è pari al 90%, si sono ottenuti i valori riportati in tabella 39.

	Primavera	Estate	Autunno	Inverno
N	113.805.301	-	113.805.301	4.242.941

Tabella 39: *N° delle ripetizioni di carico che provocano la fessurazione con un grado di affidabilità del 90%*

Applicando infine la legge di Miner per la valutazione del danno cumulato ed ipotizzando che il traffico sia suddiviso in maniera omogenea nelle stagioni dell'anno (ricordando che affinché la pavimentazione sia verificata nei confronti della fessurazione occorre che il risultato della equazione sia minore di 1) si è ottenuto un valore di 0,084; pertanto la pavimentazione risulta verificata nei confronti del fenomeno di fessurazione per il periodo considerato della vita utile di 20 anni.

Osservando le risultanze analitiche si può affermare che le tre pavimentazioni costituenti la proposta alternativa sono in grado di sopportare il traffico previsto e garantire la medesima vita utile della soluzione progettuale posta a base di gara con un maggior coefficiente di sicurezza. La proposta alternativa è risultata pertanto, sotto un profilo puramente tecnico, migliorativa rispetto alla previsione progettuale originaria.

Capitolo 3

I materiali

L'impresa aggiudicatrice, prima dell'esecuzione di qualsiasi intervento e quindi prima dell'impiego di qualsiasi materiale, deve presentare un documento, detto Prequalifica, che riporti le caratteristiche degli stessi. Esso deriva da una serie di prove di laboratorio che permettono di ottimizzare le proprietà volumetriche e meccaniche delle miscele da realizzare. In questo capitolo analizzeremo le procedure seguite per le prequalifiche dei materiali utilizzati nel Raccordo Sud, per poi passare ai metodi operativi di stesa degli stessi. Per maggiore chiarezza si distingueranno i materiali costituenti gli strati legati a cemento (fondazione in cementato ordinario e base in super cementato) da quelli legati a bitume (binder e usura).

3.1 Materiali costituenti gli strati legati a cemento

3.1.1 Il misto cementato ordinario

Per quanto riguarda il *misto cementato* ordinario utilizzato per lo strato di fondazione, è stata rivolta particolare attenzione all'ottimizzazione dell'assortimento granulometrico dei materiali lapidei e alla verifica delle caratteristiche degli stessi dal punto di vista delle resistenze. Per raggiungere l'ottimizzazione volumetrica della miscela si è prima ottimizzato il contenuto di acqua nella sola miscela di materiali lapidei, con la metodologia Proctor Modificat, e successivamente si è passati ad ottimizzare l'addensamento del misto cementato utilizzando sia la metodologia impulsiva Proctor sia la tecnica giratoria (Figura 33). Infine il raggiungimento delle caratteristiche meccaniche del misto cementato è stato effettuato su campioni confezionati in laboratorio ed ha previsto la determinazione della Resistenza a Compressione (campioni Proctor) e della Resistenza a Trazione Indiretta (campioni derivanti dalla compattazione giratoria).



Figura 33: Campione ottenuto con Pressa Giratoria

La miscela dei materiali lapidei che costituiscono lo scheletro litico del misto cementato è stata realizzata utilizzando: **mista naturale 0/40**, ovvero un materiale caratterizzato da particelle di diametro compreso tra 0 e 40 millimetri, derivante da un processo di frantumazione e vagliatura di materiale lapideo di origine naturale (Figura 34); **stabilizzato 0/40**, ovvero un materiale caratterizzato da particelle di diametro compreso tra 0 e 40 millimetri, derivante da un processo di frantumazione, pulizia e vagliatura di lastre di calcestruzzo (Figura 35); **fresato 0/20**, ovvero un materiale caratterizzato da particelle di diametro compreso tra 0 e 20 millimetri, derivante da frantumazione e selezione del conglomerato bituminoso (Figura 36).

	Apertura	Trattenuto	Passante	Passante
	[mm]	[g]	[g]	[%]
SETACCI ISO 3310-1 e ISO 3310-2	125	0,0	4522,0	100,0
	63	0,0	4522,0	100,0
	31,5	383,8	4138,2	91,5
	16	1107,2	3414,8	75,5
	8	1897,8	2624,2	58,0
	4	2440,8	2081,2	46,0
	2	2881,4	1640,6	36,3
	1	3297,9	1224,1	27,1
	0,500	3692,0	830,1	18,4
	0,400	3792,7	729,3	16,1
	0,250	3967,1	554,9	12,3
	0,125	4173,0	349,0	7,7
	0,075	4268,5	253,5	5,6
0,063	4279,8	242,2	5,4	
Peso aggregati [g]	4522,0			

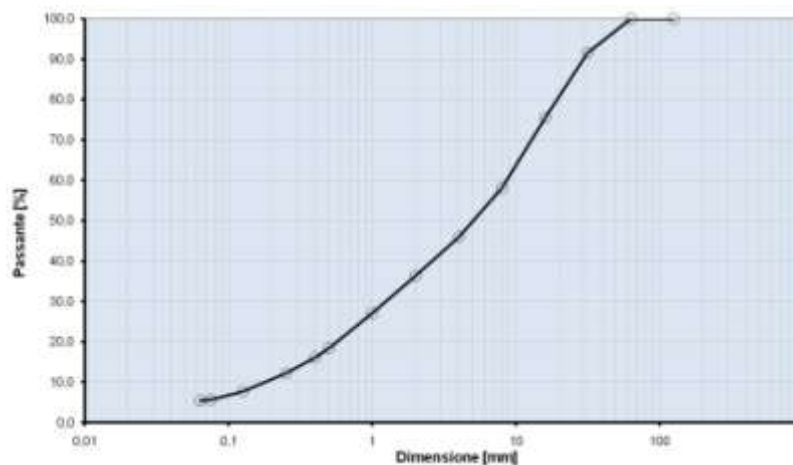


Figura 34: valori di passante e trattenuto per la mista naturale 0/40

	Apertura	Trattenuto	Passante	Passante
	[mm]	[g]	[g]	[%]
SETACCI ISO 3310-1 e ISO 3310-2	125	0,0	4398,0	100,0
	63	0,0	4398,0	100,0
	31,5	357,2	4040,8	91,9
	16	1216,1	3181,9	72,3
	8	1956,5	2441,5	55,5
	4	2490,9	1907,1	43,4
	2	2858,0	1540,0	35,0
	1	3195,0	1203,1	27,4
	0,500	3530,2	867,8	19,7
	0,400	3614,2	783,8	17,8
	0,250	3785,9	612,1	13,9
	0,125	3983,5	414,5	9,4
	0,075	4071,4	326,6	7,4
0,063	4081,0	317,0	7,2	
Peso aggregati [g]	4398,0			

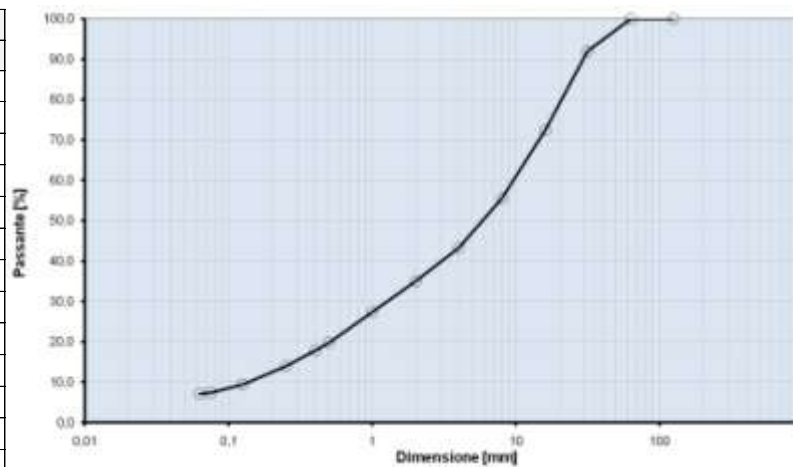


Figura 35: valori di passante e trattenuto per la mista stabilizzata 0/40

	Apertura	Trattenuto	Passante	Passante
	[mm]	[g]	[g]	[%]
SETACCI ISO 3310-1 e ISO 3310-2	125	0,0	3556,0	100,0
	63	0,0	3556,0	100,0
	31,5	0,0	3556,0	100,0
	16	622,3	2933,7	82,5
	8	2244,9	1311,1	36,9
	4	3083,1	472,9	13,3
	2	3351,8	204,2	5,7
	1	3467,2	88,8	2,5
	0,500	3506,7	49,3	1,4
	0,400	3514,9	41,1	1,2
	0,250	3528,6	27,4	0,8
	0,125	3540,1	15,9	0,4
	0,075	3542,9	13,1	0,4
0,063	3543,2	12,8	0,4	
Peso aggregati [g]	3556,0			

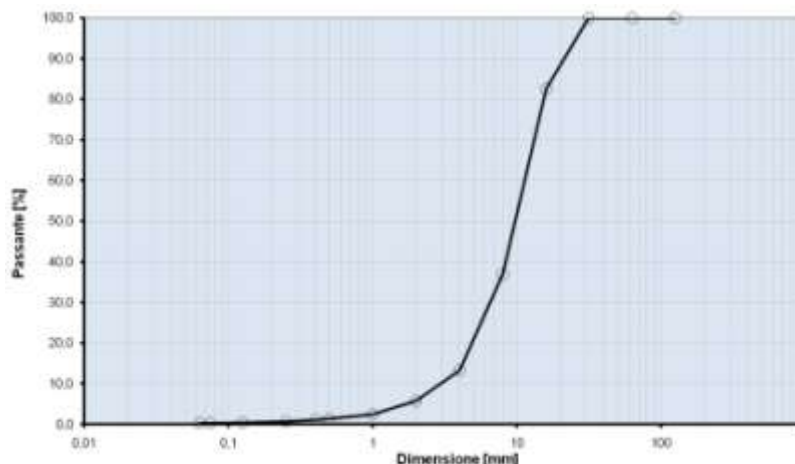


Figura 36: valores de passante e trattenuto per il fresato 0/20

Questi materiali sono stati proporzionati in modo da ottenere una granulometria continua e ben distribuita della miscela finale. Si è stabilito che il proporzionamento migliore si fosse ottenuto utilizzando i materiali sopra elencati con il seguente dosaggio: Mista naturale 0/40 45%, Stabilizzato 0/40 40%, Fresato 0/20 15% (le dosi sono espresse come percentuale in peso rispetto al peso della miscela di aggregati lapidei anidri) (Tabella 40 e grafico 3).

Apertura [mm]	Fresato 0/20		Stabilizzato 0/40		Mista naturale 0/40		Miscela progettata	Fuso di riferimento per un misto cementato di tipo A2		
	Passante [%]	% impiego 15	Passante [%]	% impiego 40	Passante [%]	% impiego 45	Passante [%]			
	OK		OK		OK		OK			
125	100,0	15,0	100,0	40,0	100,0	45,0	100,0			
63	100,0	15,0	100,0	40,0	100,0	45,0	100,0			
31,5	100,0	15,0	91,9	36,8	91,5	41,2	92,9			
16	82,5	12,4	72,3	28,9	75,5	34,0	75,3	Passante	Passante	Apertura
8	36,9	5,5	55,5	22,2	58,0	26,1	53,9	MIN	MAX	
4	13,3	2,0	43,4	17,3	46,0	20,7	40,1	[%]	[%]	[mm]
2	5,7	0,9	35,0	14,0	36,3	16,3	31,2	100,0	100,0	32
1	2,5	0,4	27,4	10,9	27,1	12,2	23,5	65,0	100,0	20
0,5	1,4	0,2	19,7	7,9	18,4	8,3	16,4	45,0	78,0	12
0,4	1,2	0,2	17,8	7,1	16,1	7,3	14,6	35,0	68,0	8
0,25	0,8	0,1	13,9	5,6	12,3	5,5	11,2	23,0	53,0	4
0,125	0,4	0,1	9,4	3,8	7,7	3,5	7,3	14,0	40,0	2
0,075	0,4	0,1	7,4	3,0	5,6	2,5	5,5	6,0	23,0	0,4
0,063	0,4	0,1	7,2	2,9	5,4	2,4	5,3	2,0	15,0	0,18

Tabella 40: granulometria della miscela progettata

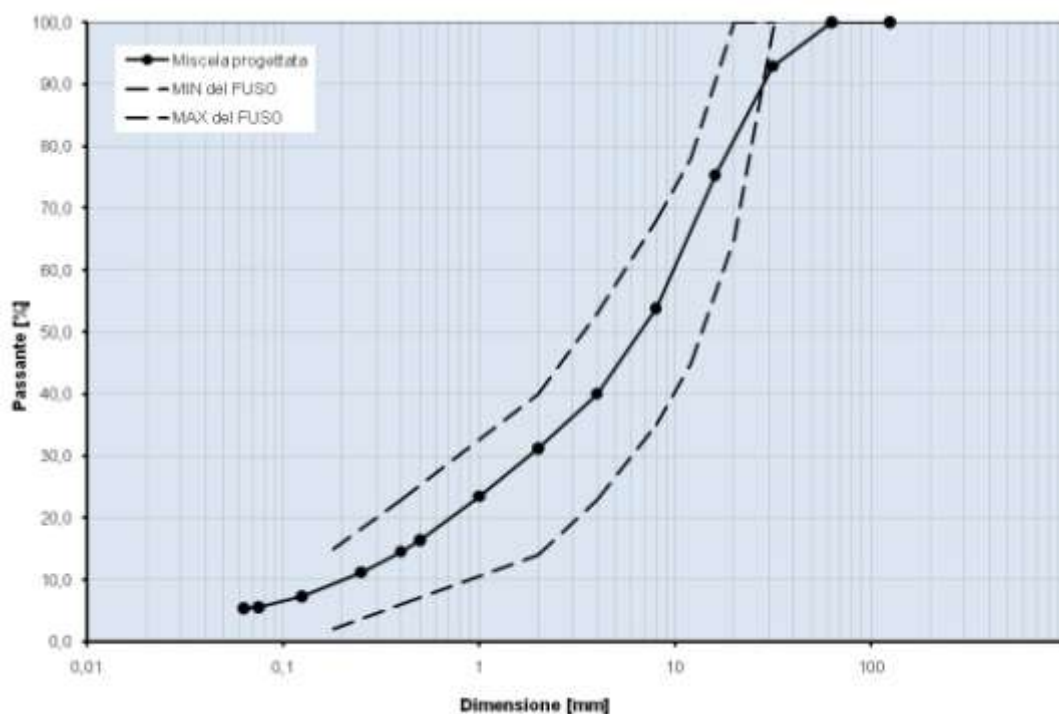


Grafico 3: curva granulometrica progettata

Questa miscela è stata poi sottoposta alla prova Los Angeles per verificare la compatibilità con le finalità di impiego. Si è ottenuto un valore L.A. pari al 28%, compatibile con quanto richiesto sia da capitolato che da diverse indicazioni contenute in letteratura tecnico/scientifica di settore (per le fondazioni è infatti richiesto L.A. 30%). Successivamente il campione è stato sottoposto al metodo colorimetrico e ai limiti di Attemberg per verificare rispettivamente l'assenza di sostanze organiche e di frazioni limo argillose.

L'ottimizzazione volumetrica e meccanica (mix-design) del misto cementato consiste nella determinazione del contenuto ottimo di acqua (mediante la metodologia Proctor) e in quello di cemento. Si sono raggiunti i seguenti risultati: contenuto ottimo di acqua 8,5% (a cui corrisponde una Massa volumica secca pari a circa $2,15 \text{ g/cm}^3$); dato il periodo invernale delle lavorazioni di posa del misto cementato, caratterizzato da piogge e basse temperature, e volendo preservare il cemento nella sua fase di idratazione da eccessiva presenza di acqua e da fenomeni di gelo, nella sperimentazione per la determinazione del contenuto ottimo di cemento sono stati considerati due diversi contenuti di acqua, quello ottimo e il 6%.

