

Le sovrastrutture stradali in siti industriali

Dimensionamento con metodologie di calcolo aeroportuali

Road superstructures in industrial sites

Road design by using airport methods



ETTORE VOLTA B.G.
Università di Bologna, DISTART

RINALDO APOLLONIO

Tesi di laurea in "Costruzioni ferroviarie ed aeroportuali" - A.A. 2008-2009

Riassunto

Le esperienze di progettazione si evolvono valutando e proponendo nuove applicazioni per il calcolo strutturale delle sovrastrutture. Le più recenti metodologie di dimensionamento in ambito stradale ed aeroportuale sembrano ispirate, apparentemente, a due approcci con filosofie di progettazione diverse. I carichi ed il cemento a cui le pavimentazioni stradali e aeroportuali sono sottoposte sono completamente diversi: decisamente superiori i carichi attinenti al campo aeroportuale contro una frequenza di passaggi assai inferiore durante la vita utile della pavimentazione. Questi due indirizzi di progettazione possono talora intersecarsi, dando origine a una proficua esperienza di progettazione. Questo è il caso di specie che sarà illustrato nelle pagine seguenti e che riguarda la progettazione della sovrastruttura esterna del piazzale dello stabilimento di Ravenna del "Gruppo Marcegaglia".

Summary

Experiences design evolve considering and proposing new applications for structural calculation of superstructures. The latest methodologies of sizing in road and airport seem inspired, apparently, by two approaches with different design philosophies. Loads and the cemento, to whom the pavement are submitted are completely different: the loads in the airport field are definitely higher whereas the frequency of passages result much more inferior. These two addresses design can sometimes intersect, giving rise to a profitable experience design. This is the case of species which will be illustrated in the following pages and covers the design of the external superstructure of the square of the establishment in Ravenna of the "Marcegaglia Group".

1. Premessa

La progettazione di una sovrastruttura stradale di un'area esterna industriale, sottoposta al passaggio dei mezzi d'opera, porta a pensare di ricorrere all'impiego di una metodologia di dimensionamento attinente al settore delle strade.

La presenza di mezzi con un carico per asse elevato, vicino ai 900 kN, se confrontato con quello stabilito dal Codice della Strada in 120 kN, elevato a 130 kN per i mezzi d'opera, consente di ricorrere a metodologie di dimensionamento impiegate in ambiti aeroportuali e

contraddistinte, appunto, dalla presenza di carichi notevolmente superiori.

La sede dello stabilimento Marcegaglia di Ravenna si trova in corrispondenza dell'area industriale Baiona, nei pressi del porto canale del Candiano (**Fig. 1**). Qui arrivano, infatti, le navi che trasportano i *coils* (nastri di lamiera arrotolati), i quali sono smistati e depositati nei piazzali all'esterno dello stabilimento (**Fig. 2**).

Per stabilire la composizione della sovrastruttura stradale innanzitutto è necessaria una valutazione dei carichi, dei loro movimenti giornalieri ed è altresì fondamentale stabilire un'organizzazione dei trasporti inter- ➤



Fig. 1 Area dello stabilimento "Marcegaglia"



Fig. 2 Area di un piazzale esterno

ni. Nello stabilimento circolano automezzi pesanti con varie configurazioni ma, ai fini della rappresentatività per il calcolo, è stato possibile assimilarli ad un autotreno a sei assi, pur con pesi non usuali.

L'altro mezzo operativo è un carrello elevatore (v. Fig. 11), caratterizzato da un carico massimo sull'asse anteriore notevolmente elevato.

Sono proprio queste particolarità che hanno indotto all'utilizzo di metodi di dimensionamento aeroportuali. La progettazione della sovrastruttura del piazzale esterno si può articolare in quattro fasi:

- ▶ *analisi del sito*: si valutano i materiali presenti sul luogo e si effettuano le prove di caratterizzazione dei materiali;
- ▶ *valutazione dei carichi*: si analizzano i carichi che circolano sulla sovrastruttura;
- ▶ *sperimentazione in situ*: si esegue un campo prova con prelievo di campioni per analisi in laboratorio;
- ▶ *dimensionamento della sovrastruttura*: si determina, in funzione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e dei carichi, la sovrastruttura di progetto.

2. Analisi del sito

Inizialmente si sono eseguite delle indagini geognostiche per la valutazione della stratigrafia del terreno in diciannove punti.

Su nove campioni si sono effettuate prove di:

- ▶ determinazione dei limiti di Atterberg;
- ▶ analisi granulometrica;
- ▶ classificazione di una terra - CNR-UNI 10006.

Su alcuni campioni rappresentativi dei materiali si sono eseguite anche le prove di:

- ▶ contenuto in solfati idrosolubili;
- ▶ contenuto in cloruri;
- ▶ contenuto in sostanza organica.

Dalle prospezioni s'è evinto che i nove campioni testati appartengono a tre diversi gruppi di terreno, ossia $A_{2,4}$, A_6 e $A_{7,6}$, oltre al materiale della fondazione stradale esistente in misto litico del tipo A_{1-a} (Fig. 3).

Per le terre dei gruppi A_{1-a} e $A_{2,4}$ non sussistono particolari problemi poiché sono frantumati litici con frazioni sabbiose e limose oppure sabbie. Sussistono invece dei problemi per le terre dei gruppi A_6 e $A_{7,6}$, giacché esse consistono in limi ed argille molto compressibili, mediamente o fortemente plastiche, con un indice di plasticità elevato.

S'è subito pensato, quindi, di eseguire un intervento di stabilizzazione, anche per limitare lo spessore della futura pavimentazione, poiché lo scarso indice CBR del sottofondo di partenza avrebbe comportato uno spessore troppo elevato, con difficoltà operative e di rispetto delle quote prefissate, ma, soprattutto, finalizzato ad aumentare la portanza.



Fig. 3 Particolare della fondazione presente

Successivamente dalla valutazione della piezometrica s'è registrato un elevato livello della falda, tanto da obbligare ad un innalzamento della quota assoluta inizialmente prevista dal progetto.

La volontà è stata quella di non interessare con i lavori la falda ma di attestarsi leggermente sopra di essa.

In questo modo l'indirizzo progettuale s'è rivolto alla realizzazione, comunque, di un intervento di stabilizzazione, riservato, però, allo strato di fondazione, con terreni appartenenti ai gruppi A_{1-a} e A₂₋₄.

La lavorazione è consistita in una stabilizzazione con legante idraulico che, nel caso, è stato individuato in un cemento con una percentuale del 5%. Per verificare l'efficacia del lavoro si è ricorso ad un campo prova.

Dopo 7 giorni dall'intervento del trattamento si sono prelevati in luogo alcuni campioni (Fig.4) e sottoponendoli a due tipologie di prove.



Fig. 4 Foro di carotaggio del terreno stabilizzato

Gli accertamenti vanno compiuti sia su campioni tenuti per altri sette giorni in ambiente saturo (Fig. 5) e sia su campioni mantenuti per tre giorni in ambiente saturo e per i restanti quattro immersi in acqua (Fig. 6).

Il proposito è quello di valutare il comportamento del terreno trattato quando viene a contatto con acqua determinandone l'eventuale variazione delle sue resistenze meccaniche.

Le prove che vengono fatte misurano la tensione deviatorica all'atto della rottura del provino e della relativa deformazione assiale attraverso una prova a tra-