Il dosaggio ottimo di cemento è stato raggiunto con un quantitativo del 3,5% rispetto al peso della miscela composta da aggregati e acqua. Per raggiungere questo ultimo risultato sono state

condotte prove che hanno permesso di definire le caratteristiche volumetriche e meccaniche del materiale con Pressa a Taglio Giratorio e Resistenza a Trazione Indiretta. La fase sperimentale inerente la caratterizzazione del materiale ha previsto il confezionamento di tre campioni identici secondo la metodologia Proctor Modificata per ogni contenuto di cemento (i dosaggi di cemento presi in esame sono stati pari a 2,5% e 3,5% in peso rispetto al peso dell'aggregato secco e non si è ritenuto necessario procedere a test aggiuntivi su campioni con un maggior contenuto di cemento in quanto all'interno della percentuale di legante presa in considerazione si sono reperite le condizioni rispondenti ai requisiti normalmente richiesti per tale tipologia di materiale).

A seguito di queste prove è stato possibile osservare che la Massa Volumica del materiale è sostanzialmente costante al variare dei parametri di prova. Per quanto riguarda la Resistenza a Compressione, la miscela che garantisce le migliori prestazioni è quella costituita dal 6% di acqua e 3,5% di cemento (Tabella 41), ma, poiché lo strato da realizzare con questo materiale non doveva essere eccessivamente rigido, per garantire la deformabilità dei conglomerati bituminosi superiori e la compatibilità con il materiale granulare sottostante, si è ritenuto fattibile confezionare il misto cementato con un minore contenuto di cemento (3% rispetto al peso della miscela composta da aggregati e acqua).

Contenuto di acqua [%]	Contenuto di cemento [%]	Massa volumica [g/cm ³]	Resistenza a compressione [Mpa]
8,5	2,5	2,34	1,17
	3,5	2,34	1,87
6	2,5	2,31	2,93
	3,5	2,33	3,6

Tabella 41: risultati prove per ottimizzazione del dosaggio di cemento

A questo punto si è passati ad una sperimentazione volta a determinare due parametri fondamentali per la compattazione: il coefficiente di autoaddensamento c_1 , ovvero il grado di compattazione che il materiale raggiunge nel corso della stesa con vibro finitrice in sito, e la lavorabilità K, ovvero la capacità del materiale di lasciarsi compattare sotto l'azione del rullo. Dai risultati ottenuti emerge che la miscela in esame ha una buona capacità di addensamento a prescindere dal contenuto di acqua e di cemento.

Riassumendo il misto cementato ordinario realizzato presentava le seguenti caratteristiche.

Materiale	%
Mista naturale 0/40	45
Stabilizzato 0/40	40
Fresato 0/20	15

Contenuto ottimo di acqua [%]	6
Contenuto ottimo di cemento [%]	3

3.1.2 Il super misto cementato

Il *super misto cementato* è una miscela di aggregati, acqua, cemento e fibre polipropileniche; il ricorso a tali fibre, come già visto nella Perizia, è stato dettato dalla necessità di realizzare un materiale sufficientemente rigido, ovvero in grado di resistere alle sollecitazioni dei velivoli, e allo stesso tempo non fragile, e resistente agli sforzi di trazione derivanti dai velivoli in transito e stazionamento.

L'ottimizzazione della miscela è stata realizzata per passi successivi: il primo ha interessato l'ottimizzazione del contenuto di acqua nella sola miscela dei materiali lapidei con la metodologia Proctor Modificata, il secondo invece l'ottimizzazione dell'addensamento del misto cementato facendo uso delle tecniche impulsiva e giratoria, il terzo, infine, l'ottimizzazione del contenuto di fibre polipropileniche. Per quanto riguarda l'ottimizzazione delle caratteristiche meccaniche del super misto cementato, la procedura è stata effettuata su campioni confezionati in laboratorio e ha previsto la determinazione della Resistenza a Compressione su campioni Proctor e della Resistenza a Trazione Indiretta su campioni derivanti da compattazione giratoria.



Figura 34: Campione Proctor

La miscela è stata composta da: **Misto Naturale 0/40**, derivante da un processo di frantumazione e vagliatura di materiali lapidei di origine naturale; **Misto Stabilizzato 0/40**, derivante da un processo di frantumazione, pulizia e vagliatura di lastre in calcestruzzo, **Fresato 0/20**, derivante da frantumazione e selezione di conglomerato bituminoso. Dallo studio di proporzionamento è stato osservato che la migliore granulometria si sarebbe ottenuta utilizzando le tre classi prima definite nelle seguenti proporzioni: Misto naturale 0/40 al 70%, Misto stabilizzato 0/40 al 15% e Fresato al 15%.

Per analizzare le caratteristiche meccaniche di tale miscela di aggregati è stata effettuata la prova Los Angeles in classe B, ottenendo un coefficiente L.A. di 26% (compatibile con le prescrizioni che richiedevano, per gli strati di base, un L.A. minimo di 28%).

Il contenuto ottimo di acqua, raggiunto con la metodologia Proctor, è stato determinato pari a 7% in peso a cui corrisponde una Massa Volumica Secca pari a $2,20\text{g/m}^3$; i dosaggi di cemento presi in considerazione sono stati pari a 3%, 4% e 5% in peso rispetto al peso dell'aggregato secco. Dallo studio di laboratorio è emerso che il contenuto ottimo di cemento risultava pari al 4% in peso rispetto al peso dell'aggregato anidro, infatti questo dosaggio permetteva un'ottima prestazione in termini di lavorabilità associata ad adeguate resistenze meccaniche, come mostrato nella tabella 42. Inoltre, tale contenuto di cemento sembrava essere il miglior compromesso tra la necessità di avere opportune prestazioni meccaniche e l'esigenza di disporre di un materiale non troppo rigido rispetto alla tipica deformabilità dei conglomerati bituminosi degli strati superiori.

		Contenuto di cemento		
		3%	4%	5%
Campioni Proctor	Massa volumica [g/cm ³]	2,31	2,35	2,31
	Resistenza a compressione [Mpa]	2,18	3,88	4,18
Campioni giratoria	Lavorabilità K	8	8,2	7,7
	Autoaddensamento c1 [%]	77,62	78,39	78,78
	Massa Volumica [g/cm ³]	2,32	2,35	2,32
	Resistenza a Trazione Indiretta [Mpa]	0,23	0,4	0,49

 valore massimo


 notevole incremento da 3% a 4%

Tabella 42: determinazione contenuto ottimo di cemento

A questo punto è stato ottimizzato il contenuto di fibre. Si sono adottate fibre polipropileniche, prodotte per fibrillazione, ovvero realizzate mediante uno schema a rete, in modo da migliorare la miscela finale sotto gli aspetti di resistenza alla trazione, deformabilità e durabilità. Inoltre le fibre impiegate non sono magnetiche e pertanto risultavano compatibili con l'impiego in ambito aeroportuale, in quanto non interagiscono con le strumentazioni delle infrastrutture e dei velivoli. Esse hanno lunghezza di 19 mm e peso specifico pari a 0,91 g/cm³, e questo permetteva di avere un elevato numero di fibre per unità di peso e quindi la formazione di un reticolo omogeneo nella miscela finale.

L'ottimizzazione delle fibre è stata effettuata ripetendo le medesime metodologie di prove utilizzate nel corso della fase di ottimizzazione del cemento, utilizzando tre diversi contenuti di fibre (0,5; 1 e 1,5 Kg/m³ nel materiale finito). I risultati ottenuti sono riportati nelle tabella 43:

		Contenuto di fibre			
		0 Kg/m ³	0,5 Kg/m ³	1 Kg/m ³	1,5 Kg/m ³
Campioni Proctor	Massa volumica [g/cm ³]	2,35	2,37	2,36	2,32
	Resistenza a compressione [Mpa]	3,88	3,63	3,92	4,04
Campioni giratoria	Lavorabilità K	8,2	8,1	7,8	7
	Autoaddensamento c1 [%]	78,39	76,69	78,85	78,23
	Massa Volumica [g/cm ³]	2,35	2,36	2,36	2,37
	Resistenza a Trazione Indiretta [Mpa]	0,4	0,41	0,44	0,45

 valore massimo

 incremento

Tabella 43: ottimizzazione del contenuto di fibre

Dai risultati riportati in tabella è stato possibile notare come la presenza delle fibre polipropileniche nel super misto cementato non incidesse significativamente sulla Massa Volumica e sulla Lavorabilità della miscela (lavorabilità per pressa giratoria).

Si è notato inoltre che vi era un miglioramento della capacità di auto addensamento (C1) per alti dosaggi di fibre, raggiungendo il massimo valore in corrispondenza del contenuto di 1 Kg/m³. Per quanto riguarda le prestazioni meccaniche, dai risultati in tabella è emerso che sia la Resistenza a Trazione Indiretta che la Resistenza a Compressione risultavano leggermente penalizzate con un basso contenuto di fibre, mentre ad alti dosaggi era evidente il miglioramento prestazionale, soprattutto passando dal minimo dosaggio di 0,5 Kg/m³ all'intermedio di 1 Kg/m³; aumentando ancora il dosaggio, infatti, non si ottenevano gli stessi benefici apportati dalle fibre. A conclusione di questa analisi, si è ritenuto che il contenuto ottimo di fibre fosse pari a 1Kg/m³.

Riassumendo:

Materiale	%
Mista naturale 0/40	70
Stabilizzato 0/40	15
Fresato 0/20	15

Contenuto ottimo di acqua [%]	7
Contenuto ottimo di cemento [%]	4
Contenuto ottimo di fibre [Kg/m ³]	1

E' opportuno rilevare come il principale effetto delle fibre nel misto cementato sia stato quello di fornire una notevole coesione, superiore al contributo derivante da un eventuale incremento del contenuto di cemento, mantenendo sempre una certa duttilità della miscela. Tale duplice risultato è stato raggiunto grazie alla natura fibrillata delle fibre polipropilene, le quali hanno garantito la formazione di una rete continua all'interno del misto cementato, permettendo un'elevata resistenza agli sforzi di trazione, che si è tradotta in un incremento della resistenza a fatica della miscela anche in presenza di carichi importanti come quelli aeroportuali.

3.2 Operazioni di stesa degli strati legati a cemento

Le operazioni di stesa del misto cementato ordinario e di quello fibrorinforzato sono state fondamentalmente identiche. Una volta preparato il piano di posa che, nel caso del cementato ordinario era lo stabilizzato, mentre nel caso del super cementato era il cementato stesso, si è passati immediatamente alla stesa utilizzando la Vibrofinitrice (Figura 35), ovvero una macchina in grado di stendere strati omogenei di materiale con altezza predefinita, impostata precedentemente. Per questa procedura si è posta molta attenzione a non far trascorrere tra le due fasi di lavoro un intervallo di tempo troppo lungo, allo scopo di eliminare i fenomeni di allentamento e di asportazione del materiale fine legante e di disgregazione.

Praticamente dal sito di confezionamento della miscela è stato prelevato il materiale e trasportato in sito attraverso l'utilizzo di un Camion a 4 assi, impiegando mezzi idonei all'operazione, in modo da evitare la separazione degli aggregati grossi dai fini, in quanto, la miscela avrebbe dovuto raggiungere il luogo di stesa praticamente nelle stesse condizioni in cui si trovava al momento della partenza dell'impianto di mescolamento.

A questo punto il mezzo ha scaricato il suo contenuto nella Vibrofinitrice che ha iniziato a stendere la miscela. Una volta conclusa la stesa, lo strato realizzato è stato sottoposto al passaggio di un rullo compattatore (rullo gommato dinamico) per il suo costipamento. A questo punto sono state realizzate le pendenze imposte da progetto, posizionando le Punte, ovvero dei picchetti fissati al terreno, attraverso i quali si è fatto passare un filo metallico per avere un riferimento dello spessore.



Figura 35: la vibro finitrice

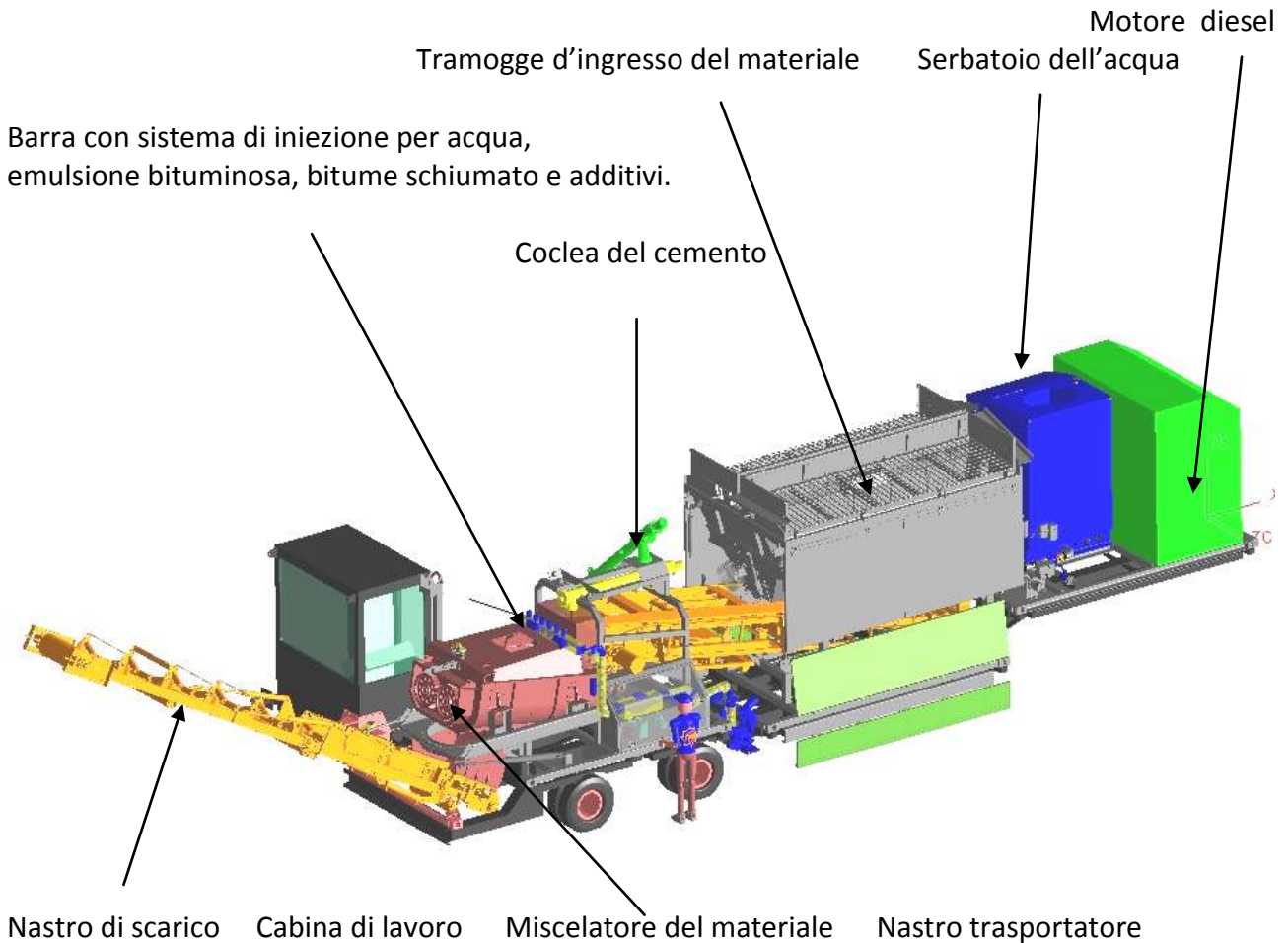
Sopra ogni strato terminato è stato poi steso un velo di emulsione bituminosa a protezione delle lavorazioni dagli agenti atmosferici. Per questo tipo di materiali, il confezionamento della miscela è avvenuto tramite un impianto particolare detto KMA.

Il KMA 220 è un impianto che, fondamentalmente, permette di produrre a freddo nuovi materiali per sottofondi stradali come il misto cementato trattato in sito, e il riciclaggio, sempre a freddo. Esso ha una produzione oraria di 220 t/h, simile a quella prodotta in un impianto a caldo. Questo tipo di attrezzatura presenta anche altri notevoli vantaggi: è trasportabile senza permessi speciali, in quanto tutti i componenti sono integrati nel rimorchio, il posizionamento in cantiere è veloce (1, 2 ore), quindi è caratterizzato da elevata mobilità, offre la possibilità di utilizzare diversi tipi di leganti ed infine è caratterizzato da elevata autonomia di lavoro grazie al capiente serbatoio d'acqua.