Fig. 5 Campioni mantenuti in ambiente saturo



Fig. 6 Campione mantenuti immersi in acqua

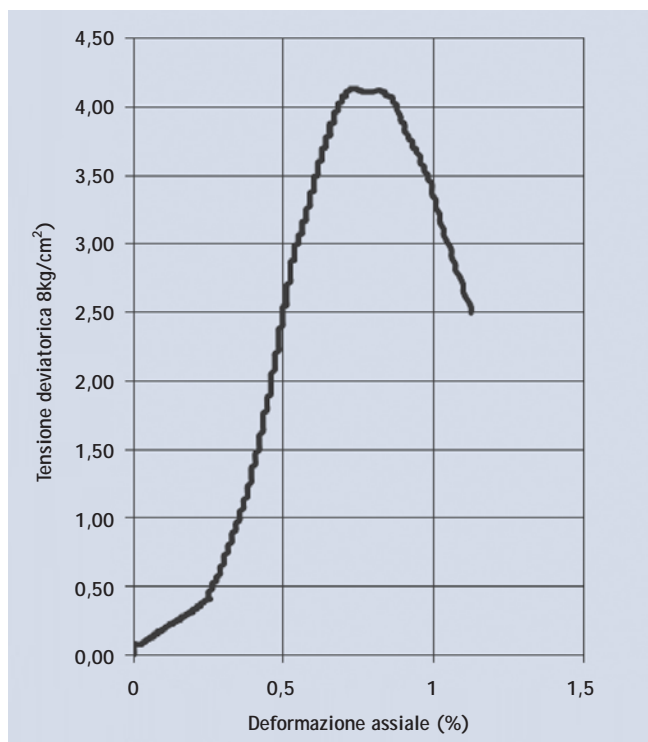


Fig. 7 Risultati della prova a trazione indiretta sul campione stabilizzato della Fig. 5 ($s_r = 4,13 \text{ kg/cm}^2$)

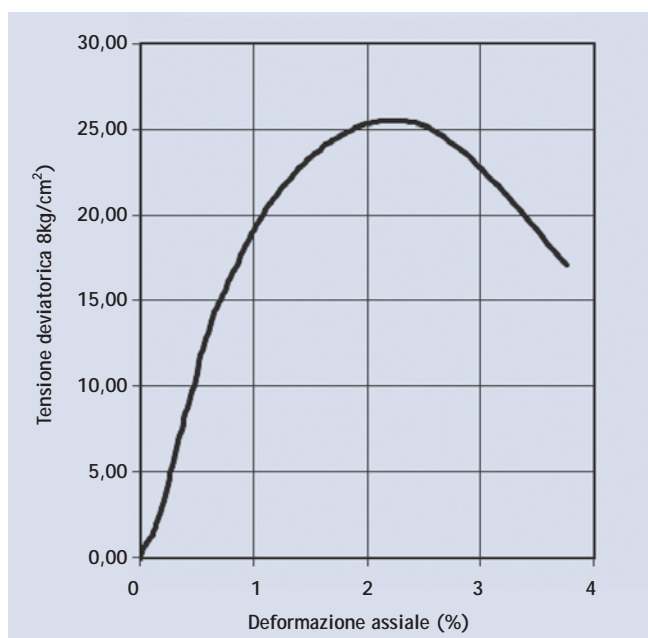


Fig. 8 Risultati della prova di compressione ad espansione laterale libera sul campione stabilizzato della Fig. 6 ($s_r = 25,84 \text{ kg/cm}^2$)

zione indiretta e una prova di compressione a espansione laterale libera. Alcuni dei risultati di questi test sono illustrati nelle **Figg. 7-8**.

Tuttavia i valori rilevati sono da considerarsi cautelativi perché non rispecchiano quelli reali in sito, giacché in queste prove non è stato riprodotto l'effetto di confinamento che genera il terreno circostante. Nonostante ciò da queste sperimentazioni si possono ricavare informazioni utili per i valori che verranno inseriti in sede di dimensionamento.

3. Valutazione dei carichi

I *coils* sono trasportati all'interno del cantiere da camion e carrelli elevatori. Poiché la capacità di carico di queste due tipologie di mezzi è notevolmente diversa, si deve provvedere all'omogeneizzazione di tali carichi, procedendo alla determinazione di un carico su ruota singola equivalente (E.S.A.). Noto questo valore è necessario calcolare il numero dei movimenti di tale ruota, ottenuto in funzione dei carichi giornalieri operanti all'interno dello stabilimento. È da registrare che nel dimensionamento s'è considerato un autotreno a sei assi, anziché quelli effettivamente utilizzati. Questa modifica, tuttavia, non ha inciso nella determinazione del numero dei movimenti complessivi dell'E.S.A. perché il contributo offerto dagli autotreni nei termini della valutazione dei carichi è nettamente inferiore rispetto a quello garantito dai carrelli elevatori.

Parte degli autoarticolati (**Fig. 9**) che transitano sul piazzale trasportano un carico pari a 1.200 kN, ai quali è aggiunta una tara di 300 kN, per un totale di 1.500 kN. Questo carico è suddiviso su sei assi: due singoli e quattro tandem. Il carico su asse è fissato in 150 kN mentre l'asse tandem supporterà un carico di 300 kN. L'obiettivo è di stabilire un E.S.A. (asse standard equivalente) di 130 kN pari al limite massimo consentito per il transito su strada dei mezzi d'opera e di calcolare il numero di questi assi circolanti sulla sovrastruttura di progetto. Si deve, quindi, determinare un fattore di equivalenza che rapporti il singolo movimento di un asse da 150 kN nei movimenti dell'asse equivalente da 130 kN fissato in precedenza. La determinazione di tale fattore si ottiene tramite una formula sperimentale che le-



Fig. 9 Autotreno in azione

ga il peso dell'asse di riferimento a quello generico. Il fattore di equivalenza per l'asse da singolo da 150 kN è 2,949, mentre quello per l'asse tandem è 4,069. Per ottenere quest'ultimo dato è sufficiente moltiplicare, a parità di peso, il fattore di equivalenza per asse singolo per il coefficiente 1,38.

Sommando i sei fattori e moltiplicando tale risultato per il numero degli automezzi che si prevede transitino in un giorno sulla sovrastruttura, stimato pari a 150, si è giunti a un valore finale di 3.327 E.S.A. da 130 kN (Tab. 10).

Tab. 10 Tabella E.S.A. totali

Asse	Carico (kN)	Fattore eq.	
S	150	2,949	
S	150	2,949	
T	300	4,069	
T	300	4,069	
T	300	4,069	
T	300	4,069	
totale	1500	22,174	ESA
150 camion/g		3.327	ESA totali

Il carrello elevatore (Fig. 11) è un mezzo caratterizzato da un elevato peso che grava sugli assi in modo differenziato.



Fig. 11 Carrello elevatore in azione



Il peso dell'asse anteriore è di 873 kN in condizioni di carico e di 310 kN in condizioni di scarico. Il peso dell'asse posteriore è di soli 80 kN in condizioni di carico e di 270 kN in condizioni di scarico (Tab. 12).

Tab. 12 Ripartizione dei carichi sugli assi del carrello elevatore

carico (kN)	asse anteriore	873
	asse posteriore	80
scarico (kN)	asse anteriore	310
	asse posteriore	270

Si riportano i valori dei pesi sia in condizioni di carico sia in condizioni di scarico perché sono state considerate entrambe ai fini del dimensionamento della sovrastruttura; per gli autoarticolati s'è adottata la condizione di solo carico.

Il passo successivo è stato quello di determinare il numero dei movimenti giornalieri degli assi dei carrelli elevatori.

Dalle analisi condotte sui flussi si è stabilito che risultavano pari a 487.

Una volta specificato il numero dei movimenti giornalieri degli assi dell'autotreno e del carrello elevatore, si devono uniformare i carichi.

Nel far ciò si considera come parametro fondamentale il carico su ruota e, in particolare, il valore è stato quello concernente la ruota dell'asse anteriore del carrello elevatore in condizioni di carico, che è il più elevato fra i cinque proposti (Tab. 13).

Tab. 13 Carichi per ruota dei carrelli e degli autoarticolati

		Asse (kN)	Carico ruota (kN)
carrello elev.	carico	873	218,25
		80	40,00
	scarico	310	77,50
		270	135,00
autotreno	carico	130	65,00

Dopo aver determinato il numero di movimenti giornalieri per le due diverse tipologie di mezzi, si riporta tale valore all'anno standard di produttività dello stabilimento industriale. Tuttavia non è sufficiente moltiplicare il numero dei movimenti rilevati in un giorno per il numero dei giorni lavorativi, stimato pari a 330. Deve anche essere introdotto un altro dato, il parametro

"c", il quale identifica la probabilità che un mezzo ha di transitare, lungo il suo tragitto, su un medesimo punto della sovrastruttura. Sono stati fissati due distinti valori di tale parametro, riportati in Tab. 14:

Tab. 14 Valori del parametro "c" per le due tipologie di mezzi

autotreni	c = 0,50
carrello elevatore	c = 0,20

A questo punto sono stati calcolati il numero dei movimenti annuali della singola ruota da 218,25 kN che è funzione del numero di movimenti annuali della ruota del singolo mezzo e del carico su di essa. Una volta ottenuti i contributi offerti dalle cinque configurazioni di carico appena considerate s'è calcolato il numero totale di movimenti, della ruota da 218,25 kN, semplicemente come somma dei cinque singoli contributi appena calcolati (Tab. 15).