Figura 36: il KMA

La struttura dell'impianto è composta nel seguente modo:



Il materiale viene caricato da una pala meccanica nelle tramogge d'ingresso (2 indipendenti per dosare materiali differenti) dotate di vagli per la selezione del materiale; proseguendo, ad esso, viene aggiunto il cemento, calce o legante bituminoso (il cui dosaggio dipende dai valori impostati) e il tutto viene miscelato per poi passare sul nastro di scarico e fuoriuscire dall'impianto. I vagli posti in corrispondenza delle tramogge sono vibranti e ribaltabili idraulicamente. Anche il nastro trasportatore è orientabile idraulicamente grazie ad un comando posto nella cabina di controllo.

La cabina di controllo è dotata di un pannello con schema sinottico da dove è possibile controllare i nastri di carico, la potenza per l'impostazione dei quantitativi di produzione ed è possibile condurre anche un controllo volumetrico del materiale prodotto.

3.3 Materiali costituenti gli strati legati a bitume

Il *conglomerato bituminoso* che è stato utilizzato è stato studiato con lo scopo di ottimizzare le prestazioni strutturali e la durabilità della miscela in modo da soddisfare le richieste derivanti dalla progettazione del pacchetto; esso inoltre avrebbe dovuto assicurare i requisiti indispensabili di lavorabilità del materiale nelle avverse condizioni operative, dovute alla stagione invernale, durante le quali le lavorazioni sono state realizzate.

La scelta progettuale è stata quella di realizzare una miscela bituminosa “chiusa”, legata con bitume ordinario (non modificato) e additivata con fibre di cellulosa-vetro. Questo perché la struttura chiusa della miscela e le fibre assicuravano le prestazioni e la durabilità, mentre il bitume ordinario garantiva l’operatività in condizioni invernali.

Durante l’analisi sono state messe in evidenza le prestazioni del conglomerato bituminoso additivato, trattando prima l’ottimizzazione granulometrica della frazione lapidea, quindi il contenuto di bitume ed infine il contenuto di fibre.

3.3.1 Il binder

Il conglomerato per lo strato di binder è stato realizzato mediante una miscela continua di aggregati lapidei, bitume ordinario e fibre di rinforzo in cellulosa-vetro. Per ottenere una miscela “chiusa” è stata opportunamente graduata la granulometria degli aggregati, mediante quattro differenti pezzature: pietrisco 16/25 (20%), pietrisco 9/16 (20%), pietrisco 5/9 (20%), sabbia 0/5 (35%) e filler (5%). Questa procedura è stata condotta al fine di incrementare il numero di contatti tra grani e favorire una mutua collaborazione tra i medesimi.

Apertura [mm]	Filler	Sabbia 0/5	Pierisco 16/25	Pietrisco 9/16	Pietrisco 5/9
125	100	100	100	100	100
63	100	100	100	100	100
31.5	100	100	100	100	100
16	100	100	4.9	99.3	100
8	100	100	0.5	3.5	98.4
4	100	95.4	0.4	0.6	22.4
2	100	5.5	0.4	0.4	8.3
1	99.4	53.4	0.4	0.4	3.9
0.5	97.6	33.4	0.4	0.4	2
0.4	96.7	28.7	0.3	0.4	1.7
0.25	94.5	19.5	0.3	0.3	1.3
0.125	87.4	10.5	0.2	0.3	1.1
0.075	80.7	5.5	0.2	0.3	0.9
0.063	78.3	4.2	0.2	0.3	0.9

Tabella 44: analisi granulometrica del binder

Per realizzare un conglomerato bituminoso lavorabile nella stagione invernale si è scelto di utilizzare un bitume di classe di penetrazione 70/100. Questo bitume, ordinario, è caratterizzato da: penetrazione 82 dmm e temperatura di rammollimento 46°C.

La scelta della tipologia di fibra cellulosa-vetro è stata dettata dalle esigenze di lavorabilità in condizioni invernali, essendo l'unica in grado di non alterare significativamente le temperature di stesa, infatti altri tipi di fibre, ad esempio di tipo polimerico, incidono fortemente sulla viscosità della miscela alle temperature di lavorazione, riportandole, di fatto, a quelle dei bitumi modificati e pertanto rendendole non idonee alle finalità di impiego. Queste fibre sono caratterizzate da lunghezza media della fibra > 200 micron, diametro medio della fibra > 7 micron.

Per indagare le caratteristiche meccaniche di tale miscela di aggregati è stata condotta la prova Los Angeles ed è stata poi determinata la Massa Volumica Apparente degli aggregati ottenendo un valore che ha rivelato un'elevata compattezza degli aggregati, caratteristica positiva nel contributo prestazionale della frazione lapidea al conglomerato bituminoso.

Per l'ottimizzazione del contenuto di bitume sono state create in laboratorio 4 diverse miscele contenenti aggregati secondo le proporzioni sopra citate e un quantitativo di bitume pari al 4%, 4.5%, 5% e 5.5% in peso rispetto al peso dell'aggregato. I campioni sono stati compattati con Pressa Giratoria e con metodologia Marshall e sottoposti poi a prove volumetriche e meccaniche. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella 45:

			Contenuto di bitume			
			4%	4.50%	5%	5.50%
Campioni Marshall	Massima massa volumica teorica [Kg/dm ³]	UNI EN 12697-5	2,66	2,66	2,65	2,64
	Massa Volumica [Kg/dm ³]	UNI EN 12697-6B	2,54	2,55	2,55	2,54
	Contenuto dei vuoti [%]	UNI EN 12697-8	4,59	4,10	3,74	3,67
Campioni giratoria	Massa Volumica [Kg/dm ³]	UNI EN 12697-6B	2,53	2,56	2,57	2,56
	Contenuto dei vuoti [%]	UNI EN 12697-8	4,89	3,95	2,94	2,93
	Autoaddensamento C1[%]		80,62	83,73	86,39	85,23
	Lavorabilità k		6,46	7,40	6,72	7,21

valore superiore all'80%
valore massimo
incremento
valori elevati

Tabella 45: ottimizzazione del contenuto di bitume

Dai risultati volumetrici riportati in tabella è emerso che tutte le miscele prese in considerazione avevano buone capacità di addensamento; tutte avevano elevati valori di Massa Volumica Apparente degli aggregati, Massa Volumica Teorica e Massa Volumica del conglomerato bituminoso; i parametri di auto addensamento delle miscele erano tutti elevati e superiori all'80%; la lavorabilità, pur avendo valori elevati in tutte le miscele, aveva valore massimo in corrispondenza di quella con un contenuto di bitume pari al 4,5%.

I risultati delle indagini meccaniche sono riportati nella tabella 46:

			Contenuto di bitume			
			4%	4.50%	5%	5.50%
Campioni Marshall	Stabilità [Kg]	CNR BU 30/73	1769	1748	1110	1121
	Scorrimento [mm]	CNR BU 30/73	3,55	4,02	4,89	4,93
	Rigidezza [Kg/mm]	CNR BU 30/73	529	415	229	227
Campioni Giratoria	Resistenza a trazione indiretta [Kpa]	CNR BU 134/91	1,38	1,22	1,09	0,99

Migliori prestazioni

Tabella 46: risultati volumetrici

Dall'analisi si nota che le migliori prestazioni si sono ottenute per bassi contenuti di bitume, ovvero il 4 e il 4,5%. Infatti anche se i valori maggiori si trovavano in corrispondenza del minor contenuto di bitume, è da notare che, per entrambi i quantitativi di bitume, i quattro parametri meccanici erano da considerarsi equivalenti, tenuto conto dell'incertezza sperimentale. Inoltre il 4,5% garantiva la migliore lavorabilità tra le miscele studiate e rispetto al 4%, un surplus di legante necessario al ricoprimento della fibra cellulosa-vetro.

L'ottimizzazione del contenuto di fibre ha previsto la realizzazione in laboratorio di tre diverse miscele contenenti aggregati con le proporzioni sopra descritte e un quantitativo di bitume pari al 4,5% in peso rispetto al peso dell'aggregato.

Si riportano in tabella 47 i valori ottenuti per quanto riguarda le prove volumetriche:

			Contenuto di fibre			
			0%	0,2%	0,4%	0,6%
Campioni Marshall	Massima massa volumica teorica [Kg/dm ³]	UNI EN 12697-5	2,66	2,66	2,65	2,62
	Massa Volumica [Kg/dm ³]	UNI EN 12697-6B	2,55	2,56	2,57	2,55
	Contenuto dei vuoti [%]	UNI EN 12697-8	4,10	3,76	3,21	2,86
Campioni giratoria	Massa Volumica [Kg/dm ³]	UNI EN 12697-6B	2,56	2,55	2,55	2,53
	Contenuto dei vuoti [%]	UNI EN 12697-8	3,95	4,14	3,77	3,44
	Autoaddensamento C1[%]		83,73	83,55	83,09	81,87
	Lavorabilità k		7,40	7,35	7,58	7,25

	Decresce con aumento del contenuto di fibre
	Valori superiori 80%
	Diminuzione
	Massimo

Tabella 47: ottimizzazione del contenuto di fibre

Dall'analisi è risultato che: la Massima Massa Volumica Teorica delle miscele diminuiva con l'aumentare del contenuto di fibre; i parametri di autoaddensamento erano tutti elevati, superiori all'80%, con una leggera diminuzione di tale parametro in corrispondenza del contenuto di 0,6% di fibre; la lavorabilità aveva valori elevati ed assumere il suo valore massimo in corrispondenza del contenuto di fibre del 0,4%.

Per quanto riguarda le indagini meccaniche si riportano nella tabella 48 i risultati ottenuti:

			Contenuto di fibre			
			0%	0,2%	0,4%	0,6%
Campioni Marshall	Stabilità [Kg]	CNR BU 30/73	1748	1742	1925	1987
	Scorrimento [mm]	CNR BU 30/73	4,02	3,72	4,00	3,93
	Rigidezza [Kg/mm]	CNR BU 30/73	415	477	481	619
Campioni Giratoria	Resistenza a trazione indiretta [Kpa]	CNR BU 134/91	1,22	1,59	1,80	1,91

	Incremento evidente
	Incremento considerevole

Tabella 48: risultati delle indagini meccaniche

Si nota che la miscela con un contenuto di fibre pari a 0,2% non presentava grandi vantaggi dal punto di vista della Stabilità, mentre era consistente il vantaggio in termini di Trazione Indiretta; le prove meccaniche con 0,4% e 0,6% di fibre evidenziavano invece prestazioni simili tra le due miscele, con considerevoli incrementi di Stabilità e Resistenza a Trazione Indiretta. Sulla base di tali considerazioni e di quelle dedotte dall'analisi delle caratteristiche volumetriche si è ritenuto che il contenuto ottimo di fibre sia pari allo 0,4% in peso rispetto al peso dell'aggregato.

Riassumendo:

Materiale	%
Pietrisco 16/25	20
Pietrisco 9/16	20
Pietrisco 0/9	20
Sabbia 0/5	35
Filler	5

Tipologia di bitume	70/100
Contenuto ottimo di bitume [%]	4,5
Contenuto ottimo di fibre [%]	0,4

3.3.2 Usura

Infine sono state condotte tutte le prove necessarie alla qualifica dei materiali da impiegare per la realizzazione del *tappeto di usura* modificato Hard per la Taxiway. Per quanto riguarda i materiali componenti si danno indicazioni in merito ai materiali aggregati da utilizzarsi, caratteristiche del conglomerato bituminoso del tappeto di usura modificata. Il tappeto di usura modificato presentava una curva granulometrica che percorre, nella parte alta, la mediana del fuso granulometrico richiesto da capitolato e la parte bassa della curva è più tendente alla parte alta. La % di bitume contenuta nello strato di usura aeroportuale si attestava costantemente su valori contenuti nel range richiesto da capitolato pari 4,8 ÷ 5,8 % sul peso degli aggregati.

L'indagine sulla caratterizzazione dello strato di usura modificato per la Taxiway ha visto l'effettuazione di prove volumetriche, che hanno messo in evidenza alcune caratteristiche del materiale in questione. La miscela è stata studiata tramite l'utilizzo di due tecniche di compattazione : la tecnica Marshall e la tecnica con pressa giratoria; dallo studio è stato possibile evincere come le due tecniche abbiano fornito eguali risultati sui valori di massa volumica MV e vuoti leggermente diversi su provini effettuali tramite tecnica a pressa giratoria, nella tabella 49 si riportano i valori medi ottenuti:

Tecnica di compattazione	Massa Volumica MV [g/cm ³]	% vuoti
Marshall	2,46	2,6
Pressa Giratoria	2,45	3,2

Tabella 49: valori medi delle prove volumetriche

Pertanto in fase di controllo delle miscele prelevate all'atto della stesa e confezionando in laboratorio provini con qualsiasi delle due tecniche è stato possibile riscontrare che:

- MV Marshall = MV giratoria = 2,45 g/cm³
- % vuoti ≤ 4% (con 2,5% ≤ %v ≤ 4,5%)

In sito a seguito di una opportuna compattazione si è assicurato il raggiungimento delle seguenti caratteristiche volumetriche:

- MV Carote ≥ 96% MV Marshall = 2,35 g/cm³
- %v ≤ 6,5%.

3.4 Operazioni di stesa degli strati legati a bitume

Il pacchetto dei “neri” è stato trattato con Camion 4 assi per il trasporto, vibrofinitrice per la stesa e rullo ferro/ferro (di 140 quintali) per la compattazione.

Una volta preparato il piano di posa (nel caso del binder era il misto cementato fibrorinforzato, mentre nel caso dell’usura era il binder stesso) con accurata pulizia della superficie e stesa di uno strato di attacco con emulsione bituminosa acida, si è passato alla stesa utilizzando la Vibrofinitrice, ovvero una macchina in grado di stendere strati omogenei di materiale con altezza predefinita e impostata precedentemente. Praticamente dal sito di confezionamento della miscela, il materiale veniva prelevato attraverso l’utilizzo di un Camion a 4 assi e trasportato in sito. A questo punto il mezzo scaricava il suo contenuto nella Finitrice che iniziava a stendere il materiale che si è sempre trovato a temperature superiori a 140°C. Una volta conclusa la stesa, lo strato veniva sottoposto al passaggio di un rullo compattatore (rullo ferro/ferro).



Figura 37: stesa e compattazione dei conglomerati

Capitolo 4

Controlli in corso d'opera e collaudo

Per quanto riguarda le verifiche da condurre per constatare che durante la fase realizzativa venissero rispettate le caratteristiche richieste da Capitolato, si sono seguiti due tipologie di controlli: i controlli in corso d'opera, sia in sito che in laboratorio, e il collaudo finale, sia per quanto riguarda i ponti, sia per la pavimentazione.

4.1 Verifiche in corso d'opera

Il *calcestruzzo* pervenuto in cantiere è stato controllato attraverso dei prelievi e un registro getti, i quali hanno permesso di risalire al fornitore qualora le caratteristiche del materiale non fossero corrisposte a quelle riportate sul documento di trasporto. I *ferri* sono stati accompagnati da una scheda tecnica fornita dal produttore e recante le caratteristiche del materiale e delle lavorazioni subite dal materiale fino a quel momento.

Per maggiore chiarezza si suddividono le lavorazioni riguardanti la taxiway in: Fondo Scavo, Rilevati e Reinterri, Strato di fondazione in Misto Granulare Stabilizzato Granulometricamente, Strato di fondazione in Misto Cementato, Strato di base in Super Misto Cementato, Strato di base in Conglomerato Bituminoso, Strato di binder in Conglomerato Bituminoso, Strato di binder in Conglomerato Bituminoso Fibrorinforzato e Strato di usura in Conglomerato Bituminoso. Di ognuna si analizzano le prove condotte.

4.1.1 Fondo Scavo

Il Capitolato richiedeva la conduzione delle prove riportate in tabella 50.

Fondo scavo	Taxiway	Prove di laboratorio	Analisi granulometrica
			Limiti di Atterberg
			Classificazione
	Strada Doganale	Prove in sito	Carico su piastra

Tabella 50: controlli in corso d'opera realizzati su Fondo Scavo

La procedura per la conduzione di Analisi Granulometrica e determinazione dei Limiti di Atterberg sono le medesime descritte in Allegato 1. Le terre, a seguito di queste prove, sono state suddivise in otto gruppi da A1 a A8 tenendo in considerazione anche la Sensibilità all'acqua:

A1, A2, A3 sono terre ghiaiose-sabbiose con percentuale di passante al setaccio 0,075 UNI < 35%;

A4, A5, A6, A7 sono terre limo-argillose con percentuale di passante al setaccio 0,075 UNI > 35%;

A8 sono terre con elevato contenuto di materiale organico.

Alcuni gruppi sono a loro volta suddivisi in sottogruppi in modo da identificare con più precisione le caratteristiche di una terra.

Il Carico su Piastra è una prova che ha permesso di determinare il cedimento di uno strato. Essa ha fornito un modulo, detto Modulo di Rigidezza (Md) determinato applicando una pressione verticale alla testa di una colonna di carico e incrementando il carico stesso per step successivi di progetto. Uno o più comparatori, al termine dell'assestamento, hanno registrato l'eventuale cedimento superficiale del materiale analizzato.

Dall'Analisi Granulometrica e dai Limiti di Atterberg è risultato che il materiale appartenesse sempre al gruppo A1, il che soddisfa il requisito da Normativa che impone l'appartenenza, per il materiale costituente questo livello, al gruppo A1 o A3.

4.1.2 Rilevati e reinterri

Il Capitolato richiedeva la conduzione delle prove riportate in tabella 51.

Rilevati e reinterri	Taxiway	Prove in sito	Carico su piastra
			Densità in sito
		Prove in laboratorio	Analisi granulometrica
			Limiti di Atterberg
	Classificazione		
	Shoulder	Prove in sito	Carico su piastra
	Strada Doganale	Prove in sito	Carico su piastra

Tabella 51: controlli in corso d'opera realizzati su Rilevati e reinterri

La prova di densità in sito e la conseguente determinazione del contenuto di umidità ha permesso di ricavare dei parametri capaci di definire direttamente il grado percentuale di compattazione raggiunta in sito. Per questa prova è stato utilizzato uno strumento detto Volumometro a sabbia che ha permesso di determinare il valore di densità secca che, confrontato poi con il valore di riferimento ottenuto attraverso la prova Proctor di laboratorio (densità massima secca pari a $1,98\text{Kg/dm}^3$), ha dimostrato la bontà del materiale delle operazioni di stesa (raggiungendo una densità secca in sito pari a $1,91\text{ Kg/dm}^3$).

Dall'Analisi Granulometrica e dai Limiti di Atterberg è risultato che il materiale appartenesse al gruppo A1, il che soddisfa il requisito da Normativa che impone l'appartenenza, per il materiale costituente questo livello, al gruppo A1 o A3.

Il Carico su Piastra è una prova che ha permesso di determinare il cedimento di uno strato. Essa ha fornito un modulo, detto Modulo di Rigidezza (Md) determinato applicando una pressione verticale alla testa di una colonna di carico e incrementando il carico stesso per step successivi di progetto. Uno o più comparatori, al termine dell'assestamento, hanno registrato l'eventuale cedimento superficiale del materiale analizzato. Le prove condotte, sia su Taxiway, che su Shoulder che su Strada perimetrale, hanno fornito dei risultati soddisfacenti in riferimento ai valori richiesti da Capitolato.

4.1.3 Strato di fondazione in misto granulare stabilizzato

Il Capitolato richiedeva la conduzione delle prove riportate in tabella 52.

Strato di fondazione in misto granulare stabilizzato	Taxiway	Prove in sito	Carico su piastra
			Densità in sito
		Prove in laboratorio	Analisi granulometrica
			Limiti di Atterberg
	Equivalente in sabbia		
	Shoulder	Prove in sito	Carico su piastra
			Analisi granulometrica
		Prove in laboratorio	Limiti di Atterberg
	Equivalente in sabbia		
	Strada Doganale	Prove in sito	Carico su piastra

Tabella 52: controlli in corso d'opera realizzati sullo strato di fondazione in misto granulare stabilizzato

La prova dell'equivalente in sabbia caratterizza la presenza di frazioni limo-argillosa in un aggregato lapideo; la prova consiste nel lavare energicamente in un cilindro graduato una quota prefissata di materiale da analizzare; terminato il lavaggio, il cilindro è messo a riposo in posizione verticale; gli elementi puliti si depositano sul fondo e il fango si disperde nella sospensione del lavaggio costituita da una soluzione di cloruro di calcio, glicerina e formaldeide diluite in acqua distillata. Successivamente rapportando l'altezza della sabbia (ovvero l'altezza del materiale pulito depositato sul fondo) con l'altezza dell'argilla (ovvero l'altezza del materiale sospeso e di quello pulito) si ottiene il valore di equivalente in sabbia.

Dalla determinazione dell'equivalente in sabbia è risultato un valore pari al 54% che soddisfa la soglia da Capitolato di 50%; dalla definizione dei Limiti di Atterberg è risultato che, come richiesto, il materiale in questione non fosse plastico; infine la miscela esaminata ha rispettato anche il limite di densità secca in sito, registrando un valore di gran lunga superiore a quello richiesto di $2,25 \text{ g/cm}^3$, determinato conducendo la prova Proctor in laboratorio.

Per quanto riguarda la prova di Carico su piastra si sono ottenuti, sia su Taxiway, sia su Shoulder che su Strada perimetrale, risultati soddisfacenti in riferimento ai valori richiesti da Capitolato.

4.1.4 Stato di fondazione in Misto Cementato

Il Capitolato richiedeva la conduzione delle prove riportate in tabella 53.

Strato di fondazione in misto cementato	Taxiway	Prove in sito	Carico su piastra
		Prove in laboratorio	Analisi granulometrica
			Resistenza a compressione
			Resistenza a trazione indiretta

Tabella 53: controlli in corso d'opera realizzati sullo strato di fondazione in misto cementato

Analizzando i valori forniti dalle prove previste da Capitolato, condotte con le modalità che verranno poi descritte nel dettaglio in Allegato 1, è stato possibile osservare che lo strato di fondazione in misto cementato, realizzato con la miscela proporzionata e approvata nel capitolo 3, era in grado di soddisfare completamente i requisiti dettati da Capitolato infatti: era richiesta una resistenza a compressione minima di 3 Mpa e il materiale in analisi ha raggiunto 3,8 Mpa; era richiesta una resistenza a trazione indiretta minima di 0,25 Mpa e il materiale in analisi ha raggiunto 0,26 Mpa; infine era richiesto che il valore di carico su piastra relativo a 5 giorni dalla stesa raggiungesse un valore minimo di 200 Mpa e il materiale in analisi è stato capace di raggiungere 235 Mpa dopo soli 3 giorni di maturazione, permettendo così di anticipare le procedure di avanzamento delle lavorazioni in quanto non è stato necessario attendere ulteriormente o trattare lo strato per permettergli il raggiungimento delle soglie richieste per l'approvazione.

I risultati ottenuti hanno anche permesso di confermare concretamente le osservazioni e le deduzioni condotte in fase di progettazione della miscela, confermando l'idoneità del materiale per lo scopo per cui è stato progettato e la correttezza nel proporzionamento condotto sperimentalmente.

4.1.5 Strato di Base in Super Misto Cementato

Il Capitolato richiedeva la conduzione delle prove riportate in tabella 54.

Strato di base in super misto cementato	Taxiway	Prove in sito	Carico su piastra
		Prove in laboratorio	Analisi granulometrica
			Resistenza a compressione
	Resistenza a trazione indiretta		
	Shoulder	Prove in sito	Carico su piastra
		Prove in laboratorio	Analisi granulometrica
			Resistenza a compressione
	Resistenza a trazione indiretta		
	Strada Doganale	Prove in sito	Carico su piastra
Prove in laboratorio		Analisi granulometrica	
		Resistenza a compressione	

Tabella 54: controlli in corso d'opera realizzati sullo strato di base in misto cementato

Le caratteristiche di questo strato hanno soddisfatto i requisiti dettati da Normativa infatti: era richiesta una resistenza a compressione minima di 3,50 Mpa e il materiale in analisi ha raggiunto valori compresi tra 3,52 Mpa (in corrispondenza delle Shoulders) e 4,80 Mpa (su campioni prelevati in corrispondenza della Taxiway); per quanto riguarda la resistenza a trazione era richiesta un valore minimo di 0,35 Mpa e il materiale in analisi ha raggiunto valori compresi tra 0,35 Mpa (in campioni prelevati in corrispondenza delle Shoulders) e 0,38 Mpa (in corrispondenza della taxiway); infine il Capitolato richiedeva che il valore di Md derivante dalle prove di piastra condotte a 5 giorni dalla stesa dello strato raggiungesse valori minimi pari a 250 Mpa e il materiale in analisi ha raggiunto un valore medio di Md pari a 356 Mpa dopo soli 3 giorni di maturazione.

E' stato quindi possibile confermare in questo modo l' idoneità dello strato di base realizzato con la miscela di super misto cementato confezionata come prestabilito durante la sperimentazione per la redazione della prequalifica. Questa miscela è stata realizzata utilizzando l'impianto KMA descritto nel capitolo precedente posizionato a poche centinaia di metri dal confine del cantiere.

4.1.6 Strato di Base e Binder in Conglomerato Bituminoso

Per entrambi gli strati in esame, il Capitolato richiedeva la conduzione delle prove riportate in tabella 55.

	Prove in sito	Temperatura di stesa		
	Taxiway	Prove in laboratorio	Prove su miscela prelevata durante la stesa	Analisi granulometrica aggregati
Contenuto di legante				in miscela aggregati in mescola
Massa volumica pav. bituminosa				
Stabilità allo scorrimento				Stabilità Scorrimento Rigidezza
Shoulder	Prove in sito	Temperatura di stesa		
		Quantità di emulsione		
	Prove in laboratorio	Prove su miscela prelevata durante la stesa	Analisi granulometrica aggregati	
			Contenuto di legante	in miscela aggregati in mescola
			Massa volumica pav. bituminosa	
			Stabilità allo scorrimento	Stabilità Scorrimento Rigidezza

Tabella 55: controlli in corso d'opera realizzati sugli strati di base e binder in conglomerato bituminoso

Per determinare il contenuto di legante è stato necessario condurre un procedimento di distillazione, attraverso il quale è stato possibile ricavare il valore percentuale della massa residua di bitume solubile in solventi organici.

I risultati ottenuti dalla distillazione hanno evidenziato come il materiale costituente sia la base che il binder, realizzati in conglomerato bituminoso, abbiano soddisfatto le caratteristiche richieste da Capitolato, infatti era necessaria una Rigidezza minima di 2,5 KN/mm e una stabilità maggiore a 9 KN; la miscela in analisi ha raggiunto e superato queste soglie in quanto ha fatto registrare valori di Rigidezza pari a 6,48 KN/mm per la base in corrispondenza della taxiway, 5,47 KN/mm in corrispondenza delle shoulders e 9,69 KN/mm per il binder, e valori di Stabilità pari a 17,12 KN per la base in corrispondenza della taxiway, 18 KN in corrispondenza delle shoulders e 22,48 KN per il binder. Un'altra richiesta del Capitolato era quella di stendere gli impasti a temperature comprese tra 160°C e 180°C, attenzione rispettata largamente in quanto i dati registrati durante la stesa hanno mostrato valori di temperatura media di 168°C. Infine era richiesto un valore di contenuto di bitume compreso tra il 4% e il 6% riferito al peso totale degli inerti e la miscela esaminata ha mostrato un valore di contenuto di bitume pari a 4,16% per la base in corrispondenza della taxiway, 4,12 % in corrispondenza delle shoulders e 5,41 % per il binder.

Anche per quanto riguarda questi strati sono state rispettate tutte le condizioni imposte da Capitolato e pertanto è stato possibile confermare anche in questo caso l'idoneità della miscela utilizzata per la realizzazione degli strati di base e di binder in conglomerato bituminoso.

4.1.7 Strato di Binder in Conglomerato Bituminoso fibrorinforzato

Il Capitolato richiedeva la conduzione delle prove riportate in tabella 56.

Taxiway	Prove in sito	Temperatura di stesa		
	Prove in laboratorio	Prove su miscela prelevata durante la stesa		Analisi granulometrica aggregati
Contenuto di legante				in miscela aggregati in mescola
Massa volumica pav. bituminosa				
Stabilità allo scorrimento				Stabilità Scorrimento Rigidezza
Shoulder	Prove in sito	Temperatura di stesa		
	Prove in laboratorio	Prove su miscela prelevata durante la stesa		Quantità di emulsione
Analisi granulometrica aggregati				
Contenuto di legante				in miscela aggregati in mescola
Massa volumica pav. bituminosa				
			Stabilità	Stabilità Scorrimento Rigidezza

Tabella 56: controlli in corso d'opera realizzati sullo strato di binder in conglomerato bituminoso fibrorinforzato

I risultati ottenuti dalla distillazione hanno evidenziato come il materiale costituente questo strato abbia soddisfatto le caratteristiche richieste da Capitolato, infatti era necessaria una Rigidezza compresa tra 3 KN/mm e 4,5 KN/mm e una stabilità maggiore a 11 KN; la miscela in analisi ha rispettato queste soglie in quanto ha fatto registrare valori di Rigidezza pari a 4,22 KN/mm e valori di Stabilità pari a 15,22 KN. Un'altra richiesta del Capitolato era quella di stendere gli impasti a temperature comprese tra 160°C e 180°C, attenzione rispettata largamente in quanto i dati registrati durante la stesa hanno mostrato valori di temperatura media di 172°C. Infine era richiesto un valore di contenuto di bitume compreso tra il 4% e il 6% riferito al peso totale degli inerti e la miscela esaminata ha mostrato un valore di contenuto di bitume pari a 4,49%.

Anche per quanto riguarda questo strato è stato possibile confermare la sua idoneità nell'utilizzo in quanto sono state rispettate tutte le condizioni imposte da Capitolato.

4.1.8 Strato di Usura in Conglomerato Bituminoso

Il Capitolato richiedeva la conduzione delle prove riportate in tabella 57.

		Prove in sito	Temperatura di stesa		
			Quantità di emulsione		
Strato di binder in conglomerato bituminoso fibrorinforzato	Taxiway	Prove in laboratorio	Prove su miscela prelevata durante la stesa	Analisi granulometrica aggregati	in miscela aggregati
				Contenuto di legante	in mescola
				Massa volumica pav. bituminosa	sul provino
				Percentuale vuoti residui	apparente su aggregati
				Stabilità allo scorrimento	Stabilità
					Scorrimento
					Rigidezza
				Report fotografico e spessori delle carote	Diametro della caorta
					Spessore medio
	Strada Doganale	Prove in sito	Temperatura di stesa		
Strato di usura in conglomerato bituminoso	Taxiway	Prove in laboratorio	Prove su miscela prelevata durante la stesa	Analisi granulometrica aggregati	in miscela aggregati
				Contenuto di legante	in mescola
				Massa volumica pav. bituminosa	sul provino
				Percentuale vuoti residui	apparente su aggregati
				Stabilità allo scorrimento	Stabilità
					Scorrimento
					Rigidezza
				Prove su carote	Massa volumica
					Resistenza a trazione indiretta
	Shoulder	Prove in laboratorio	Prove su miscela prelevata durante la stesa	Analisi granulometrica aggregati	in miscela aggregati
Contenuto di legante				in mescola	
Massa volumica pav. bituminosa					
Percentuale vuoti residui					
Stabilità allo scorrimento				Stabilità	
	Scorrimento				
				Rigidezza	

Tabella 57: controlli in corso d'opera realizzati sullo strato di usura in conglomerato bituminoso

I risultati ottenuti dalla distillazione hanno evidenziato come il materiale costituente questo strato abbia soddisfatto le caratteristiche richieste da Capitolato, infatti era necessaria una Rigidezza compresa tra 3,5 KN/mm e 4,5 KN/mm e la miscela in analisi ha rispettato queste soglie in quanto ha fatto registrare valori pari a 4,83 KN/mm in corrispondenza della taxiway, 4,38 KN/mm in corrispondenza della shoulders. Un'altra richiesta del Capitolato era quella di stendere gli impasti a temperature comprese tra 160°C e 180°C, attenzione rispettata largamente in quanto i dati registrati durante la stesa hanno mostrato valori di temperatura media di 168°C. Infine era richiesto un valore di contenuto di bitume compreso tra il 4,5% e il 6% riferito al peso totale degli inerti e la miscela esaminata ha mostrato un valore di contenuto di bitume pari a 5,82% in corrispondenza della taxiway e 5,89 % in corrispondenza delle shoulders.

Anche per quanto riguarda questo strato è stato possibile confermare la sua idoneità nell'utilizzo in quanto sono state rispettate tutte le condizioni imposte da Capitolato.