Tab. 15 Movimenti annuali dell'E.S.A.

		Asse (kN)	Movimenti
carrello elev.	carico	873	32.142
		80	86
	scarico	310	486
		270	3.506
autotreno	carico	130	1.356
(mov. annuali ruota da 218,25 kN = 37.576)			

Questo numero di movimenti appena determinato deve essere associato al numero di movimenti di un aereo tipo di progetto. È proprio in questa fase che il dimensionamento è caratterizzato da connotati attinenti esclusivamente al settore aeroportuale, utilizzando come anello di congiunzione il carico su ruota. Non si usufruisce di altri parametri per assimilare la diversa conformazione delle ruote, poiché sia gli assi del carrello elevatore sia la gamba di forza principale dell'aereo di progetto hanno una struttura a ruote gemellate.

Nel dimensionamento di una sovrastruttura aeroportuale la lista degli aerei di progetto è composta di più velivoli, giacché il traffico che interesserà la pavimentazione è molto eterogeneo. Tuttavia, per gli scopi del presente dimensionamento, non è stato necessario allargare la lista di progetto a più di un velivolo.

Le caratteristiche dei pneumatici del carrello elevatore (pressione di gonfiaggio, dimensioni e interassi) sono state comparate con quelle di aeromobili con carrello principale "dual wheel" e carico totale da 200.000 lb. Nel caso specifico l'aeromobile rappresentativo è stato individuato nel Boeing B727/200 (Fig. 16).



Fig. 16 Boeing B727/200

Esso ha un carrello principale tipo "dual wheel" con peso massimo totale di 200.000 lb (908 kN di cui 860 kN sul carrello principale, come riportato in Tab. 17).

Tab. 17 Distribuzione dei pesi sul Boeing B727/200

Boeing B727/200	Carico
Peso massimo operativo	908 kN
Carrello principale	860 kN
Carrello secondario	48 kN

È anche possibile scegliere un aereo generico, non presente nella gamma dei velivoli in esercizio, purché sia contraddistinto da un peso di 200.000 lb (90.718 kg) e da una gamba di forza a ruote gemelle.

Il passo successivo consiste nell'attribuire la giusta quota di carico (il 95%) alla gamba di forza principale e nel determinare il carico per ogni ruota di tale gamba. Successivamente viene calcolato il numero di movimenti annuali dell'aereo di progetto, il cui valore è riportato in Tab. 18.

Tab. 18 Definizione del carico su ruota e numero dei movimenti annuali dell'aereo di progetto

Movimenti mezzo equivalente	37.576
Carico aereo progetto (kg)	90.718
Carico gamba forza principale (kg)	86.182
Carico ruota aereo progetto (kg)	21.545
Movimenti annuali aereo progetto	40.225

4. I materiali

Il progetto è consistito nel dimensionamento di una sovrastruttura semirigida che deve sopportare i carichi appena illustrati.

Essa è costituita da tre strati:

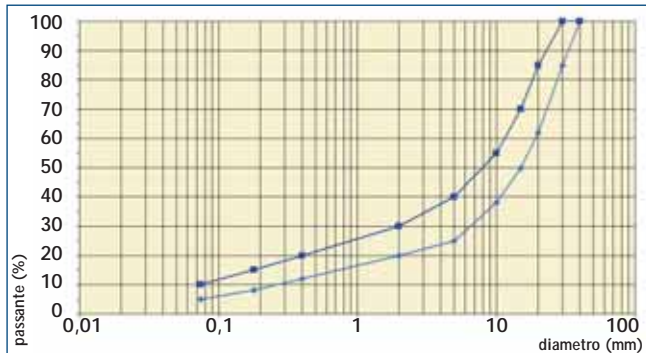
- ▶ *strato di fondazione*: è composto dal materiale stabilizzato descritto in precedenza, costituito da terre appartenenti ai gruppi A_{1-a} e A₂₋₄ con una percentuale di legante, in questo caso Cemento Portland 325, al 5%;
- ▶ *strato di base*: è composto da misto cementato
- ▶ *strato superficiale*: è composto di una stesa in unico strato di conglomerato bituminoso ad "alto modulo" (binder 0/35).

Si è privilegiato l'utilizzo di un conglomerato bituminoso ad "alto modulo", in sostituzione di un materiale tradizionale, al fine di aumentare la portanza ma soprattutto il comportamento a fatica e, possibilmente, ridurre lo spessore dell'intero pacchetto. Esso si compone di uno scheletro litico di pezzatura grossolana autoportante e riempito nei suoi vuoti da un mastice di notevole consistenza, composto da bitume, filler e fibre stabilizzanti. Il fuso granulometrico è riportato nella Tab. 19 e in Fig. 20.

Tab. 19 Limiti del fuso granulometrico del binder

Crivelli/setacci	Dimensione (mm)	Passante (%)
Crivello 40 UNI	40	100
" 30 UNI	30	85 - 100
" 20 UNI	20	62 - 85
" 15 UNI	15	50 - 70
" 10 UNI	10	38 - 55
" 5 UNI	5	25 - 40
Setaccio 2 UNI	2	20 - 30
" 0,40 UNI	0,4	12 - 20
" 0,18 UNI	0,18	8 - 15
" 0,075 UNI	0,075	5 - 10

Fig. 20 Fuso granulometrico del binder



Le specifiche del bitume e del conglomerato bituminoso sono segnalate nelle **Tabb. 21-22**.

Tab. 21 Specifiche del bitume

Parametro	Normativa	U.M.	Valori
Penetrazione a 25 °C	EN 1426	dmm	30 - 50
Punto di rammollimento	EN 1427	°C	> 70
Punto di rottura Fraass	EN 12593	°C	< -8
Viscosità dinamica a 160 °C	EN 13702-2	Pa·s	> 0,30
Ritorno elastico a 25 °C	EN 13398	%	> 50
Stab. Stoccaggio 3 gg. a 180 °C	EN 13399		
Variatione della penetrazione		dmm	± 5
Variatione punto rammollimento		°C	± 5
Valori dopo RTFOT	EN 12607-1		
Volatilità		%	< 0,80
Penetrazione residua a 25 °C	EN 1426	%	> 65
Variatione punto rammollimento	EN 1427	°C	± 5

Tab. 22 Specifiche reologiche del conglomerato bituminoso

Parametro	Normativa	U.M.	Valori
Angolo di rotazione		gradi	1,25 ± 0,02°
Velocità di rotazione		rot/min	30
Pressione verticale		°C	600
Diametro del provino	EN 12697-5, 8, 10, 31	Pa·s	150
Vuoti a 10 rotazioni		%	6 - 10
Vuoti a 100 rotazioni		%	3 - 5
Vuoti a 180 rotazioni		%	> 2
Resistenza a trazione indiretta a 25 °C	EN 12697-23	N/mm ²	> 1,50
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C		N/mm ²	> 75
Modulo din. per traz. indiretta (ISTM) a 10 °C	EN 12697-26	MPa	10000
Modulo din. per traz. indiretta (ISTM) a 20 °C	EN 12697-26	MPa	6500
Modulo din. per traz. indiretta (ISTM) A 30 °C	EN 12697-26	MPa	2000
Creep dinamico (Modulo di Creep) a 40 °C	EN 12697-25	MPa	> 25

Questo conglomerato bituminoso ad "alto modulo" è caratterizzato da un elevato modulo dinamico. Fra la fondazione e lo strato di base in misto cementato si è optato per l'interposizione di una protezione in emulsione bituminosa. Analogamente fra lo strato di base e lo strato superficiale in alto modulo è stata prevista una mano di emulsione bituminosa saturata a graniglia con finalità di antievaporazione. Si riporta di seguito nella **Fig. 23** la sovrastruttura tipo utilizzata per il dimensionamento.