4.2 Il collaudo dei ponti

Come abbiamo già visto in precedenza, il progetto richiedeva anche la realizzazione di due ponti. Queste opere, come ogni struttura realizzata, richiede, prima della sua messa in esercizio, una verifica finale che dimostri la sua idoneità nella costruzione. Questo procedimento di controllo prende il nome di collaudo. In questo paragrafo analizzeremo questa fase nel dettaglio, caratterizzando prima i materiali utilizzati per la costruzione per poi passare alla definizione dei carichi di esercizio previsti, della geometria dei carrelli ed infine alla conduzione del processo di collaudo sia con il metodo delle tensioni ammissibili, che con il metodo FWD.

4.2.1 I materiali

- Calcestruzzi

Per quanto riguarda fondazioni, muri andatori, traversi e soletta sono stati adottati calcestruzzi con classe di resistenza R_{ck} 35 N/mm², classe di consistenza S3 (semifluida con abbassamento del cono di Abrams da 100 a 150 mm), diametro massimo degli inerti 30 mm (per fondazioni e muri andatori), 20 mm (per traversi e soletta), massimo rapporto acqua/cemento 0.5, superfluidificante come additivo.

Per quanto riguarda le travi prefabbricate, invece, sono stati utilizzati calcestruzzi con classe di resistenza R_{ck} 35 N/mm², classe di consistenza S4 (fluida con abbassamento del cono di Abrams da 160 a 200 mm), diametro massimo degli inerti 20 mm, massimo rapporto acqua/cemento 0.48, superfluidificante come additivo.

- Acciaio per armatura di strutture in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso

Sono state adottate barre ad aderenza migliorata tipo FeB44K con tensione caratteristica di snervamento superiore a 430 N/mm² e tensione caratteristica di rottura superiore a 540 N/mm².

- Acciaio per precompressione

Sono stati utilizzati cavi costituiti da 12 trefoli di 150 mm² di sezione in acciaio inossidato a basso rilassamento con tensione di rottura superiore a 1860 N/mm².

- Reti elettrosaldate

Sono state prescelte reti con tensione superiore a 390 N/mm^2 , tensione caratteristica superiore a 440 N/mm^2 , rapporto di diametro dei fili dell'ordito (diametro massimo/diametro minimo) superiore a 0.60 e rapporto tra tensione caratteristica e tensione, superiore o al più uguale a 1.10 N/mm^2 .

4.2.2 I carichi previsti

Essi si dividono per lo più in due grandi categorie: azioni dovute al peso proprio delle strutture e ai carichi permanenti, e quelle dovute ai carichi variabili.

- Azioni da peso proprio e carichi permanenti.

Elemento	KN/mc
Peso proprio oper in c.c. e c.a.p.	25
Manto stradale	25
Terreno	19

- Carichi variabili.

Elemento	AIRBUS 380/841-861	AIRBUS 380/843 F-863 F
	KN	KN
Carico massimo di manovra a terra	5620	5920
Carico massimo al decollo	5600	5900
Carico massimo all'atterraggio	3860	4270

4.2.3 La geometria dei carrelli e la distribuzione dei carichi.

Come è già stato evidenziato in precedenza, la struttura che si è andati a realizzare (il Raccordo), è stata dimensionata e verificata facendo riferimento alle caratteristiche dell'Airbus 380. Per la conduzione del collaudo dei ponti è stata quindi presa come riferimento la geometria dei carrelli di questo velivolo (Figura 38).

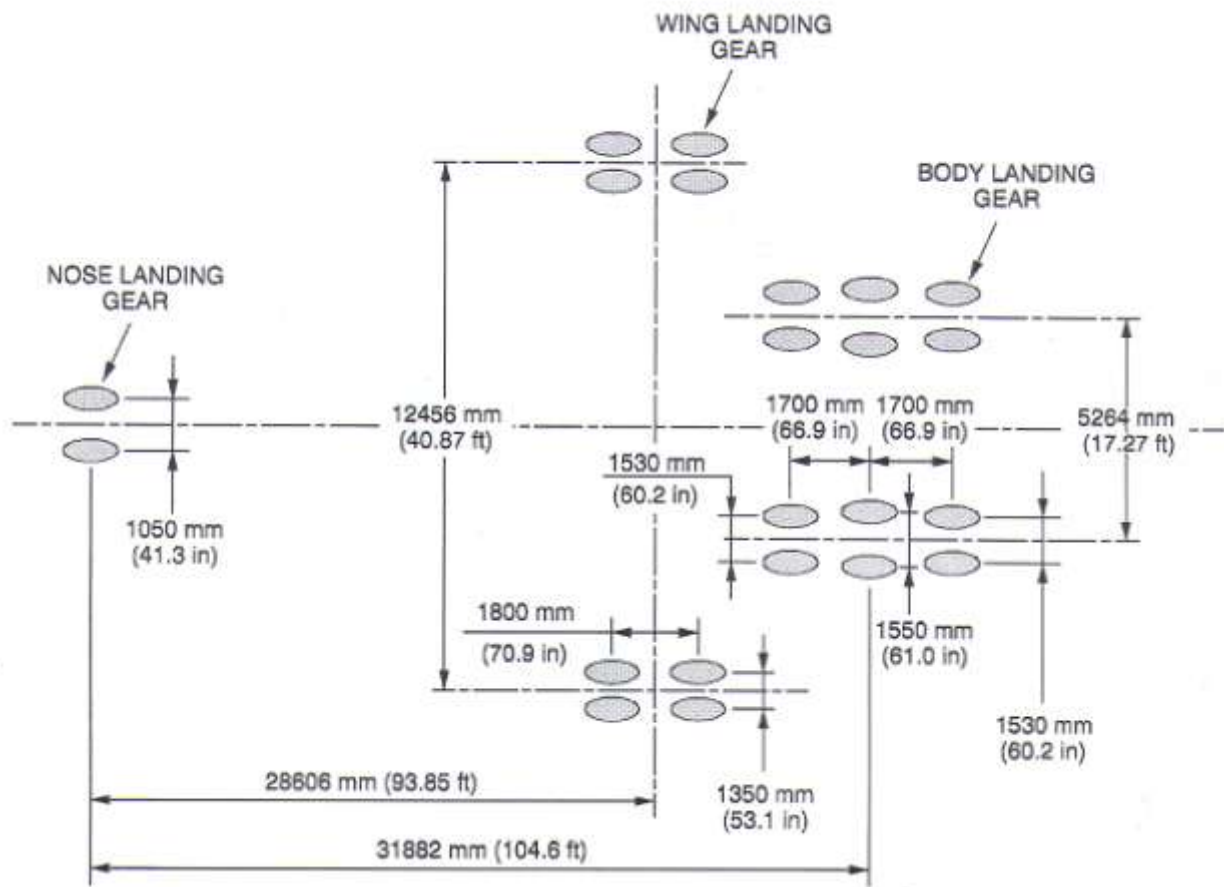
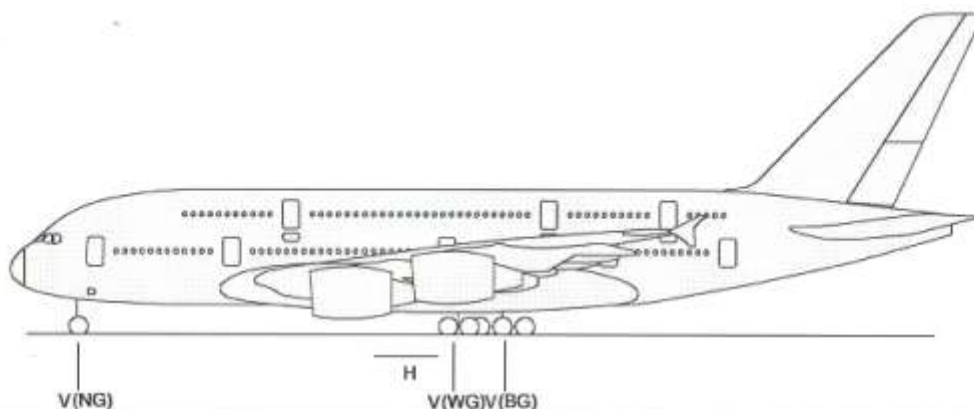


Figura 38: Disposizione dei carrelli di un AIRBUS 380/841-861 e AIRBUS 380/843F-863F .

Considerando quindi questa configurazione, si è potuto definire la distribuzione dei carichi come riportato nella figure 39 e 40 a seconda dei modelli specifici di Airbus previsti.



MODEL	2		3				4		5		6		7			
	MAXIMUM RAMP WEIGHT		STATIC LOAD AT MOST FWD CG (1)		STATIC BRAKING @ 10 ft/s ² DECELERATION		STATIC LOAD AT MAX AFT CG (2)		STATIC LOAD AT MAX AFT CG (2)		STATIC BRAKING @ 10 ft/s ² DECELERATION		AT INSTANTANEOUS BRAKING COEFFICIENT = 0.8			
	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg		
-800	1 239 000	562 000	88 275	40 040	153 850	69 790	235 650	106 890	353 475	160 340	77 025(3)	34 930(3)	188 525(3)	85 510(3)		
											115 525(4)	52 400(4)	282 800(4)	128 270(4)		

V(NG) MAXIMUM VERTICAL NOSE GEAR GROUND LOAD AT MOST FORWARD CG

V(WG) MAXIMUM VERTICAL WING GEAR GROUND LOAD AT MOST AFT CG

V(BG) MAXIMUM VERTICAL BODY GEAR GROUND LOAD AT MOST AFT CG

H MAXIMUM HORIZONTAL GROUND LOAD FROM BRAKING

(1) FWD CG = 37.5 % MAC

(2) AFT CG = 43.0 % MAC

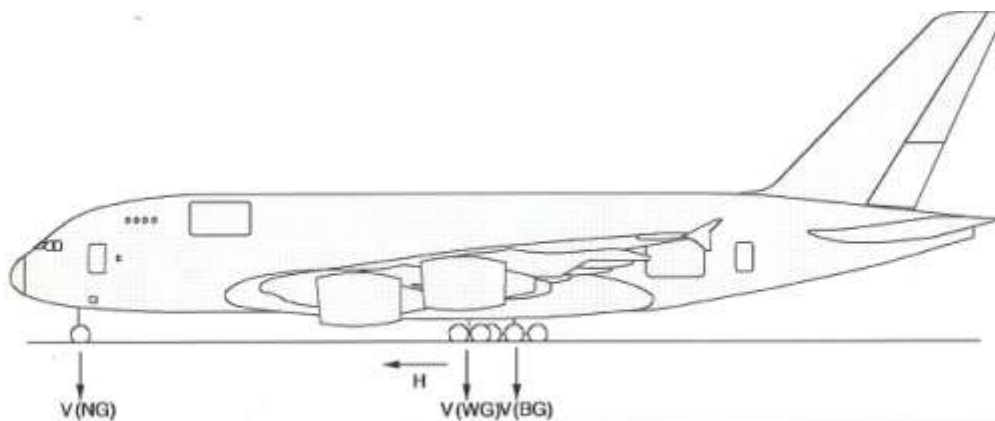
(3) BRAKED WING GEAR

(4) BRAKED BODY GEAR

NOTE: ALL LOADS CALCULATED USING AIRPLANE MAXIMUM RAMP WEIGHT

L_A.C. 070300.0_AA.MD.01_02

Figura 39: AIRBUS 380/841-861



MODEL	2		3				4		5		6		7					
	MAXIMUM RAMP WEIGHT		STATIC LOAD AT MOST FWD CG (1)		STATIC BRAKING @ 10 ft/s ² DECELERATION		STATIC LOAD AT MAX AFT CG (2)		VWG (PER STRUT)		VBG (PER STRUT)		H (PER STRUT)					
	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg		
-800F	1 305 125	592 000	100 900	45 770	169 975	77 100	248 025	112 500	372 025	168 750	81 125(3)	36 800(3)	198 425(3)	90 000(3)	121 700(4)	55 200(4)	297 625(4)	135 000(4)

V(NG) MAXIMUM VERTICAL NOSE GEAR GROUND LOAD AT MOST FORWARD CG

V(WG) MAXIMUM VERTICAL WING GEAR GROUND LOAD AT MOST AFT CG

V(BG) MAXIMUM VERTICAL BODY GEAR GROUND LOAD AT MOST AFT CG

H MAXIMUM HORIZONTAL GROUND LOAD FROM BRAKING

(1) FWD CG = 36.0 % MAC

(2) AFT CG = 42.8 % MAC

(3) BRAKED WING GEAR

(4) BRAKED BODY GEAR

NOTE: ALL LOADS CALCULATED USING AIRPLANE MAXIMUM RAMP WEIGHT

Figura 40: AIRBUS 380/843F-863F

L_AAC_070300_0_AONM0_01_03

4.3 Il collaudo

Il collaudo dei ponti è avvenuto analizzando gli stessi attraverso schemi semplificati a trave ed a telaio per poi studiarli mediante un telaio spaziale in grado di modellare le complesse collaborazioni strutturali tra le diverse travi dell'impalcato e tra travi e muri andatori.

Sono stati esaminati i seguenti modelli:

Fase A: Precompressione e montaggio. Si è studiata la singola trave, priva della soletta superiore di completamento e soggetta all'azione del peso proprio e della precompressione.

Fase B: Struttura in opera e resa collaborante nelle sue diverse parti (travi prefabbricate, soletta, traversi e muri andatori). In questa seconda fase si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Condizione di Carico 1: Velivolo in asse TWY. Baricentro pesi carrello ala (WG) in mezzeria della trave centrale (Figura 41).
- Condizione di Carico 2: Velivolo diretto parallelamente alla TWY. Baricentro pesi carrello fusoliera (BG) in mezzeria della trave centrale (Figura 41).
- Condizione di Carico 3: Velivolo disposto parallelamente all'asse delle travi. Baricentro pesi carrello fusoliera (BG) in mezzeria della trave centrale (Figura 41).
- Condizione di Carico 4: Velivolo disposto parallelamente all'asse della TWY. Baricentro pesi carrello ala (WG) in mezzeria delle travi di bordo (Figura 41).
- Condizione di Carico 5: Velivolo disposto parallelamente all'asse delle travi. Baricentro pesi carrello fusoliera (BG) in mezzeria delle travi di bordo (Figura 41).
- Condizione di Carico 6: Velivolo diretto parallelamente alla TWY. Baricentro di un carrello di fusoliera (BG) disposto a 2 m dall'appoggio e centrato sull'asse di una trave (Figura 41).
- Condizione di Carico 7: Velivolo disposto parallelamente all'asse delle travi. Baricentro pesi carrello di fusoliera (BG) disposto a 1 m dall'appoggio (Figura 41).
- Condizioni di Carico 8÷14: Corrispondenti alle Condizioni di Carico 1÷7 e riferite ai corrispondenti carichi orizzontali (Figura 41).

Nelle combinazioni di carico è stata considerata anche la temperatura. Il gradiente di temperatura è stato assunto costante sull'altezza dell'impalcato finito e pari a $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

E' stato svolto un calcolo dell'azione sismica, che però è risultato inferiore all'azione orizzontale di frenatura esercitata dall'aeromobile di progetto.