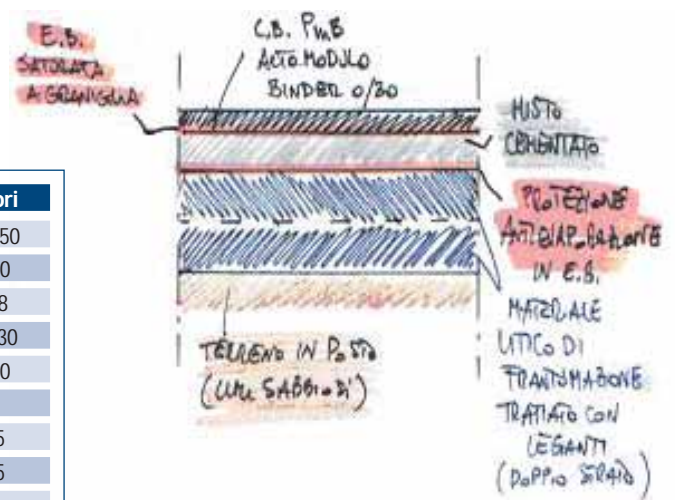


Fig. 23 Sovrastruttura tipo di progetto

5. Il dimensionamento

Il dimensionamento della sovrastruttura è avvenuto tramite il software LEDFAA v. 1.3 che implementa la teoria del multistrato elastico basata su procedure di progettazione sviluppate sotto il patrocinio della *Federal Aviation Administration* (FAA) per la progettazione di pavimentazioni flessibili e rigide, nuove o già in uso da riqualificare.

Nota la sovrastruttura tipo da utilizzare, si inserisce il modulo elastico dei materiali costituenti al termine della vita utile della pavimentazione (**Tab. 24**).

Dopo la definizione della composizione del pacchetto si passa all'introduzione dei carichi di progetto, attraverso la definizione dell'ae-

Tab. 24 Descrizione degli strati della pavimentazione

Strato	Materiale	E (MPa)/CBR
Strato sup.	Binder 0/35	2.250 MPa
Base	Misto cementato	1.200 MPa
Fondazione	Misto litico derivato da frantumazione e tratto con legante	800 MPa
Sottofondo	-	3

reo di progetto e il suo numero di movimenti annuali. Quest'ultimo valore, riportato in **Tab. 25**, sarà moltiplicato in automatico dal *software* per la durata della vita utile stimata in venti anni. Fra i restanti parametri di input è possibile ipotizzare una tasso di crescita annuale dei decolli nullo.

Tab. 25 Numero dei movimenti inseriti nella lista di progetto

Aereo	Movimenti
Dual Wheel 200	40.225

Si procede infine al dimensionamento della sovrastruttura. È importante, inoltre, rilevare che per lo strato più superficiale e lo strato di base sono prestabiliti dei valori minimi di spessore, rispettivamente, di 13 e 21 cm. Il dimensionamento ottenuto è riportato in **Tab. 26**.

Tab. 26 Risultati ottenuti dal dimensionamento

Strato	Spessore (cm)
Strato superiore	13
Base	20
Fondazione	45
Totale	78

6. Fase realizzativa

Per rispettare prefissate quote riferite ai capannoni, a percorsi esistenti come quelli della banchina portuale e di un tronco ferroviario, all'atto dei lavori sono state definite delle nuove quote per i piazzali.

In alcune zone lo spessore complessivo è risultato superiore a quello scaturito dalla progettazione. Il maggior spessore resosi necessario è stato ottenuto au-

mentando quello della fondazione con la realizzazione di un secondo strato di materiale inerte stabilizzato con il legante idraulico.

In questo modo s'è ottenuto uno strato di fondazione dello spessore di circa 80 cm subito sopra il livello della falda in diretta connessione con la quota marina del canale Candiano. Nelle **Figg. 27-29** sono riportate alcune fotografie che illustrano alcune fasi realizzative della sovrastruttura.



Fig. 27 Stesa del misto cementato



Fig. 28 Compattazione di una strisciata di misto cementato



Fig. 29 Pavimentazione in conglomerato bituminoso alto modulo

La definitiva sezione tipologica realizzata della sovrastruttura stradale dei piazzali e delle vie interne di comunicazione è riportata nella Fig. 30.