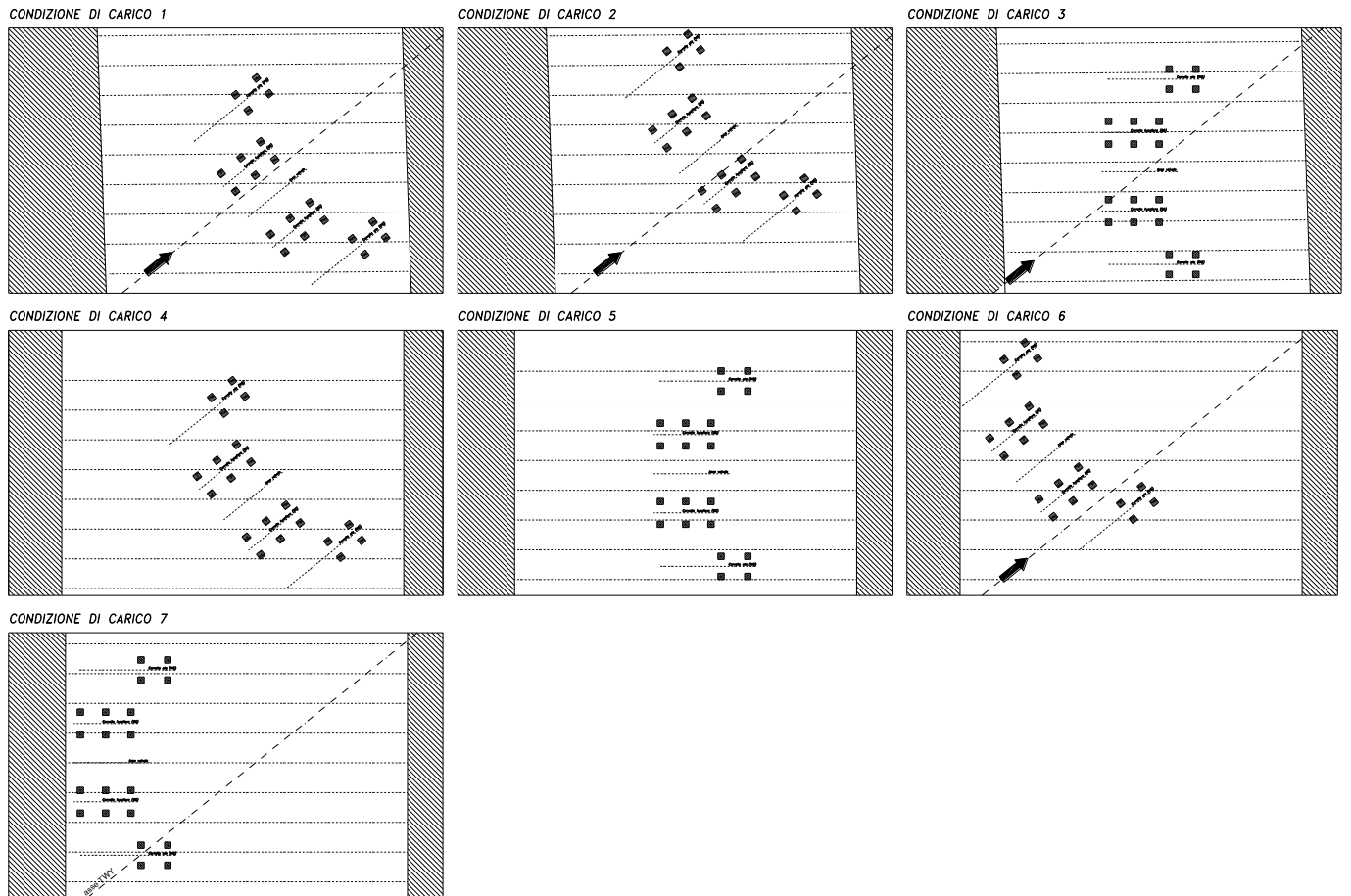


Figura 41: schemi delle configurazioni di carico analizzate

A questo punto si è passati alla conduzione delle verifiche dei due impalcati, assumendo convenzionalmente positive le azioni di trazione e negative quelle di compressione.

- Ponte ovest

Fase A: Precompressione e montaggio.

Trave ad U singola, priva della soletta superiore di completamento e soggetta all'azione del peso proprio e della precompressione. In particolare, si considerano le seguenti azioni di tiro al momento della precompressione:

- 1) $\sigma_{pi} = 1420 \text{ Mpa (N/mm}^2\text{)}$
- 2) $N_p = 11076 \text{ kN}$, che rappresenta il tiro totale esercitato dai trefoli.

I risultati ottenuti sono stati riassunti in tabella 58.

Massima tensione al lembo superiore [N/mm ²]	σ_{sup}	-0.05
Massima tensione al lembo inferiore [N/mm ²]	σ_{inf}	-18.47
Tensioni principali massime per taglio-torsione senza contributo di precompressione [N/mm ²]	τ_{max}	0.43
	σ_I	0.43
	σ_{II}	-0.43
Tensioni principali massime per taglio-torsione senza contributo di precompressione [N/mm ²]	τ_{max}	0.43
	σ_I	0.03
	σ_{II}	-7.31

Tabella 58: risultati ottenuti per la verifica del ponte ovest, fase A

Fase B: Struttura in opera e resa collaborante nelle sue diverse parti (travi prefabbricate, soletta, traversi e muri andatori).

Disponendo i carichi secondo le combinazioni più gravose si è ottenuto quanto riportato in tabella 59:

Massima tensione al lembo superiore [N/mm ²]	σ_{sup}	-15.35
Massima tensione al lembo inferiore [N/mm ²]	σ_{inf}	-0.17
Tensioni principali massime per taglio-torsione senza contributo di precompressione [N/mm ²]	τ_{max}	1.77
	σ_I	0.38
	σ_{II}	-8.38

Tabella 59: risultati ottenuti per la verifica del ponte ovest, fase B

Pressioni di contatto sul terreno:

Per carichi sempre presenti [N/mm ²]	$\sigma_{est. lato terrapieno}$	-0.19
	$\sigma_{int. lato ferrovia}$	-0.19
Per la combinazione più sfavorevole dei carichi accidentali, compresa la temperatura [N/mm ²]	$\sigma_{est. lato terrapieno}$	-0.3
	$\sigma_{int. lato ferrovia}$	-0.36

Tabella 60: pressioni di contatto sul terreno, ponte ovest

Come è possibile osservare dai risultati ottenuti dalle verifiche condotte per il ponte ovest, l'impalcato è risultato conforme e idoneo in quanto i valori delle tensioni non hanno mai superato quelli limite imposti da Normativa.

- Ponte est

Fase A: Precompressione e montaggio.

Trave ad U singola, priva della soletta superiore di completamento e soggetta all'azione del peso proprio e della precompressione. In particolare, si considerano le seguenti azioni di tiro al momento della precompressione:

3) $\sigma_{pi} = 1420\text{Mpa}$

4) $N_p = 10224\text{kN}$, che rappresenta il tiro totale esercitato dai trefoli

I risultati ottenuti sono stati riassunti in tabella 61:

Massima tensione al lembo superiore [N/mm ²]	σ_{sup}	-0.05
Massima tensione al lembo inferiore [N/mm ²]	σ_{inf}	-17.13
Tensioni principali massime per taglio-torsione senza contributo di precompressione [N/mm ²]	τ_{max}	0.34
	σ_I	0.34
	σ_{II}	-0.34
Tensioni principali massime per taglio-torsione senza contributo di precompressione [N/mm ²]	τ_{max}	0.34
	σ_I	0.02
	σ_{II}	-6.57

Tabella 61: risultati ottenuti per la verifica del ponte est, fase A

Fase B: Struttura in opera e resa collaborante nelle sue diverse parti (travi prefabbricate, soletta, traversi e muri andatori). Disponendo i carichi secondo le combinazioni più gravose si è ottenuto quanto riportato in tabella 62:

Massima tensione al lembo superiore [N/mm ²]	σ_{sup}	-13.81
Massima tensione al lembo inferiore [N/mm ²]	σ_{inf}	-0.22
Tensioni principali massime per taglio-torsione senza contributo di precompressione [N/mm ²]	τ_{max}	0.98
	σ_I	0.31
	σ_{II}	-3.28

Tabella 62: risultati ottenuti per la verifica del ponte est, fase B

Pressioni di contatto sul terreno:

Per carichi sempre presenti [N/mm ²]	$\sigma_{\text{est. lato terrapieno}}$	-0.18
	$\sigma_{\text{int. Lato ferrovia}}$	-0.17
Per la combinazione più sfavorevole dei carichi accidentali, compresa la temperatura [N/mm ²]	$\sigma_{\text{est. lato terrapieno}}$	-0.25
	$\sigma_{\text{int. Lato ferrovia}}$	-0.4

Tabella 63: pressioni di contatto sul terreno, ponte est

Anche in questo caso, come è possibile osservare dai risultati ottenuti dalle verifiche condotte per il ponte est, l'impalcato è risultato conforme e idoneo in quanto i valori delle tensioni non hanno mai superato quelli limite imposti da Normativa.

4.4 Il collaudo della pavimentazione con il metodo FWD

Questa procedura ha come scopo quello di valutare l'agibilità della pista realizzata, confrontando il parametro PCN (Pavement classification number), ovvero un numero che esprime la capacità portante della pavimentazione per un numero abbastanza elevato di operazioni sulla pista, con il parametro ACN (Aircraft classification number), ovvero un numero che esprime l'effetto di un dato aeromobile sulla pavimentazione per un dato standard di portanza del sottofondo.

La determinazione del valore di ACN deve essere fatta per ogni categoria di aeromobile, considerando la tipologia di pavimentazione (rigida o flessibile), la condizione di carico massimo al decollo e quella di carico operativo a vuoto, quattro combinazioni di portanza (elevata, media, bassa, scarsa), tensione di lavoro del calcestruzzo e pressione di gonfiaggio standard. Nel caso del Raccordo Sud, l'aereo critico di riferimento era l' Airbus A380-800 il cui valore di ACN è stato fornito dalla Airbus attraverso appositi bollettini, ed è risultato pari a 82.

Per la determinazione del valore di PCN di una pavimentazione aeroportuale è possibile utilizzare diversi criteri di valutazione: valutazione basata sull'esperienza; valutazione condotta mediante un metodo analitico; valutazione condotta attraverso un metodo di analisi teorica. Quest'ultimo è quello che è stato utilizzato per il Raccordo in esame.

Inizialmente è stato condotto un calcolo analitico di prima approssimazione per la determinazione di PCN. Per procedere con il calcolo del PCN la pavimentazione è stata riportata a una sovrastruttura ideale, formata da uno strato unico in misto granulare stabilizzato. Lo spessore equivalente della pavimentazione è stato calcolato considerando, oltre allo strato in misto

granulare, gli strati legati in conglomerato bituminoso, supercementato e misto cementato ordinario che sono stati successivamente convertiti in uno spessore equivalente di misto granulare secondo la seguente relazione:

$$CE = \frac{\sqrt[3]{E_1 \cdot (1 - \nu_{m,gran})}}{\sqrt[3]{E_{m,gran} \cdot (1 - \nu_1)}}$$

dove:

E_1, ν_1 sono le caratteristiche del materiale di cui si cerca lo spessore equivalente;

$E_{m,gran}, \nu_{m,gran}$ sono le caratteristiche meccaniche del misto granulare stabilizzato di riferimento.

Applicando la stessa relazione ai vari materiali di cui si cerca lo spessore equivalente si sono ricavati i seguenti coefficienti di conversione:

CE strato di usura in conglomerato bituminoso modificato = 2,43

CE strato di binder in conglomerato bituminoso fibrorinforzato = 2,34

CE strato di base in supercementato = 2,06

CE strato di sottobase in misto cementato ordinario = 1,65

Pertanto lo spessore equivalente "e" della pavimentazione è risultato:

Strato di usura in conglomerato bituminoso modificato 6 * 2,43

Strato di binder in conglomerato bituminoso fibrorinforzato 8 * 2,34

Strato di base in supercementato 25 * 2,06

Strato di sottobase in misto cementato ordinario 25 * 1,65

In conclusione si è ottenuto uno spessore equivalente "e" pari a 125,9 cm.

A questo punto, il valore del PCN è stato calcolato attraverso una relazione fornita dal documento I.C.A.O. 9157 parte 3-N1.1.3 (Manuel de Conception des Aérodromes):

$$PCN = \frac{e^2}{500 \cdot \left[\left(\frac{1}{0,57 \cdot CBR} \right) - 0,025 \right]}$$

Essendo $e = 125,9$ cm lo spessore equivalente degli strati in conglomerato bituminoso rimaneva solo da definire il valore di CBR.

Essendo il modulo elastico statico dello strato di sottofondo pari a 80 MPa, secondo le norme I.C.A.O. sottofondo di categoria "C" di bassa portanza, il valore del CBR è stato posto uguale al 8 %.

Tuttavia, a favore di sicurezza, si è stabilito di procedere con il calcolo del PCN assumendo un valore CBR pari a 6%.

Il valore di PCN atteso in condizione estiva (per una temperatura di circa 30°C) secondo la relazione sopra indicata risultava pertanto pari a 118,5.

Questa metodologia ha permesso di definire il valore di PCN in maniera analitica. Concretamente, nel collaudo del Raccordo, la procedura seguita in sito è stata quella di utilizzare un'apparecchiatura mobile che ha rilevato le onde di propagazione nelle pavimentazioni dovute alla caduta di una massa, attraverso dei geofoni (Figura 42).



Figura 42: apparecchiatura per FWD

Da questi rilievi è stato poi possibile definire l'indice CBR utilizzando una formula di conversione. La struttura del Raccordo è stata suddivisa in sezioni facenti parte di due tipologie differenti di pavimentazione (quella di progetto posto a base di gara e quella della variante, entrambe relative alla taxiway), come riportato nella figura 43.

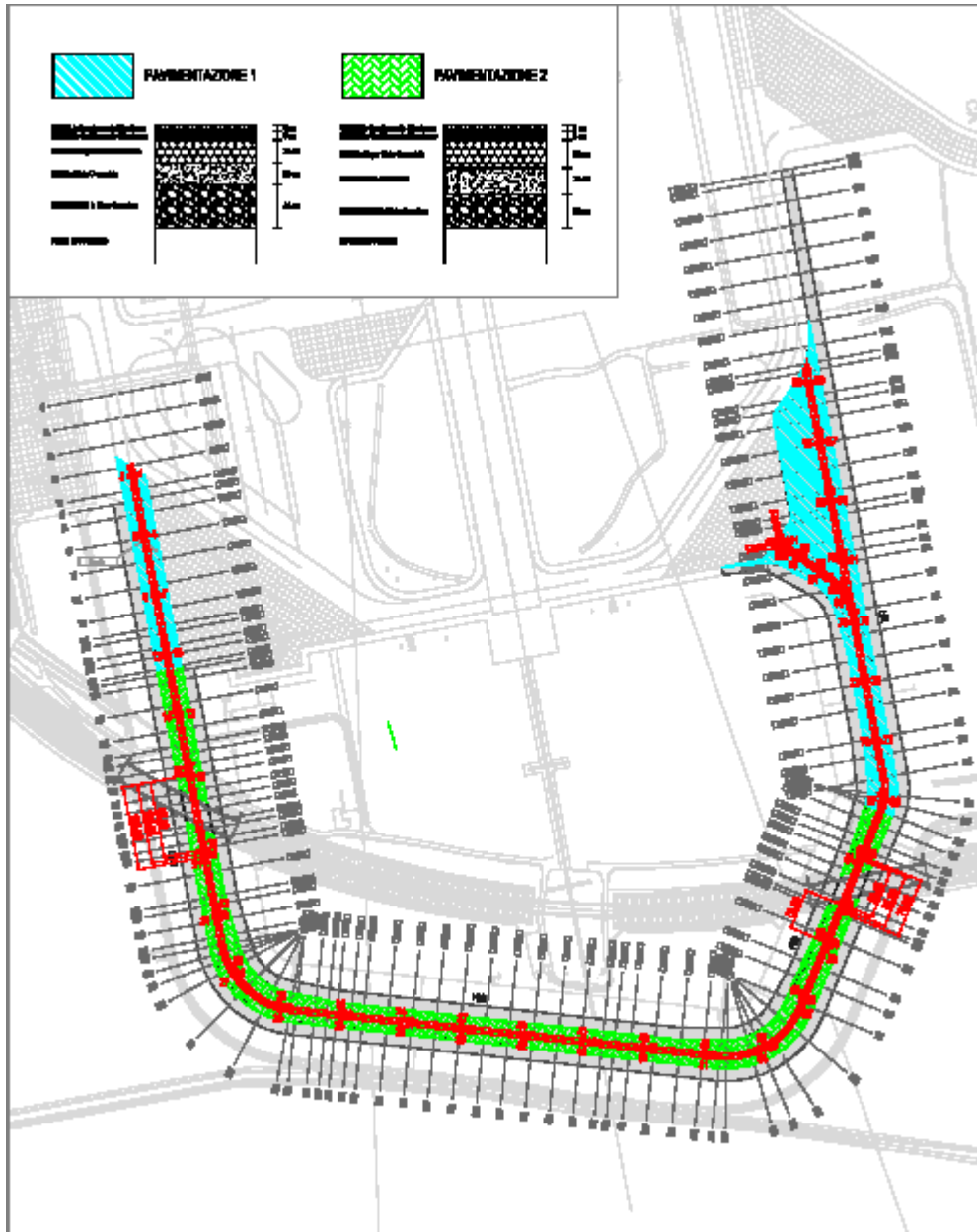


Figura 43: individuazione delle due tipologie di pavimentazione

Sono stati determinati quindi due indice CBR differenti dai quali è stato poi possibile definire i valori di PCN relativi ad ogni sezione. Su 77 sezioni considerate, appartenenti ad entrambe le tipologie di pavimentazione, è stato valutato un PCN pari a 120.