7. Conclusioni

La progettazione o la riqualificazione di una sovrastruttura stradale di un'area industriale, sottoposta al transito di veicoli con peso degli assi assai diverso da quelli codificati in ambito stradale, può presentare alcune difficoltà se si ricorre alle consuete teorie.

L'impiego di metodologie applicate nel settore delle costruzioni aeroportuali per il dimensionamento delle pavimentazioni permette di affrontare e risolvere le tema-

tiche sulla base di consolidate esperienze ricorrendo a formulazioni empirico-sperimentali di facile approccio. Le considerazioni esposte nell'articolo ne costituiscono un valido esempio applicativo.

Bibliografia

- **G. Tesoriere** - *Strade, ferrovie, aeroporti* - Vol. 3 - Infrastrutture aeroportuali - UTET
- **G. Tesoriere, G. Boscaino** - *Strade, ferrovie, aeroporti* Vol. 3 - Le sovrastrutture negli aeroporti - UTET
- **P. Giannattasio** - *Il progetto delle pavimentazioni aeroportuali* - Università degli studi di Napoli - facoltà di ingegneria
- **P. Di Mascio, L. Domenichini, A. Ranzo** - *Infrastrutture aeroportuali* - Edizioni Ingegneria 2000
- **FAA AC 150/5320-6D** - Airport Pavement Design and Evaluation - 1995
- **FAA - LEDFAA v1.3** - Layered Elastic Flexible Pavement Design for Airfield Pavements
- **Corsi SITEB** - Leganti e conglomerati bituminosi per le pavimentazioni stradali

Si ringrazia per la collaborazione prestata l'ing. M. Rosatti ed il "Gruppo Marcegaglia" che hanno consentito alla divulgazione del presente documento. ■

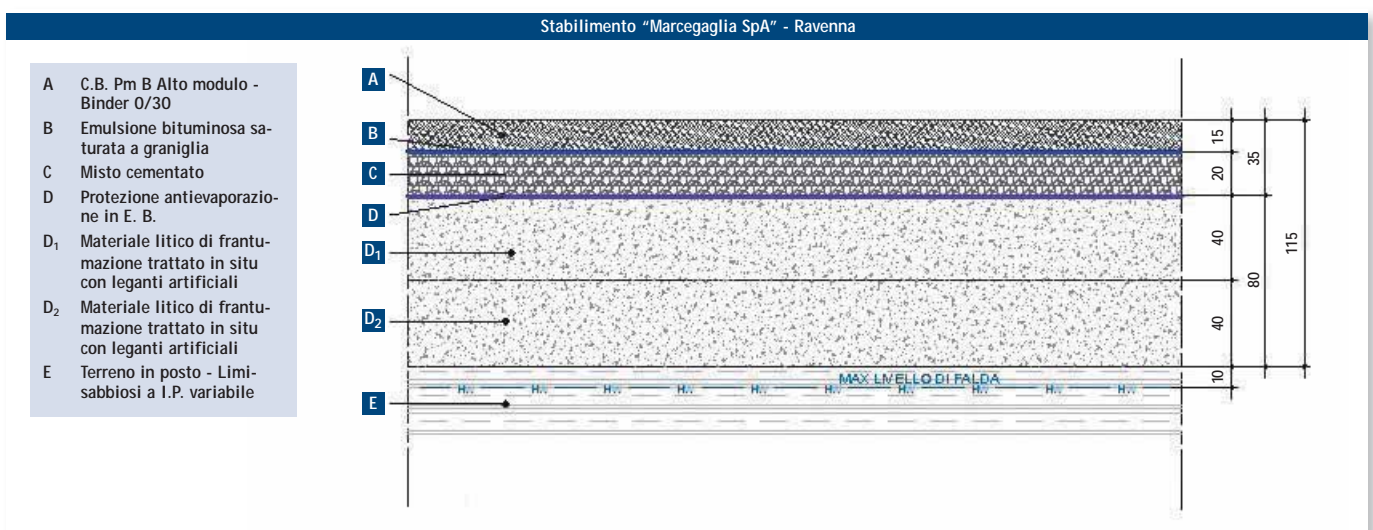


Fig. 30 Sezione tipologica della sovrastruttura stradale realizzata