Poiché il valore di ACN (82) è risultato minore del valore di PCN (sia in relazione a quello appena calcolato che anche a quello determinato in laboratorio, descritto precedentemente, che risultava essere pari a 118,5), la verifica di collaudo è risultata soddisfatta.

Conclusioni

Nell'elaborato presentato si è voluto analizzare l'iter progettuale ed operativo seguito per la realizzazione del Raccordo Sud dell'aeroporto di Malpensa.

Inizialmente sono state evidenziate le problematiche e i limiti di esercizio legati alla configurazione dell'esistente struttura aeroportuale, presentando le diverse necessità individuate, ovvero, fondamentalmente, quella di connettere in un unico percorso di rullaggio le due piste costituenti l'aeroporto, lasciando al contempo lo spazio necessario alla prevista terza pista. Si è visto come questa iniziativa abbia portato una serie di vantaggi alla struttura sia per quanto riguarda l'esercizio, sia per quanto riguarda la riduzione di rischi e la salvaguardia dell'ambiente, infatti la realizzazione del Raccordo ha permesso un aumento della capacità del sistema infrastrutturale del 20% circa e una riduzione di più di 40.000 attraversamenti/anno ; per quanto riguarda l'ambiente, il risvolto positivo si è avuto in quanto l'opera, ottimizzando i passaggi degli aerei, ha portato ad una riduzione delle code e dei tempi morti, riducendo quindi l'inquinamento generato dai motori accesi in attesa.

Si è quindi affrontata l'analisi del progetto di realizzazione del Raccordo Sud posta a base di gara, caratterizzato, oltre che dalla costruzione della pavimentazione in sé, da una serie di interventi aggiuntivi necessari alla risoluzione di alcune problematiche connesse alla concretizzazione del Raccordo, come lo scavalco della linea ferroviaria, lo smaltimento delle acque meteoriche e la realizzazione ed adeguamento della segnaletica verticale ed orizzontale.

Si è quindi analizzato nel dettaglio il progetto riguardante le opere di scavalco della linea ferroviaria, che unisce l'aerostazione con la stazione di Milano Cadorna. Esso ha previsto la realizzazione di due ponti obliqui con andamento rettilineo. Ciascun ponte presenta sezione di tipo scatolare con ingombro interno costituito dalle due linee di binario esistenti e da una prevista terza linea; a lato dei binari, è stata realizzata una via di servizio camionabile, da utilizzare per ispezioni ed interventi di manutenzione. Durante la realizzazione di queste strutture si sono evidenziate notevoli problematiche legate alle caratteristiche del terreno presente in sito, infatti sono stati numerosi i franamenti e cedimenti del terreno che hanno poi spinto l'impresa ad intervenire mediante la realizzazione di muri d'ala successivi e con l'adozione di terre rinforzate.

A questo punto è stato analizzato nel dettaglio il progetto per la realizzazione delle opere idrauliche a difesa della struttura, definendo prima le caratteristiche delle precipitazioni nell'area della Malpensa facendo ricorso a dati registrati dalle stazioni del Compartimento di Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, SIMN, per poi definire l'entità delle portate da smaltire e quindi progettare e dimensionare l'opera. Essa ha previsto la realizzazione di interventi finalizzati alla raccolta delle acque meteoriche, al trattamento delle acque di prima pioggia e allo smaltimento delle stesse nel suolo mediante l'utilizzo di pozzi disperdenti.

Si sono poi descritte nel dettaglio le caratteristiche della pavimentazione da realizzare posta a base di gara, quindi i pacchetti di pavimentazione da realizzare in corrispondenza della taxi way, delle fasce antipolvere (Shoulders) e della strada perimetrale. Queste strutture sono state poi sottoposte ad un procedimento di verifica basato sulla teoria del multistrato elastico che ha consentito di introdurre gli schemi di carico (carrello principale) dei velivoli più recenti tipo Boeing B-777 ed Airbus A-380. Le verifiche in corrispondenza di ciascuna pavimentazione realizzata hanno registrato esiti positivi, dimostrando così la loro idoneità.

Successivamente si è passati ad analizzare la realizzazione della segnaletica e dell'impianto di illuminazione AVL (aiuti visivi luminosi), condotta allo scopo di dotare la nuova taxiway della segnalazione luminosa di asse, delle intermedie holding position e della segnaletica verticale luminosa di guida al rullaggio. Questo intervento è stato caratterizzato dall'adozione di segnali che utilizzano come sorgente luminosa diodi a led colorati, in alternativa alle comuni lampade a filamento. Tale tecnologia ha consentito una significativa minimizzazione dei consumi energetici. Inoltre, in tale periodo, erano in una fase avanzata di definizione e sviluppo i sistemi di alimentazione di tipo parallelo che sono stati utilizzati anche come supporto per la trasmissione dati. Tali opportunità hanno consentito una notevole semplificazione dei cablaggi ed una riduzione dei componenti installati in campo, con conseguente notevole semplificazione delle attività di manutenzione. Relativamente a questo argomento sono stati descritti anche tutti gli interventi propedeutici alla costruzione degli impianti luminosi, come la posa dei cavidotti, dei pozzetti e dei basamenti di supporto per i segnali stessi.

A questo punto sono state descritte le fasi operative seguite per la realizzazione del cantiere, a partire dallo studio geologico necessario ad evidenziare le caratteristiche dei terreni presenti in sito e ad organizzare la bonifica degli ordigni bellici ritrovati (operazione ripresa anche durante le

lavorazioni a seguito del ritrovamento di altri ordigni non individuati inizialmente), fino ad arrivare alla fase finale di smobilitazione del cantiere. Sono state analizzate quindi le singole fasi di lavorazione e di avanzamento, mettendo in evidenza anche i mezzi di cantiere coinvolti di volta in volta nelle operazioni, come il rullo compattatore e la vibrofinitrice.

Si è quindi passati ad analizzare le problematiche e gli aspetti che hanno spinto l'impresa aggiudicatrice a presentare una variante al progetto posto a base di gara. Queste problematiche erano per lo più legate a due aspetti particolari: le scarse caratteristiche dei terreni costituenti le scarpate e la presenza di temperature poco favorevoli alle stese dei materiali, in particolare quelli legati a bitume. Per quanto riguarda la prima problematica è stata approvata la soluzione di adottare terre rinforzate di tipo POLYWALL che ha consentito di ottenere risultati simili ad una tradizionale muratura di contenimento, garantendo l'efficacia del sostentamento con minori costi. Il principio di funzionamento delle terre rinforzate è quello di mobilitare un sistema di forze interne, mediante l'inserimento di rinforzi (geocompositi) lungo piani generalmente orizzontali e paralleli, così da riequilibrare lo stato di equilibrio di una scarpata artificiale. In questo modo si sfrutta sia la resistenza di tipo frizionale allo sfilamento del geosintetico del terreno, sia l'effetto di pseudo-coesione (lo stato tensionale interno del terreno viene modificato per la presenza di rinforzi) .

Per quanto riguarda il superamento dell'altra problematica emersa, ovvero quella legata alle temperature poco favorevoli alla stesa, si è deciso di sostituire il legante bituminoso con il legante cementizio per le basi bitumate, individuando uno strato di alta qualità e portanza, definito supercementato, caratterizzato da curva granulometrica con fuso particolarmente accurato e utilizzo di inerti di frantumazione, adozione di percentuali di cemento superiori agli ordinari standard del misto cementato ordinario e inserimento di fibre reticolari in poliestere all'interno della massa cementizia al duplice scopo di migliorare la resistenza a trazione dell'ammasso e di controllare e contenere eventuali fenomeni di microfessurazione. Per quanto riguarda il binder, si è deciso di adottare un bitume più tenero di quello posto a base di gara, di inserire delle fibre di cellulosa vetro nell'ammasso bituminoso e di impiegare additivi invernali a favore della lavorabilità. Prima dell'approvazione del nuovo progetto da parte degli organi competenti, è stata condotta una verifica sulla pavimentazione presentata in sede di variante per dimostrare l'equivalenza della stessa con quella posta a base di gara. Si sono quindi definite le caratteristiche dell'aereo critico (Airbus 380-800), ovvero la disposizione dei carrelli, il massimo carico operativo, il carico per gamba di forza (sia carrello tandem che tridem) e la pressione di gonfiaggio dei

pneumatici. Si è determinato il traffico equivalente valutando il traffico previsto per i successivi 20 anni e la ripartizione percentuale in riferimento a quattro diverse classi (aerei ultraleggeri, leggeri, di peso medio e di grandi dimensioni); si è fatta una previsione sui passaggi che avrebbero interessato il Raccordo, ricavando un totale di movimenti dell'aereo critico previsti pari a 360.124 movimenti. Si sono definite le caratteristiche meccaniche degli strati costituenti la pavimentazione (analizzando separatamente taxiway, shoulder e antipolvere) e i valori di riferimento presi in considerazione e si è condotta la verifica che ha dimostrato l'equivalenza della pavimentazione presentata nella variante con quella iniziale posta a base di gara.

A questo punto si sono analizzate le proprietà volumetriche e meccaniche delle miscele utilizzate nella realizzazione del progetto iniziando da quelle legate a cemento, come il misto cementato ordinario e il supercementato passando poi a quelle legate a bitume, come il binder e l'usura. Sono stati poi descritte anche le fasi operative di stesa delle miscele con riferimento ai mezzi di cantiere utilizzati e agli impianti sfruttati, come il KMA.

Successivamente sono state analizzate tutte le prove condotte in corso d'opera, sia in sito che in laboratorio, sugli strati realizzati. I risultati ottenuti da questa procedura sono stati confrontati con i valori di Capitolato e con quelli definiti dai documenti di prequalifica per verificarne l'idoneità. Tutti gli strati hanno rispettato i requisiti richiesti.

Infine è stato condotto il collaudo, sia per quanto riguarda gli impalcati di scavalcamento, utilizzando il criterio delle tensioni ammissibili, sia per quanto riguarda la pavimentazione stessa con il metodo dell'FWD, che ha permesso di definire in parametro PCN (Pavement Classification Number) e di confrontarlo con quello ACN (Aircraft Classification Number), fornito dall'Airbus.

E' possibile quindi concludere che il progetto in questione, come evidenziato, ha incontrato numerosi imprevisti e problematiche che ne hanno reso difficoltoso, e a volte anche critico, l'avanzamento. Ciò nonostante l'esperienza di tutti i collaboratori ha reso comunque possibile la sua conclusione, presentando tecniche innovative che lo hanno reso particolarmente interessante.

Bibliografia

1. Crispino M., Toraldo E., Pozzi M., "The use of crushed concrete slabs in base layers of airport pavements" - 5TH International Conference of maintenance and rehabilitation of pavements and technological control - Park City, Utah, 8-10 August 2007
2. Ferrari P., Giannini F., "Ingegneria Stradale, Corpo Stradale e Pavimentazioni", - ISEDI, Milano, 1979
3. Ferrari P., Giannini F., "Corpo stradale e pavimentazioni" - Ingegneria stradale Vol. II - ISEDI, Milano, II ris. 1989
4. Ranzo A., Configni B, "Fondamenti di ingegneria delle infrastrutture viarie" - CompoMat, 2007
5. Moraldi G., Benini A, "Sovrastrutture e pavimentazioni stradali e aeroportuali: corso di istruzione permanente" - Facolta' di ingegneria dell'Universita' di Roma - ESA, Roma, 1979
6. C.N.R. B.U. n. 69 (30/11/78) - Norme sui materiali stradali – Prova di costipamento di una terra
7. C.N.R. B.U. n. 29 (07/11/72) - Norme sui misti cementati
8. C.N.R. B.U. n. 134 (19/12/91) - Determinazione della resistenza a trazione indiretta
9. C.N.R. B.U. n. 34 (28/03/73) - Determinazione della perdita in peso per abrasione di aggregati lapidei con apparecchio «Los Angeles»
10. C.N.R. B.U. n. 63 (15/05/78) - Determinazione della massa volumica apparente dei granuli di un aggregato
11. UNI EN 933-1:1999 - Determinazione della distribuzione granulometrica - Analisi granulometrica per stacciatura
12. UNI 8520 parte 14^a - Determinazione colorimetrica del contenuto di sostanze organiche negli aggregati fini
13. CNR - UNI n. 10014/1964 - Prove sulle terre - Determinazione dei limiti di consistenza (o di Atterberg) di una terra
14. UNI EN 933-2:1997 - Determinazione della distribuzione granulometrica - Stacci di controllo, dimensioni nominali delle aperture.

Ringraziamenti

Un particolare ringraziamento è rivolto al Professore Crispino per avermi dato la possibilità di svolgere questo elaborato. Ringrazio il correlatore, Ing. Toraldo, che mi ha offerto la sua completa disponibilità in tutte le fasi di analisi e di scrittura, e l'Ing. Mariani per il tempo e la pazienza dedicatami, senza il loro apporto sarebbe stato impossibile arrivare ai risultati raggiunti.

Ringrazio tutto il Dipartimento di Vie e Trasporti del Politecnico di Milano ed in particolare il tecnico di laboratorio Pietro.

Ringrazio tutte le persone che mi hanno sostenuto durante il corso di studi e coloro che hanno saputo darmi forza nei momenti difficili. Un ringraziamento particolare a mia sorella che mi ha sopportato e ha sempre creduto in me.

Ai miei genitori che mi sono sempre vicino.

Grazie ancora...

Allegato 1

Le procedure di laboratorio

In questo allegato si è voluto descrivere in modo dettagliato le procedure di laboratorio seguite per la realizzazione delle prove che hanno permesso di definire le caratteristiche dei materiali in esame e le proprietà, rendendo così possibile la redazione dei documenti di Prequalifica.

A.1 Prove sui materiali legati a cemento

Analisi Granulometrica per via umida (UNI EN 933-1). La prova consiste nel dividere, per mezzo di una serie di setacci, un materiale in numerose classi granulometriche di dimensioni decrescenti. Le dimensioni delle maglie e il numero dei setacci sono scelti in base alla natura del campione e alla precisione richiesta. Il procedimento adottato consiste nel lavaggio seguito da setacciatura a secco. La massa delle particelle trattenute sui vari setacci viene rapportata alla massa iniziale del materiale e le percentuali cumulative del passante attraverso ciascun setaccio sono registrate sotto forma numerica e rappresentate sotto forma grafica. Una volta lavato ed essiccato il campione da analizzare, esso viene versato nella colonna degli stacci sovrapposti che viene agitata manualmente o meccanicamente. A questo punto essi vengono rimossi uno per uno, cominciando da quello che presenta l'apertura più grande, e agitati singolarmente, manualmente, assicurandosi che non ci siano perdite di materiale. Per ogni staccio viene pesato e registrato il peso del materiale trattenuto e successivamente viene calcolata la massa trattenuta da ciascuno staccio come percentuale della massa iniziale (dopo lavaggio ed essiccamento). Viene poi calcolata la percentuale cumulativa rispetto alla massa iniziale fino allo staccio 0,063 mm non compreso. Infine viene calcolata la percentuale delle particelle fini che passano attraverso lo staccio di 0,063 mm. Se la sommatoria delle masse trattenute ai vari stacci sommata alla massa del passante che rimane nel recipiente di fondo differisce più del 1% dalla massa essiccata del trattenuto sullo staccio di 63 mm, la prova va ripetuta. I valori ottenuti durante questa prova vengono poi riportati su un grafico in scala semilogaritmica che ha sulle ascisse il diametro dei vari stacci (apertura) e in ordinata il valore di trattenuto per ogni staccio (Figura 44).

	Apertura	Trattenuto	Passante	Passante
	[mm]	[g]	[g]	[%]
SETACCI ISO 3310-1 e ISO 3310-2	125	0,0	4522,0	100,0
	63	0,0	4522,0	100,0
	31,5	383,8	4138,2	91,5
	16	1107,2	3414,8	75,5
	8	1897,8	2624,2	58,0
	4	2440,8	2081,2	46,0
	2	2881,4	1640,6	36,3
	1	3297,9	1224,1	27,1
	0,500	3692,0	830,1	18,4
	0,400	3792,7	729,3	16,1
	0,250	3967,1	554,9	12,3
	0,125	4173,0	349,0	7,7
	0,075	4268,5	253,5	5,6
	0,063	4279,8	242,2	5,4
Peso aggregati [g]		4522,0		

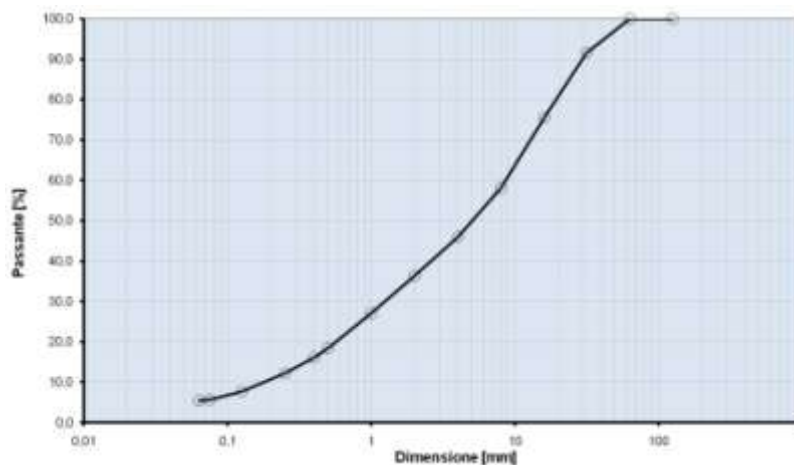


Figura 44: esempio di curva granulometrica con tabella relativa ai valori di setacciatura

La curva così ottenuta viene poi confrontata con un fuso granulometrico fornito da Capitolato, che indica il limite superiore e quello inferiore in cui deve essere compresa la curva granulometrica del materiale analizzato (Figura 45).

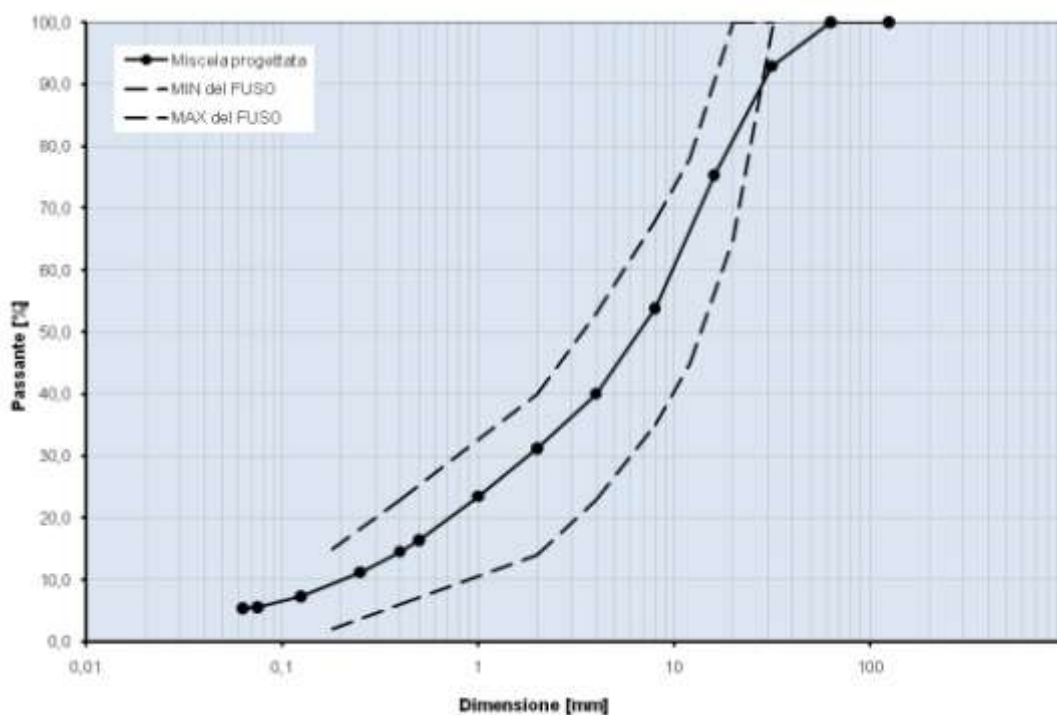


Figura 45: esempio di curva granulometrica con fuso di riferimento

Sugli aggregati viene spesso condotta la prova Los Angeles che caratterizza la perdita in peso per abrasione di un aggregato lapideo sottoposto ad un'azione di rotolamento ed urto insieme a sfere metalliche in apposito cilindro (Normativa di riferimento: n°34 del 28 marzo 1973). Questo cilindro è chiuso, in acciaio, di dimensioni interne di 710 mm di diametro e 510 mm di altezza, provvisto di un'apertura per l'introduzione del campione di prova. Il cilindro è dotato, al suo interno, di una mensola in acciaio di 90 mm, di spessore pari a 50 mm, disposta radialmente e fissata alla parete cilindrica per tutta la sua altezza ad una distanza non inferiore a 1270 mm dall'apertura. Il cilindro è montato su due perni che ne permettono la rotazione attorno al proprio asse posto in posizione orizzontale. Le sfere metalliche prima citate sono in acciaio, di diametro di 47,6 mm. Il numero di sferette da introdurre nell'apparecchiatura e il numero di giri di rotazione vengono determinati in base alla granulometria del materiale.

Nel cilindro vengono introdotti il campione di prova e la carica abrasiva. Posto in rotazione, esso viene fatto ruotare per 1000 giri per aggregati con dimensioni superiori a 19 mm, per 500 giri per aggregati con dimensioni inferiori a 38,10 mm. Il materiale viene quindi tolto e passato al setaccio 1,68 mm. Il trattenuto viene infine pesato.



Figura 46: apparecchiatura Los Angeles

La perdita in peso per abrasione all'apparecchio Los Angeles viene riferita percentualmente al peso iniziale con la seguente relazione:

$$L.A. = (\text{peso iniziale} - \text{peso del materiale trattenuto al setaccio } 1.68\text{mm al termine della prova}) * 100 / \text{peso iniziale}$$

Un'altra prova che è stata condotta per il materiale utilizzato nella costruzione del Raccordo Sud è quella della determinazione dei Limiti di Atterberg, ovvero delle soglie che individuano la consistenza del materiale in esame. Questi limiti di consistenza sono i valori di umidità di una terra assunti convenzionalmente per caratterizzare i passaggi di stato: dallo stato liquido allo stato plastico, dallo stato plastico allo stato semisolido e dallo stato semisolido a quello solido.

Per la determinazione del limite dello stato liquido viene utilizzato un apparecchio costituito da una coppa di ottone con un dispositivo meccanico che consenta la caduta ripetuta della coppa su una base di ebanite dall'altezza di 10 mm. Per eseguire la prova vengono poi utilizzate una spatola, un utensile simile ad un coltellino e un'apparecchiatura per la determinazione dell'umidità.

Si pesano in una capsula 100-150 g di terra, opportunamente preparata (passante allo staccio 0,425 UNI 2332 di materiale essiccato e disaggregato con in pestello gommato), si aggiungono piccole quantità di acqua distillata e si mescola accuratamente dopo ogni aggiunta per distribuire nella migliore maniera possibile l'acqua in tutta la terra. Si lascia maturare la terra in ambiente umido per un tempo dipendente dalle caratteristiche del materiale e comunque non superiore a 12 ore. Dopo aver proceduto ad un ulteriore rimescolamento, si divide il campione in 4 parti uguali e si pone una di queste nella coppa di ottone dell'apparecchio. Con la spatola si liscia il materiale nella coppa in modo che esso venga superiormente limitato da una superficie piana parallela al bordo della coppa. Con l'utensile simile ad un coltellino si traccia un solco diametrale dall'alto verso il basso ed infine, ruotando la manovella, si fa cadere la coppa sulla base con la frequenza di 2 colpi al secondo, finché il solco si chiuda per una lunghezza di 13 mm e si rileva il numero di colpi che è stato necessario; si preleva quindi un piccolo quantitativo di terra dal centro della coppa e se ne determina l'umidità. Dopo aver umidificato le rimanenti parti del campione con contenuti crescenti di acqua ed averle rimescolate ciascuna accuratamente, si ripete l'operazione sopra descritta fino ad ottenere la

chiusura del solco per diversi numeri di colpi compresi tra 35 e 10. A questo punto si riportano in un diagramma semilogaritmico, avente in scala lineare le umidità e in scala logaritmica i numeri di colpi, i valori ottenuti dalla prova e si interpolano. Sulla retta così ottenuta si legge l'umidità corrispondente al numero di colpi pari a 25: l'umidità così individuata è per definizione il limite dello stato liquido.

Per la determinazione del limite dello stato plastico si procede come di seguito descritto: vengono utilizzati per la prova circa 15 g di terra, preparata e trattata come sopra; con essa si realizza una pallina sferica che viene messa poi sul piano di prova. Ora, mediante una lieve pressione e rullatura con le dita di una mano, essa è ridotta ad un cilindretto di diametro di 3 mm. Se il cilindretto di terra si rompe prima che tale diametro sia raggiunto, occorre bagnare ulteriormente la terra e ripetere la prova, se invece si può scendere al di sotto di 3 mm di diametro senza che il cilindretto si rompa in frammenti, occorre ripetere la prova fino a che il cilindretto, essiccandosi per effetto delle successive manipolazioni, si sbricioli non appena raggiunto il diametro di 3 mm. A questo punto si raccoglie la terra sbriciolata e se ne determina l'umidità. Questa indica il limite dello stato plastico della terra.

La differenza tra il limite dello stato liquido e dello stato plastico determina un indice fondamentale per le terre: l'Indice di plasticità.

La determinazione della massa volumica apparente (TMD) viene condotta sui granuli per determinare il peso specifico apparente degli aggregati. Si parla di peso specifico apparente in quanto quello reale comprende anche la porosità interna del campione. Questa prova è stata condotta per avere un riferimento di valore massimo di densità che è stato poi utilizzato per confezionare i campioni con la Pressa Giratoria. Gli aggregati vengono inseriti in un picnometro per eliminare l'aria presente nel campione. Infine, mediante una serie di pesate, si determina il peso specifico dello stesso.

La prova di costipamento di una terra, detta prova Proctor, ha l'obiettivo di definire la massima massa volumica del secco della terra ottenuta mediante costipamento meccanico; l'umidità corrispondente viene definita "umidità ottima". Il costipamento si ottiene assoggettando a ripetuti colpi di pestello la terra disposta a strati in uno stampo. Il metodo di esecuzione delle prove di costipamento può avvenire con due modalità differenti: AASHTO Standard e AASHTO Modificata che differiscono tra loro nell'energia con cui i provini vengono costipati.

Il materiale inumidito viene posto nello stampo in strati di uguale spessore, ciascuno dei quali viene costipato mediante il pestello. I colpi di pestello (25 se si adopera lo stampo piccolo, 56 se si adopera quello grande) devono essere ben ripartiti in modo da ottenere un costipamento il più uniforme possibile. Si determina la massa del provino umido sottraendo dalla massa totale quella dello stampo; si rimuove il provino dallo stampo e se ne determina l'umidità nella parte centrale. Le operazioni fino a qui descritte vanno ripetute per gli altri provini con umidità crescenti fino a quando la massa dell'ultimo provino costipato non risulti minore o uguale della corrispondente massa del provino precedente. La densità secca del campione γ_s è:

$$\gamma_s = \text{peso del materiale essiccato a } 105^\circ\text{C} / \text{volume a costipamento avvenuto}$$

Dai risultati si ottiene una curva a campana detta appunto Curva Proctor che rappresenta la legge di variazione della densità secca in funzione del contenuto di acqua del campione (CNR 69 del 78). Si definisce resistenza a trazione indiretta, la resistenza determinata sottoponendo un provino cilindrico a rottura, mediante un carico di compressione diametrale.



Figura 47: apparecchiatura per resistenza a trazione indiretta

Si definisce deformazione di trazione indiretta a rottura per compressione diametrale, l'allungamento unitario di diametro del provino provocato dal carico di rottura e misurato sul piano assiale perpendicolare a quello di carico.

Si definisce deformazione di compressione a rottura per compressione diametrale, l'accorciamento unitario del diametro del provino provocato dal carico di rottura e misurato sul piano assiale di carico.

La compressione semplice, ovvero con espansione laterale libera, si effettua su provini cilindrici ottenuti mediante un costipamento Proctor. La prova consiste nel rompere i campioni sottoponendoli a compressione e registrare il valore di resistenza a compressione manifestata dagli stessi. Per normativa la prova viene considerata valida se la media delle varie resistenze a compressione dei provini non differisce dai valori registrati per un valore superiore di +- 20% (CNR BU 29 del 72).



Figura 48: resistenza a compressione

A.2 Prove sui materiali legati a bitume

Per quanto riguarda i bitumi, essi sono stati sottoposti a due tipi di prove fondamentali: la prova di *penetrazione* e la definizione del punto di rammollimento.

La prima, misura l'affondamento, espresso in decimi di millimetro, che un ago normalizzato subisce nel tempo di 5 secondi e sotto un carico di 100 g in un provino di bitume a 25°C. Questa prova è di fondamentale importanza in quanto i bitumi presentano una consistenza variabile in funzione della temperatura.

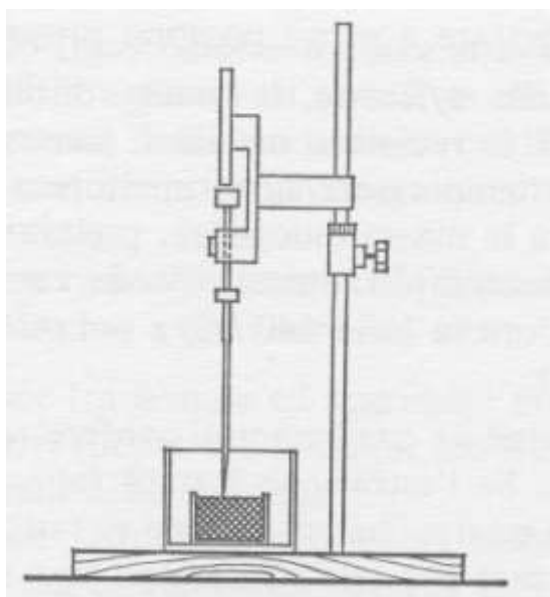


Figura 49: strumentazione per la prova di penetrazione

Per quanto riguarda il punto di rammollimento, che si determina con la prova palla-anello, esso è il valore di temperatura T al quale il bitume tende a perdere le sue caratteristiche di plasticità. In realtà sarebbe più corretto parlare di intervallo di temperature più che di un valore preciso.

La prova consiste nel colare un campione di bitume in uno speciale anello di ottone che viene poi posto in un bagno di acqua; al centro dell'anello viene posta una sferetta di acciaio con peso e diametro stabiliti; a questo punto la temperatura viene aumentata gradualmente; il punto di rammollimento è la temperatura T in corrispondenza della quale il bitume si deforma al punto di permettere alla sferetta di toccare una lastra posta 1 pollice sotto l'anello.



Figura 50: strumentazione per la prova palla-anello

Sui bitumi si possono anche condurre altre prove come la prova per determinarne la duttilità, la solubilità in solventi organici, il contenuto in paraffina, l'infiammabilità e la volatilità. La prima determina l'allungamento che un provino normalizzato di bitume, sollecitato a trazione secondo modalità e temperature prefissate, subisce prima di rompersi. La solubilità in solventi organici permette di stabilire l'esatta percentuale di bitume nel materiale in esame e permette di determinare la presenza di cariche inerti aggiunte.



Figura 51: apparecchiatura per definire la solubilità di un bitume

Il contenuto in paraffina è una caratteristica propria della composizione del bitume e dipende dalla natura del grezzo utilizzato in produzione. Il procedimento di estrazione è composto da più fasi: distillazione, soluzione, filtrazione ed evaporazione. La prova di infiammabilità consente di determinare la temperatura alla quale può verificarsi l'accensione del bitume in presenza di una

fiamma. Infine la prova di volatilità permette di valutare gli effetti del riscaldamento sul comportamento del bitume.